

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas
Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento
Estruturas de Concreto Armado e Aço

Luiz Guilherme Herculano dos Santos

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM PAREDE DE CONCRETO ARMADO
E ANÁLISE DE VIABILIDADE CONSTRUTIVA.**

Belo Horizonte - MG

2019

Luiz Guilherme Herculano dos Santos

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM PAREDE DE CONCRETO ARMADO
E ANÁLISE DE VIABILIDADE CONSTRUTIVA.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito para obtenção do título de especialização em análise e dimensionamento estruturas de concreto armado e aço da Universidade Federal de Minas Gerais.

Orientador: Prof. Dr. Ney Amorim Silva

Belo Horizonte - MG

2019

S237d

Santos, Luiz Guilherme Herculano dos.

Dimensionamento de um edifício em parede de concreto armado e análise de viabilidade construtiva [recurso eletrônico] / Luiz Guilherme Herculano dos Santos. – 2019.

1 recurso online (95 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Ney Amorim Silva..

“Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais” .

Apêndices: f. 94-95.

Bibliografia: f. 91-93.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas. 2. Estruturas - Dimensionamento.
3. Paredes de concreto. 4. Normas técnicas (Engenharia) I. Silva, Ney Amorim. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.
III. Título.

CDU: 624



ATA DA DEFESA

**“Dimensionamento de um edifício em parede de concreto armado e análise
de viabilidade construtiva ”**

LUIZ GUILHERME HERCULANO DOS SANTOS

Trabalho Final defendido perante a banca examinadora, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço”


Aprovada em 07 de junho de 2019

Por:

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
Avaliador 1 – Orientador


Nota: 90

M.Sc. Alba Bruna Cintra de Grandi
Avaliador 2


Nota: 90

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado saúde e força para superar as dificuldades.

Ao Meu orientador Ney Amorim Silva, pelo suporte no pouco tempo que lhe coube, pelas correções e incentivos, agradeço a todos da coordenação, agradeço também ao professor Roberto Márcio da Silva pela ajuda nos esclarecimentos dos problemas e dúvidas sobre o trabalho.

A esta Universidade, seu corpo docente, direção e administração que oportunizaram a janela que hoje vislumbro um horizonte superior, eivados pela acendrada confiança no mérito e ética aqui presente.

A minha mãe, Tia e minha namorada pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

Resumo

O baixo número de moradias em contraste com o elevado crescimento populacional tem se tornado um problema a ser superado tanto no Brasil quanto em outros países do mundo. Com base nisso, é necessário empregar um sistema construtivo que seja rápido, eficaz e econômico, capaz de suprir novas moradias de forma acessível. Na tentativa de reduzir o quadro do déficit habitacional e acesso de moradias mais baratas à população carente, o sistema construtivo de paredes de concreto moldadas in loco apresenta-se com particularidades necessárias para cumprir esta tarefa, por ser rápido e padronizado em seus processos, características ideais para produção de empreendimentos em larga escala. Neste trabalho, foram apresentados os pontos importantes deste sistema construtivo, como por exemplo, duas características muito relevantes das paredes de concreto, sendo: atuam como sistema de vedação e como sistema estrutural, pois as ações horizontais e as cargas verticais são concentradas pelas lajes e paredes, e distribuídas ao longo do edifício até a fundação. Para executar, o dimensionamento foi utilizada exclusivamente a ABNT NBR 16055: 2012 – Paredes de concreto moldadas no local, apresentando e detalhando seus itens mais importantes. Neste trabalho, objetivou-se, dimensionar manualmente um exemplo de edifício de quinze pavimentos aplicando os conceitos da ABNT NBR 16055:2012, analisando as cargas verticais e horizontais, se existem paredes submetidas à carga axial, com ou sem flexão e descrevendo detalhes de armaduras distribuídas e localizadas, para provar ao fim se essa norma é suficiente para o cálculo. Neste trabalho, buscou-se também apresentar um breve histórico sobre o método construtivo, as melhores práticas afins de uma execução correta das paredes de concreto. O edifício foi dimensionado para os carregamentos horizontais e verticais e, por fim apresentou-se os resultados em uma análise comparativa dos esforços e tensões das paredes e grupos de paredes de concreto moldado no local e alvenaria estrutural. Com o intuito de ratificar qual sistema tem maior viabilidade construtiva, nas conclusões definiram-se em relação a aspectos de custos e velocidade de execução e no quesito carregamentos e tensões qual dos dois sistemas é mais bem empregado para construção em larga escala.

Palavras-chaves: Sistema Construtivo, Parede de concreto, Dimensionamento.

Abstract

The low number of houses in contrast to the high population growth has become a problem to be overcome in Brazil as in other countries of the world. On the basis of this, it is necessary to employ a constructive system that is fast, efficient and economical, able to supply new homes in an accessible way. In an attempt to reduce the housing shortage and cheaper housing access to the needy population, the construction system of molded concrete walls in loco presents with particularities necessary to fulfill this task, being fast and standardized in its processes, characteristics ideal for large scale production of projects. In this work the important points of this constructive system will be shown, for example, two very important characteristics of the concrete walls are: they act as a sealing system and as a structural system, since the horizontal actions and the vertical loads are concentrated by the slabs and walls, and distributed throughout the building to the foundation. In order to execute the sizing, ABNT NBR 16055 will be used exclusively: 2012 - Concrete walls molded in the place presenting and detailing its most important items. In this work, it is sought to manually dimension an example of a fifteen-floor building applying the concepts of ABNT NBR 16055: 2012, analyzing the vertical and horizontal loads, if there are walls subjected to axial load, with or without flexion and describing details of distributed reinforcement and localized, to prove to the end whether this standard is sufficient for the calculation. In this work we also present a brief history about the construction method, the best practices related to a correct execution of the concrete walls and also present a comparative analysis of the efforts between concrete walls and structural masonry in order to ratify which system has larger feasibility, in terms of cost aspects, speed of execution.

Keywords: Constructive System, Concrete Wall, Sizing

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Viamonte Condomínio Clube, localizado em São Cristóvão, Grande Aracaju (SE)	12
Figura 2. Edifício em parede de concreto	12
Figura 3. Prédio Vista Bella: consumo de 6.700 m ³ de concreto autoadensável	13
Figura 4. Perspectiva do radier estaqueado	17
Figura 5. Concretagem com caminhão betoneira	18
Figura 6. Radier executado	18
Figura 7. Execução das armaduras	19
Figura 8. Eletrodutos e caixas das instalações elétricas posicionados	20
Figura 9. Montagem das paredes	21
Figura 10. Montagem dos painéis internos depois externos	21
Figura 11. Fôrmas tipo túnel	22
Figura 12. Fôrmas tipo Mesa/parede	22
Figura 13. Fôrmas tipo Parede	22
Figura 14. Forma plásticas	23
Figura 15. Posicionamento das armaduras nas lajes	24
Figura 16. Lançamento de concreto	25
Figura 17. Utilização de calha para o lançamento de concreto	27
Figura 18. Desforma paredes de concreto	27
Figura 19. Cálculo de ℓe conforme vinculações da parede	33
Figura 20. Diagrama dos esforços de compressão	36
Figura 21. Charneiras Plásticas para o cálculo das reações das lajes	40
Figura 22. Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas	40
Figura 23. Espalhamento de cargas em paredes adjacentes	41
Figura 24. Forças de interação em regiões de aberturas	41
Figura 25. Como as forças do vento se distribuem nos painéis de contraventamento	44
Figura 26. Planta baixa do pavimento tipo edifício hipotético (dimensões em cm)	48
Figura 27. Esquema vertical do edifício (dimensões em cm)	49
Figura 28. Detalhe da planta baixa edifício hipotético (dimensões em cm)	50
Figura 29. Detalhe da planta $\frac{1}{4}$ da representação (dimensões em cm)	51
Figura 30. Detalhe da laje 1 (dimensões em cm)	52
Figura 31. Método das charneiras plásticas reações das lajes	53

Figura 32. Edifício hipotético disposição dos lintéis.....	54
Figura 33. Detalhe da lintel 1 (dimensões em cm).....	55
Figura 34. Nomenclatura adotada para as paredes isoladas.	56
Figura 35. Detalhe da Nomenclatura $\frac{1}{4}$ do edifício parede isolada.....	57
Figura 36. Nomenclatura adotada para grupo de paredes	60
Figura 37. Detalhe da Nomenclatura $\frac{1}{4}$ do edifício grupo de paredes	61
Figura 38. Detalhe do carregamento por pavimento	63
Figura 39. Orientação para cálculo de vento	66
Figura 40. Viga em balanço com as forças F_x	70
Figura 41. Viga em balanço com as forças F_y	71
Figura 42. Geometria Paredes de contraventamento com abas vento em x	72
Figura 43. Geometria Paredes de contraventamento com abas vento em y	72
Figura 44. Armadura das paredes P1, P2 e P3.	80
Figura 45. Detalhe em planta baixa das lajes (dimensões em cm).....	81
Figura 46. Armadura da laje 1.....	82
Figura 47. Detalhe da posição das armaduras de reforço.....	83
Figura 48. Detalhe das armaduras de reforço da janela 1.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Reações dos lintéis.....	55
Tabela 2. Cargas verticais nas paredes isoladas	59
Tabela 3. Cargas verticais por grupos de paredes isolados	62
Tabela 4. Cargas verticais a nível da fundação.....	64
Tabela 5. Força de arrasto considerando desaprumo nas direções X e Y por pavimento	69
Tabela 6. Esforços na base no primeiro pavimento	71
Tabela 7. Inércia das paredes de contraventamento em torno de Y -Vento na direção x.....	73
Tabela 8. Inércia das paredes de contraventamentoem torno de X -Vento na direção y.....	74
Tabela 9. Resumo geral de esforços nas paredes direção X.....	76
Tabela 10. Resumo geral de esforços nas paredes direção Y.....	77
Tabela 11. Parede Px maior inercia relativa	78
Tabela 12. Parede Py maior inercia relativa	78
Tabela 13. Relação de armaduras das janelas.....	85
Tabela 14. Tensão paredes isoladas.....	86
Tabela 15. Tensões grupos de paredes.	87
Tabela 16. Cargas totais.....	88

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Vantagens e desvantagens do sistema parede de concreto.....	29
Quadro 2. Comparativo entre os principais sistemas estruturais	31
Quadro 3. Parâmetros iniciais cálculo do vento	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. . Decréscimo da tensão última à compressão com o aumento do índice de esbeltez	34
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

C_a - Coeficiente de arrasto; S_1 - Fator topográfico;

S_2 - Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

S_3 - Fator baseado em conceitos probabilísticos; N_d - Força normal de cálculo;

V_d - Força cortante de cálculo;

F_a - Força de arrasto: componente da força devida ao vento na direção do vento f_c - Resistência à compressão do concreto;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto; f_{Yk} - Resistência característica ao escoamento do aço;

E - Módulo de elasticidade;

E_s - Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva; M - Momento fletor;

q - Pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa) e de temperatura (15°C);

V_0 - Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano;

V_k - Velocidade característica do vento;

θ - Desaprumo

\varnothing - Diâmetro das barras da armadura;

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

γ_f - Coeficiente de majoração dos esforços;

γ_s - Coeficiente de ponderação da resistência do aço;

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

σ_c - Tensão à compressão no concreto;

λ - Índice de esbeltez;

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	11
1.1- Estudo das paredes de concreto armado	11
1.2- Paredes de concreto no contexto histórico	11
1.3 - Justificativa.....	13
2 - OBJETIVOS.....	16
2.1 - Objetivo Geral	16
2.1.1 - Objetivos Específicos	16
3 - MÉTODO CONSTRUTIVO.....	16
3.1 - Tipos de fôrmas.....	21
3.2 - Montagem das lajes.....	24
3.3 - Concretagem.....	25
3.4 - Desforma	27
3.5 - Acabamento.....	27
4 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA	28
5 – ABORDAGEM DA ABNT NBR 16055: 2012	30
5.1 - Considerações sobre a ABNT NBR-16055: 2012– Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos	32
6 - MÉTODO DE CÁLCULO.....	38
6.1 - Ações verticais	39
6.1.1 - Considerações para distribuição das ações verticais	39
6.1.2 - Método das charneiras plásticas.....	39
6.1.3 - Método para a distribuição das cargas verticais.....	42
6.2 - Ações horizontais	43
6.2.1 - Considerações para distribuição das ações horizontais.....	43
6.2.2 - Ações horizontais devidas ao vento	44
7 - CÁLCULO MANUAL	47

7.1 - Apresentação	47
7.2 - Carregamento vertical	51
7.3 - Carregamento horizontal	65
8- ARMADURA.....	80
8.1 - Dimensionamento da armadura das paredes	80
8.2 - Dimensionamento da armadura das lajes	81
8.3- Dimensionamento de portas e janelas	82
9- ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS ENTRE CONCRETO E ALVENARIA...	85
9.1 - Ações verticais devidas ao peso próprio parede isolada	85
10- CONCLUSÕES.....	88
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
APÊNDICE A.....	94

1- INTRODUÇÃO

1.1- Estudo das paredes de concreto armado

Fatores como crescimento demográfico, crescimento do mercado imobiliário e ainda um mercado da construção civil continuamente acelerado, exigem prazos construtivos cada vez mais rápidos e busca por novas tecnologias construtivas capazes de se adaptar a esta realidade. A necessidade de praticidade e velocidade com alta qualidade impõe um contexto que foi o objeto do estudo desse trabalho. Na tentativa de suprir os altos padrões das demandas de mercado, um método de construção racionalizado que oferece alta produtividade, qualidade e economia para produção em larga escala deverá ser a solução nos tempos atuais.

1.2- Paredes de concreto no contexto histórico

Historicamente, entre os anos de 1970 e 1980, o processo construtivo de parede de concreto foi muito difundido e utilizado de modo organizado no exterior, cuja forma de execução se dava através de dois métodos que utilizavam materiais distintos. Um deles utilizava o concreto celular denominado sistema Gethal e o outro o concreto convencional, nomeado de sistema Outinord. Contudo, devido à falta de organização da produção em larga escala e falta de recursos financeiros, essa tecnologia não evoluiu no mercado brasileiro. Somente recentemente esse método construtivo voltou a crescer no âmbito da engenharia civil, devido justamente às suas vantagens principais: velocidade construtiva e alta repetitividade, ideal para programas governamentais como “Minha casa, Minha vida” (NUNES, 2011) que exigem essas características.

Um fator muito importante e influenciador da evolução do método de construção em parede de concreto, aconteceu no ano de 1966 com a criação do Banco Nacional da Habitação-BNH, que através de seus investimentos impulsionou, com a criação de programas habitacionais, o uso deste método construtivo. De acordo com os registros históricos, as primeiras execuções nesta modalidade de construção no Brasil remontam ao ano de 1979 no estado de Minas Gerais, no qual a Companhia de Habitação COHAB – MG executou a construção de 46 casas populares no conjunto habitacional Carreira Comprida, de acordo com Sacht (2008). Os pontos considerados vantajosos na construção deste conjunto habitacional foram o emprego de concreto celular, resultando na diminuição de peso total da edificação e influenciando diretamente no tipo e tamanho das fundações. As paredes apresentaram um

acabamento de ótima qualidade, propiciando que a pintura fosse feita diretamente sobre as mesmas. Contudo, algumas patologias foram encontradas como fissuras e até mesmo trincas, o que não impossibilitou que, em 1980, a mesma construtora executasse outro conjunto Habitacional chamado Dr. Pedro Afonso Junqueira, em Poços de Caldas de acordo com Sacht (2008).

Já na década de 80, as cidades de Manaus (AM) e Natal (RN) também construíram habitações de cunho social, por meio deste método, de acordo com Associação Brasileira de Cimento Portland (2002). Atualmente, dentre as empresas que utilizam este método construtivo podemos citar GETHAL de São Paulo-SP, INPAR presente nos estados de São Paulo-SP e Rio de Janeiro-RJ, a Rodobens Negócios Imobiliários em São Paulo-SP e OAS Empreendimentos. Seguem nas **(Figura 1)** (Núcleo Paredes de Concreto, 2018), **(Figura 2)** (Téchne, 2011) e **(Figura 3)** (cimento Itambé, 2015), alguns exemplos de edifícios executados em paredes de concreto.

Figura 1. Viamonte Condomínio Clube, localizado em São Cristóvão, Grande Aracaju (SE)



Fonte: Núcleo Paredes de Concreto, 2018

Figura 2. Edifício em parede de concreto



Fonte: Téchne, 2011

Figura 3. Prédio Vista Bella: consumo de 6.700 m³ de concreto autoadensável



Fonte: Cimento Itambé, 2015

Em países como Chile, México e Colômbia, que são áreas assoladas por frequentes abalos sísmicos, tem-se a preocupação de construir estruturas resistentes a tremores. Portanto, uma característica deste método de construção torna sua aplicação nestas regiões muito favorável. O sistema é monolítico provendo resistência e rigidez, reduzindo assim os danos causados por tremores, de acordo com Massone e Wallace (2004). Sob o mesmo ponto de vista, Taylor, Cote e Wallace (1998) ratificam que paredes de concreto tem a propriedade de resistir melhor aos abalos, pois apresentam deformações inelásticas estáveis, que ocorrem frequentemente na base das paredes. Devido a esse fator, a região deformada necessita resistir a baixas tensões, amortecendo e reduzindo os danos nestes determinados pontos das paredes.

1.3 - Justificativa

Para muitos projetistas estruturais desenvolverem seus trabalhos em paredes de concreto, era necessário recorrer a normas internacionais, o que gerava grandes dificuldades no processo de dimensionamento, por não haver uma norma genuinamente brasileira. Por exemplo, pode-se citar que existem diferenças entre o método construtivo paredes de concreto, e o método em concreto armado, que impossibilitam, por exemplo, se ater somente a NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos, pois seus itens referentes ao dimensionamento, verificação das paredes quanto à compressão e cisalhamento se igualam e alguns conceitos, mas extrapolam esta norma em outros.

O Sistema de construção em paredes de concreto se tornou método comum a várias construtoras. Logo, como forma de contribuir e dar as diretrizes dos passos para se projetar e construir esse tipo de edificação de forma segura, foi publicada a ABNT NBR 16055:2012, que incentivou o mercado de construção de casas e edifícios neste ramo, pois as construtoras

não tinham mais a obrigação de apresentar o documento de avaliação técnica (DAtec). Esse certificado é fornecido pelo Sistema Nacional de Avaliações Técnicas (Sinat), Órgão do Ministério das cidades que aprova a qualidade técnica e desempenho das construções na falta de uma norma brasileira.

Este trabalho visou expor detalhes sobre a norma a ABNT NBR 16055: 2012 – Paredes de concreto moldadas no local, utilizada para realizar o dimensionamento, e consolidar o exemplo de aplicação contido nos capítulos posteriores, mostrando pontos que devem ser considerados para realizar o cálculo desse tipo de estrutura. Relacionaram-se também partes sobre o processo executivo importante para área afim.

Portanto, o presente trabalho torna-se importante no meio técnico-científico por apresentar resultados dos cálculos obtidos a partir da análise estrutural do exemplo de um edifício de 15 pavimentos, muito útil para projetistas estruturais, como parâmetro para dimensionar outras estruturas em paredes de concreto. Por fim através dos resultados do cálculo manual, realizar uma comparação analítica dos esforços entre o método escolhido e alvenaria estrutural, a fim de demonstrar a viabilidade construtiva em relação a aspectos de custos e praticidade, para por fim definir qual sistema é mais favorável.

1.4 – Metodologia

Para o desenvolvimento deste trabalho, foi feita a pesquisa bibliográfica de autores relacionados ao dimensionamento estrutural de paredes de concreto. A análise do material publicado nestes livros e artigos elucidou todo o método de cálculo. Assim como também foram descritas as características do modo de execução e os materiais empregados nas paredes. Visando proporcionar maior familiaridade com o tema, foi realizado um levantamento de sites e outras monografias para tornar possível tratar de maneira mais clara todo o contexto envolvido.

Com o intuito de identificar os fatores que determinam ou contribuem para o dimensionamento deste tipo de estrutura, neste trabalho utilizou-se a ABNT NBR 16055:2012 para o entendimento das fórmulas e distribuição de cargas. Deste modo, elaborou-se um estudo de caso, através do dimensionamento de um edifício, de maneira que se permitiu o detalhamento das informações obtidas até então.

O trabalho foi dividido em dez capítulos: introdução, objetivo, método construtivo, pontos positivos e negativos, como a norma 16055 aborda paredes de concreto, método de cálculo, cálculo manual, armadura, análise comparativa de esforços entre parede de concreto e alvenaria e conclusão.

O primeiro capítulo apresenta o modo como esse sistema construtivo se desenvolveu ao longo dos anos. Este capítulo também contempla a justificativa e a metodologia que levaram à formulação deste trabalho.

No segundo capítulo, são abordados os objetivos que serão atingidos com o desenvolvimento desta monografia.

O terceiro capítulo descreve todo método construtivo, através da qual se executam este tipo de empreendimento, os tipos de forma e o concreto usado neste tipo de parede.

No quarto capítulo, são descritos pontos negativos e positivos das paredes de concreto, que foram resumidos em um quadro, sendo estes influenciadores diretos na escolha deste método por parte das construtoras.

No quinto capítulo, é descrito como a norma brasileira NBR 16055(2012) aborda o tema, são elencados pontos importantes a respeito do dimensionamento das paredes de concreto, a forma como a norma auxilia no cálculo, por meio de fórmulas e teorias.

O sexto capítulo descreve como as ações estruturais são consideradas e o modo como se distribuem verticalmente e horizontalmente sobre as paredes.

No sétimo capítulo, é apresentado o projeto estrutural e todo seu dimensionamento. É também mostrada a planta baixa, as características adotadas para realização do cálculo e os resultados obtidos.

No oitavo capítulo, é evidenciada a distribuição das armaduras para as paredes lajes e janelas, por meio das resistências calculadas através da norma de paredes de concreto ABNT NBR 16055:2012.

O nono capítulo faz uma análise comparativa entre os métodos construtivos paredes de concreto e alvenaria estrutural, no que tange aos esforços entre cada método.

Por fim, no último capítulo, são apresentadas as conclusões, com o intuito de ratificar qual é mais viável para produção em larga escala.

2 - OBJETIVOS

2.1 - Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é apresentar os estudos para análise de paredes de concreto pelo método de cálculo manual, descrever como a norma NBR 16055:2012 aborda o tema e mostrar ferramentas necessárias para desenvolver projetos e construir com segurança em paredes de concreto.

Admitindo certa similaridade com o método usado para dimensionar alvenaria estrutural, alguns conceitos oriundos deste modelo contribuiram para o entendimento dos resultados obtidos no cálculo por meio das fórmulas, conforme permitido pela NBR 16055:2012.

2.1.1 - Objetivos Específicos

Desdobramentos do objetivo geral seguem abaixo:

- a) Realizar um estudo avaliando os métodos de execução em paredes de concreto com base na literatura técnica disponível;
- b) Avaliar e descrever as prescrições técnicas de projeto e dimensionamento da Norma de Paredes de concreto Moldada no local (NBR 16055:2012);
- c) Demonstrar e analisar um estudo de caso através do cálculo manual de um edifício utilizando paredes de concreto;
- d) Comparar os métodos paredes de concreto e alvenaria estrutural no tocante a análise estrutural e aspectos de custo e viabilidade econômica.

3 - MÉTODO CONSTRUTIVO

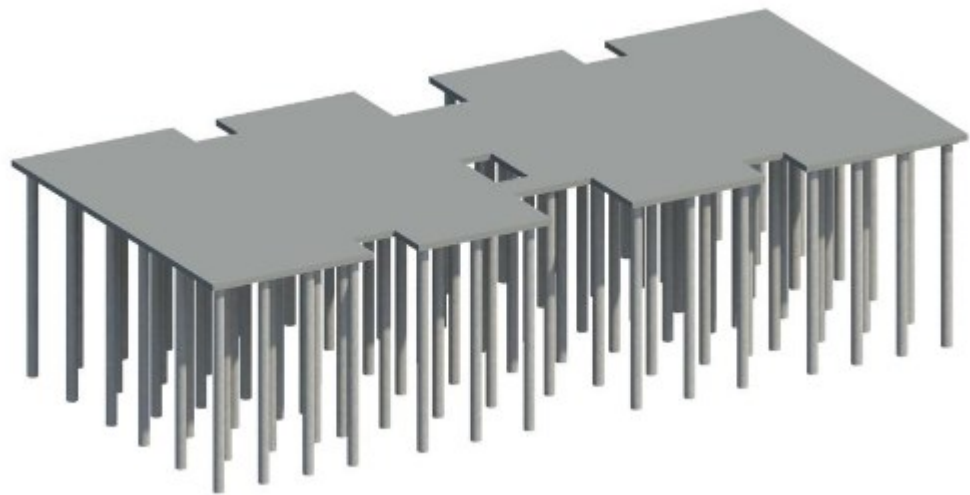
O Sistema parede de concreto, assim como qualquer outro sistema construtivo, requer planejamento para que se evitem desperdícios e retrabalhos durante a execução da obra, direcionando, desde o início, o projeto à sua máxima produtividade. Conforme (BRAGUIM, 2013) “[...] a modulação de medidas, existência de simetria na geometria da

edificação em planta o alinhamento de paredes e a padronização das distâncias entre piso [...]” estão relacionados a esse método.

Visto que é primordial a compatibilização entre os projetos para que haja o menor índice de erros, a interposição das etapas construtivas é essencial para a coordenação executiva da obra, pois parede de concreto moldado in loco se trata de um sistema monolítico, que obriga a análise multidisciplinar da edificação.

Para o sistema construtivo parede de concreto, é indicado a fundação em laje monolítica (tipo radier estaqueado) (**Figura 4**) (Estruturas online). Concretada no local, porque tem a vantagem de proporcionar uma base de trabalho plana e apropriada, no qual as ações das equipes de posicionamento das armaduras e montagem das fôrmas, para arranque das paredes e instalações serão executadas mais facilmente, além de já deixar perfeitamente posicionadas as instalações de entrada/saída pelo piso, tais como as redes de esgoto. A concretagem é feita de forma convencional, diretamente do caminhão betoneira, com concreto estrutural (ABCP, 2002) (**Figuras 5 e 6**) (ABCP, 2002).

Figura 4. Perspectiva do radier estaqueado



Fonte: Estruturas online

Figura 5. Concretagem com caminhão betoneira



Fonte: ABCP, 2002

Figura 6. Radier executado



Fonte: ABCP, 2002

Após a concretagem do radier, as armaduras que irão estruturar as paredes, são posicionadas de acordo com o projeto. Estas armaduras são fixadas e absorverão as tensões do carregamento. Depois de posicionadas, elas dão o aspecto de um cercado de telas.

Neste sistema, as armaduras, que em suma são constituídas de telas soldadas, são posicionadas no eixo vertical da parede conforme (**Figura 7**) (Equipe SH, 2014), além de barras em pontos específicos, tais como cinta superior nas paredes, vergas, contravergas etc. As mesmas irão resistir às tensões de retração provocadas pela cura do concreto. Já as armaduras que irão executar o papel de reforço estrutural, estão presentes nas bordas de vãos de portas e janelas que devem receber reforço de tela ou barra de armadura convencional, sendo inseridos pequenos comprimentos de barras de aço, posicionando nas extremidades superiores e inferiores das mesmas. Em casos de edifícios mais altos, as paredes recebem duas camadas de telas soldadas e reforços nas extremidades da parede.

Conforme Missurelli e Massuda (2009), as armaduras devem atender a três requisitos básicos: resistir a esforços de flexotorção nas paredes, controlar a retração do concreto e estruturar e fixar as tubulações elétricas, hidráulicas e gás.

Figura 7. Execução das armaduras



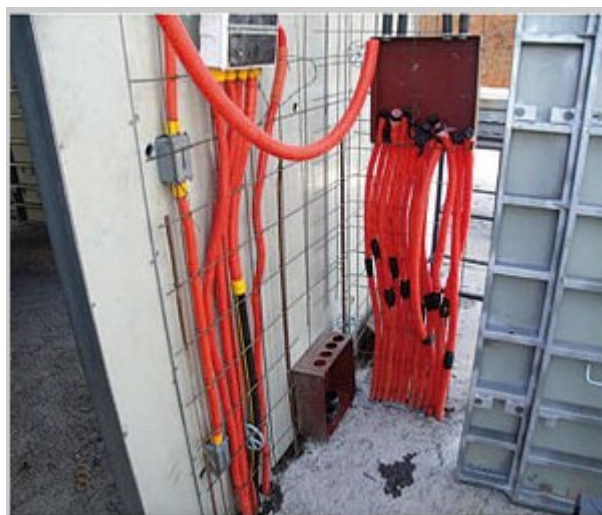
Fonte: Equipe SH, 2014

Dependendo da escolha do engenheiro responsável pelos processos executivos, os equipamentos elétricos, tais como caixas de passagem, eletrodutos e quadros de cargas, podem ser montados ao mesmo tempo em que os reforços das portas e janelas são feitos. É preciso fixar bem os equipamentos elétricos e hidráulicos para evitar que se desloquem no momento da concretagem, sendo colocados até mesmo os fios que irão compor e energizar a unidade habitacional. Muitas vezes temos que considerar o embutimento ou não das instalações elétricas, hidráulicas e outros sistemas. Esta decisão é regida pela norma ABNT NBR 16055, que já no seu item 5.1 diz: “A decisão quanto ao embutimento ou não das instalações nas paredes deve ser do projetista estrutural, de forma a não comprometer o sistema construtivo. Além disso, tal decisão deve considerar as exigências de

manutenibilidade das instalações hidrossanitárias e elétricas ao longo da vida útil da edificação.

Para garantir o correto recobrimento de concreto sobre equipamentos instalados, espaçadores devem ser fixados na armadura para proteger as caixas elétricas contra entrada de concreto e provável obstrução dos dutos. Finalizada esta parte, no geral o engenheiro irá realizar uma conferência se todos os equipamentos foram instalados de acordo com o projeto, para que a próxima etapa que é a montagem das formas, possa ser realizada (**Figura 8**) (Infraestrutura urbana, 2011).

Figura 8. Eletrodutos e caixas das instalações elétricas posicionados

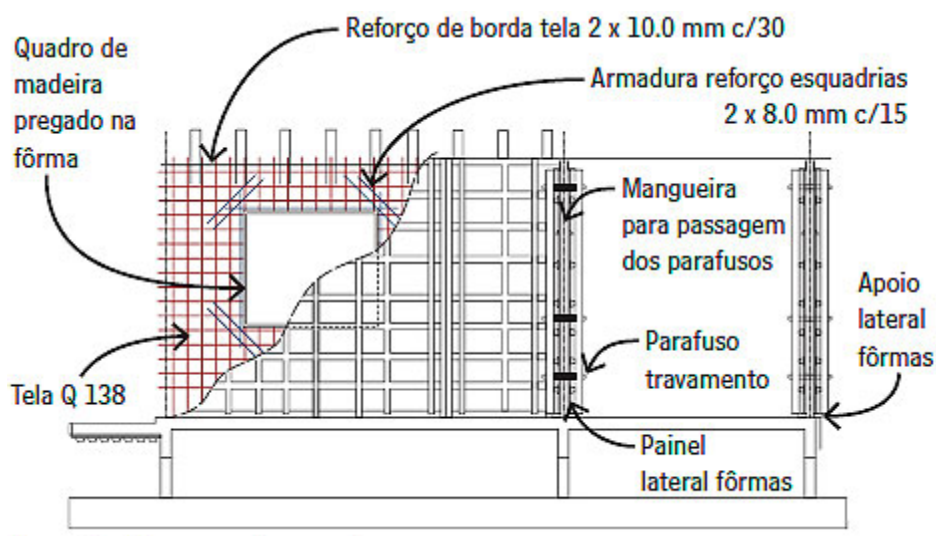


Fonte: Infraestrutura urbana, 2011

A escolha da tipologia adequada ao detalhamento e desenvolvimento do projeto de fôrmas, é extremamente importante para a viabilidade do sistema de paredes de concreto e para a qualidade do edificio acabado. O projeto de fôrma deve abordar o detalhamento dos seguintes itens: Nivelamento da laje de Piso; Marcação de linhas de paredes no piso de apoio; Montagem das armaduras; Montagem das redes hidráulica e elétrica; Posicionamento dos Painéis de fôrma; Montagem dos painéis: painéis internos primeiro; painéis externos em segundo; opção de montagem pareada; colocação de caixilhos, que são partes das formas que guarnecem os parafusos; colocação de grampos de fixação entre os painéis; posicionamentos das escoras de prumo e colocação de ancoragens: fechamento das fôrmas de paredes. (MISSURELLI e MASSUDA, 2009) (**Figura 9**) (Téchne pinni, 2011) e (**Figura 10**) (comunidade da construção). As escadas para o sistema construtivo paredes de concreto, podem ser montadas in loco juntamente com as paredes por meio de formas específicas, ou pode-se optar por elemento pré-moldado, lembrando que este elemento não pode invadir a

seção da parede e deve ser parte integrante desta, preservando o efeito de diafragma rígido garantindo a continuidade das paredes conforme (ABNT NBR 16055: 2012, p. 12).

Figura 9. Montagem das paredes



Fonte: Téchne pinni, 2011

Figura 10. Montagem dos painéis internos depois externos



Fonte: comunidade da construção

3.1 - Tipos de fôrmas

De acordo com os tipos de formas, atualmente no mercado da construção civil está disponível a seguinte tipologia: tipo túnel com fôrmas metálicas (**Figura 11**) (PINI web,2008), o tipo mesa/parede (**Figura 12**) (Núcleo parede de concreto) e o tipo parede (**Figura 13**) (TÉCHNE,2014); os dois últimos podendo ser metálicas ou mistas (metálicas e madeira), segundo Sacht (2008).

Figura 11. Fôrmas tipo túnel



Fonte: PINI web, 2008.

Figura 12. Fôrmas tipo Mesa/parede



Fonte: Núcleo parede de concreto.

Figura 13. Fôrmas tipo Parede



Fonte: TÉCHNE,2014.

O sistema de formas metálicas é aquele em que os seus componentes são constituídos por peças metálicas, reduzindo o grande consumo e desperdício de material e mão-de-obra, resultando em um aumento significativo no número de usos, assim racionalizando todo o sistema. Têm-se, no mercado, dois tipos de formas metálicas: as de aço e as de alumínio. O sistema de fôrmas mistas é composto pela junção de formas metálicas e de madeira, na qual a parte do molde que estará em contato com o concreto é de madeira enquanto a parte estrutural do molde é metálica. Esse tipo de fôrma tem um bom reaproveitamento, sendo ainda necessário o uso de encaixes metálicos para a união destas fôrmas, reduzindo consequentemente o processo de pregar uma fôrma à outra.

Têm-se ainda no mercado duas outras opções de fôrmas: as plásticas que são montadas em fábricas, oriundo de módulos que são intercambiáveis e de tamanhos diferentes, quando unidos formam os painéis que modelam as paredes da edificação. Este tipo de painel requer travamento metálico adicional, se auto travando, alinhando e nivelando. São compostos por módulos múltiplos de 30 cm para o pé-direito e 1 cm para medidas na horizontal. A segunda opção de fôrmas plásticas se incorpora à estrutura, ou seja, ela é fixada à mesma, e assim, concretada juntamente com a parede. Todavia não é contemplada pela norma, pois na ABNT NBR 16055:2012 não existem recomendações para fôrmas incorporadas em paredes moldadas in loco (**Figura 14**) (TÉCHNE,2010).

Figura 14. Forma plásticas



Fonte: TÉCHNE,2010.

As fôrmas também podem ser classificadas em relação ao seu peso como leves, pois podem ser transportadas sem equipamento por um ou dois operários, ou fôrmas pesadas que, nesse caso, necessitem de equipamento para serem transportadas. As aberturas de portas são

mantidas para permitir a circulação dos operários durante a execução. O conjunto das fôrmas desenhará a configuração das paredes conforme o projeto e, após a concretagem, as paredes terão perfeito acabamento e alinhamento, segundo ABCP (2002).

Anteriormente ao processo de montagem das formas, é importantíssimo a aplicação de desmoldante, e alguns sistemas devem previamente estar embutidos em suas posições finais, tais como: tubulações, quadros, caixas de passagem elétricos e hidráulicos. Dessa forma, após essa etapa, é feita a conferência de prumo, nivelamento das paredes e posicionamento das escoras.

3.2 - Montagem das lajes

Na sequência, é realizada a etapa de posicionamento das armaduras negativas e positivas da laje, compostas por telas soldadas escolhidas de acordo com o projeto (**Figura 15**) (Risatec ferro e aço). É necessário, nesta etapa, local os pontos de luz, eletrodutos e tubulações de água. Após a conferência deste serviço e na ausência de erros, é possível a liberação para concretagem.

Figura 15. Posicionamento das armaduras nas lajes



Fonte: Risatec ferro e aço.

3.3 - Concretagem

Normalmente a concretagem obedece a alguns procedimentos de execução, dependendo do tipo de concreto escolhido. No caso do concreto auto adensável, por exemplo, o bombeamento e lançamento devem ocorrer em no máximo 40 minutos após a colocação do aditivo hiperfluidificante. Já o concreto celular deve ser lançado na forma 30 minutos após a conclusão do processo da mistura da espuma. Outras medidas para o lançamento do concreto devem ser obedecidas como: Iniciar pelo canto da parede; executar a mesma ação para o outro canto até as paredes próximas estarem cheias; o concreto deve ser lançado mais próximo possível de sua posição final; utilizar, quando possível, bomba para o lançamento do concreto; evitar interrupções superiores há 30 minutos (**Figura 16**) (Téchne, 2014). O uso de qualquer um desses tipos de concreto garante qualidade ao acabamento final da parede, evitando assim patologias como segregação do material, as chamadas “bicheiras”.

Figura 16. Lançamento de concreto



Fonte: Téchne, 2014.

A concretagem e todas as ações precedentes são fundamentais para que a estrutura executada corresponda ao projeto estrutural, garantindo a durabilidade e a qualidade desejadas. As produções mais eficientes ocorrem a partir de concretos dosados em centrais e fornecidos ao canteiro em caminhões-betoneira, o que resulta em melhores controles da qualidade de agregados, medidas em peso, precisão de volumes, garantia da concreteira quanto ao desempenho do concreto recebido etc. (MISSURELLI; MASSUDA, 2009, p.77).

Normalmente, verifica-se se o concreto está com a consistência desejada e se não ultrapassou o abatimento (*slump*) ou o espalhamento (*flow*), limite especificado no documento de entrega. Caso o abatimento seja inferior ao indicado na nota fiscal, é adicionado água suplementar nos limites especificados pela ABNT NBR 7212/1984, ou seja, desde que (MISSURELLI; MASSUDA, 2009):

1. Abatimento seja igual ou superior a 10mm;
2. O abatimento seja corrigido até 25mm;
3. O abatimento, após a adição, não ultrapasse o limite máximo especificado;
4. O tempo entre a primeira adição de água aos materiais e o início da descarga seja superior a 15 minutos.

No caso de concreto celular, especificamente, a adição da espuma normalmente é feita no canteiro, antes da descarga do material. Para isso, é necessário seguir os seguintes passos (MISSURELLI; MASSUDA, 2009):

1. Coleta do concreto para medição de densidade e slump;
2. Medição da massa específica do concreto;
3. Verificação do slump do concreto ($50 \text{ mm} \leq \text{slump} \leq 60 \text{ mm}$);
4. Adição do aditivo hiperfluidificante no caminhão;
5. Adição de espuma no caminhão;
6. Medição da densidade: é imprescindível a aferição da densidade do concreto celular por meio do uso de recipientes com volume conhecido e balança eletrônica. O concreto celular está liberado para seu lançamento nas fôrmas quando atingir a densidade específica ($1.500 \text{ Kg/m}^3, \pm 200 \text{ Kg/m}^3$);
7. Medição da fluidez, a fim de preencher todos os vazios das fôrmas – o slump mínimo recomendado é de 230mm;
8. Concreto liberado para o lançamento.

Deve-se também acompanhar o enchimento das fôrmas por meio de leves batidas com martelo de borracha nos painéis. É importante evitar a vibração da armadura, para que não se formem vazios ao seu redor, com prejuízos da aderência. No adensamento manual, as camadas de concreto não devem exceder a 20 cm. Se a opção for usar vibradores de imersão, a espessura da camada deve ser no máximo, aproximadamente igual a $\frac{3}{4}$ do comprimento da agulha. Se não for possível atender a essa exigência, o vibrador de imersão não deverá ser empregado (MISSURELLI; MASSUDA, 2009) (**Figura 17**) (comunidade da construção).

Figura 17. Utilização de calha para o lançamento de concreto



Fonte: comunidade da construção.

3.4 - Desforma

A desforma deve ser realizada evitando impactos que possam gerar fissuras depois de atingida a resistência especificada em projeto (**Figura 18**) (clube do concreto). Após a retirada das formas, é necessária a execução de uma limpeza com jatos fortes de água para remover a película de argamassa aderida à fôrma.

Figura 18. Desforma paredes de concreto



Fonte: clube do concreto.

3.5 - Acabamento

Como resultado, após a desforma, as paredes niveladas e apumadas exibem uma textura regular, apresentando apenas os sinais superficiais das junções entre painéis e furos das ancoragens. Também são visíveis pequenas bolhas de ar, geradas pela espuma em concreto celular ou incorporadas à massa durante o processo de lançamento. As rebarbas decorrentes das junções de painéis devem ser removidas com uma espátula logo após a

desforma. Os furos de ancoragens devem ser preenchidos com argamassa de cimento e areia. As eventuais falhas decorrentes de infiltração de ar (não destruídas durante a mistura no interior da betoneira) e as falhas provocadas pela heterogeneidade da granulometria da areia e impurezas podem ser corrigidas com a operação de feltragem (MISSURELLI; MASSUDA, 2009).

A feltragem tem como objetivo a retirada dos sinais superficiais da fôrma, a redução da porosidade superficial, o tamponamento de pequenos poros e bolhas de ar superficiais e a melhoria da qualidade estética das paredes. É uma operação básica (e opcional) realizada algumas horas após a desforma. Consiste na aplicação de uma camada de nata de cimento Portland, com traço rico em cimento, por meio de desempenadeiras de madeira revestidas com espuma.

Outros materiais empregados no acabamento das paredes, em obras já realizadas são: massa corrida, revestimentos cerâmicos, texturas e argamassas industrializadas sendo, nesses casos, aplicados diretamente sobre as paredes, sem necessidade da feltragem (MISSURELLI; MASSUDA, 2009).

4 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA

A intensa atividade imobiliária que vivemos atualmente induz que as construtoras busquem intensamente sistemas construtivos que sejam econômicos e altamente produtivos. Com isso, as empresas engajadas na melhoria contínua do seu processo construtivo, optaram pelo método executivo em paredes de concreto por atender estes requisitos. Porém, apesar de apresentar estas boas características, este apresenta também algumas desvantagens que influenciam de forma considerável na opção por adotá-lo na execução do empreendimento, abordadas no (**Quadro 1**) (Sacht, 2008).

Esse sistema de produção tem por principais características rapidez e precisão que agregam valor e qualidade final à obra. A essa qualidade final, acrescenta-se redução de entulhos e desperdícios, resultando em um canteiro de obras mais limpo. Em contraste a estas qualidades abordadas anteriormente, podemos citar o fato de que numa edificação em que todas as paredes de vedação são de concreto elas conseqüentemente não terão um bom desempenho térmico, apresentando-se muito quente em regiões de elevada temperatura e obviamente consideravelmente frio em regiões de baixa incidência solar.

Quadro 1. Vantagens e desvantagens do sistema parede de concreto

VANTAGENS	DESVANTAGENS
Racionalização da produção das vedações, com alta produtividade, baixo índice de perdas e mão-de-obra reduzida;	Elevado custo das fôrmas que deve ser reduzido em diversas utilizações. Essa necessidade de alta reutilização ocorre apenas quando se tem uma demanda constante e uma tipologia habitacional definida e ainda é viável para um número de unidades superior a 50;
Ocorre o aumento da produtividade, devido à existência de uma sequência definida de tarefas (locação, montagem das fôrmas, posicionamento das instalações, fixação dos negativos das esquadrias, com possibilidade dos batentes na própria fôrma, resultando na redução do custo global da obra);	Há, na maioria dos casos, necessidade de equipamentos de grande porte para o emprego das fôrmas metálicas, que são geralmente pesadas e de grandes dimensões, os mesmos são necessários para o transporte das fôrmas ou do volume de concreto requerido;
Aumento da qualidade tanto nos serviços de execução quanto no acabamento superficial (final da parede);	Na execução com paredes monolíticas moldadas in loco, algumas limitações podem ser apontadas em relação ao projeto principalmente em relação á modificações devido à função estrutural;
As fôrmas são reutilizáveis e cada conjunto produz os painéis de vedação de uma habitação em 24 horas, podendo incluir a laje na cobertura;	No emprego de fôrmas tipo túnel e mesa/parede, há restrições quanto ao emprego de lajes com diferentes níveis, devido ao deslocamento de fôrmas em cada andar nos ciclos da produção;
Existe por meio do sistema a possibilidade da vedação exercer função estrutural onde as paredes são adotadas para distribuir o carregamento;	No emprego de fôrmas tipo túnel e mesa/parede, há paredes com função de vedação que não são determinadas pelo método construtivo e quando ocorre o emprego de alvenaria de blocos, não conseguem acompanhar a velocidade com que são executadas as paredes estruturais;
A uniformidade da parede que permite a utilização de revestimento de pequena espessura, sem necessidade de regularização ou mesmo a eliminação do revestimento de regularização como argamassas e pastas, antes da aplicação da pintura;	As patologias, principalmente as fissuras, a umidade e o desempenho insatisfatório decorrentes do inadequado emprego no passado contribuem para a pouca utilização no presente.
As atividades independem da habilidade do operário, não exigindo qualificação, apenas treinamento. O consumo de mão-de-obra é reduzido quando comparado ao processo construtivo tradicional;	
Existe uma sequência ordenada de trabalho, que permite uma simplificação das tarefas;	
O emprego desse sistema construtivo exige organização e maior planejamento do processo de construção, as soluções devem ser tomadas previamente à execução;	
Proporciona o aumento da área útil da habitação, quando comparado aos sistemas convencionais de paredes com espessura acima de 15 cm, pois os painéis de concreto usualmente apresentam espessura final a partir de 8 cm;	

Devemos considerar também, em relação ao conforto térmico, que o número de pavimentos influencia bastante. Pode-se analisar da seguinte forma: o andar térreo é o único que troca calor com solo, obtendo assim uma temperatura mais estável em relação aos demais. Já os pavimentos superiores recebem maior índice de radiação solar pela cobertura e vento, tendo picos maiores de temperatura se comparados ao térreo, gerando certo desconforto térmico aos usuários.

5 – ABORDAGEM DA ABNT NBR 16055: 2012

Apesar do método parede de concreto ter sido utilizado de forma intensa no Brasil na década de 90, uma norma genuinamente brasileira somente veio a vigorar em 2012. A ABNT NBR-16055: 2012 delimitou sua forma de projetar e dimensionar. Como uma das características principais abordada nesta norma, pode-se citar a espessura e o pé direito das paredes que especificam maior ou menor rigidez das mesmas, que está diretamente ligada às ações aplicadas.

Vale salientar também que apesar de certa similaridade entre parede de concreto moldada no local, e um pilar parede analisado na ABNT NBR – 6118: 2014 existem considerações que diferem um tipo de estrutura do outro. Por exemplo, segundo o item 13.2.3 da ABNT NBR – 6118: 2014, um pilar parede não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, exceto em casos especiais em que se multiplicam os esforços solicitantes por um coeficiente adicional. Já paredes de concreto segundo item 3.1 da ABNT NBR-16055: 2012 devem ter comprimento maior que dez vezes sua espessura.

A ABNT NBR-16055: 2012 trata, dentre outros assuntos dos materiais que podem vir a ser empregados nas paredes, aborda também os métodos e requisitos construtivos, como também os parâmetros de dimensionamento utilizados especificamente em paredes moldadas no local, evitando assim ambiguidades entre os pilares parede por exemplo. Outro ponto importante tratado nesta norma é a forma de executar as janelas deste tipo de construção, pois, segundo Corsini (2012), “ao ter uma retração ou desvio de cargas, há uma concentração de tensão nos cantos das janelas”, sendo necessário reforço de armadura. De acordo com a **(Tabela 1)** (Corsini,2012), tem-se as principais diferenças entre os sistemas construtivos frequentemente usados no ramo da construção civil.

Quadro 2. Comparativo entre os principais sistemas estruturais

	Paredes de concreto moldadas in loco	Estrutura convencional (coluna-viga-laje)	Alvenaria Estrutural	Painéis pré-fabricados
Características	Estrutura única de concreto, moldada em fôrmas metálicas, de madeira ou de plástico	Formada por pilares, vigas e lajes de concreto. Os vãos são preenchidos com blocos de vedação.	Estrutura em blocos de concreto ou cerâmicos mais resistentes, adequados para alvenaria estrutural	Peças pré-fabricadas (no canteiro ou em usinas), montadas normalmente com auxílio de guas
Distribuição de peso	O peso se distribui por toda a estrutura de concreto autoportante até a interface com as fundações	O peso da construção é distribuído nos pilares, vigas e lajes para as fundações (as paredes não suportam cargas)	As paredes são autoportantes (capazes de suportar a carga da obra sem a necessidade de vigas e pilares)	Os painéis normalmente são autoportantes. Há modelos, porém, com função exclusiva de fechamento (sem função estrutural)
Armação	Concretada em tela soldada (no centro da parede ou próximas às duas faces)	Não há armação nas áreas de vedação, somente nas colunas, vigas e lajes.	Geralmente não há armação (embora haja alvenaria estrutural armada)	Normalmente os painéis são de concreto armado
Revestimento	Normalmente não recebe revestimento	Revestimento, base com chapisco.	Revestimento, base com chapisco	Normalmente não recebe revestimento (ou recebe revestimento incorporados na fabricação)
Instalações elétricas/hidráulicas	Quando embutidas, são instaladas antes da concretagem	Depois da construção das paredes, em geral é preciso "rasgá-las" para embutir as instalações hidráulicas e elétricas.	Instalações embutidas dentro dos blocos, que são cortados nos pontos de saída.	Já vêm embutidos normalmente, nos painéis pré-fabricados

Fonte: Corsini, 2012

5.1 - Considerações sobre a ABNT NBR-16055: 2012– Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos

A ABNT NBR-16055: 2012 faz uma interessante definição das paredes como: “Elemento estrutural autoportante moldado in loco, com comprimento maior que dez vezes sua espessura e capaz de suportar carga no mesmo plano da parede”. Ela especifica também que edifícios com até 5 pavimentos, pé-direito máximo de 3m e dimensões em planta de no mínimo 8m são classificados como edifícios simplificados e devem ter lajes de vão livre máximo de 4m, impondo um limite de sobrecarga máxima de 300 Kgf/m². De acordo com a interpretação desta norma, ela é válida para um número ilimitado de pavimentos para uma determinada edificação, limitando uma espessura de parede maior ou igual a 10 cm, exceto para o caso de edifícios com até dois pavimentos, nesses casos a espessura deve ser maior ou igual a 8cm.

Ainda de acordo com a referida norma, o ato de concretar todas paredes de um pavimento e ainda considerar que as lajes estejam contidas neste sistema como um todo, o torna por essa definição um sistema monolítico. Os carregamentos atuantes neste sistema de acordo com ABNT NBR-16055: 2012, podem ser axial, se apresentando com ou sem flexão dependendo do caso. Os equipamentos que farão parte do sistema parede de concreto, como equipamento elétrico e hidráulico por exemplo, são concretados em conjunto com as paredes, assim como os vãos de portas e janelas serão previamente posicionados em seus devidos lugares.

Dentre os requisitos que se referem à qualidade da estrutura, pode-se citar que a estrutura deverá resistir tanto na sua construção quanto em sua vida útil a todas as ações que gerem efeitos significativos. Esta conservará sua estabilidade sob ações de condições ambientais previstas em projeto e durante sua vida útil. Contudo, não se observa especificações a respeito da resistência do concreto a ser utilizado, mas deixa claro no item 14.4 que o concreto não deve ter f_{ck} maior que 40MPa. Da mesma forma, o aço também não é especificado, mas é sugerido o uso de telas soldadas, barras ou ainda treliças.

Nesta norma, a parede é calculada como uma estrutura de casca plana, desta forma, os esforços característicos serão obtidos em regime elástico. De acordo com as condições acima,

será apresentado o método de dimensionamento, começando pela expressão da resistência última à compressão a seguir.

$$\eta_{d,resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{k_1 [1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \cdot A_C \quad (5.1)$$

Onde:

$\eta_{d,resist}$: resistência última à compressão por unidade de comprimento;

f_{cd} : resistência de cálculo a compressão do concreto;

ρ : taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%;

t : espessura da parede;

f_{scd} : resistência de cálculo do aço à compressão; $f_{scd} = \frac{E_s \cdot 0,002}{\gamma_s}$

E_s : módulo de elasticidade do aço;

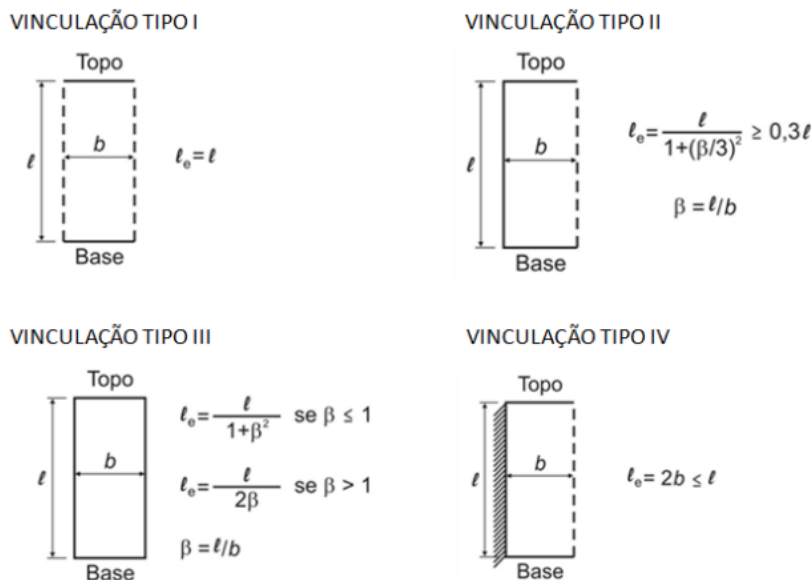
γ_s : coeficiente redutor de resistência do aço igual a 1,15;

A_C : é a área da seção transversal do concreto da parede

A definição dos coeficientes K_1 e K_2 dependem do índice de esbeltez da parede, que pode ser calculado segundo a expressão 5.2, já considerando a minoração da resistência última a compressão conforme a instabilidade localizada causada por efeitos de 2º ordem.

$$\lambda = \frac{\ell_e \cdot \sqrt{12}}{t} \quad (5.2)$$

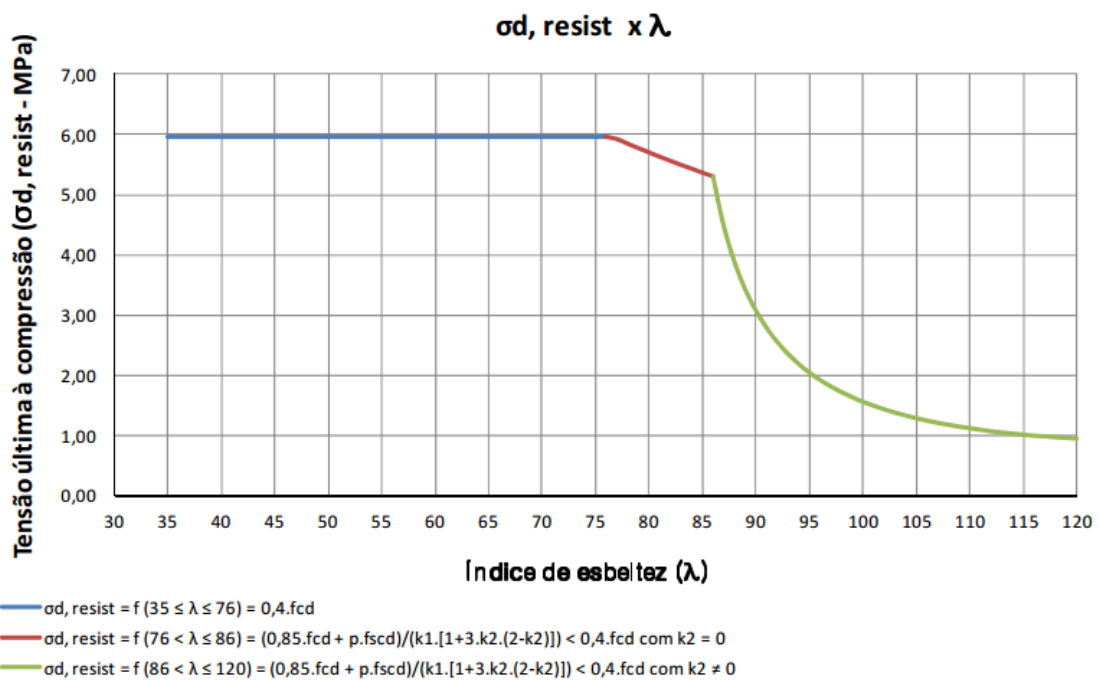
Figura 19. Cálculo de ℓ_e conforme vinculações da parede



O comprimento equivalente da parede ℓ_e é calculado como demonstrado na (Figura 19) (NBR 16055:2012) e varia de acordo com o tipo de vinculação da parede. Já os coeficientes K_1 e K_2 da equação 5.1 serão definidos da seguinte forma:

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = \frac{\lambda}{35} \quad 35 \leq \lambda \leq 120 \\ K_2 = 0 \quad 35 \leq \lambda \leq 86 \\ K_2 = \frac{\lambda - 86}{120} \quad 86 \leq \lambda \leq 120 \end{array} \right\}$$

Gráfico 1. Decréscimo da tensão última à compressão com o aumento do índice de esbeltez



Fonte : NBR 16055:2012

Diante do exposto, o (Gráfico 1) (NBR 16055:2012) mostra o decréscimo da tensão última à compressão em função do aumento do índice de esbeltez, considerando para esta perspectiva $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{scd} = 365,2$ MPa e $\rho = 0,1\%$. No sentido vertical do gráfico 1, os valores resultam em tensão. Para que isso fosse possível, o cálculo é realizado utilizando a equação 5.1, desconsiderando a espessura da parede. A resistência cai significativamente quando $\lambda > 86$. A partir deste ponto, k_2 resulta em um valor maior que zero e em decorrência disso a influência da instabilidade localizada é bem maior. Para uma análise mais precisa das instabilidades locais e localizadas ver os itens “15.8 Análise dos elementos Isolados” e “15.9 Análise de pilares-parede” da ABNT NBR 6118: 2014.

Existem alguns pontos importantes que devemos considerar sobre a expressão da resistência última à compressão. A expressão já considera a excentricidade mínima transversal ao plano médio da parede, que deve ser considerada como o maior valor entre:

- Excentricidade mínima de $(1,5 + 0,03 t)$ cm, onde t é a espessura da parede.
- Excentricidade decorrente da pressão lateral do vento nas paredes externas.

Podemos tirar algumas conclusões a respeito da consideração prévia da excentricidade. Primeiro, não é necessário verificar a flexão oblíqua já que o momento fletor em relação à menor inércia da parede é considerado pela excentricidade mínima embutida na expressão. Então, na expressão de $\eta_{d,resist}$, devemos considerar somente a verificação à flexão composta reta. De forma mais precisa, deve ser dimensionada a flexocompressão no plano da parede para os esforços atuantes.

No caso de pressões de vento superiores a 1KN/m^2 , outras verificações devem ser consideradas nas paredes periféricas que sofrem flexão simples. As paredes do último pavimento devem ser calculadas como engastadas na parte inferior e apoiadas na laje de cobertura na parte superior, as outras paredes são consideradas como biengastadas. Esta expressão ainda considera, no item 17.5.1, coeficiente redutor da resistência à compressão do concreto $\gamma_c = 1,4 \times 1,2 = 1,68$.

Caso os esforços solicitantes por metro linear, obtidos pelo somatório do peso da estrutura e equipamentos instalados, não alcancem valores superiores a normal resistente de cálculo, o dimensionamento a compressão é verificado.

$$\eta_{d,resist} \geq \frac{3 \cdot \eta_{d,max} + \eta_{d,min}}{4} \quad (5.3)$$

Onde:

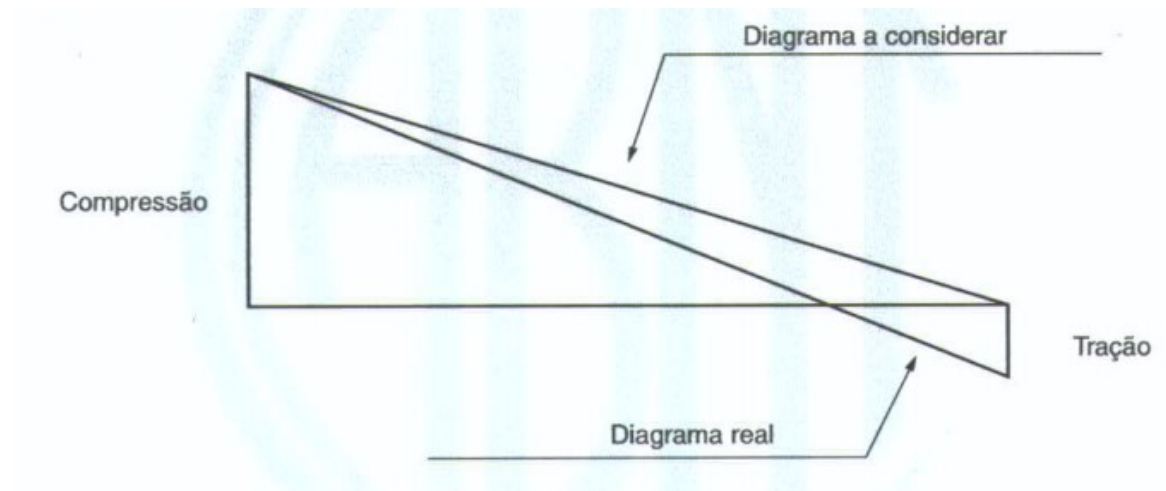
$\eta_{d,max}$: é o maior valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido, obtida no caso mais desfavorável;

$\eta_{d,min}$: é o menor valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido, obtida no caso mais favorável.

Considerando o caso mais favorável, se ocorrerem de encontrarmos esforços de tração numa das extremidades da seção transversal da parede, $\eta_{d,min}$ é igual a zero. Como descrito na

(Figura 20) (NBR 16055:2012), os valores representados por $\eta_{d,max}$ e $\eta_{d,min}$ devem corresponder aos esforços dos extremos das seções consideradas. Então permite-se considerar que a segurança ao estado limite último é verificada para solicitações normais, quando a condição da equação 5.3 é atendida. No presente trabalho, ainda que seja possível minimizar a máxima tensão de compressão, os cálculos serão realizados com os valores totais da tensão de compressão máxima por motivos didáticos.

Figura 20 . Diagrama dos esforços de compressão



Fonte : NBR 16055:2012

Conforme BRAGUIM (2013), ao realizarmos o dimensionamento à tração, se ocorrerem tensões normais de tração relacionadas aos momentos fletores atuantes no plano da parede, a resultante da integração do bloco de tensões normais de tração ou a força total de tração, deve ser resistida pela área de aço calculada pela equação abaixo:

$$A_{s,par} \geq \frac{F_{d,tração}}{f_{yd}} \quad (5.4)$$

Onde:

$A_{s,par}$: área de aço necessária na parede de concreto para resistir a força resultante de tensão normal de tração;

$F_{d,tração}$: força de tração de cálculo, resultante da tensão normal de tração;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ onde f_{yk} é a resistência característica de tração do aço e γ_s é o redutor da resistência igual a 1,15.

De acordo com o item 17.3 da ABNT NBR-16055: 2012, a seção mínima de aço, obtida com aço CA-60 nos casos em que não há tração na parede, será distribuída da seguinte forma:

- Armadura mínima vertical
- a) $\rho = 0,09\%$ da seção de concreto

Obs: admite-se utilizar 66% de $\rho = 0,09\%$ da seção de concreto, para construções de até 2 pavimentos

- Armadura mínima horizontal
- b) $\rho = 0,15\%$ da seção transversal do concreto

Obs: admite-se utilizar 60% de $\rho = 0,15\%$ da seção transversal do concreto, no caso de paredes externas de até 6m de comprimento entre as juntas de controle ou paredes internas de qualquer comprimento;

E ainda permite-se utilizar 40% do valor de $\rho = 0,15\%$ da seção transversal do concreto, para construções de até 2 pavimentos.

Normalmente as paredes são armadas com uma tela soldada no centro das mesmas. Porém, para casos nos quais as paredes têm espessura maior que 15 cm, e casos em que as paredes estão localizadas em andares térreos passivas a choque de veículos, ou paredes que engastam marquises em balanço, é recomendado o uso de tela dupla, uma em cada face da parede, respeitando o cobrimento necessário. Podemos ressaltar um cálculo de redução da armadura, feito por face da parede e permitido por norma que minor a taxa de armadura na direção vertical para casos de parede maior que 15 cm.

A expressão de resistência última à compressão (Eq. 5.1), condiciona a taxa geométrica de armadura vertical à $\rho \leq 1\%$. O objetivo desta condição é garantir a estabilidade desta armadura na situação de compressão, apenas com o confinamento do concreto. Essa condição possibilita não utilizar estribos horizontais, evitando assim prejuízos à produtividade das paredes e passagem de equipamentos essenciais ao funcionamento do sistema.

A força tangencial é verificada nas almas das paredes de contraventamento, nomeada de força cortante solicitante de cálculo f_d . Ela deverá ser comparada à força cortante resistente de cálculo f_{vd} , no qual a primeira deve obrigatoriamente ser menor que a segunda para atender o dimensionamento, ambas obtidas pela combinação apropriada de ações, que está presente no item 17.6.2 da ABNT NBR-16055: 2012e conforme demonstraremos a seguir:

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot (1 + 3 \cdot \sigma_{cmd} / f_{ck}) \cdot t \cdot L \quad (5.5)$$

Onde:

f_{vd} : força cortante resistente de cálculo;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto expressa em MPa;

$f_{ct,d}$: resistência de cálculo à tração do concreto; $f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$, sendo o γ_c o redutor

da resistência do concreto igual a 1,68 para o caso do trabalho específico.

σ_{cmd} : tensão normal obtida apenas por cargas verticais permanentes; é chamada tensão média de cálculo no concreto comprimido, expressa em MPa;

t: espessura da parede;

L: comprimento em planta da parede é o comprimento da alma;

$(1+3 \cdot \sigma_{cmd} / f_{ck})$: essa parcela da equação deve ser menor ou igual a 2.

Agora caso ocorra $f_d > f_{vd}$ (solicitante maior que resistente), deve-se armar a parede ao cisalhamento de acordo com as equações abaixo:

$$A_{sh/s} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

$$A_{sv/s} = \frac{(V_d - \frac{\eta_d}{2})}{f_{yd}} \quad (5.7)$$

Onde:

$A_{sh/s}$: Área de aço por unidade de comprimento na direção horizontal;

$A_{sv/s}$: Área de aço por unidade de comprimento na direção vertical;

η_d : força normal de cálculo por unidade de comprimento.

6 - MÉTODO DE CÁLCULO

No presente capítulo, será feita uma análise das ações verticais e horizontais. Como estas serão consideradas no projeto estrutural e o modo para se distribuírem essas ações, aplicadas no exemplo do edifício construído em paredes de concreto que será apresentado mais a frente.

Os procedimentos utilizados para o cálculo de edifícios de paredes de concreto são similares aos utilizados em alvenaria estrutural de acordo com Nunes (2011). Portanto, o

modelo de cálculo empregado nesta pesquisa tem sua comprovação assegurada quando largamente disseminado na alvenaria estrutural.

6.1 - Ações verticais

6.1.1 - Considerações para distribuição das ações verticais

De acordo com as várias naturezas de ações que podem ocorrer na estrutura de um edifício residencial, de forma simplificada as cargas verticais são determinadas através da soma do peso próprio dos elementos estruturais com as ações permanentes e variáveis. As ações verticais são definidas na norma ABNT NBR 6120: 1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. A Tabela 1 – Peso específico dos materiais de construção da referida norma, indica o peso específico de vários materiais para o cálculo do peso próprio da estrutura e dos elementos de construção.

Já a Tabela 2 – Valores Mínimos de Cargas Acidentais desta norma são utilizados no cálculo das ações verticais acidentais, de uso da edificação. Para edifícios residenciais, deve-se considerar uma carga acidental de $1,5 \text{ KN/m}^2$ nas lajes de piso de dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e de $2,0 \text{ KN/m}^2$ em áreas de despensa, áreas de serviço e lavanderia.

De acordo com a ABNT NBR-16055: 2012, as cargas verticais atuam paralelamente ao plano médio das paredes de concreto que devem ser calculadas como estruturas de casca plana, podendo seus esforços característicos, ser obtidos em regime elástico, desde que as premissas básicas de dimensionamento do item 17.2 da mesma sejam obedecidas.

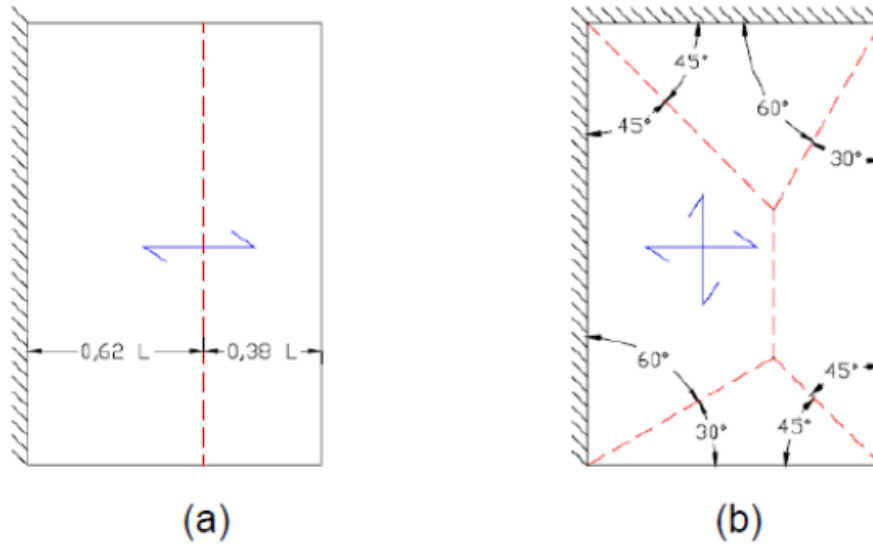
6.1.2 - Método das charneiras plásticas

De acordo com Parsekian (2010), a distribuição das reações das lajes sobre as paredes se dará de acordo com a área de influência da laje em relação à sua respectiva parede de apoio. Essas áreas são traçadas considerando o ângulo usual de distribuição em função da condição de apoio de cada lado (apoio/apoio, apoio/engaste, livre), esse método é chamado de charneiras plásticas que é baseado na posição aproximada das linhas de ruptura da área de influência.

Quando a laje for armada em uma direção, as áreas de influência podem ser divididas da seguinte maneira: entre apoios do mesmo tipo $0,5xL$; entre apoios diferentes do lado engastado $0,62xL$ e $0,38xL$ do lado apoiado; ainda entre apoios diferentes do lado engastado $1,0xL$ caso o outro lado seja livre, como pode ser visto na **(Figura 21a)** (OLIVEIRA, 2009).

Quando a laje for armada em duas direções as áreas de influência podem ser divididas da seguinte maneira: entre apoios do mesmo tipo 45° ; entre apoios diferentes 60° do lado engastado se o outro lado for apoiado; ainda entre apoios diferentes 90° para qualquer apoio caso o outro lado seja livre, como pode ser visto na **(Figura 21b)** (OLIVEIRA, 2009).

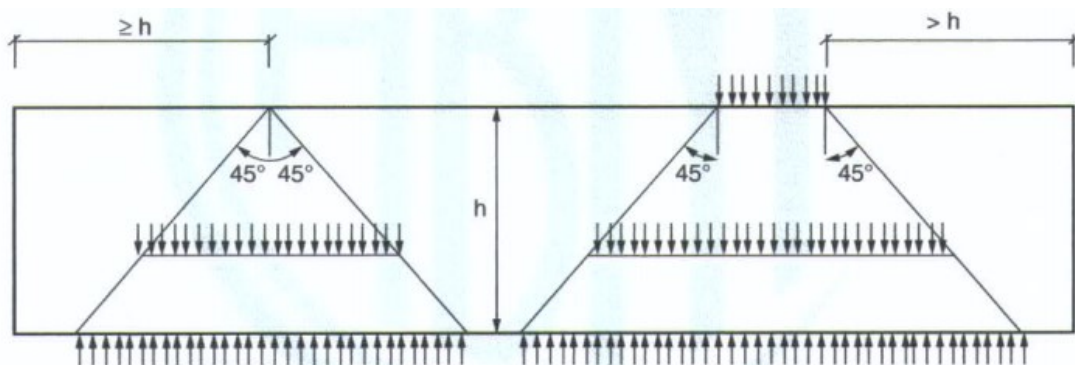
Figura 21. Charneiras Plásticas para o cálculo das reações das lajes



Fonte : OLIVEIRA (2009)

Segundo a ABNT NBR-16055: 2012, nas paredes estruturais, uma carga concentrada ou parcialmente distribuída pode ser repartida uniformemente em seções horizontais, limitadas a um dos planos inclinados a 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação da carga ou pelas extremidades das faixas de aplicação **(Figura 22)** (NBR 16055:2012).

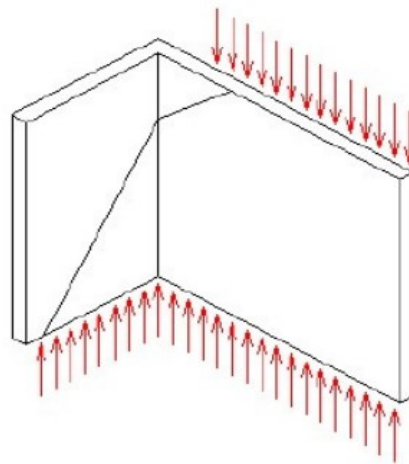
Figura 22. Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas



Fonte : NBR 16055:2012

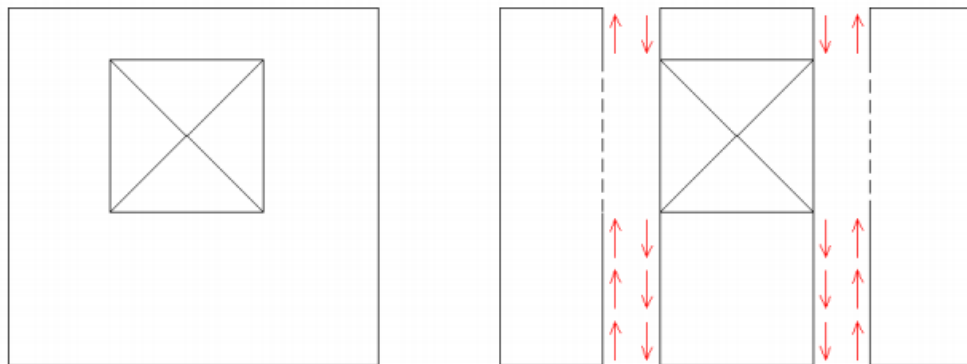
Segundo Parsekian (2010), podemos inferir que quando existe ligação entre as paredes, por exemplo, amarração direta, recomenda-se que os esforços verticais da parede mais carregada sejam uniformizados até a parede menos carregada. Devido à interação entre estas paredes adjacentes surge uma força de interação, causada pela tendência de escorregamento entre as paredes, lembrando que a transferência de forças e a uniformização das cargas somente são consideradas se a tensão de cisalhamento resistente na interface comum for maior que a tensão de cisalhamento induzida pelo carregamento (**Figura 23**) (NUNES, 2011).

Figura 23. Espalhamento de cargas em paredes adjacentes



Fonte : NUNES (2011).

Figura 24. Forças de interação em regiões de aberturas



Fonte : NUNES (2011).

Em caso de lintéis, observado que como dito anteriormente a tensão de cisalhamento resistente seja maior que a induzida, podemos considerar a existência de forças de interação entre lintéis e paredes mesmo que em uma intensidade menor que junções de paredes. Dessa

forma estes também contribuem com uma parcela no espalhamento de cargas, como exemplificado na (**Figura 24**) (NUNES, 2011) de uma janela em uma parede de concreto.

6.1.3 - Método para a distribuição das cargas verticais

O modelo de cálculo que considera as paredes como elementos isolados, aplicados aos casos em que não há amarração entre as paredes, não havendo forças de interação ou qualquer distribuição de esforços entre as paredes que se cruzam, considera que o carregamento atuante em uma determinada parede chegará às estruturas de apoio por esta mesma parede. É o modelo mais simples por fazer estas considerações, devido a isso é mais rápido, pois basta sistematizar os carregamentos atuantes dos pavimentos acima da parede considerada na análise conforme Parsekian (2010).

De acordo com Parsekian (2010), este modelo não é adequado por apresentar distorções de resultados nas cargas das paredes, tais distorções também são registradas em regiões de vigas de transição, viga baldrame e em regiões de apoio.

Já o modelo de grupos de paredes ou subestruturas considera um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidária segundo Correa e Ramalho (2003), na qual os esforços verticais serão distribuídos da parede “mais carregada” para a “menos carregada” considerando uniformização total entre as paredes ligadas, vãos moderados e conseqüentemente comprimentos de paredes não muito extensos. De acordo com Parsekian (2010) casos especiais, como paredes que se cruzam, mas têm comprimento elevado, devem ser tratados de maneira adequada - não é coerente supor que a carga aplicada na extremidade de uma parede será distribuída para a extremidade distante da outra parede, pelo menos não em apenas um pé-direito.

Para considerarmos um grupo totalmente isolado de outro grupo, partimos do princípio que entre lintél e parede não há força de interação. Dessa forma, fica descartada a interação entre grupos de paredes, lembrando que essa interação só existe entre paredes. Segundo Parsekian (2010), em todos os casos, mas especialmente nos de grupos de paredes, é importante salientar que a interface é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento, necessário para troca de esforços entre uma parede e outra.

Conforme Correa e Ramalho (2003), no modelo de grupos, para realizar-se o cálculo da tensão, basta somarmos os carregamentos atuantes nas paredes que compõem o grupo e dividirmos pelo comprimento total do mesmo, que se caracteriza pela soma dos comprimentos das paredes que compõem o grupo até o encontro de aberturas ou vãos. No caso dessa abertura possuir um lintél a carga que atua nele será dividida por dois e aplicada de forma concentrada no ponto de apoio dos dois grupos adjacentes ao lintél. É um modelo mais trabalhoso, pois necessita de cuidado para a escolha das paredes que irão compor o grupo, mas se esta escolha for feita de forma correta, o modelo se torna mais econômico se comparado ao de paredes isoladas. Portanto, apesar de trabalhoso, o modelo fornece cargas adequadas que irão compor as estruturas de apoio, desde que se avalie pela verificação de cisalhamento forças de interação entre bordas e cantos que possam vir a ocorrer.

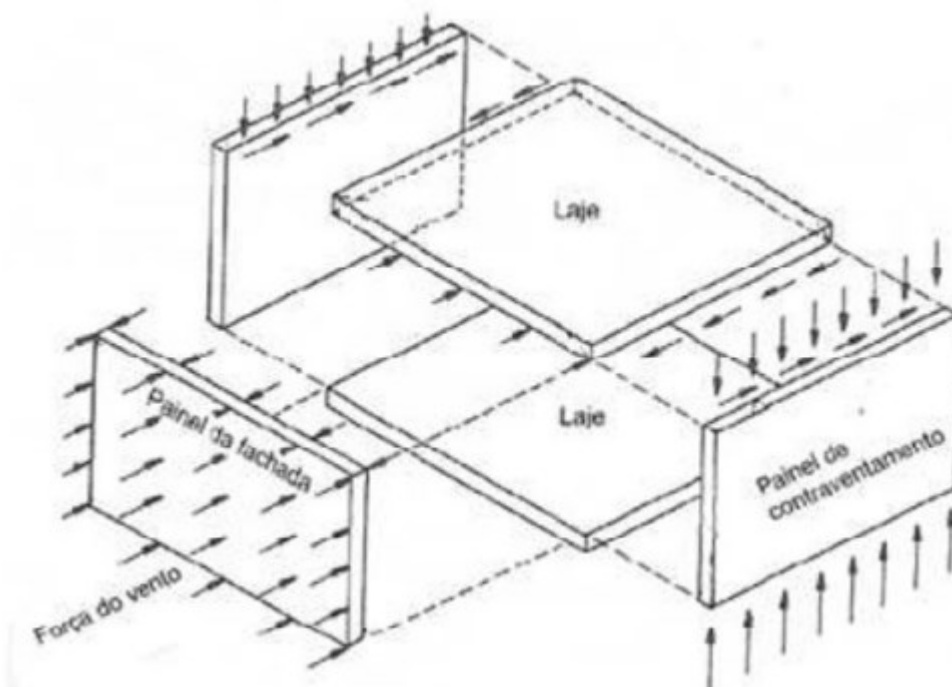
6.2 - Ações horizontais

6.2.1 - Considerações para distribuição das ações horizontais

De acordo com Parsekian (2010), as ações horizontais comumente consideradas em edifícios são as ações de vento e eventuais empuxos. Na tentativa de impedir que tais esforços sejam prejudiciais à estrutura da edificação, os sistemas de contraventamento conferem segurança e estabilidade a construção. No caso de sistemas estruturais compostos por paredes, como é o caso do sistema de parede de concreto moldado em loco, o contraventamento é feito por conjunto de painéis de parede. As lajes e vigas também influenciam no processo de contraventamento da estrutura de forma global, podendo ser denominadas estruturas horizontais de contraventamento.

De acordo com Braguim (2013), os sistemas estruturais que em sua grande maioria são compostos por paredes, terão as lajes trabalhando em um sistema caracterizado como diafragma rígido. Esse sistema distribui as ações horizontais entre as paredes de contraventamento de acordo com suas rigidezes. Portanto, a ação do vento será distribuída nestes painéis de contraventamento, e para que esse sistema funcione de forma eficaz, as interfaces horizontais entre as paredes e lajes devem resistir às tensões de cisalhamento provocadas pelas ações horizontais (**Figura 25**) (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Figura 25. Como as forças do vento se distribuem nos painéis de contraventamento



Fonte : CORRÊA E RAMALHO (2003).

6.2.2 - Ações horizontais devidas ao vento

Conforme a ABNT NBR-16055: 2012, as ações horizontais que devem ser consideradas, são obrigatoriamente as oriundas do vento e desaprumo, não se prescindindo das demais ações que, na avaliação do projetista, possam produzir esforços relevantes. Deve-se considerar entre a ação do vento e o desaprumo, aquela que proporcione a situação mais desfavorável à edificação. Mas para fins didáticos, neste trabalho, foram consideradas as ações horizontais centradas do vento e desaprumo.

Conforme Parsekian (2010), a ação do vento deve ser considerada em todas as estruturas. Originada da movimentação do ar devido às diferenças atmosféricas, a força do vento age quando encontra uma barreira que impede seu fluxo, no caso estudado o próprio prédio. A ação do vento pode se dar das seguintes maneiras: horizontalmente ou verticalmente, horizontalmente ao se chocar com fachadas e verticalmente ao incidir em coberturas. Devemos ainda considerar tanto interna ou externamente a pressão e a sucção, logo a ação do vento pode ocorrer das mais variadas direções, sentidos, intensidades e duração.

Mediante o exposto a força de vento pode ser transformada em força estática por meio da NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações. As pressões de vento que

incidem na superfície das paredes dependem de vários fatores dentre eles a localidade, as dimensões da edificação, tipo de terreno (plano, morro, topo de montanha), rugosidade do terreno (livre, com obstáculos), tipo de ocupação (residencial, depósito, entre outros).

Segundo Parsekian (2010), para definir a velocidade característica do vento delimitaremos cada um dos fatores que influenciam seu cálculo. Começaremos pela velocidade básica do vento que é obtida em virtude de registros históricos em estações distribuídas pelo Brasil, em que a uma altura de 10m por um período de 3s são anotados os valores de uma rajada acima do terreno. Logo, a velocidade V_0 é aquela que estatisticamente pode ser excedida num percentual de 63% em média uma vez a cada 50 anos conforme NBR 6123 (1988).

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (6.1)$$

Onde:

V_k : velocidade característica do vento em (m/s);

V_0 : velocidade básica do vento em (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator que considera a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento com a altura e dimensões da edificação;

S_3 : fator estatístico em função do uso da edificação;

O fator topográfico S_1 vale:

Para terrenos planos ou fracamente acidentados $S_1 = 1,0$, em taludes e morros dependerá do ponto onde a edificação será construída, valor variável e em vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

O fator S_3 foi baseado em análises estatísticas, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores mínimos para S_3 são definidos para um nível de probabilidade de 63% que a velocidade v_0 seja igualada ou excedida num período de vida útil de 50 anos.

O fator S_2 leva em conta a rugosidade do terreno, leva também em conta a variação da velocidade do vento em relação a uma altura acima do solo bem como a influência das dimensões da edificação e ainda a rugosidade em torno da edificação, que são os obstáculos

entre o vento e a edificação. As dimensões do edifício são agrupadas nas três classes a seguir para critério de análise:

O fator topográfico também é levado em conta no fator S_2 que significa levar em conta a altura e a quantidade de obstáculos ao nível do solo entre o vento e a edificação.

A partir da categoria do relevo e classe de edificação pode-se estimar o valor de S_2 já calculado na tabela desta norma.

Através da velocidade característica V_k , é possível obter a pressão dinâmica do vento pela expressão:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (6.2)$$

Onde:

q : pressão dinâmica (N/m^2);

V_k : velocidade característica do vento em (m/s);

Assim sendo a força de arrasto que segundo a NBR 6123- Forças devidas ao vento em edificações é a força global do vento sobre uma superfície ou parte dela, na direção perpendicular à fachada e dada pela equação abaixo:

$$F_a = C_a \times q \times A \quad (6.3)$$

Onde:

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto;

A : área da fachada onde incide o vento (usualmente altura x largura do pavimento);

Para obter o coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas devemos nos atentar à relação l_1/l_2 e h/l_1 , sendo l_1 e l_2 a dimensão em planta da edificação na direção perpendicular ao vento e h a altura total do prédio.

O desaprumo a ser considerado segundo a ABNT NBR-16055: 2012, para edifícios de múltiplos andares se observado, por exemplo, na ABNT NBR 6118: 2014 resultará em valores menores, devido à fórmula considerada, pois paredes de concreto são moldadas por formas metálicas sequencialmente e isso torna mais difícil o desaprumo. O desaprumo é

definido através do ângulo θ , originado na edificação por excentricidades geradas durante a construção e definido pela equação que se segue:

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{H}} \quad (6.4)$$

Onde:

θ : ângulo de desaprumo, em (rad);

H : altura total do edifício, em (m);

Logo a equação que possibilita transformar o desaprumo em uma força horizontal nomeada a seguir de “ F_{dp} ”, relaciona o ângulo θ de desaprumo e o peso total do pavimento denominado Δp .

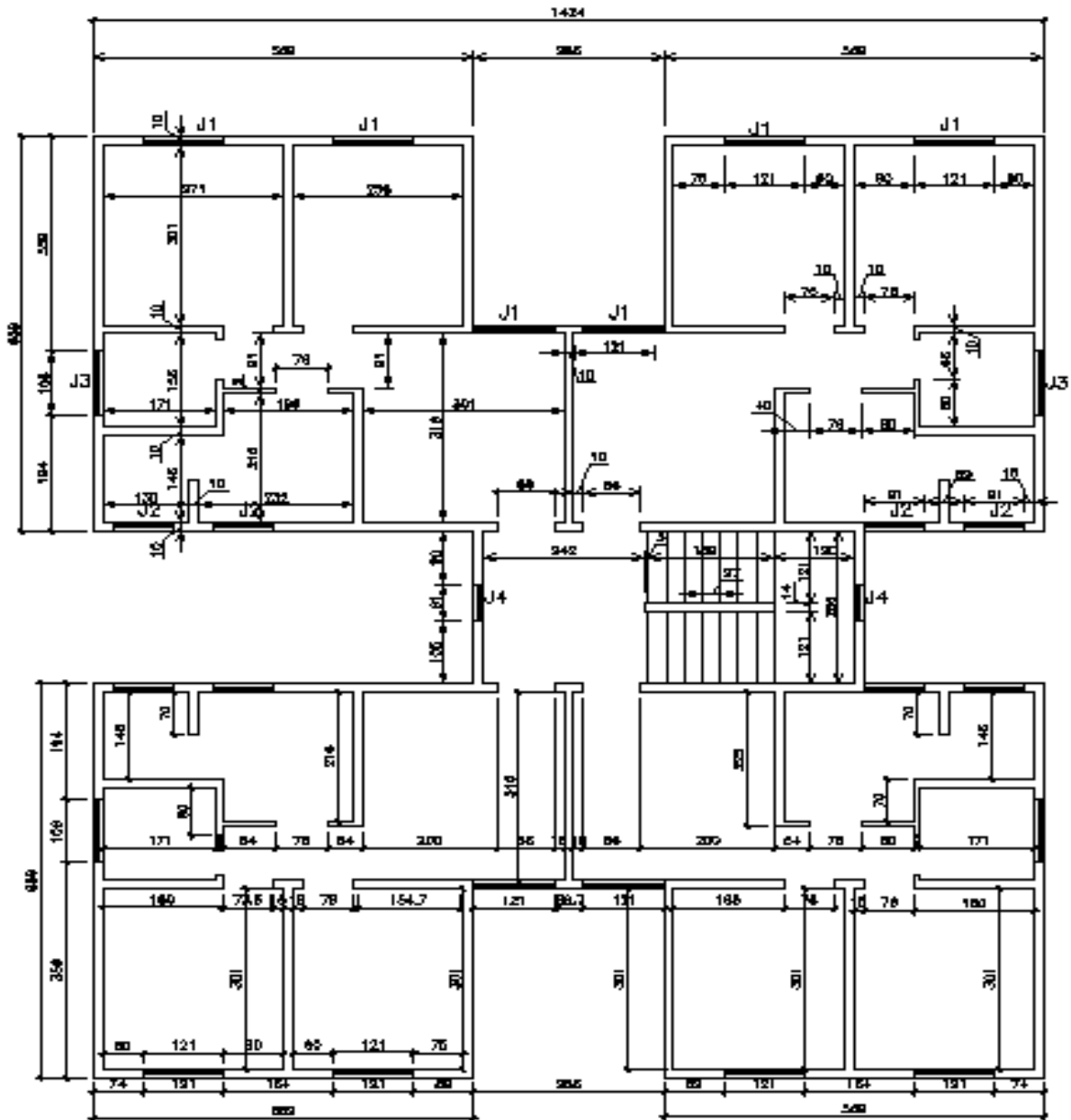
$$F_{dp} = \Delta p \cdot \theta \quad (6.5)$$

7 - CÁLCULO MANUAL

7.1 - Apresentação

No intuito de adaptar uma planta concebida em alvenaria estrutural para paredes de concreto, foi escolhido o prédio hipotético que está localizado na cidade de Belo Horizonte, no bairro Ouro Preto, com quatro apartamentos por pavimento, conforme a planta tipo (**Figura 26**) (Arquivos Roberto Marcio 2017). Na escolha desta planta, devemos salientar sua geometria bi-simétrica, na região dos apartamentos, o que confere à modelagem do edifício facilidade em seu cálculo, pois será necessário representar apenas uma das habitações (**Figura 28 e 29**) (Arquivos Roberto Marcio 2017).

Figura 26. Planta baixa do pavimento tipo edifício hipotético (dimensões em cm)



Fonte : Arquivos Roberto Marcio 2017

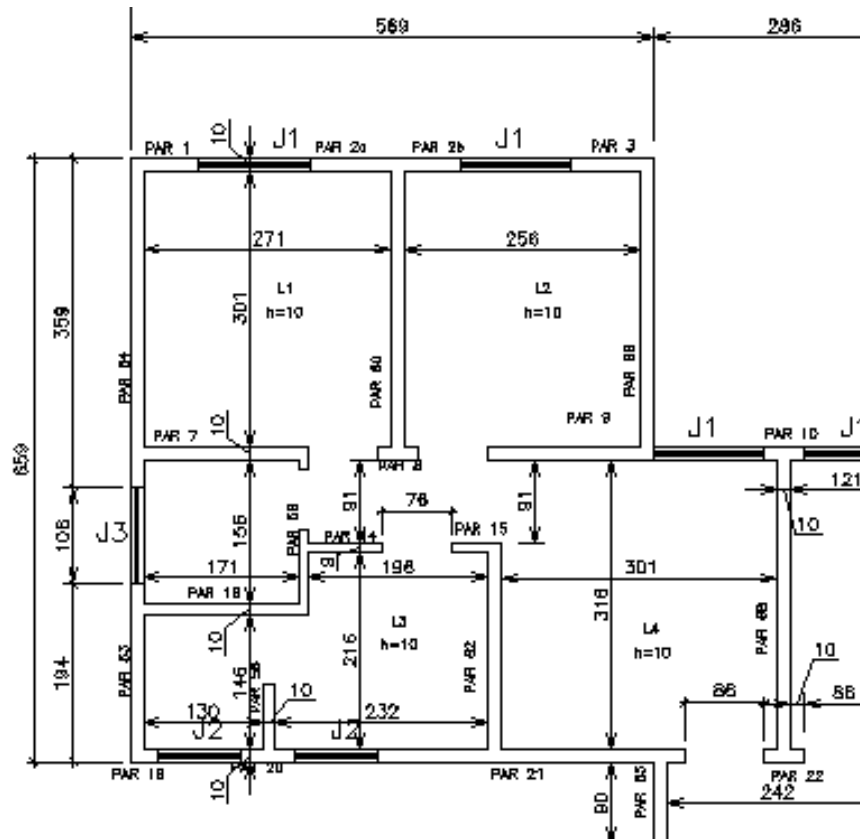
O Edifício tem 15 pavimentos, sendo a distância entre pisos de 3,00 m, resultando em uma altura total do prédio de 45,00 m (**Figura 27**) (Próprio autor, 2018). As paredes têm 15 cm de espessura e lajes têm 10 cm de espessura. Os lintéis têm largura de 15 cm e altura de 49 cm com exceção do lintel da janela do banheiro, que tem 69 cm, o material dos elementos citados é o concreto, como será descrito mais a frente.

Figura 27. Esquema vertical do edifício (dimensões em cm)

	COBERTURA	▼ +45.00
TIPD 14		▼ +42.00
TIPD 13		▼ +39.00
TIPD 12		▼ +36.00
TIPD 11		▼ +33.00
TIPD 10		▼ +30.00
TIPD 9		▼ +27.00
TIPD 8		▼ +24.00
TIPD 7		▼ +21.00
TIPD 6		▼ +18.00
TIPD 5		▼ +15.00
TIPD 4		▼ +12.00
TIPD 3		▼ +9.00
TIPD 2		▼ +6.00
TIPD 1		▼ +3.00
TÉRREDO		▼ 0.00

Fonte: Próprio autor (2018).

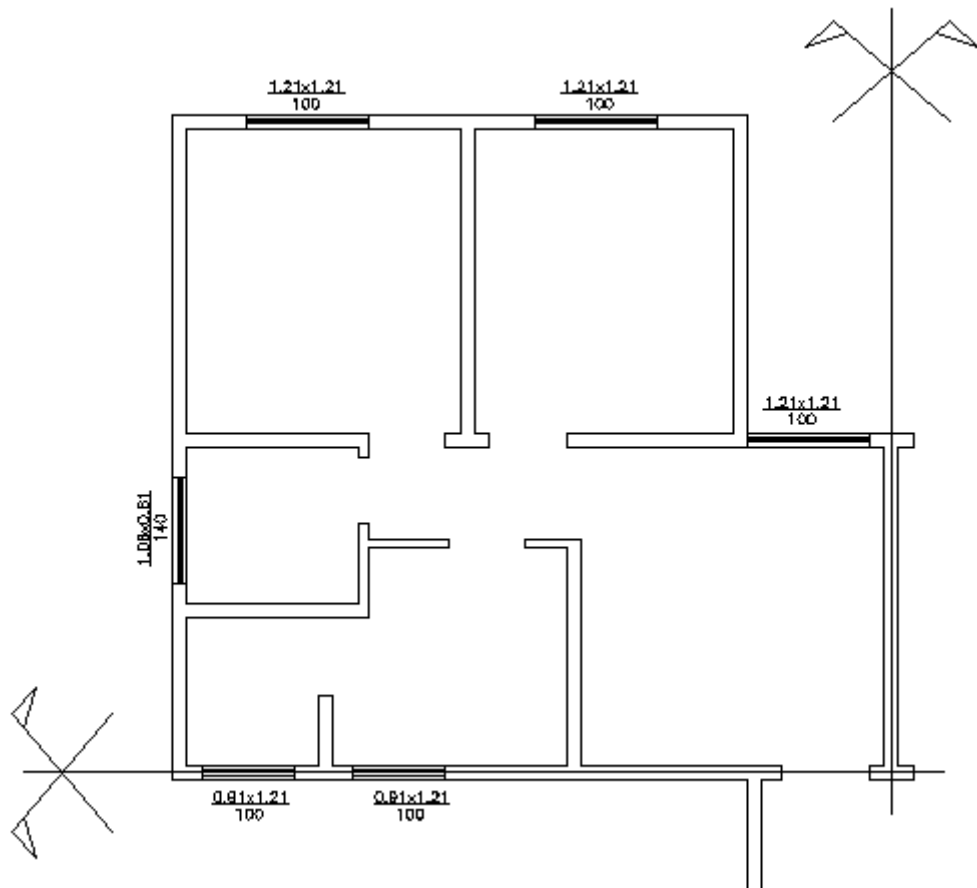
Figura 28. Detalhe da planta baixa edifício hipotético (dimensões em cm)



Fonte: Arquivos Roberto Marcio 2017

As características do material concreto empregado nas paredes são a resistência à compressão de 40 MPa (4000tf/m^2), um módulo de elasticidade secante de $E_{cs} = 31876,66\text{ tf/m}^2$, coeficiente de Poisson $\nu_c = 0,2$ e peso específico $\gamma_c = 2,5\text{ tf/m}^3$, as armaduras são de aço CA-60. Neste trabalho, as ações horizontais foram consideradas como atuantes nas direções X e Y na edificação, considerada para o projeto nos sentidos 0° , 90° , 180° e 270° . Toda teoria vista anteriormente será aplicada a um edifício hipotético com o objetivo de consolidar o método de cálculo. Para o nosso estudo, consideraremos a situação em que o edifício é composto por paredes, lintéis e lajes. Será calculada pelo método grupo isolado de parede e depois analisado sua viabilidade construtiva em termos de aplicação em larga escala comparada com Alvenaria estrutural.

Figura 29. Detalhe da planta $\frac{1}{4}$ da representação (dimensões em cm)



Fonte: Arquivos Roberto Marcio 2017

7.2 - Carregamento vertical

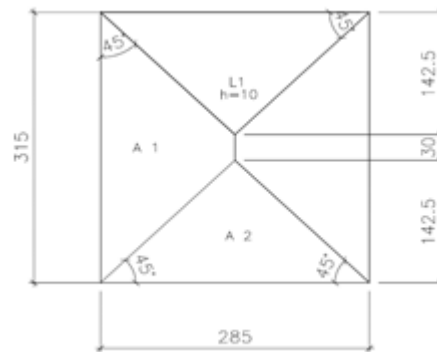
Utilizando o método das charneiras plásticas foi possível obter as reações das lajes sobre as paredes de apoio, como mostrado na **(Figura 31)** (Próprio autor, 2018). Destacam-se as influências de cada área das lajes definidas segundo o ângulo predefinido em função da condição de apoio de cada lado das paredes, e os valores das reações por área das lajes.

As cargas permanentes consideradas resultaram da soma do peso próprio dos elementos no caso considerado resultou em $2,5 \text{ KN/m}^2$ com o peso dos revestimentos das lajes de $1,0 \text{ KN/m}^2$.

Para exemplificação será demonstrado o cálculo da laje 1 **(Figura 30)** (Próprio autor, 2018):

Na laje 1, não há paredes sobre a laje. Portanto não será considerado nenhum valor extra para o cálculo

Figura 30. Detalhe da laje 1 (dimensões em cm)



Fonte: Próprio autor (2018).

Dimensões:

$h = 10 \text{ cm}$

Lado A1 = 315 cm

Lado A2 = 285 cm

Carga Permanente :

Peso próprio = $25 \times 0,10 \times 1,0 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Revestimento = $1 \text{ KN/m}^3 \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/m}^2$

Extra = 0 KN/m^2

Sobrecarga = $1,5 \text{ KN/m}^2$

Carga total = 5 KN/m^2

Área 1 da laje = $2,45 \text{ m}^2$

Área 2 da laje = $2,03 \text{ m}^2$

Cálculo das reações da laje 1 sobre a parede do pavimento tipo:

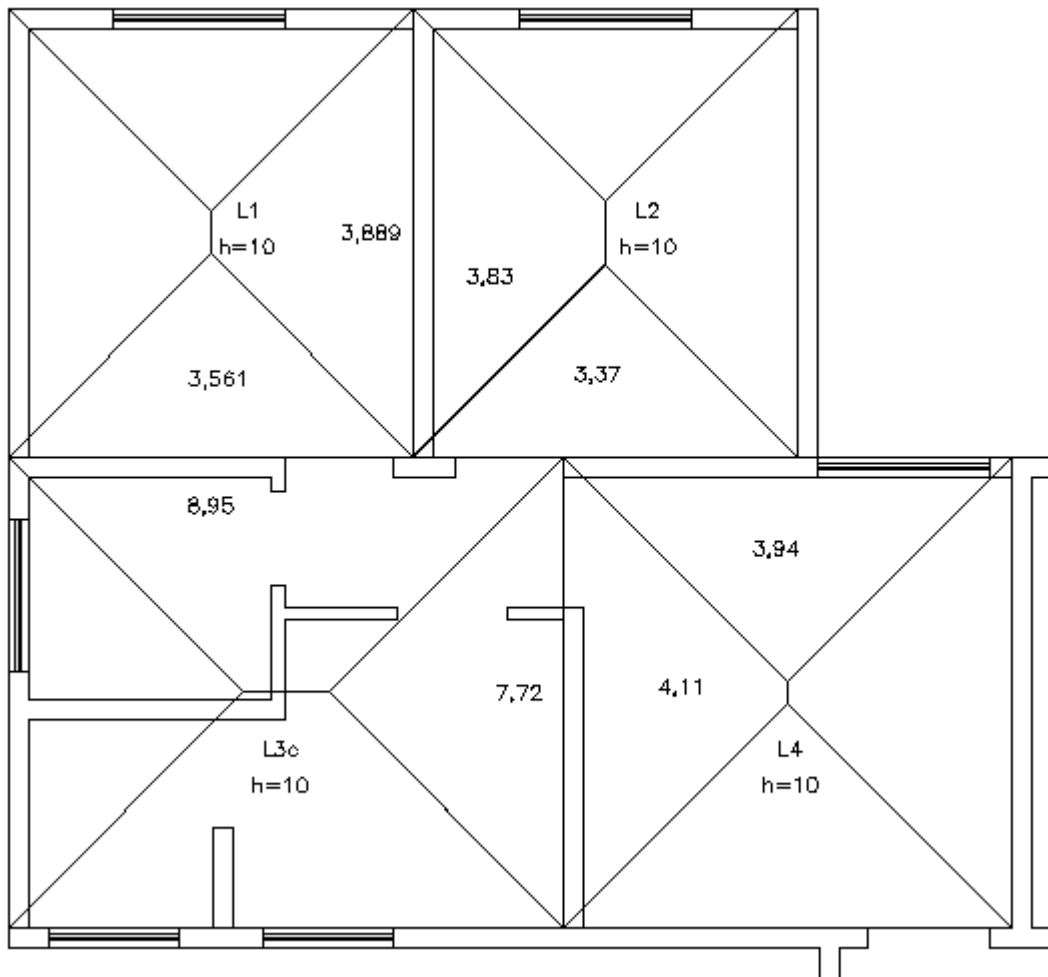
$$R_{L1} = \frac{q \times A1}{\text{comprimento de A1}} = \frac{5 \times 2,45}{3,15} = 3,89 \text{ KN/m}$$

$$R_{L2} = \frac{q \times A2}{\text{comprimento de A2}} = \frac{5 \times 2,03}{2,85} = 3,56 \text{ KN/m}$$

No exemplo da (**Figura 31**) (Próprio autor, 2018), todos os lados foram considerados como apoiados, no caso somente para fim de simplificação e homogeneização do dimensionamento dos lintéis das portas, janelas e das paredes. O procedimento é realizado nas

lajes de todos os pavimentos, segmentando-as, sendo feitos cortes entre as lajes adjacentes permitindo sua movimentação.

Figura 31. Método das charneiras plásticas reações das lajes

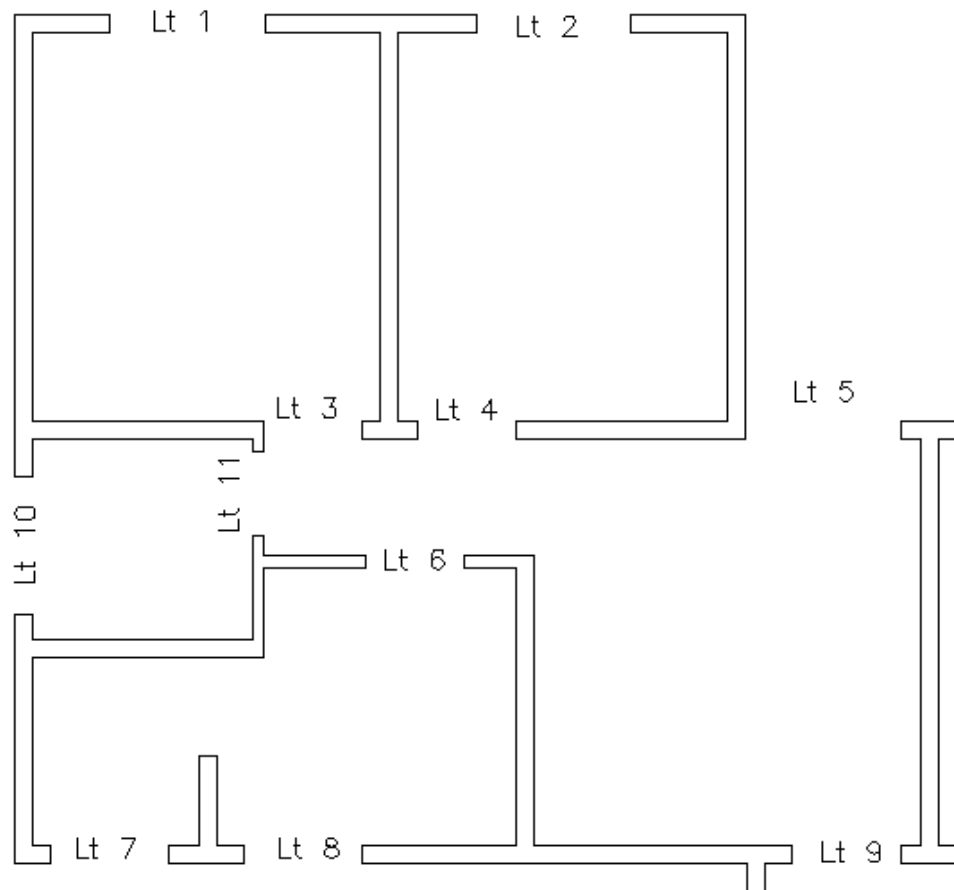


Fonte: Próprio autor (2018).

Como carga acidental, foi adotado o valor de $1,5 \text{ KN/m}^2$, de acordo com a ABNT NBR 6120, que, segundo a norma, pode variar para cada região, esse valor foi adotado para simplificação e exemplificação neste trabalho.

Para o cálculo dos lintéis, é preciso considerar a cota das cargas das lajes que descarregam sobre os mesmos, somar ao seu peso próprio e realizar o cálculo das reações que irão sobrepor à carga total sobre das paredes. A (**Figura 32**) (Próprio autor, 2018) mostra a nomenclatura adotada para os lintéis e a (**Tabela 1**) (Próprio autor, 2018) mostra a carga total dos lintéis.

Figura 32. Edifício hipotético disposição dos lintéis.



Fonte: Próprio autor (2018).

Para exemplificação será demonstrado o cálculo do lintel da janela J1 (**Figura 33**) (Próprio autor, 2018):

Janela J1: 1,21m x 1,21 m

Dimensões do LT1: 0,15 x 1,69 = 0,25 m²

Peso Próprio = 0,15m x 1,69m x 25KN/m³ = 6,34KN/m

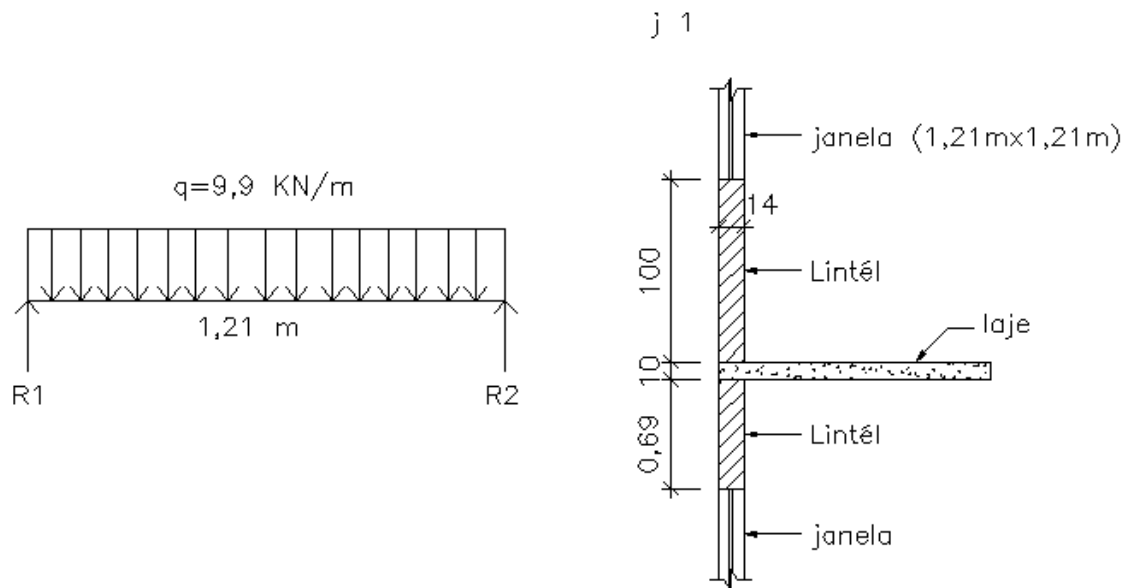
Reação da laje 1 RL₂ = 3,56KN/m

Total = 9,9 KN/m

Cálculo do lintel sobre a janela J1 do pavimento tipo:

$$R1 = R2 = \frac{(q \cdot L)}{2} = \frac{9,9 \times 1,21}{2} = 5,99 \text{ KN}$$

Figura 33. Detalhe da lintel 1 (dimensões em cm)



Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 1. Reações dos lintéis

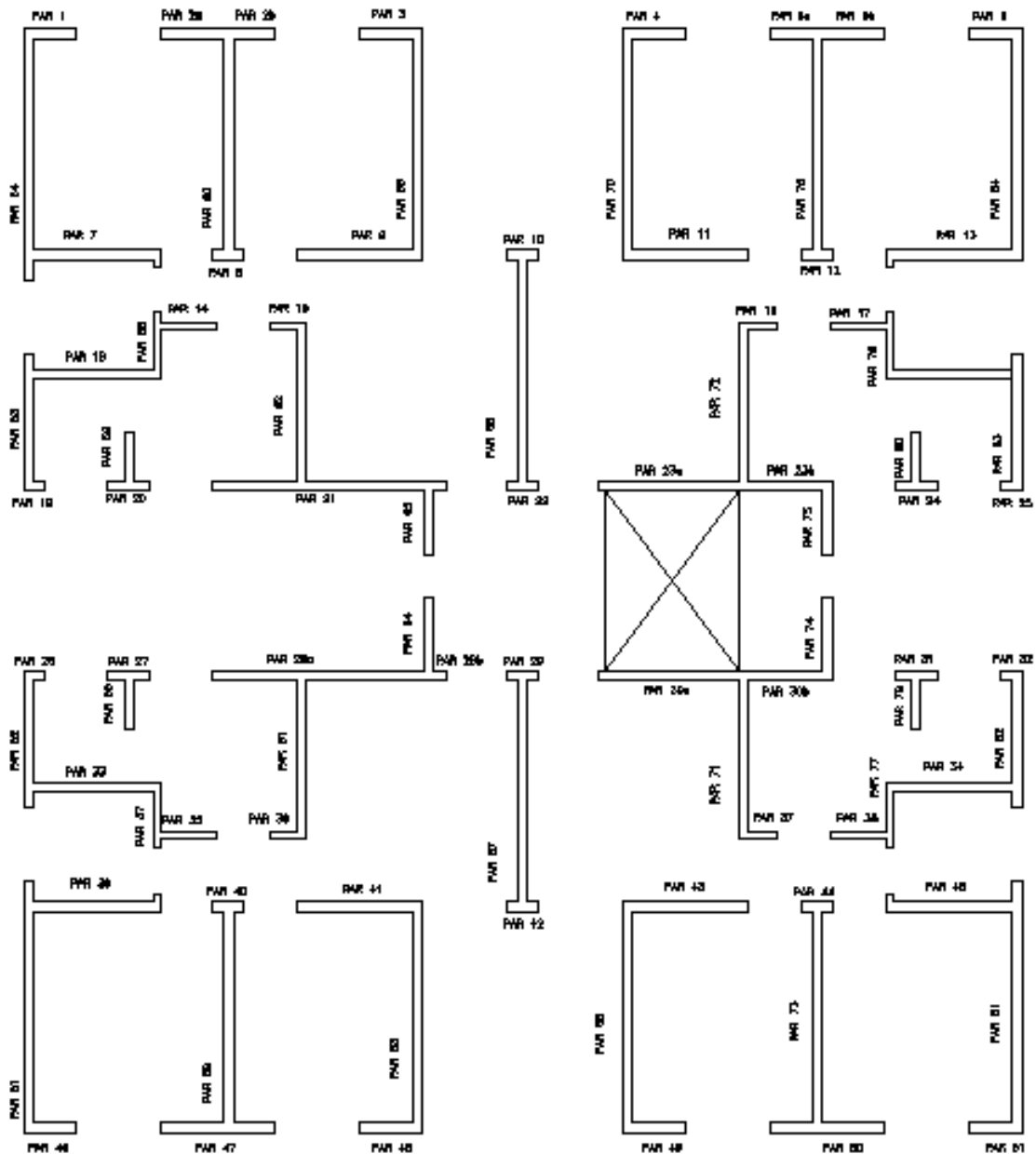
REAÇÕES DOS LINTÉIS						
Lintél	P.P (kN/m)	Reação na laje (kN/m)		Reação na laje (kN/m)		Reação RA = RB (kN)
		Laje	Reação	Laje	Reação	
Lt1	6,34	1,00	3,56			5,99
Lt2	6,34	2,00	3,37			5,87
Lt3	3,00	1,00	3,56	3	8,95	5,89
Lt4	3,00	1,00	3,37	3	8,95	5,82
Lt5	6,34	4,00	3,94			6,22
Lt7	6,34	3,00	8,95			6,96
Lt8	6,34	3,00	8,95			6,96
Lt9	3,00	4,00	3,94			2,98
Lt10	8,59	3,00	7,72			8,59
Lt12	6,34	E	17,10			7,15
Lt13	6,34	E	17,10			7,15

Fonte: Próprio autor (2018).

Segundo Parsekian (2010), primeiramente é preciso definir as dimensões e nomenclatura das paredes estruturais. Os limites de cada parede são definidos nas

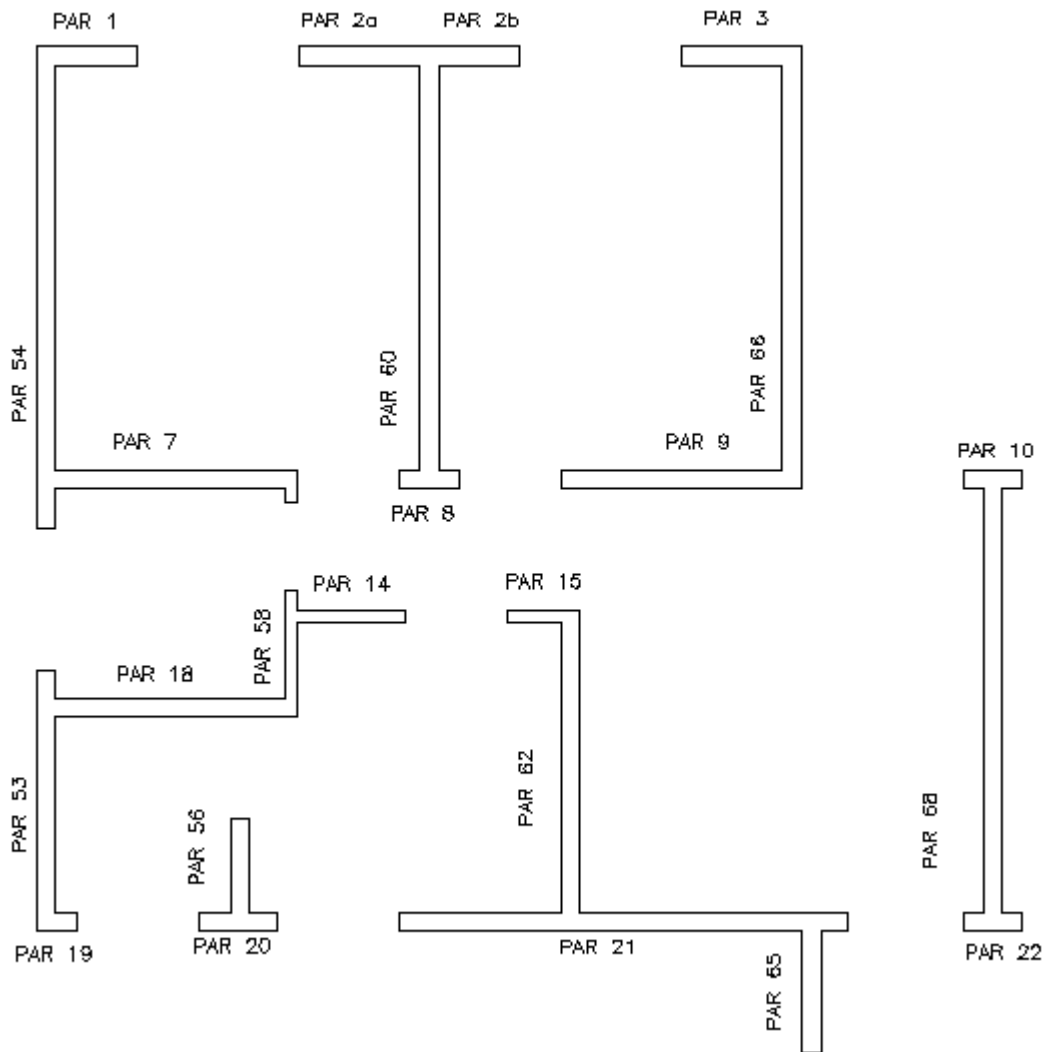
extremidades de aberturas de portas ou janelas, ou ainda na extremidade da parede. As paredes serão nomeadas na direção X e Y e numeradas da esquerda para a direita e de cima para baixo. Nas (Figuras 34 e 35) (Próprio autor, 2018), pode-se verificar a nomenclatura adotada.

Figura 34. Nomenclatura adotada para as paredes isoladas.



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 35. Detalhe da Nomenclatura ¼ do edifício parede isolada



Fonte: Próprio autor (2018).

Na (**Tabela 2**) (Próprio autor, 2018), estão resumidos os carregamentos anotados para cada parede isoladamente. Visando realizar o procedimento de distribuição das cargas pelas paredes, esta tabela também contém a tensão normal no andar térreo para um edifício de 15 pavimentos é mostrada na décima coluna.

Para exemplificação será demonstrado o cálculo da tensão na parede 1:

Comprimento da parede 1 = 0,74m

Peso Próprio = $P_p = \gamma_{lv} \times e \times h \Rightarrow 25\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m} \times 3\text{m} = 11,25\text{kN/m}$

Ação na Laje = 3,56 KN/m

Ação do Lintel = $\frac{5,99\text{KN}}{0,74\text{m}} = 8,09\text{KN/m}$

Carga total na parede = Peso próprio + Ação na laje + Ação do lintel

Carga total na parede = $11,25 + 3,56 + 8,09 = 22,90 \text{ KN/m}$

Carga total concentrada = $22,09 \text{ KN/m} \times 0,74\text{m} = 16,95\text{KN}$

Tensão Normal = $\frac{\text{Carga total}}{\text{comprimento} \times \text{espessura}} = \frac{16,95}{0,74 \times 0,15} = 152,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Tensão Normal Térreo = $Tensão \text{ normal} \times N^\circ \text{ pavimentos} = 152,70 \times 15 = \frac{2290,54\text{KN}}{\text{m}^2}$

Normal Térreo (MPa) = 2,29 MPa

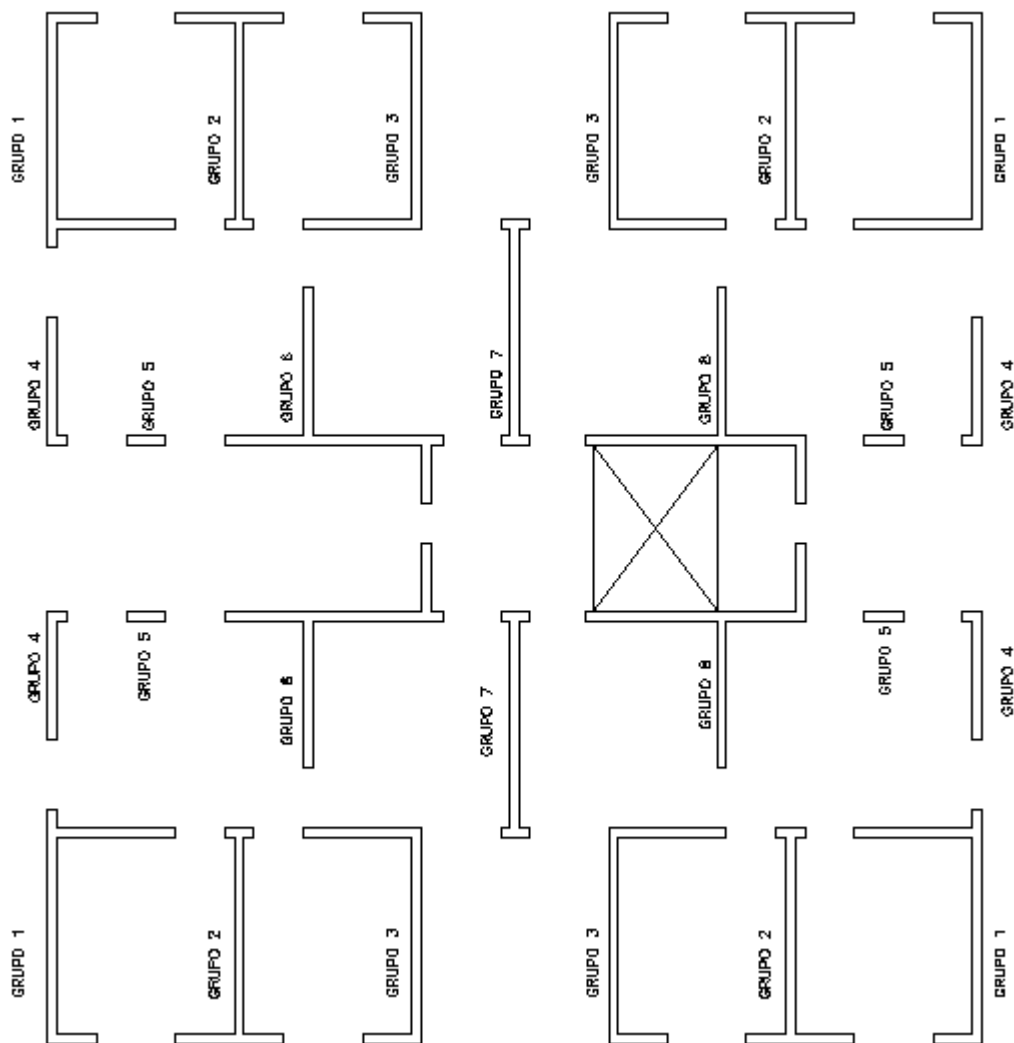
Tabela 2. Cargas verticais nas paredes isoladas

CARGAS VERTICAIS NAS PAREDES ISOLADAS POR PAVIMENTO									
Parede	Comprimento (m)	Peso Próprio (kN/m)	Ação na laje (kN/m)	Ação do lintél (kN/m)	Carga total (kN/m)	Total (KN)	Tensão Normal (KN/m ²)	Tensão Normal Têrreo (KN/m ²)	Tensão Normal Têrreo (MPa)
1	0,74	11,25	3,56	8,09	22,90	16,95	152,68	2290,14	2,29
2a	0,918	11,25	3,56	6,52	21,33	19,58	142,21	2133,14	2,13
2b	0,72	11,25	3,37	8,13	22,75	16,43	151,67	2275,04	2,28
3	0,89	11,25	3,37	6,60	21,22	18,89	141,47	2122,04	2,12
7	1,94	11,25	12,51	3,04	26,80	51,99	178,67	2680,00	2,68
8a	0,22	11,25	12,51	26,79	50,55	11,12	337,00	5055,00	5,06
8b	0,22	11,25	12,32	26,46	50,03	11,01	333,53	5003,00	5,00
9	1,79	11,25	7,31	7,61	26,17	46,84	174,47	2617,00	2,62
10a	0,22	11,25	3,94	28,25	43,44	9,56	289,58	4343,65	4,34
10b	0,22	11,25	3,94	28,25	43,44	9,56	289,58	4343,65	4,34
19	0,29	11,25	8,95	23,99	44,19	12,82	294,60	4419,00	4,42
20	0,59	11,25	8,95	23,58	43,78	25,83	291,87	4378,00	4,38
21a	1,20	11,25	8,95	5,80	26,00	31,20	173,33	2600,00	2,60
21b	1,8	11,25	3,94	0,00	15,19	27,34	101,24	1518,65	1,52
21c	0,34	11,25	3,94	8,77	23,96	8,15	159,71	2395,65	2,40
22a	0,15	11,25	3,94	19,88	35,07	5,26	233,78	3506,65	3,51
22b	0,29	11,25	3,94	19,88	35,07	10,17	233,80	3507,00	3,51
23a	2	11,25	3,94	1,49	16,68	33,35	111,18	1667,65	1,67
23b	1,34	11,25	8,95	5,19	25,39	34,02	169,27	2539,00	2,54
53	1,8	11,25	7,72	4,47	23,44	42,19	156,27	2344,00	2,34
54a	0,44	11,25	7,72	19,52	38,49	16,94	256,60	3849,00	3,85
54b	3,15	11,25	3,89	0,00	15,14	47,69	100,93	1513,89	1,51
60	3,01	11,25	7,71	0,00	18,96	57,07	126,40	1896,00	1,90
62=72	2,25	11,25	11,82	0,00	23,07	51,91	153,80	2307,00	2,31
64	1,05	11,25	20,66	7,84	39,75	41,74	265,00	3975,00	3,98
65	0,9	11,25	20,66	9,15	41,06	36,95	273,73	4106,00	4,11
66,00	3,01	11,25	3,83	0,00	15,08	45,38	100,50	1507,54	1,51
68	3,16	11,25	8,21	0,00	19,46	61,50	129,75	1946,21	1,95
74,00	1,05	11,25	20,66	7,84	39,75	41,74	265,00	3975,00	3,98
75	0,9	11,25	20,66	9,15	41,06	36,95	273,73	4106,00	4,11

Fonte: Próprio autor (2018).

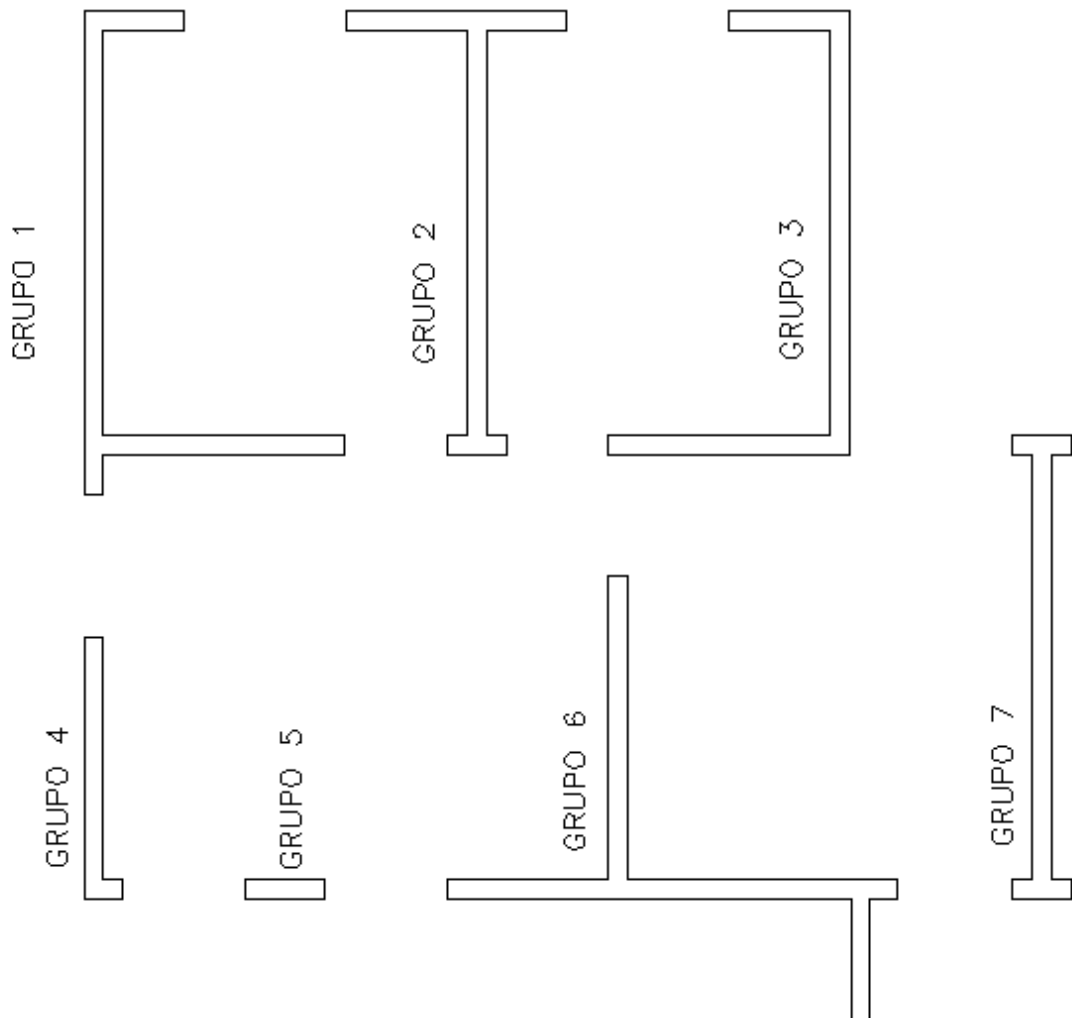
De acordo com o procedimento para efetuar o cálculo da tensão nas paredes isoladas, o procedimento para os grupos se dará de forma semelhante. Logo, serão somadas as cargas de cada parede participante do grupo e o resultado é dividido pelo comprimento total do mesmo. Assim a carga é homogeneizada por toda extensão deste. (**Tabela 4**) (Próprio autor, 2018) apresenta para o edifício hipotético as paredes que definem a grupo, o comprimento total, a carga total e o carregamento distribuído do mesmo. De acordo com as (**Figuras 36 e 37**) (Próprio autor, 2018), pode-se verificar a nomenclatura para os grupos de paredes e o detalhe para um quarto da edificação.

Figura 36. Nomenclatura adotada para grupo de paredes



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 37. Detalhe da Nomenclatura ¼ do edifício grupo de paredes



Fonte: Próprio autor (2018).

Para exemplificação será demonstrado o cálculo do grupo 1:

Paredes que compõem o grupo 1: 1; 54^a; 54^b; 7.

Comprimento total do grupo 1 = 0,74m + 0,44m + 3,15m + 1,94m = 6,27m

Carga total no grupo 1 = 16,95 KN + 16,93 KN + 47,69 KN + 51,99KN = 133,56KN

Carga distribuída no grupo = $\frac{\text{carga total no grupo}}{\text{comprimento total}} = \frac{133,56\text{KN}}{6,27\text{m}} = 21,30\text{KN/m}$

Tabela 3. Cargas verticais por grupos de paredes isolados

CARGAS VERTICAIS NOS GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES POR PAVIMENTO							
Grupo	Parede	Comp (m)	Carga distribuida na parede (kN/m)	Carga parede (kN)	Comp. Total grupo (m)	Carga total grupo (kN)	Carga distribuida no grupo (kN/m)
1	1	0,74	22,90	16,95	6,27	133,56	21,30
	54a	0,44	38,49	16,93			
	54b	3,15	15,14	47,69			
	7	1,94	26,80	51,99			
2	2a	0,918	21,34	19,59	5,09	115,23	22,64
	2b	0,722	22,76	16,43			
	60	3,01	18,96	57,08			
	8a	0,22	50,55	11,12			
	8b	0,22	50,03	11,01			
3	3	0,89	21,22	18,89	5,69	111,10	19,53
	66	3,01	15,08	45,38			
	9	1,79	26,17	46,84			
4	19	0,29	44,19	12,81	2,09	55,54	26,58
	53	1,8	23,74	42,73			
5	20	0,59	43,78	25,83	0,59	25,83	43,78
6	21a	1,2	26,00	31,20	6,15	147,40	23,97
	21b	1,8	15,19	27,34			
	62	2,25	23,07	51,92			
	65	0,9	41,06	36,96			
7	10a	0,22	43,44	9,56	4,04	96,05	23,77
	10b	0,22	43,44	9,56			
	68	3,16	19,46	61,50			
	22a	0,15	35,07	5,26			
	22b	0,29	35,07	10,17			
8 ESCADA	23a	2	16,68	33,36	6,49	156,25	24,08
	23b	1,34	25,39	34,02			
	72	2,25	23,07	51,92			
	75	0,9	41,06	36,96			

Fonte: Próprio autor (2018).

Por fim, com base na (**Figura 38**) (Próprio autor, 2018) e (**Tabela 4**) (Próprio autor, 2018), foi possível realizar o cálculo da carga média por pavimento, somando as cargas distribuídas por cada grupo e dividindo o resultado pelo número de grupos. Em seguida, pode-se calcular a carga média no pavimento dividindo a carga total do grupo pela área do pavimento.

Carga distribuída pelos grupos=

$$\frac{\sum \text{Carga distribuída no grupo (kN/m)}}{N^{\circ} \text{ de grupos}} = \frac{21,30+22,64+19,53+26,58+43,78+23,97+23,77+24,08}{8} = \frac{205,65}{8} =$$

25,71 kN/m

Carga total nos grupos= $\sum \text{Carga distribuída no grupo} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \times \text{Número de repetições em planta}$

$$\text{Carga total} = (133,56 + 115,23 + 111,10 + 55,54 + 25,83) \times 4 + (147,40 + 96,05 + 156,25) \times 2 = 2564,44 \text{ KN}$$

Figura 38. Detalhe do carregamento por pavimento

CARGAS VERTICAIS NOS GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES POR PAVIMENTO		
No Pavtos	Carga distribuída Média (kN/m)	Carga total Por pavimento (kN)
15	25,70	2564,47

CARGA MÉDIA POR PAVIMENTO (m2)
Q = Carga total por pavimento/área do pavimento
Q = $\frac{2564,46642 \text{ KN}}{184,62 \text{ m}^2}$
Q = 13,89 kN/m²

Fonte: Próprio autor (2018).

Para calcular as tensões em cada grupo, por exemplo no primeiro grupo, tem-se a seguinte metodologia de cálculo:

Comprimento total das paredes: 6,27m;

Total distribuído de 21,30 kN/m;

Tensão Normal no grupo 1 é 21,30kN/m/0,15m=142,01kN/m²;

Tensão normal máxima no térreo é de 15(andaes) x 142,01kN/m²=2130,18 kN/m²;

Tabela 4. Cargas verticais a nível da fundação

Grupo	Paredes	Comprimento total (m)	Carga Total (KN)	Carga Média (KN/m)	Tensão Normal (KN/m ²)	Tensão Normal Têrreo (KN/m ²)	Tensão Normal Têrreo (MPa)
1	1+54a+54b+7	6,27	133,56	21,30	142,01	2130,18	2,13
2	2a+2b+60+8a+8b	5,09	115,23	22,64	150,92	2263,85	2,26
3	3+66+9	5,69	111,10	19,53	130,17	1952,55	1,95
4	19+53	2,09	55,54	26,57	177,16	2657,42	2,66
5	20	0,59	25,83	43,78	291,86	4377,97	4,38
6	21a+21b+62+65	6,15	147,40	23,97	159,78	2396,75	2,40
7	10a+10b+68+22a+22b	4,04	96,05	23,77	158,50	2377,48	2,38
8	23a+23b+72+75	6,49	156,25	24,08	160,50	2407,55	2,41

Fonte: Próprio autor (2018).

Pode-se concluir da (**Tabela 5**) (Próprio autor, 2018) que a máxima tensão normal atuante no têrreo ocorrerá no grupo 5. Para que o dimensionamento esteja correto, o valor da tensão normal têrreo desse grupo não deve ser maior que a tensão resistente de cálculo:

$$\text{Carga média} = 43,78 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga total no têrreo} = 43,78 \text{ KN/m} \times 15 \text{ pavimentos} = 656,70 \text{ KN/m}$$

De forma econômica e para tornar homogêneo o dimensionamento das paredes, a verificação da resistência de cálculo deve ser feita para o grupo de maior carregamento linear.

Resistência de cálculo

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4 = 40 \text{ MPa} / 1,4 = 28,57 \text{ MPa}$$

$$F_{csd} = E_s \times 0,002 / \gamma_s = 210000 \times 0,002 / 1,15 = 365 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,09\% = 0,0009$$

$$t = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$H = 3,0 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez da parede } \lambda = H \times \sqrt{12} / t = 3,0 \text{ m} \times 3,46 / 0,15 = 69,20$$

$$K_1 = \lambda / 35 = 69,20 / 35 = 1,97$$

$$K_2 = 0$$

Realizando a substituição dos termos pelos valores encontrados acima na equação:

$$\eta_{d,resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{csd}) \cdot t}{k_1 [1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{csd}) \cdot t}{1,643}$$

$$\eta_{d,resist} = \frac{(0,85.28,57+0,0009.365).0,15}{1,97[1+3.0(2-0)]} \leq \frac{(0,85.28,57+0,0009.365).0,15}{1,643}$$

$$\eta_{d,resist} = 1874,08KN/m \leq 2247,08KN/m$$

Portanto o dimensionamento é atendido se os esforços solicitantes por metro linear obtido pelo modelo de cálculo forem menores que a normal resistente de cálculo:

$$\eta_{d,resist} = \frac{1874,08KN}{m} \geq \frac{656,70KN}{m} \times 1,4 = 919,38 KN/m$$

7.3 - Carregamento horizontal

Para ser realizado o cálculo referente às ações horizontais: (vento e desaprumo), foram levadas em consideração as premissas de cálculo contidas na NBR 6123/1988 e 16055/2012 respectivamente (**Tabela 6**) (Próprio autor, 2018). A força por cada pavimento será dada por $F_a = C_a \times q \times A$, as forças devido ao vento são distribuídas nos painéis de contraventamento pelas lajes.

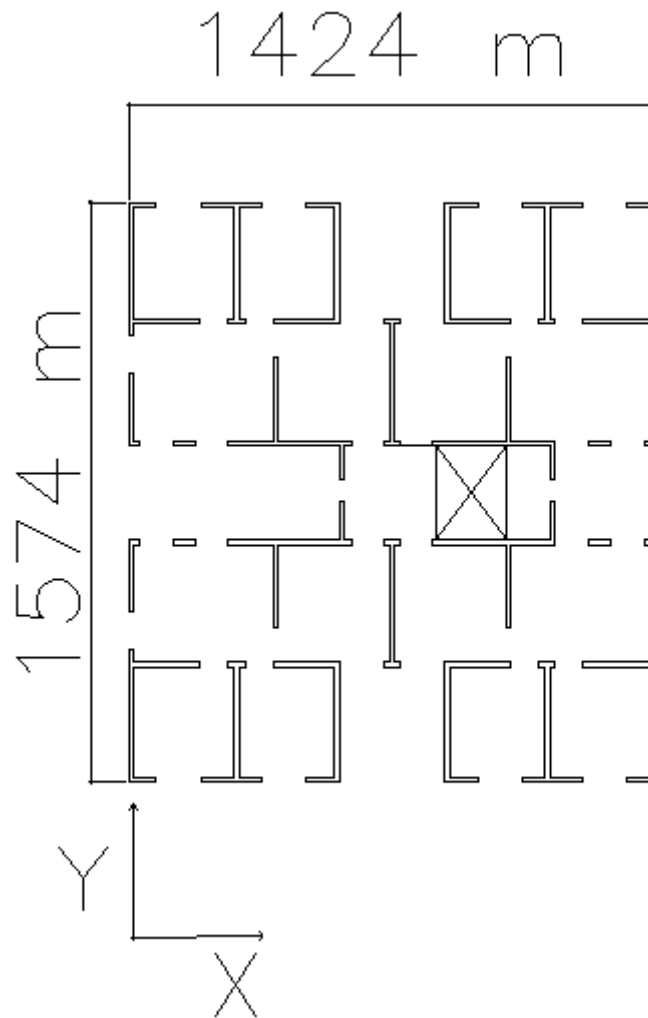
O cálculo do coeficiente de arrasto C_{ax} e C_{ay} , é feito da seguinte forma: após a definição do tipo de vento incidente, de baixa ou alta turbulência será escolhido qual ábaco da NBR 6123/1988 (item 6.3.6 da mesma). Determinado qual ábaco utilizar, prosseguiremos através da relação $l1/l2$ e $h/l1$, sendo $l1$ e $l2$ a dimensão em planta da edificação na direção perpendicular ao vento (**Figura 39**) (Próprio autor, 2018) e h a altura total do prédio. Esta fornece valores que definem o coeficiente utilizando o ábaco.

Vento na Direção X:

$$\frac{L1}{L2} = \frac{15,74}{14,24} = 1,105 \quad \frac{h}{L1} = \frac{45}{15,74} = 2,86$$

Então de acordo com o ábaco citado podemos inferir que C_{ax} por exemplo vale 1,3.

Figura 39. Orientação para cálculo de vento



Fonte: Próprio autor (2018).

Quadro 3. Parâmetros iniciais cálculo do vento

AÇÃO DO VENTO			
h =	15 pav.	x	3 m = 45 m
Cidade de Belo Horizonte:		Vo =	30 m/s
Bairro Ouro Preto:	Categoria VI	Classe B	z = 42 m
Terreno plano: Fator topográfico S1 = 1,00			
Fator de rugosidade do terreno S2 (Tabela 2 NBR 6123)			
Edifício residencial: Fator estatístico S3 =		1,00	
Vento baixa turbulência			
Cax =	1,3	Cay =	1,34

Fonte: Próprio autor (2018).

As lajes são consideradas como diafragmas rígidos em seu próprio plano mesmo não tendo rigidez transversal, considera-se que o vento atue sobre as paredes que são normais à sua direção. As forças de arrasto por pavimento em decorrência do vento foram calculadas, considerando vento não turbulento e fator S_2 correspondente ao topo da edificação, sendo a favor da segurança.

Na (Tabela 7) (Próprio autor, 2018), foi calculada a força horizontal por pavimento, primeiramente utilizando a equação 5.21 para calcular o ângulo de desaprumo e assim multiplicar pelo peso total de um pavimento para obter a força horizontal através da fórmula 5.22. Combinada com a força de vento, estes serão os esforços totais (vento + desaprumo).

O desaprumo foi calculado pelas seguintes equações:

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{H}} \quad (5.21)$$

$$F_{dp} = \Delta p \cdot \theta \quad (5.22)$$

O edifício possui 15 andares de 3,00m cada resultando numa altura total de 45m. Logo o ângulo de desaprumo será:

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{45}} = 0,00088 \text{ rad}$$

O peso total do pavimento é o valor de 2564,47 KN obtido através do somatório do peso de todos os grupos. Logo, a força a ser considerada por pavimentos será:

$$F_{dp} = 2564,47 \cdot 0,00090 = \frac{2,31\text{KN}}{\text{por pavimento}}$$

Cálculo da ação do vento para o pavimento 1:

Altura $h = 15\text{pav} \times 3,0\text{m} = 45,0\text{m}$

Cidade Belo Horizonte $v_0 = 30\text{m/s}$

Bairro Ouro Preto: Categoria VI; Classe B; $z=42\text{m}$

Terreno Plano fator de topográfico $S_1 = 1,00$

Fator de rugosidade do terreno S_2 (Tabela 2 NBR 6123)

Edifício residencial: Fator estatístico $S_3 = 1,00$

Vento de baixa turbulência

- Vento na direção x: L1= 15,74m; L2=14,24m.

$$\frac{L1}{L2} = 1,105 \quad \frac{h}{L1} = 2,9$$

ÁBACO NBR 6123: Cax= 1,30

$$Vk = S1 \times S2 \times S3 \times Vo \text{ [m/s]} = 1,00 \times 0,72 \times 1,00 \times 30\text{m/s} = 21,6 \text{ m/s}$$

$$q=0,613 \times Vk^2 = 0,613 \times 21,6^2 = 286,00 \text{ N/m}^2$$

$$Asx = L1 \times h = 15,74\text{m} \times 3,0 = 47,22\text{m}^2$$

$$Fax = (Cax \cdot q \cdot Asx) + Fdp = \frac{1,30 \times 286 \times 47,22}{1000} + 2,31 = 19,86\text{KN}$$

- Vento na direção Y: L1= 14,24m; L2= 15,74m.

$$\frac{L1}{L2} = 0,905 \quad \frac{h}{L1} = 3,2$$

ÁBACO NBR 6123: Cay= 1,2

$$Vk = S1 \times S2 \times S3 \times Vo \text{ [m/s]} = 1,00 \times 0,72 \times 1,00 \times 30\text{m/s} = 21,6 \text{ m/s}$$

$$q=0,613 \times Vk^2 = 0,613 \times 21,6^2 = 286,00 \text{ N/m}^2$$

$$Asy = L1 \times h = 14,24\text{m} \times 3,0 = 42,72\text{m}^2$$

$$Fay = (Cay \cdot q \cdot Asy) + Fdp = \frac{1,2 \times 286 \times 42,72}{1000} + 2,31 = 16,97\text{KN}$$

Tabela 5. Força de arrasto considerando desaprumo nas direções X e Y por pavimento

PAV	ALTURA [m]	S2	Vk [m/s]	q [N/m ²] q= 0,613 . VK ²	Desaprumo Fd [kN]	Fax [kN]	Fay [kN]
1	3	0,72	21,6	286,00	2,31	19,86	16,97
2	6	0,72	21,6	286,00	2,31	19,86	16,97
3	9	0,72	21,6	286,00	2,31	19,86	16,97
4	12	0,76	22,8	318,66	2,31	21,87	18,64
5	15	0,76	22,8	318,66	2,31	21,87	18,64
6	18	0,80	24	353,09	2,31	23,98	20,41
7	21	0,80	24	353,09	2,31	23,98	20,41
8	24	0,85	25,5	398,60	2,31	26,78	22,74
9	27	0,85	25,5	398,60	2,31	26,78	22,74
10	30	0,85	25,5	398,60	2,31	26,78	22,74
11	33	0,89	26,7	437,00	2,31	29,13	24,71
12	36	0,89	26,7	437,00	2,31	29,13	24,71
13	39	0,89	26,7	437,00	2,31	29,13	24,71
14	42	0,89	26,7	437,00	2,31	29,13	24,71
15	45	0,93	27,9	477,17	2,31	31,60	26,77

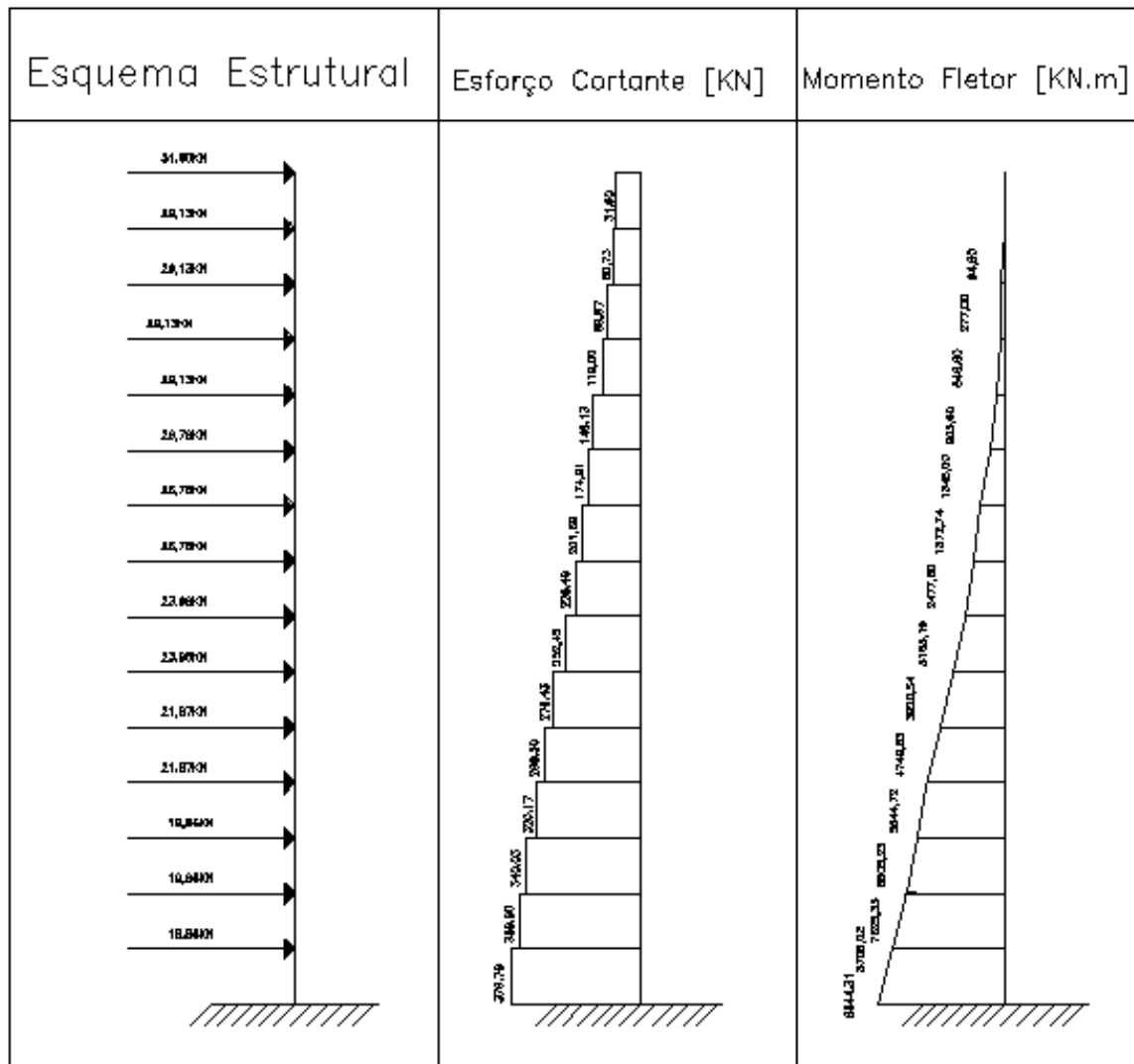
Fonte: Próprio autor (2018).

Os esforços na base de cada pavimento nas direções X e Y, conforme as figuras (Figura 40 e 41) (Próprio autor, 2018) geradas em um modelo que considera o edifício uma viga em balanço, através do programa gráfico-interativo FTOOL versão 3.00 educacional. O

resumo dos esforços nas duas direções contido na (Tabela 8) (Próprio autor, 2018), serão divididos entre as paredes de contraventamento de acordo com suas rigidezes.

Para forças atuando na direção Fx:

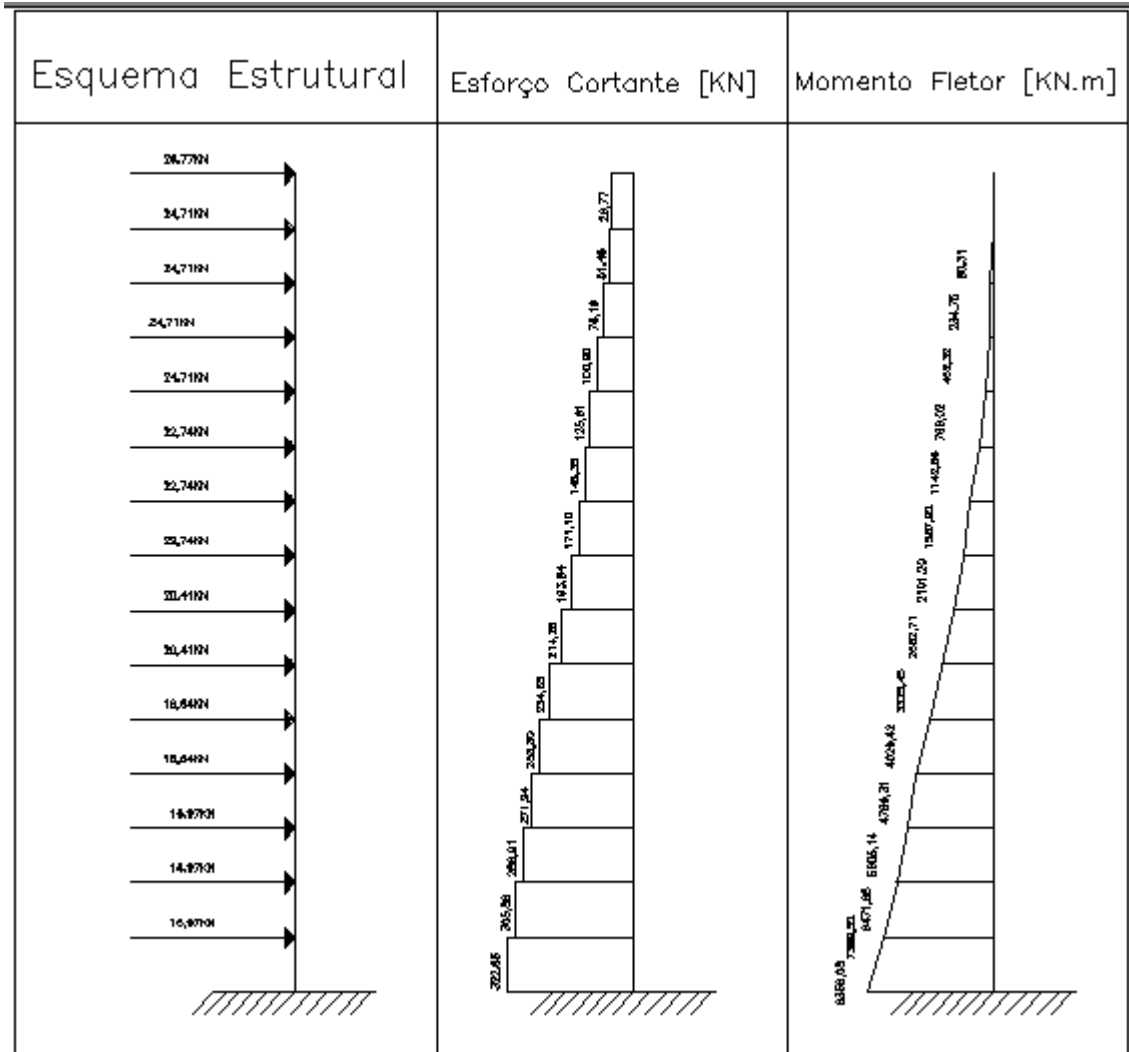
Figura 40. Viga em balanço com as forças Fx



Fonte: Próprio autor (2018).

Para forças atuando na direção Fy:

Figura 41. Viga em balanço com as forças Fy



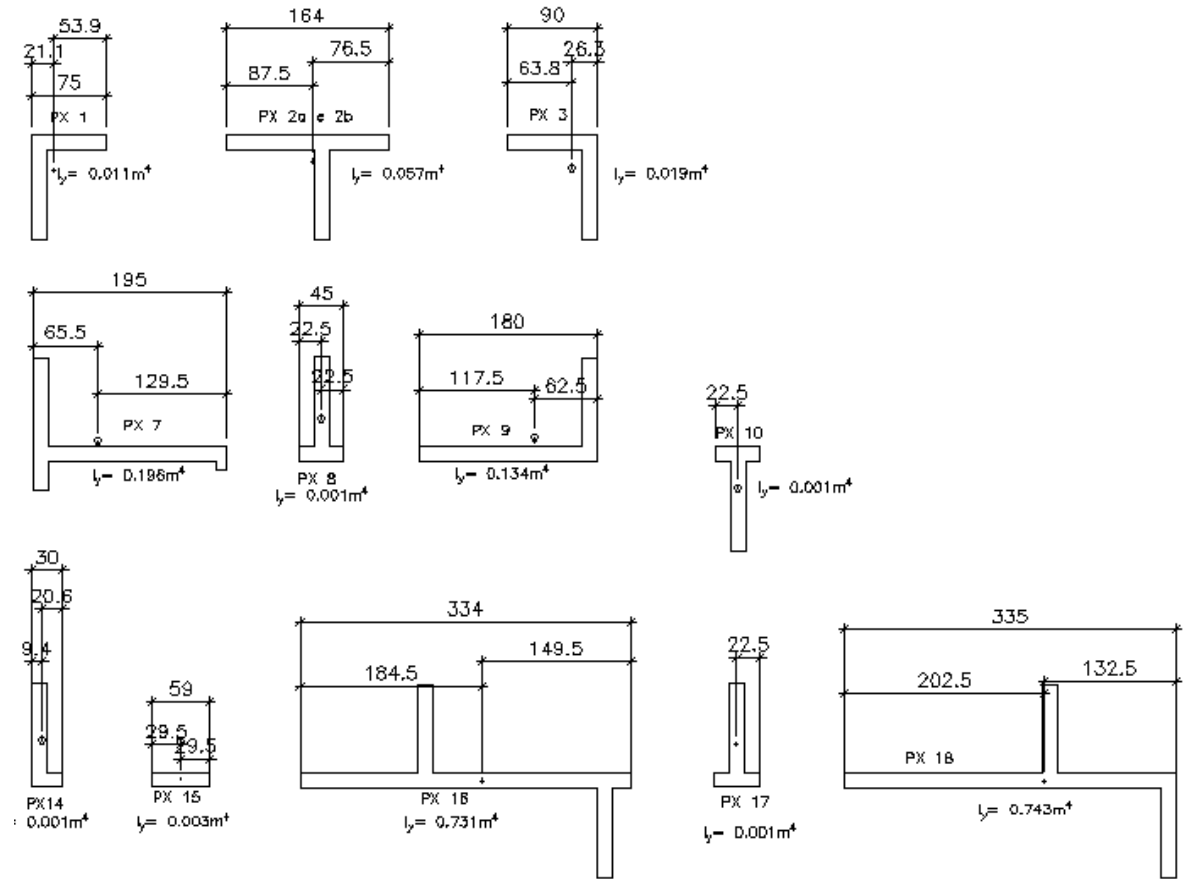
Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 6. Esforços na base no primeiro pavimento

Esforços na base da parede do primeiro pavimento			
VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO X		VENTO ATUANDO NA DIREÇÃO Y	
Esforço cortante [kN]	Momento fletor [kN/m]	Esforço cortante [kN]	Momento fletor [kN/m]
379,76	9844,31	322,85	8358,08

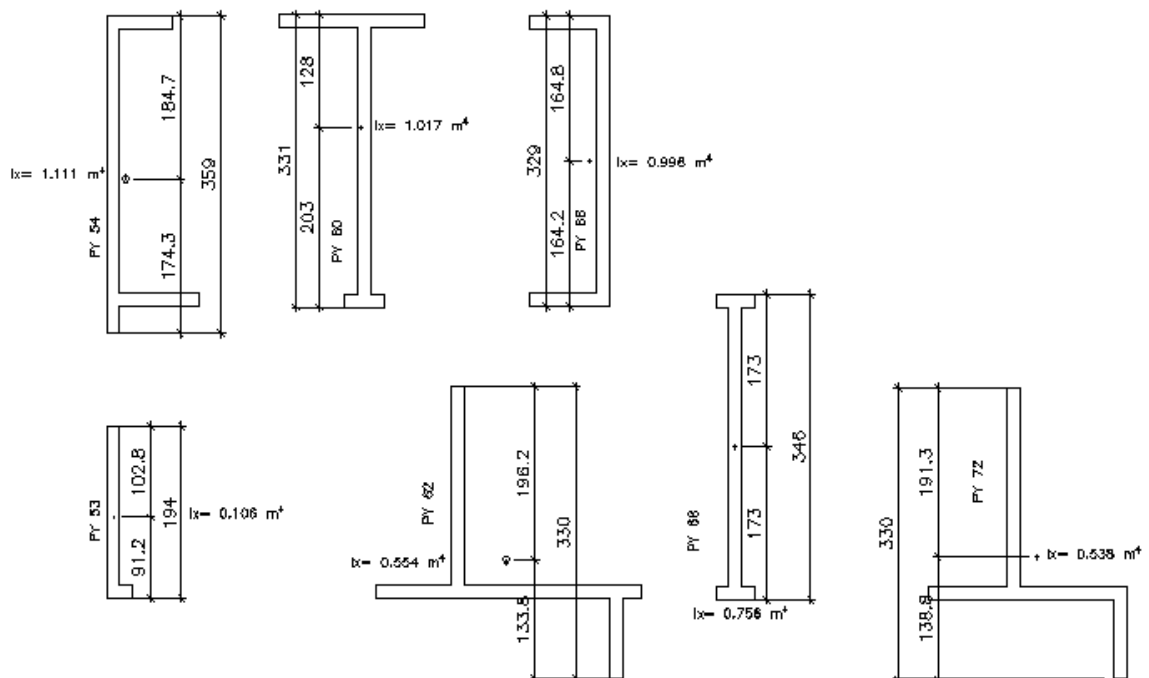
Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 42. Geometria Paredes de contraventamento com abas vento em x



Fonte: Próprio autor (2018).

Figura 43. Geometria Paredes de contraventamento com abas vento em y



Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 7. Inércia das paredes de contraventamento em torno de Y -Vento na direção x

Vento atuando na direção X									
Par	Repetição	Área total (m ²)	Inércia (m ⁴) Y-Y	Subtotais(m ⁴)	Xesq (m)	Xdir (m)	Wyesq	Wydir	Inércia relativa
Px1	4	0,247	0,011	0,04	0,21	0,54	0,05	0,02	0,00
Px2	4	0,381	0,057	0,23	0,88	0,77	0,07	0,08	0,01
Px3	4	0,270	0,019	0,08	0,64	0,26	0,03	0,07	0,00
Px7	4	0,479	0,196	0,78	0,655	1,29	0,30	0,15	0,04
Px8	4	0,202	0,001	0,01	0,23	0,23	0,01	0,01	0,00
Px9	4	0,405	0,134	0,54	1,17	0,63	0,11	0,22	0,03
Px10	2	0,202	0,001	0,00	0,23	0,23	0,01	0,01	0,00
Px14	4	0,180	0,001	0,00	0,09	0,21	0,01	0,00	0,00
Px15	4	0,088	0,003	0,01	0,30	0,30	0,01	0,01	0,00
Px16	2	0,771	0,731	1,46	1,85	1,50	0,40	0,49	0,16
Px17	2	0,202	0,001	0,00	0,23	0,23	0,01	0,01	0,00
Px18	2	0,772	0,743	1,49	2,03	1,33	0,37	0,56	0,16
TOTAL				4,64					

Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 8. Inércia das paredes de contraventamento em torno de X -Vento na direção y

Vento atuando na direção y									
Par	Repetição	Área total (m²)	Inércia (m⁴) X-X	Subtotais(m⁴)	Ysup (m)	Yinf (m)	Wxsup	Wxinf	Inércia relativa
Py54	4	0,762	1,111	4,44	1,85	1,74	0,60	0,64	0,07
Py60	4	0,765	1,017	4,07	1,28	2,03	0,79	0,50	0,06
Py66	4	0,717	0,996	3,99	1,65	1,64	0,60	0,61	0,06
Py53	4	0,308	0,106	0,42	1,03	0,91	0,10	0,12	0,01
Py62	2	0,921	0,554	1,11	1,96	1,34	0,28	0,41	0,03
Py68	2	0,606	0,756	1,51	1,73	1,73	0,44	0,44	0,05
Py72	2	0,810	0,538	1,08	1,91	1,39	0,28	0,39	0,03
TOTAL				16,62					

Fonte: Próprio autor (2018).

Cálculo da inércia relativa para a parede Px1(**figura 40**) (Próprio autor, 2018):

Área total: $0,247\text{m}^2$

Inercia (m^4) Y-Y = $0,011\text{ m}^4$

Subtotais (m^4) = Inércia x repetição = $0,011 \cdot 4 = 0,04\text{ m}^4$

$X_{\text{esq(m)}} = 0,21\text{ m}$

$X_{\text{dir(m)}} = 0,54\text{ m}$

Modulo de resistência $W_{\text{yesq}} = \frac{\text{Inércia } y-y}{X_{\text{esq}}} = \frac{0,011}{0,21} = 0,05\text{m}^3$

Modulo de resistência $W_{\text{ydir}} = \frac{\text{Inércia } y-y}{X_{\text{dir}}} = \frac{0,011}{0,54} = 0,02\text{m}^3$

Inércia relativa (%) = $\frac{\text{Inercia (m4) Y-Y}}{\Sigma\text{Subtotais}} = \frac{0,011}{4,64} = 0,0024$

Normal de vento: 0KN

Cortante V: Inercia relativa (%). Esforço Cortante na base = $0,0024 \cdot 379,76 = 0,91\text{KN}$

Momento : Inercia relativa (%). Momento fletor na base = $0,0024 \cdot 9844,31 = 23,42\text{ KN.m}$

- Tensões associadas a ações horizontais

$$\tau = \frac{\text{Cortante}}{\text{área cisalhante}} = \frac{0,90}{0,113} = 8,032\text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{N\text{ Vento}}{\text{área}} = 0\text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{\text{Momento}}{W_{\text{esq}}} = \frac{23,42}{0,05} = 447,318\text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{\text{Momento}}{W_{\text{dir}}} = \frac{23,42}{0,02} = 1142,675\text{ Mpa}$$

Tabela 9. Resumo geral de esforços nas paredes direção X

Modelo de paredes isoladas com abas											
Dir X	Esforços devido a ações horizontais			Propriedades da seção transversal				Tensões associadas à ações horizontais			
Parede	Normal Nvento [kN]	Cortante V [kN]	Momento [kN.m]	Área An [m ²]	Área cisa Ac [m ²]	Wesq [m ³]	Wdir [m ³]	$\tau = V/Ac$ [Mpa]	$\sigma = Nvento/An$ [Mpa]	$\sigma = M/Wesq$ [Mpa]	$\sigma = M/Wdir$ [Mpa]
Px1	0,00	0,90	23,42	0,113	0,113	0,05	0,02	8,032	0,000	447,318	1142,675
Px2	0,00	4,70	121,87	0,246	0,246	0,07	0,08	19,110	0,000	1854,992	1621,793
Px3	0,00	1,54	39,98	0,135	0,135	0,03	0,07	11,424	0,000	1352,554	557,558
Px7	0,00	16,00	414,84	0,293	0,293	0,30	0,15	54,712	0,000	1388,594	2734,789
Px8	0,00	0,11	2,95	0,068	0,068	0,01	0,01	1,687	0,000	476,998	476,998
Px9	0,00	10,99	284,95	0,270	0,270	0,11	0,22	40,712	0,000	2480,390	1324,995
Px10	0,00	0,12	3,00	0,068	0,068	0,01	0,01	1,713	0,000	476,998	476,998
Px14	0,00	0,06	1,65	0,045	0,045	0,01	0,00	1,418	0,000	199,279	436,718
Px15	0,00	0,21	5,44	0,089	0,089	0,01	0,01	2,372	0,000	625,397	625,397
Px16	0,00	59,80	1550,25	0,501	0,501	0,40	0,49	119,368	0,000	3911,384	3169,387
Px17	0,00	0,11	2,95	0,068	0,068	0,01	0,01	1,687	0,000	476,998	476,998
Px18	0,00	60,79	1575,75	0,503	0,503	0,37	0,56	120,969	0,000	4292,982	2808,988

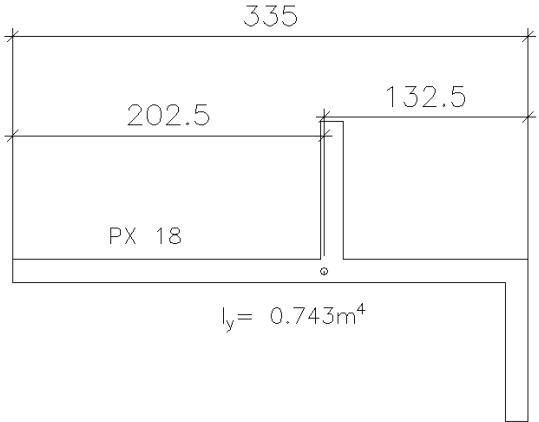
Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 10. Resumo geral de esforços nas paredes direção Y

Modelo de paredes isoladas com abas											
Dir Y	Esforços devido a ações horizontais			Propriedades da seção transversal				Tensões associadas à ações horizontais			
Parede	Normal Nvento [kN]	Cortante V [kN]	Momento [kN.m]	Área An [m ²]	Área cisa Ac [m ²]	Wxsup [m ³]	Wxinf [m ³]	$\tau = V/Ac$ [Mpa]	$\sigma = N_{vento}/An$ [Mpa]	$\sigma = M/Wx_{sup}$ [Mpa]	$\sigma = M/Wx_{inf}$ [Mpa]
Py54	0,00	21,58	558,73	0,539	0,539	0,60	0,64	40,078	0,000	929,067	876,754
Py60	0,00	19,75	511,36	0,497	0,497	0,79	0,50	39,784	0,000	643,858	1021,119
Py66	0,00	19,36	501,23	0,494	0,494	0,60	0,61	39,233	0,000	828,967	825,949
Py53	0,00	2,06	53,39	0,291	0,291	0,10	0,12	7,088	0,000	517,099	458,749
Py62	0,00	10,77	278,84	0,495	0,495	0,28	0,41	21,759	0,000	986,914	673,033
Py68	0,00	14,69	380,39	0,519	0,519	0,44	0,44	28,311	0,000	870,215	870,215
Py72	0,00	10,44	270,38	0,495	0,495	0,28	0,39	21,099	0,000	962,266	698,184

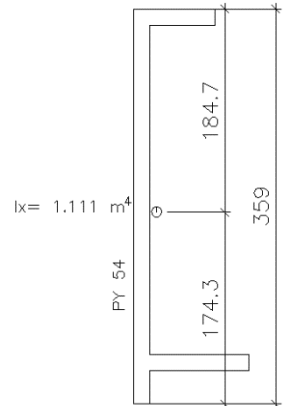
Fonte: Próprio autor (2018).

Tabela 11. Parede Px maior inercia relativa

PX 18: Parede de maior inércia relativa		$\tau = V/Ac$	$\sigma = N_{vento}/A_n$	$\sigma = M/W_{esq}$	$\sigma = M/W_{dir}$
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
	Modelo				
	Paredes isoladas com abas	120,969	0,000	4292,982	2808,988

Fonte: Próprio autor (2018)

Tabela 12. Parede Py maior inercia relativa

PY 54: Parede de maior inércia relativa		$\tau = V/Ac$	$\sigma = N_{vento}/A_n$	$\sigma = M/W_{esq}$	$\sigma = M/W_{dir}$
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
	Modelo				
	Paredes isoladas com abas	40,078	0,000	929,067	876,754

Fonte: Próprio autor (2018)

Na tabela acima podemos comparar os valores fornecidos entre os métodos utilizados para encontrar as tensões associadas as ações horizontais. As paredes em análise PX 18 e PY 54 são as de maiores inércias relativas, logo as mais solicitadas pelo vento. O modelo de paredes isoladas com abas é o método mais confiável e complexo, pode-se perceber que nesse modelo atua também a força normal de vento. Podemos concluir com os valores encontrados que a estrutura é mais rígida em Y.

As ações horizontais devem ser verificadas em relação às almas das paredes de contraventamento, o esforço cortante total (Tabela) nas direções x e y deve ser comparado à força cortante resistente de cálculo (Eq. 5.5) das paredes mais carregadas nas direções x e y, que são Px18 e Py54 da (Tabela 9) (Próprio autor, 2018).

- Para Px18 teremos:

$$f_{vd} \geq V_d$$

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot (1 + 3 \cdot \sigma_{cmd}/f_{ck}) \cdot t \cdot L$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \times (40)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,75 \text{MPa}$$

$$f_{vd} = 0,3 \cdot 1,75 \cdot (1 + 3 \cdot 28,24/40) \cdot 0,15 \cdot 3,20$$

$$f_{vd} = 1,48 \text{Mpa} \times 0,48 \text{ m}^2$$

$$f_{vd} = 1480 \text{ KN/m}^2 \times 0,48 \text{ m}^2$$

$$f_{vd} = 710,40 \text{ KN} \geq 379,76 \times 1,4 = 531,66 \text{ KN}$$

- Para Py54 teremos:

$$f_{vd} \geq V_d$$

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot (1 + 3 \cdot \sigma_{cmd}/f_{ck}) \cdot t \cdot L$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \times (40)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,75 \text{MPa}$$

$$f_{vd} = 0,3 \cdot 1,75 \cdot (1 + 3 \cdot 28,24/40) \cdot 0,15 \cdot 3,59$$

$$f_{vd} = 1,48 \text{Mpa} \times 0,54 \text{ m}^2$$

$$f_{vd} = 1480 \text{ KN/m}^2 \times 0,54 \text{ m}^2$$

$$f_{vd} = 799,20 \text{ KN} \geq 322,85 \times 1,4 = 451,99 \text{ KN}$$

8- ARMADURA

8.1 - Dimensionamento da armadura das paredes

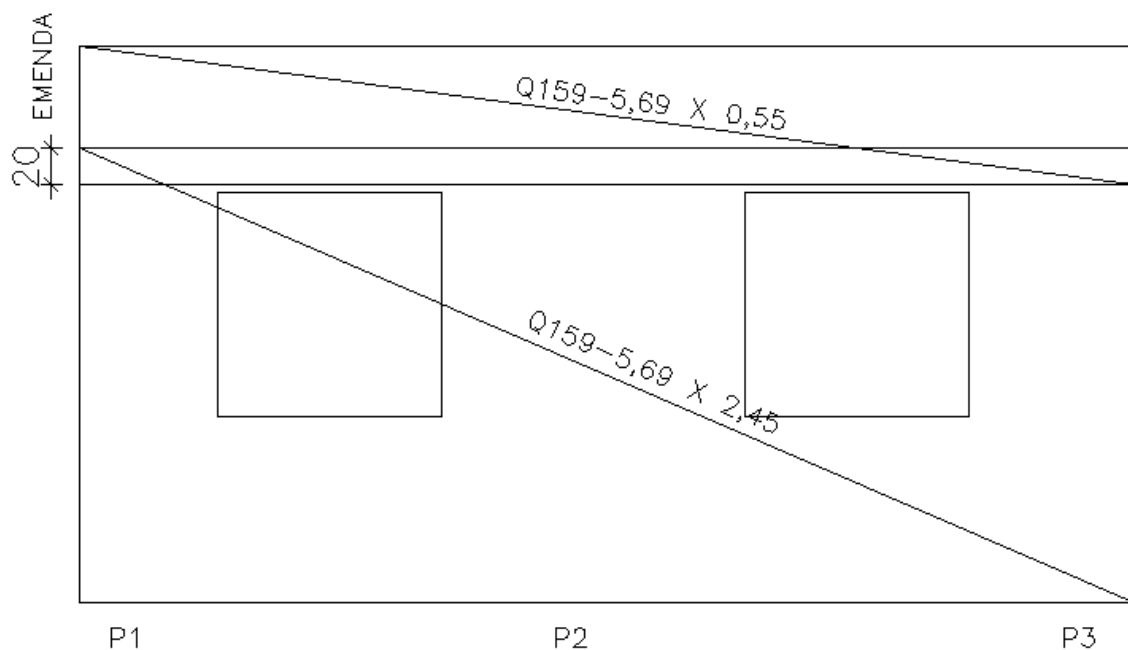
Conforme determinado anteriormente, não existe tração nas paredes de concreto, pois é um exemplo didático que não trabalha no diagrama real, mas sim no diagrama de esforços em que se supõe tração nula (vide figura 20 pagina 40). Segundo a NBR 16055/2012, quando essa tração inexistente as paredes podem ser dimensionadas com armadura mínima.

Dimensionamento das paredes P1, P2 e P3 utilizando armadura mínima (**Figura 39**) (Próprio autor, 2018):

- $A_{s,Horizontal} = 100\text{cm} \times 10\text{cm} \times 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$ aço CA-60 adotar tela Q159
- $A_{s,vertical} = 100\text{cm} \times 10\text{cm} \times 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$ aço CA-60

Será adotada a tela Q159 para toda extensão da parede:

Figura 44. Armadura das paredes P1, P2 e P3.

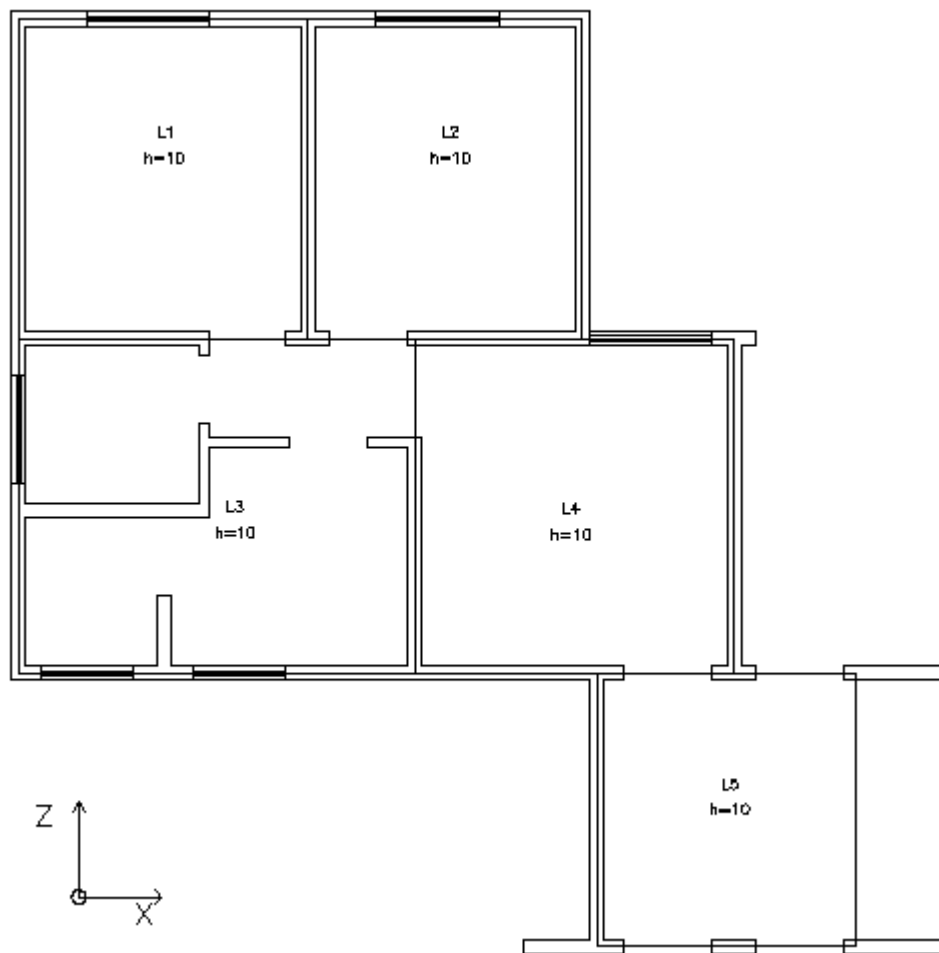


8.2 - Dimensionamento da armadura das lajes

A configuração das lajes está mostrada na **(Figura 40)** (Próprio autor, 2018). Os carregamentos utilizados para determinar a armadura são discriminados a seguir:

- Peso próprio = $25 \text{ KN/m}^3 * 0,1\text{m} = 2,5 \text{ KN/m}^2$, para uma espessura de 10cm;
- Revestimento = 1 KN/m^2 ;
- Sobrecarga = $1,5 \text{ KN/m}^2$.

Figura 45. Detalhe em planta baixa das lajes (dimensões em cm).

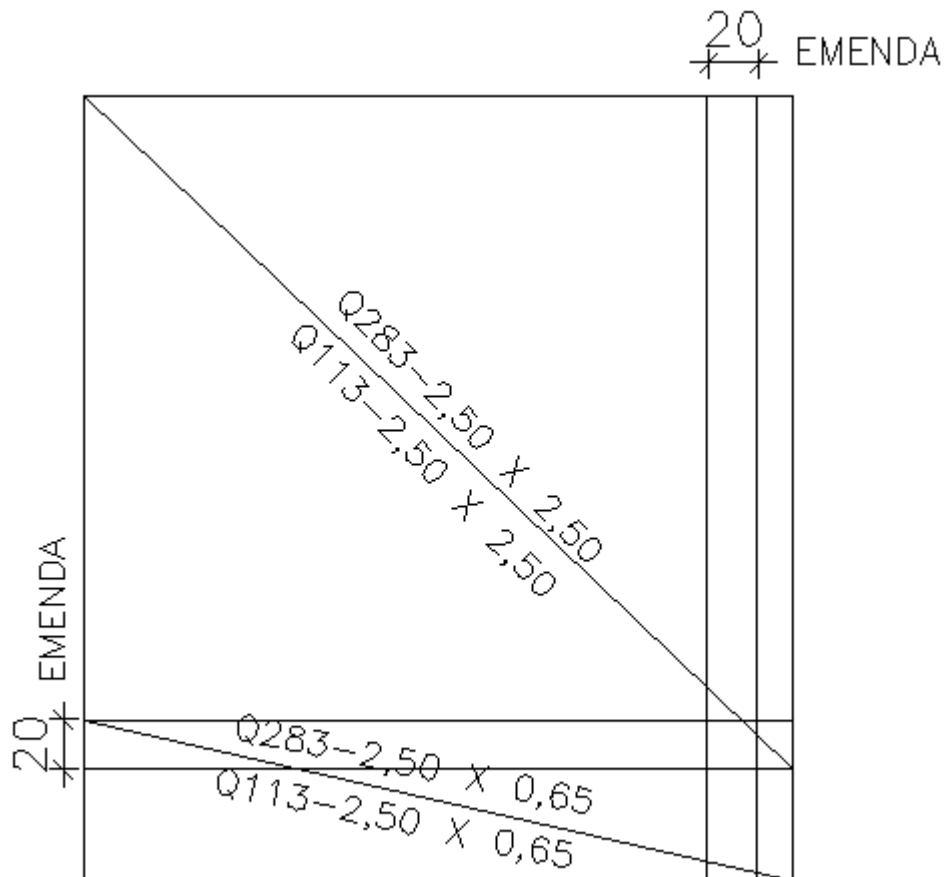


Fonte: Próprio autor (2018).

De acordo com a NBR 16055 o cálculo da armadura das lajes deve ser feito conforme a ABNT NBR 6118: 2007. Feito isso, a armadura para laje 1 é **(Figura 41)** (Próprio autor, 2018):

- $A_{s,Positiva} = 1,00\text{cm}^2$, adotar tela Q113
- $A_{s,Negativa} = 2,70\text{cm}^2$, adotar tela Q283

Figura 46. Armadura da laje 1.



Fonte: Próprio autor (2018).

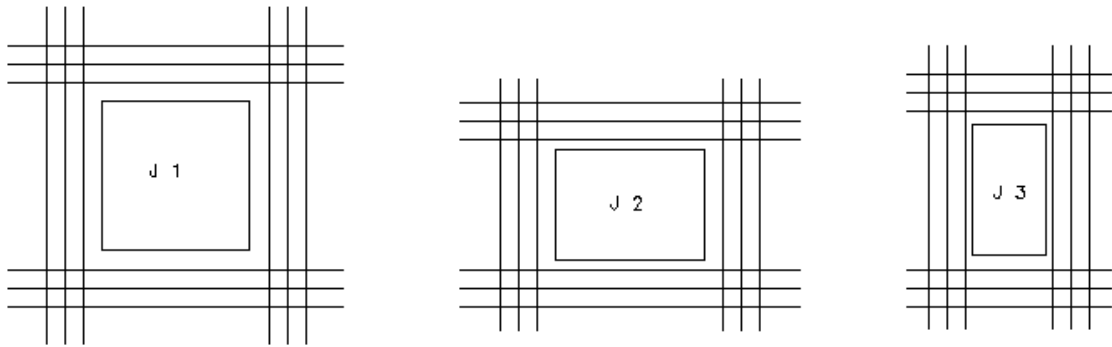
8.3- Dimensionamento de portas e janelas

De acordo com a ABNT NBR 16055:2012 a armadura horizontal deve ser o somatório entre a armadura calculada para a função de verga mais a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, dada na expressão abaixo:

$$A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \times \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h}$$

Neste projeto, as janelas da unidade Habitacional calculada, foram nomeadas como J1, J2 e J3, então de forma esquemática como mostrado na (Figura 42) (Próprio autor, 2018), mostra como as armaduras de reforço serão dispostas nas aberturas.

Figura 47. Detalhe da posição das armaduras de reforço.



Fonte: Próprio autor (2018).

- A armadura de reforço da janela J1 foi calculada da seguinte forma:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

Para $d_v = 0,75 \text{ ah} \rightarrow K_{ab} = 0,15 \cdot \alpha_{v2}$

$$K_{ab} = 0,15 \cdot 0,88$$

$$K_{ab} = 0,132$$

A verificação deve ser realizada aplicando a equação:

$$R_{d,max} = K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot ah$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1,4 = 30\text{MPa}/1,4 = 21,43 \text{ MPa} \rightarrow 2,143 \text{ KN/cm}^2$$

$$t = 10\text{cm}$$

$$ah = 121\text{cm}$$

$$R_{d,max} = 0,132 \cdot 2,143 \cdot 10 \cdot 121$$

$$R_{d,max} = 342,3 \text{ KN}$$

Assim temos a seguinte armadura de reforço dada pela expressão:

$$f_{yd} = 60/1,15 = 52,17 \text{ KN/cm}^2$$

$$d_v = 0,75 \cdot 121 = 90,75 \text{ cm}$$

$$A_{slh} \geq \frac{342,3\text{KN}}{2 \cdot 52,17\text{KN/cm}^2} \times \frac{100 \text{ cm}}{90,75 \text{ cm}}$$

$$A_{slh} \geq 3,28 \text{ cm}^2 \times 1,10 = 3,61 \text{ cm}^2$$

Logo a janela J1 irá possuir armadura superior horizontal de $Aslh = 3,61\text{cm}^2$, será adotado 3 $\emptyset 12,5\text{cm}$ com espaçamento de 15 cm entre as barras. A primeira barra será colocada a 5cm da face do concreto da abertura. Logo a mesma pode ser adotada para a parte inferior da janela J1 segundo ABNT NBR 16055:2012.

Para o cálculo da armadura vertical será utilizada a seguinte expressão:

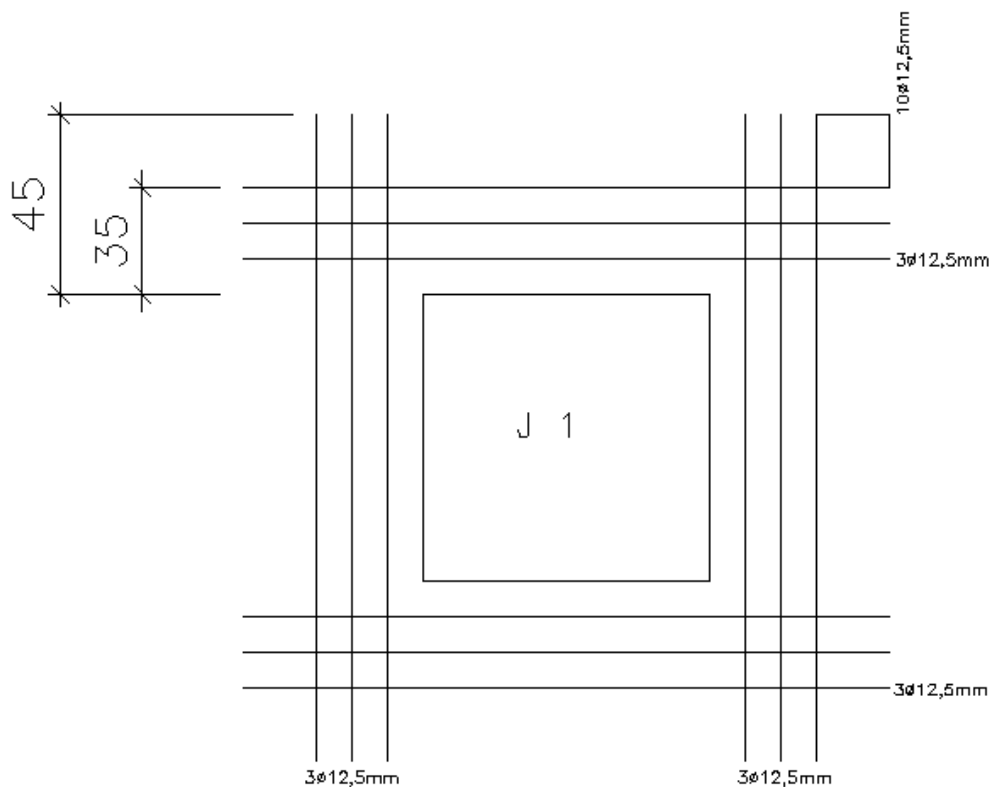
$$\frac{Aslv}{s} \geq \frac{2 \cdot Rd, max}{ah} - \frac{K_{ab} \times f_{cd} \times t}{f_{yd}}$$

$$\frac{Aslv}{s} \geq \frac{2 \cdot 342,3\text{KN}}{121\text{cm}} - \frac{0,132 \times 2,143\text{KN/cm}^2 \times 10\text{cm}}{52,17 \text{KN/cm}^2}$$

$$\frac{Aslv}{s} \geq 0,05\text{cm}^2$$

Como a armadura vertical da janela 1 tem um valor extremamente baixo, e a favor da segurança podemos usar a mesma armadura horizontal padronizando as armações das janelas (**Figura 43**) (Próprio autor, 2018), logo:

Figura 48. Detalhe das armaduras de reforço da janela 1



Fonte: Próprio autor (2018).

Para as demais aberturas o método de cálculo é semelhante, como também o detalhamento é idêntico, então para as janelas J2, J3, J4 foram determinadas as aberturas de reforço como se seguem na (Tabela 11) (Próprio autor, 2018):

Tabela 13. Relação de armaduras das janelas

Aberturas	<i>J1</i>	<i>J2</i>	<i>J3</i>	<i>J4</i>
Dimensões	121x121	91x121	106x61	61x121
Rd,max	342,3	342,3	172,6	342,3
d_v	90,75	90,75	45,75	90,75
a_h	121	121	61	121
fyd	52,17	52,17	52,17	52,17
Ash	3,61	3,61	3,62	3,61
Barras	3 Ø 12,5	3 Ø 12,5	3 Ø 12,5	3 Ø 12,5

Fonte: Próprio autor (2018).

9- ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS ENTRE CONCRETO E ALVENARIA

No presente capítulo, foi feita a comparação entre os principais esforços que solicitam a edificação, para tanto foram extraídos das planilhas (mostradas anteriormente), os valores de tensão para grupos de parede e paredes isoladas, para ambos os métodos construtivos. Os valores dos esforços que solicitam as paredes, quando executado em alvenaria estrutural, foram extraídos de um trabalho ministrado na disciplina de Alvenaria Estrutural durante o curso de especialização na UFMG.

9.1 - Ações verticais devidas ao peso próprio parede isolada

Os parâmetros comparados foram os carregamentos e as tensões. A tabela que segue mostra os valores do cálculo realizado para paredes isoladas, no qual foi observado que tanto em concreto quanto em alvenaria a parede 8 (vide figura 35), foi a mais solicitada do edifício.

Tabela 14. Tensão paredes isoladas

CARGAS VERTICAIS NAS PAREDES ISOLADAS POR PAVIMENTO								
Comprimento (m)	Peso	Ação na	Ação do	Carga	Total	Tensão	Tensão	Tensão
	Próprio (kN/m)	laje (kN/m)	lintél (kN/m)	total (kN/m)		Normal (KN/m ²)	Normal Térreo (KN/m ²)	Normal Térreo (MPa)
Paredes de concreto								
0,22	11,25	12,51	26,79	50,55	11,12	337,00	5055,00	5,06
Alvenaria estrutural								
0,22	5,292	10,343	19,90	35,53	7,82	253,80	3807	3,807

Fonte: Próprio autor (2018).

De acordo com a (Tabela 16) (Próprio autor, 2018), a carga vertical proveniente da soma do peso próprio, ação da laje e do lintél, não tem uma grande variação entre ambos, contudo a tensão Normal no Térreo, referente ao somatório de tensões de todos os pavimentos acima, mostra que o prédio executado em concreto exerce maiores tensões sobre a fundação. Em termos percentuais, a redução de tensões que solicitam a fundação quando se utiliza alvenaria é de aproximadamente 25%.

Tendo em vista que a comparação feita acima considerou para a alvenaria estrutural o bloco da família de modulação 15, de dimensões 14x19x29 cm, levando em conta também a área utilizada do bloco como sendo a área bruta para fins de comparação. Esta consideração permite realizar uma comparação em escala real, com a parede inteira, desconsiderando comparar o bloco somente. Dessa forma, foi utilizado para o concreto a espessura de 15 cm e seu pé direito integralmente, para comparar uma parede de alvenaria com a parede de concreto em questão. Contudo, mesmo que utilizássemos a mesma espessura para realizar esta comparação teríamos uma diferença entre o peso específico dos materiais que é de 14 KN/m³ para alvenaria e de 25 KN/m³ para a parede de concreto, o que gera diferença significativa no peso e conseqüentemente na tensão dos materiais. Logo, fica claro que a ideia aqui foi comparar de forma simples, somente para se ter uma noção de qual método ficaria mais viável.

$$.e = 15 \text{ cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow 5055,00 = \frac{P}{0,45} \Rightarrow P = 2274,75 \text{ KN}$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow 3807 = \frac{P}{0,42} \Rightarrow P = 1598,94 \text{ KN}$$

Da mesma forma, teremos um valor maior de tensão, que incidirá sobre a fundação, analisando abaixo as paredes associadas em grupos teremos de acordo com a (**Tabela 13**) (Próprio autor, 2018):

Tabela 15. Tensões grupos de paredes.

CARGAS VERTICAIS POR GRUPOS DE PAREDES NO PAVIMENTO							
Grupo	Paredes	Comprimento total (m)	Carga Total (KN)	Carga Média (KN/m)	Tensão Normal (KN/m ²)	Tensão Normal Térreo (KN/m ²)	Tensão Normal Térreo (MPa)
Paredes de concreto							
5	20	0,59	25,83	43,78	291,86	4377,97	4,38
Alvenaria estrutural							
5	20	0,59	16,24	27,52	196,61	2949,15	2,95

Fonte: Próprio autor (2018).

Logo para o concreto temos:

Analisando a influência das cargas num contexto global, podemos inferir que as fundações para a edificação em concreto deverão ser mais robustas, pois o peso total a qual a mesma sustenta, exerce influências muito maiores necessitando de maior atenção a esse ponto para garantir a segurança da estrutura (**Tabela 18**) (Próprio autor, 2018):

Tabela 16. Cargas totais

CARGAS VERTICAIS NOS GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES POR PAVIMENTO (PAREDES DE CONCRETO)		
	Carga distribuída	Carga total
No Pavtos	Média (kN/m)	Por pavimento (kN)
15	25,70	2564,47
CARGA MÉDIA POR PAVIMENTO (m²)		
Q = Carga total por pavimento/área do pavimento		
Q =	2564,47 KN	
	184,6156 m ²	
Q =	13,89 kN/m ²	
CARGAS VERTICAIS NOS GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES POR PAVIMENTO (ALVENARIA ESTRUTURAL)		
	Carga distribuída	Carga total
No Pavtos	Média (kN/m)	Por pavimento (kN)
15	16,55438575	1654,978875
CARGA MÉDIA POR PAVIMENTO (m²)		
Q = Carga total por pavimento/área do pavimento		
Q =	1654,98 KN	
	184,62 m ²	
Q =	8,96 kN/m ²	

Fonte: Próprio autor (2018).

10- CONCLUSÕES

O sistema paredes de concreto apresenta, em relação a outros sistemas, um ganho em praticidade, rapidez na construção das unidades habitacionais. Quando executadas de forma correta, fica garantida a segurança e estabilidade estrutural devido a maior rigidez de seus elementos estruturais. Também devemos analisar pontos importantes como racionalização e a redução dos desperdícios, que dessa forma tornam esse sistema uma alternativa interessante em empreendimentos que exigem maior controle tecnológico do processo executivo, bem como em empreendimentos com maior número de unidades habitacionais construídas.

A proposta deste trabalho foi mostrar como a norma aborda o cálculo de estruturas em paredes de concreto, e dessa forma concluir que essa é completa para o dimensionamento deste tipo de estrutura através de seus requisitos básicos exigíveis. Foi mostrado também o dimensionamento de um edifício de forma fictícia, conforme a norma ABNT NBR 16055:2012 e por fim ratificou-se a viabilidade construtiva. Foram comparados os esforços entre o sistema de paredes de concreto e alvenaria estrutural.

Através do estudo realizado nos itens que compõem a norma de paredes de concreto, foi possível delinear o funcionamento de todo sistema, bem como descrever o seu significado estrutural. Conforme o dimensionamento por meio desta NBR, as tensões verticais e horizontais foram comparadas com a tensão resistente de cálculo sob normal de compressão, efetuando assim a verificação das paredes que estão submetidas à carga axial, considerando todos os equipamentos (Instalações elétricas e hidráulicas, armaduras e detalhes de fachada) que farão parte do edifício.

O valor elevado dos edifícios construídos em concreto provém do alto custo para a aquisição das formas, que apesar do alto valor, foi a modalidade escolhida nesta monografia como opção mais viável. Outro fator relevante, que gera redução das despesas é a baixa taxa de armadura e homogeneização das mesmas, sendo necessário armar todas as paredes de acordo com a mais solicitada propiciando padronização dos serviços. O sistema elimina as patologias da alvenaria, como por exemplo, as fissuras e as trincas em consequência da heterogeneidade resultante da utilização conjunta de materiais diferentes com propriedades distintas, em outras palavras a junção do bloco com a argamassa.

Levando em consideração que as fundações provavelmente serão mais esbeltas na alvenaria estrutural, tende-se escolher esta modalidade como mais viável construtivamente. No entanto, devemos levar em consideração o comportamento das fundações, pois, supondo um determinado carregamento desbalanceado das mesmas, pode gerar consideráveis fissuras no sistema de alvenaria, num caso em que as fundações não foram dimensionadas adequadamente. Porém, este problema não é observado em concreto devido a sua elevada rigidez proveniente da estrutura monolítica.

Portanto, o sistema construtivo em concreto torna-se mais viável, quando comparado à alvenaria estrutural, levando em consideração um elevado número de repetições do processo em concreto. Pois apesar do custo mais elevado na aquisição das formas, a reutilização e o

reduzido número de mão de obra para executá-la o torna muito mais barato para o valor final do orçamento. Em condições normais de trabalho a empresa pode concluir o empreendimento em paredes de concreto em um período de tempo menor que em alvenaria, sendo possível, por exemplo, liberar as formas de um pavimento para execução dos seguintes em até 24hrs, sendo também possível em um dia deixar as paredes prontas para acabamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI-530: Building Code Requirements for Masonry Structures. Detroit, ACI, 1992.

_____. ACI-318: Building Code Requirements for Reinforced concret. Detroit, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Manual Técnico para Implementação: Habitação 1.0. Bairro Saudável. Editora ABCP, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 1980.

_____. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. NBR 10837: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____.NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos, Rio de Janeiro, 2012.

_____.NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

AUSTRALIAN STRANDARD (1998). AS3700 – Masonry structures. 2 ed. Homebush, Austrália.

_____. AS3600: Concrete Structures. North Sydney, NSW, Australia, 2001.

BRAGUIM, T. C. Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local. Universidade de São Paulo. 227 páginas, 2013.

Cimento itambé. (2015). Sistema de paredes de concreto chega ao 20º andar

Disponível em:< <http://www.cimentoitambe.com.br/sistema-paredes-de-concreto/>> Acesso em: Abr. 2018.

Comunidade da construção. Parede de concreto, Formas Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/2/formas/execucao/31/formas.html>> Acesso em: Abr. 2018

CORSINI, R; Paredes Normatizadas. In: Revista Técnica, V.183, 2012.

CORRÊA M.R.S.; RAMALHO, M.A. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. São Paulo: Editora PINI Ltda, 2003

DOH, J. H. (2002). Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels. Thesis (Doctor of Philosophy), Griffith University.

EUROPEAN STANDARD. EN1992:2004 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures-part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. London, 2004.

FRAGOMENI, S. (1995). Design of normal and high strength reinforced concrete walls. Ph.D. Thesis, University of Melbourne, Melbourne, Australia, 1995.

FRAGOMENI, S.; MENDIS, P. A.; GRAYSON, W. R. (1994). Review of Reinforced Concrete Wall Design Formulas. American Concrete Institute Structural Journal, v. 91, No 5, p. 521-528, October 1994.

Infraestrutura Urbana (2011). Casa com parede de concreto moldada no local Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/casa-com-parede-de-concreto-moldada-no-local-sistema-239366-1.aspx>> Acesso em: Abr. 2018

MISSURELLI, H; MASSUDA, C. Paredes de concreto. Técnica. São Paulo, edição 147, p. ,2009.

MASSONE, L.M.; WALLACE, J. W. Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete walls. In: ACI Structural Journal, V101, No.1, 2004

NUNES, V.Q.G. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado, com ênfase na estrutura de transição. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52., Recife, outubro, 2010. São Paulo: IBRACON. 13p.

NUNES, V.Q.G. (2011). Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Núcleo parede de concreto. (2018). Parede de Concreto. Por que adotamos o sistema? Disponível em:<<http://nucleoparededeconcreto.com.br/destaque-interno/parede-de-concreto-por-que-a-adotamos>> Acesso em: Abr. 2018.

OLIVEIRA, L. M. F. (2009). Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PARSEKIAN, GUILHERME ARIS. Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle / Guilherme Aris Parsekian, Márcia Melo Soares. – São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.

SACHT, H. M. Painéis de vedação de concreto moldado in loco: avaliação do desempenho térmico e desenvolvimento de concretos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.

SAHEB, S. M.; DESAYI, P. (1989). Ultimate Strength of R.C. Wall Panels in Oneway In-Plane Action. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 115, No 10, p. 2617-2630, October 1989.

Téchné(2011). Norma sobre qualificação para controle tecnológico do concreto entra em vigora em abril Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/168/norma-sobre-qualificacao-profissional-para-controle-tecnologico-do-concreto-entra-286806-1.aspx>> Acesso em: Abr. 2018.

Téchné(2011). Parede de concreto moldada in loco Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/167/paredes-de-concreto-armado-moldadas-in-loco-286799-1.aspx>> Acesso em: Abr. 2018.

TAYLOR, C. P.; COTE, P. A.; WALLACE. J. W. Design of Slender Reinforced Concrete Walls. In: ACI Structural Journal, V. 95, N°4, 1988.

<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/138/artigo299152-1.aspx>

<http://www.sh.com.br/blog/2014/utilizacao-bem-sucedida-de-paredes-de-concreto/>

<http://piniweb17.pini.com.br/construcao/tecnologia-materiais/formas-tipo-tunel-retornam-ao-pais-87087-1.aspx>

<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/202/escolha-de-formas-para-paredes-de-concreto-deve-considerar-criterios-304347-1.aspx>

<http://nucleoparededeconcreto.com.br/especiais/aimportancia-das-formas-de-aluminio-para-o-sistema-parede-de-concreto>

<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/165/sistema-de-formas-plasticas-para-paredes-de-concreto-287803-1.aspx>

<http://www.risatec.com.br/?intSecao=5&sub=22>

<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/tecnologias-sistemas/ipt-desenvolve-traco-de-referencia-para-concreto-autoadensavel-em-paredes-330324-1.aspx>

<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/2/concreto/execucao/33/concreto.html>

<http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/10/paredes-de-concreto-passo-passo-2.html>

<https://estruturasonline.com.br/radier-estaqueado-protendido-no-sistema-cad-tqs/>

APÊNDICE A

Telas de aço CA-60. (IBTS, 2018, http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp)

AÇO	Espaçamento		Diâmetro		Seções		Apresen-		Dimensões		Peso	
	CA-60	entre fios (cm)	(mm)	(cm ² /m)	tação	(m)	L.	T.	Larg.	Comp.	kg/m ²	kg/peça
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.	Larg.	Comp.	kg/m ²	kg/peça	
61	Q61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	PAINEL	2,45	6	0,97	14,3
75	Q75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	PAINEL	2,45	6	1,27	18,7
92	Q92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	PAINEL	2,45	6	1,48	21,8
	L92	30	15	4,2	4,2	0,46	0,92	PAINEL	2,45	6	1,12	16,5
113	Q113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	PAINEL	2,45	6	1,8	26,5
	L113	10	30	3,8	3,8	1,13	0,38	PAINEL	2,45	6	1,21	17,8
	T113	30	10	3,8	3,8	0,38	1,13	PAINEL	2,45	6	1,22	17,9
138	Q138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	PAINEL	2,45	6	2,2	32,3
	R138	10	15	4,2	4,2	1,38	0,92	PAINEL	2,45	6	1,83	26,9
	M138	10	20	4,2	4,2	1,38	0,69	PAINEL	2,45	6	1,65	24,3
	L138	10	30	4,2	4,2	1,38	0,46	PAINEL	2,45	6	1,47	21,6
	T138	30	10	4,2	4,2	0,46	1,38	PAINEL	2,45	6	1,49	21,9
159	Q159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	PAINEL	2,45	6	2,52	37
	R159	10	15	4,5	4,5	1,59	1,06	PAINEL	2,45	6	2,11	31
	M159	10	20	4,5	4,5	1,59	0,79	PAINEL	2,45	6	1,9	27,9
	L159	10	30	4,5	4,5	1,59	0,53	PAINEL	2,45	6	1,69	24,8
196	Q196	10	10	5	5	1,96	1,96	PAINEL	2,45	6	3,11	45,7
	R196	10	15	5	5	1,96	1,3	PAINEL	2,45	6	2,6	38,2
	M196	10	20	5	5	1,96	0,98	PAINEL	2,45	6	2,34	34,4
	L196	10	30	5	5	1,96	0,65	PAINEL	2,45	6	2,09	30,7
	T196	30	10	5	5	0,65	1,96	PAINEL	2,45	6	2,11	31
246	Q246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	PAINEL	2,45	6	3,91	57,5
	R246	10	15	5,6	5,6	2,46	1,64	PAINEL	2,45	6	3,26	47,9
	M246	10	20	5,6	5,6	2,46	1,23	PAINEL	2,45	6	2,94	43,2
	L246	10	30	5,6	5,6	2,46	0,82	PAINEL	2,45	6	2,62	38,5
	T246	30	10	5,6	5,6	0,82	2,46	PAINEL	2,45	6	2,64	38,8
	Q283	10	10	6	6	2,83	2,83	PAINEL	2,45	6	4,48	65,9
	R283	10	15	6	6	2,83	1,88	PAINEL	2,45	6	3,74	55

283	M283	10	20	6	6	2,83	1,41	PAINEL	2,45	6	3,37	49,5
	L283	10	30	6	6	2,83	0,94	PAINEL	2,45	6	3	44,1
	T283	30	10	6	6	0,94	2,83	PAINEL	2,45	6	3,03	44,5
335	Q335	15	15	8	8	3,35	3,35	PAINEL	2,45	6	5,37	78,9
	L335	15	30	8	6	3,35	0,94	PAINEL	2,45	6	3,48	51,2
	T335	30	15	6	8	0,94	3,35	PAINEL	2,45	6	3,45	50,7
396	Q396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	PAINEL	2,45	6	6,28	92,3
	R396	10	15	7,1	7,1	3,96	2,64	PAINEL	2,45	6	5,24	77
	M396	10	20	7,1	7,1	3,96	1,98	PAINEL	2,45	6	4,73	69,5
	L396	10	30	7,1	6	3,96	0,94	PAINEL	2,45	6	3,91	57,5
	T396	30	10	6	7,1	0,94	3,96	PAINEL	2,45	6	3,92	57,6
503	Q503	10	10	8	8	5,03	5,03	PAINEL	2,45	6	7,97	117,2
	R503	10	15	8	8	5,03	3,35	PAINEL	2,45	6	6,66	97,9
	M503	10	20	8	8	5,03	2,51	PAINEL	2,45	6	6	88,2
	L503	10	30	8	6	5,03	0,94	PAINEL	2,45	6	4,77	70,1
	T503	30	10	6	8	0,94	5,03	PAINEL	2,45	6	4,76	70
636	Q636	10	10	9	9	6,36	6,36	PAINEL	2,45	6	10,09	148,3
	L636	10	30	9	6	6,36	0,94	PAINEL	2,45	6	5,84	85,8
785	Q785	10	10	10	10	7,85	7,85	PAINEL	2,45	6	12,46	183,2
	L785	10	30	10	6	7,85	0,94	PAINEL	2,45	6	7,03	103,3