



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

HÉRLON ADAMYLLS MARIANO RAMOS
THIAGO FERNANDES DE MELO

COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO E
ALVENARIA PARA UM MESMO PROJETO ARQUITETÔNICO

Recife
2020

HÉRLON ADAMYLLS MARIANO RAMOS

THIAGO FERNANDES DE MELO

**COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO E
ALVENARIA PARA UM MESMO PROJETO ARQUITETÔNICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco como
requisito parcial para obtenção do Grau de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a. Liliane de Allan Fonseca.

Recife

2020

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

- R175c Ramos, Hérlon Adamylls Mariano
Comparação entre modelos estruturais de concreto e alvenaria para um mesmo projeto arquitetônico / Hérlon Adamylls Mariano Ramos; Thiago Fernandes de Melo. - 2020.
102 folhas, il., gráfs., tabs.
- Orientadora: Profa. Dra. Liliane de Allan Fonseca.
- TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2020.
Inclui Referências.
1. Engenharia civil. 2. Alvenaria estrutural. 3. BIM. 4. Estabilidade global. 5. Bloco de concreto. 6. TQS I. Melo, Thiago Fernandes de. II. Fonseca, Liliane de Allan (Orientadora). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2020-157

HÉRLON ADAMYLLS MARIANO RAMOS

THIAGO FERNANDES DE MELO

**COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO E
ALVENARIA PARA UM MESMO PROJETO ARQUITETÔNICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco como
requisito parcial para obtenção do Grau de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 28 de fevereiro de 2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Dr^ª Liliane de Allan Fonseca (Orientadora)

Universidade Federal de Pernambuco

Prof^º. Dr^º Ézio da Rocha Araújo (Examinador Interno)

Universidade Federal de Pernambuco

Eng^º Alexandre de Souza Jr. (Examinador Externo)

Universidade Federal de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

À Deus,

Porque Ele vem nos presenteando com suas belas surpresas. E apesar das dificuldades, somos gratos por tudo que recebemos, compreendendo que tudo que vem do Pai é sagrado.

Às nossas mães,

Por terem nos ensinado que nós fazemos nossa própria história e sempre mostraram como voar com nossas próprias asas, por todo o carinho e dedicação durante todos os anos de nossas vidas.

À família,

Pela paciência, dedicação, compreensão e presença. Obrigado por serem nossa fortaleza!

À nossa querida orientadora Liliane,

Que, com extrema dedicação, acompanhou nossos passos, inspirando-nos e apoiando-nos. Por todas as palavras de incentivo quando estávamos desacreditando do nosso potencial, nos fazendo seguir adiante. Por todas as correções e comentários, que nos fizeram aprimorar nosso estudo.

Aos professores,

Que estiveram presentes no início da nossa jornada, permitindo-nos vislumbrar o degrau que alcançamos hoje.

Aos amigos,

Por terem participado desse capítulo inesquecível das nossas vidas.

À Universidade Federal de Pernambuco,

Pela oportunidade de crescer pessoal e profissionalmente, num meio de excelentes profissionais, que sempre demonstraram compromisso com nossa formação.

À empresa TQS por ter cedido as licenças.

RESUMO

O presente estudo visa comparar os modelos estruturais de pórticos em concreto armado e alvenaria estrutural de um edifício de 5 pavimentos a partir de um mesmo projeto de arquitetura. O emprego de alvenaria estrutural como sistema construtivo é crescente no mercado brasileiro e tem despertado interesse entre as construtoras, pois é um processo que atende à demanda em se construir rápido, com qualidade e com baixo custo. O objetivo foi dimensionar, detalhar e obter o custo do edifício em concreto armado e em alvenaria estrutural, além de usar o BIM para modelar o edifício de alvenaria associado com as outras disciplinas (Projetos complementares). Resultados: O concreto armado e alvenaria estrutural são sistemas construtivos diferentes e que apresentam modelos de cálculo distintos. O edifício em alvenaria estrutural tem uma maior estabilidade global quando comparado com o em concreto armado, além de ser o mais barato. Porém ele requer mais cuidados na fase de construção, tornando necessária a modelagem das paredes e até mesmo dos projetos complementares. Além disso, também é necessário mão de obra especializada para a execução da alvenaria. Serão exibidos alguns resultados do processamento da estrutura, todos extraídos do CAD/ALVEST. Além do memorial descritivo e o memorial de cálculo, o *software* também permite a extração gráfica das alvenarias, o que facilita a visualização e a montagem dos blocos no canteiro de obras.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. BIM. Estabilidade global. Bloco de concreto. TQS.

ABSTRACT

This study aims to compare the structural models of frames in reinforced concrete and structural masonry of a building of 5 floors from the same architectural project. The use of structural masonry as a construction system is increasing in the Brazilian market and has aroused interest among construction companies, because it is a process that meets the demand in building fast, with quality and with low cost. The objective was to size, detail and obtain the cost of the building in reinforced concrete and structural masonry, besides using BIM to model the masonry building associated with the other disciplines (Complementary projects). Results: Reinforced concrete and structural masonry are different construction systems that present different calculation models. The building in structural masonry has greater global stability when compared to the reinforced concrete, besides being the cheapest. However, it requires more care in the construction phase, making it necessary to model walls and even complementary projects. In addition, it is also necessary specialized labor for the execution of masonry. Some results of the processing of the structure will be displayed, all extracted from cad/ALVEST. In addition to the descriptive memorial and the calculus memorial, the software also allows the graphic extraction of masonry, which facilitates the visualization and assembly of blocks on the construction site.

Keywords: Structural masonry. BIM. Global stability. Concrete block. TQS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos estruturais de concreto armado – ilustração.....	20
Figura 2 - Transferência de esforços entre elementos de concreto armado - ilustração.....	20
Figura 3 - Cargas atuantes em um modelo estrutural tipo caixa.	21
Figura 4 - Deslocamento horizontal de paredes de contraventamento.....	22
Figura 5 - Ilustração do modelo construtivo em concreto armado.....	23
Figura 6 - Ilustração do modelo construtivo em alvenaria estrutural.....	24
Figura 7 - Limites para deslocamentos.....	26
Figura 8 - Limites para deslocamentos (Continuação). Tabela 13.3 da NRB 6118.....	27
Figura 9 - Momento de segunda ordem.....	29
Figura 10 - Ação horizontal em contraventamento simétrico e não simétrico.....	32
Figura 11 - Detalhe construtivo pertencente ao aqueduto romano se Segóvia, Espanha.....	33
Figura 12 - Exemplo de técnica para construção em arco.....	33
Figura 13 - Edifício Monadnock.....	34
Figura 14 - Tipo de bloco.....	37
Figura 15 - Blocos de comprimentos 15, 30 e 45 cm, largura 15 cm e altura 20 cm.....	38
Figura 16 - Blocos de comprimentos 20, 40 e 35, largura 15 cm e altura 20 cm.....	38
Figura 17 - Emprego dos componentes em construção de alvenaria estrutural.....	40
Figura 18 - Distribuição de carregamentos em paredes planas e em "L".....	41
Figura 19 - Interação de paredes em um canto.....	41
Figura 20 - Interação de paredes em região de janela.....	42
Figura 21 - Abas e painéis de contraventamento.....	43
Figura 22 - Paredes isoladas.....	43
Figura 23 - Paredes com aberturas - Representação por barras.....	44
Figura 24 - Detalhe da modulação dos diferentes tipos de blocos – ilustração.....	47
Figura 25 - Planta baixa do térreo da edificação com dimensões expressas em metros.....	48
Figura 26 - Corte CC da edificação.....	49
Figura 27 - Corte AA da edificação.....	50
Figura 28 - Vista isométrica da edificação.....	50
Figura 29 - Comportamento de um corpo rígido.....	52
Figura 30 - Corte Esquemático.....	54
Figura 31 - Planta de forma da tampa do reservatório.....	55
Figura 32 – Planta de forma do fundo do reservatório.....	56

Figura 33 - Planta de forma da cobertura	57
Figura 34 - Posição dos enchimentos de EPS do pavimento coberta.....	58
Figura 35 - Planta de forma do pavimento tipo	59
Figura 36 - Posição dos enchimentos de EPS do pavimento tipo	60
Figura 37 - Planta de forma do térreo.....	61
Figura 38 – Vista em 3D da região das escadas do térreo e 1º Pavimento	62
Figura 39 - Planta de forma da fundação.....	63
Figura 40 - Envoltória de momento fletor da viga V19 (Valores característicos)	65
Figura 41 – Equilíbrio de forças	66
Figura 42 - Domínio de estado-limite último da seção transversal da viga V19	67
Figura 43 - Envoltória de esforço cortante da viga V19 (Valores característicos).....	67
Figura 44 - Detalhamento da armadura da viga V19.....	68
Figura 45 - Deslocamento vertical das lajes em cm	70
Figura 46 - Modulação dos blocos	72
Figura 47 - Corte esquemático extraído do CAD/ALVEST.....	73
Figura 48 - Planta da primeira fiada	74
Figura 49 – Modulação no cruzamento de paredes	75
Figura 50 - Lançamento das aberturas.....	75
Figura 51 - Entrada de dados da Janela 60x80cm	76
Figura 52 - Elementos para definição das paredes estruturais.....	77
Figura 53 - Planta das paredes estruturais	78
Figura 54 - Planta do carregamento vertical.....	79
Figura 55 - Paredes com esforços de vento no eixo X	80
Figura 56 - Paredes com esforços de vento no eixo Y	81
Figura 57 - Definição das lajes	82
Figura 58 - Detalhamento da Parede 2	84
Figura 59 - Legenda dos diagramas.....	85
Figura 60 - Diagrama de fpk/Compressão simples	86
Figura 61 - Diagrama de fpk/Flexo-compressão em X	86
Figura 62 - Diagrama de fbk/Flexo-compressão em Y	87
Figura 63 – Parâmetro GamaZ de estabilidade global do edifício de concreto armado.....	91
Figura 64 – Parâmetro Alfa de estabilidade global do edifício de concreto armado.....	92
Figura 65 - Detalhe do posicionamento do eletroduto na parede.....	96
Figura 66 – Vista em 3D do pavimento tipo do edifício em alvenaria.....	97

Figura 67 - Vista em 3D de um banheiro no pavimento tipo	98
Figura 68 - Vista tem 3D de uma parede do pavimento tipo.....	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficiente de arrasto	54
Quadro 2 – Seções dos pilares	57
Quadro 3 – Seções de vigas do pavimento coberta	58
Quadro 4 – Seções das vigas do pavimento tipo	59
Quadro 5 – Seções das vigas do térreo	61
Quadro 6 – Dimensões das sapatas.....	63
Quadro 7 – Combinações de esforços	64
Quadro 8 – Carregamentos nas sapatas	69
Quadro 9 – Padronização dos elementos	71
Quadro 10 – Parâmetros de estabilidade global do edifício em concreto armado	71
Quadro 11 – Resultados das envoltórias fp	87
Quadro 12 – Parâmetro de estabilidade global do edifício em alvenaria estrutural	89
Quadro 13 – Elementos considerados para cada sistema construtivo	89
Quadro 14 – Resistências características por pavimento.....	90
Quadro 15 – Grau de deslocabilidade da estrutura.....	90
Quadro 16 – Parâmetros de estabilidade global do edifício de alvenaria.....	92
Quadro 17 – Composição analítica para o concreto armado	94
Quadro 18 – Custos unitários e custo total do projeto estrutural em alvenaria	95

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
AEC	Arquitetura, Engenharia e Construção
BIM	Building Information Modeling
MEF	Método dos elementos finitos
NBR 6118/2014	Norma Brasileira de Projetos de estruturas de concreto – Procedimento
NBR 6120/1980	Norma Brasileira de Cargas para cálculo de estruturas de edificações
NBR 6123/1988	Norma Brasileira de Forças devido ao vento em edificações
NBR 6136/2014	Norma Brasileira de Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural
NBR 7171/1996	Norma Brasileira de Bloco cerâmico para alvenaria
NBR 7480/2007	Norma Brasileira de Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação
NBR 8681/2003	Norma Brasileira de Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos
NBR 15961-1/2011	Norma Brasileira de Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto - parte 1: Projeto
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco

LISTA DE SÍMBOLOS

F_{bk}	Resistência característica à compressão simples do bloco
F_{ck}	Resistência característica do concreto
F_{pk}	Resistência característica à compressão simples do prisma

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	17
2.1	OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS	17
2.2	JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	17
3	REFERENCIAL TEÓRICO	19
3.1	CONCRETO ARMADO E ALVENARIA ESTRUTURAL	19
3.1.1	Modelos estruturais	19
3.1.1.1	Concreto armado.....	19
3.1.1.2	Alvenaria estrutural	21
3.1.2	Sistemas construtivos	22
3.1.2.1	Concreto armado.....	22
3.1.2.2	Alvenaria estrutural	23
3.2	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS.....	24
3.2.1	Estados limites último e de serviço.....	24
3.2.2	Carregamentos	28
3.2.3	Estabilidade global de estruturas	28
3.2.4	Rigidez das estruturas	31
3.3	CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA ALVENARIA	32
3.3.1	Aspectos históricos.....	32
3.3.2	Primeiros Edifícios de Alvenaria Estrutural no Brasil	35
3.3.3	Definições e componentes da alvenaria estrutural	35
3.3.3.1	Interações para ações verticais e horizontais em alvenarias estruturais	40
3.4	SOFTWARE TQS	44
3.4.1	CAD/TQS	44
3.4.2	CAD/ALVEST	45
3.4.3	Dimensionamento no TQS	45
3.5	O USO DO BIM EM PROJETOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL	46
4	MATERIAIS E MÉTODOS	48
4.1	PROJETOS DO EDIFÍCIO	48
4.2	CARREGAMENTOS CONSIDERADOS	51
4.3	COMPORTAMENTO DE UM CORPO RÍGIDO.....	51
4.4	DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO	52

4.4.1	Modelo no CAD/TQS	53
4.4.1.1	Lançamento da Estrutura	55
4.4.1.2	Resultados e análises da estrutura em concreto armado	64
4.5	DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA	71
4.5.1	Modulação utilizada	71
4.5.2	Lançamento da estrutura: Entrada gráfica dos pavimentos.....	74
4.5.2.1	Resultados e análise da estrutura em alvenaria estrutural	83
4.6	DIFERENÇAS ENTRE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA.....	89
4.6.1	Comportamento Global.....	89
4.6.2	Custo dos projetos estruturais.....	92
4.7	O USO DO BIM NO PROJETO DE ALVENARIA.....	95
5	CONCLUSÕES.....	100
	REFERÊNCIAS.....	101

1 INTRODUÇÃO

A construção em alvenaria foi uma das primeiras tecnologias empregadas pela humanidade para a edificação de abrigos, monumentos, templos religiosos e outros. Com o emprego de blocos de pedra, argila e diversos outros materiais, construções que fazem parte da cultura e história de civilizações antigas são conhecidas e admiradas até os dias de hoje (RAMALHO, 2003).

No século XIX, no período de 1889 a 1891, foi construído em Chicago o Edf. Monadnock, que se tornou um símbolo clássico da moderna alvenaria estrutural. Com seus 16 pavimentos e 65 m de altura, foi considerado uma obra ousada, como se explorasse os limites dimensionais possíveis para edifícios de alvenaria. Segundo Ramalho (2003), devido aos métodos empíricos de dimensionamento empregados até então, as paredes na base têm 1,80 m de espessura. Acredita-se que se fosse dimensionado pelos procedimentos utilizados atualmente, com os mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm.

A partir do século XX, o desenvolvimento de novas tecnologias em materiais, como o aço e concreto armado, permitiu que as edificações pudessem ter vãos maiores, maiores alturas e ganho de espaço nas áreas internas. Isto fez com que a alvenaria perdesse espaço no mercado, restringindo-se apenas a construções de pequeno porte e paredes de vedação. Além disso, houve um menor interesse em alvenaria estrutural no meio acadêmico, já que os estudos dos novos materiais para a construção civil eram mais estudados.

Na década de 50, a utilização da alvenaria ganhou novo impulso, após a realização de uma série de experimentações na Europa. Em 1951, Paul Haller dimensionou e construiu na Suíça um edifício de 13 pavimentos em alvenaria não armada, com paredes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm. Muitos edifícios foram construídos na Inglaterra, Alemanha e Suíça, e também nos Estados Unidos, onde a alvenaria estrutural passou a ser empregada mesmo em zonas sujeitas a abalos sísmicos, sendo neste caso utilizada a alvenaria armada (ACCETTI, 1998).

No Brasil, a alvenaria é empregada nas construções desde a chegada dos portugueses no século XVI. No entanto, a aplicação da alvenaria estrutural a partir de métodos científicos se deu no final da década de 60, em São Paulo. Em 1972 foi concluído, em São Paulo, o primeiro edifício com 12 pavimentos projetado por um engenheiro norte-americano construído em alvenaria estrutural armada. No início da década de 90, com o surgimento de políticas de qualidade e produtividade, a alvenaria estrutural surgiu com grande força, notadamente no

Sudeste e Sul do país. Atualmente o sistema é extensivamente utilizado em todas as diferentes regiões do Brasil e é um ramo reconhecido da engenharia (AMARU, 2010).

Segundo Amrhein (1998), citado por Ramalho (2003, p. 4) o mais alto edifício em alvenaria estrutural é o Hotel Excalibur, em Las Vegas, EUA. O complexo do hotel é formado por quatro torres principais, com 28 pavimentos, cada uma contendo 1.008 apartamentos. As paredes estruturais foram executadas em alvenaria armada de blocos de concreto e a resistência à compressão bruta especificada na base foi de aproximadamente 28 MPa.

O concreto armado é o sistema construtivo mais empregado no Brasil. Tendo em vista a importância que esse sistema construtivo tem no mercado nacional e a crescente relevância da alvenaria estrutural, este trabalho visa comparar as duas tecnologias para construção de um mesmo edifício em concreto armado e alvenaria estrutural, a partir do mesmo projeto arquitetônico.

Tem o objetivo ainda de aprofundar o conhecimento dos Autores e poder contribuir com o tema, em particular para sua divulgação, permitindo que mais alunos e profissionais possam ter acesso a questões específicas como o dimensionamento estrutural.

2 OBJETIVOS

Este trabalho visa a comparação entre duas alternativas de modelos estruturais, concreto armado e alvenaria estrutural, para um mesmo projeto arquitetônico de um dos edifícios do Cond. Villa Itália em construção, na cidade de Jaboatão dos Guararapes-PE. Os projetos foram desenvolvidos através do *software* TQS. Foram analisados os deslocamentos e as condições de estabilidade das estruturas, de acordo com as verificações de estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), além disso foram obtidos os custos dos projetos estruturais.

2.1 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

- a) Dimensionar, detalhar, analisar a estabilidade dos modelos estruturais bem como obter os custos dos projetos estruturais do edifício em concreto armado e em alvenaria;
- b) Fazer a comparação entre os custos do edifício em alvenaria estrutural e concreto armado;
- c) Analisar os diferentes comportamentos estruturais em termos de deslocamentos, estabilidade e considerações de projeto;
- d) Fazer a compatibilização do edifício em alvenaria estrutural com as outras disciplinas.

2.2 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

O emprego de alvenaria estrutural como sistema construtivo é crescente no mercado brasileiro e tem despertado interesse entre as construtoras, pois é um processo que atende à demanda em se construir rápido, com qualidade e com baixo custo. A redução de formas, armação e revestimentos, a possibilidade de pré-fabricação de muitos componentes estruturais, a limpeza do canteiro de obras, a redução de desperdícios e a diminuição dos procedimentos em obra, têm incentivado tal procura (ACCETTI, 1998).

Por outro lado, a necessidade de mão de obra qualificada, interferências entre os projetos de instalações e impossibilidade de se efetuar modificações na disposição arquitetônica original são pontos que merecem atenção no momento de análise de viabilidade para a escolha da alvenaria estrutural (RAMALHO, 2003). A aplicação desse método construtivo é mais indicada para edificações habitacionais de médio a baixo padrão devido à limitação dos vãos.

O Brasil tem déficit habitacional expressivo e somado ao período de estagnação econômica dos últimos anos, permite que o mercado tenha potencialidade alta de crescimento. Por este modo, um profissional capacitado em executar projetos em alvenaria estrutural pode ter acesso a negócios importantes e em ascensão.

Segundo Amaru (2010), são poucos cursos de graduação em engenharia civil no Brasil que oferecem a disciplina de Alvenaria Estrutural. Mesmo quando ofertada, geralmente não é uma disciplina obrigatória, sendo assim, são poucos os profissionais que saem com conhecimento em alvenaria estrutural.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste tópico será apresentada as fundamentações teóricas que foram usadas como embasamento para desenvolvimento do presente trabalho.

3.1 CONCRETO ARMADO E ALVENARIA ESTRUTURAL

Sendo os principais materiais para as estruturas das edificações, muito se conhece sobre a alvenaria estrutural e concreto armado. Abaixo será exposto suas principais características e diferenças.

3.1.1 Modelos estruturais

O conhecimento sobre como funciona os modelos estruturais é de suma importância para o desenvolvimento dos projetos, uma vez que o modelo do concreto armado tem diferenças quando comparado com o da alvenaria.

3.1.1.1 Concreto armado

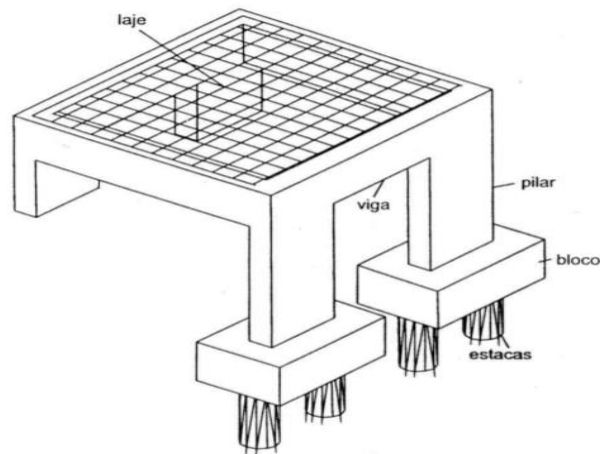
De acordo com Carvalho (2014), não se pode duvidar que o concreto armado é o sistema construtivo mais utilizado atualmente. Tal sistema é formado basicamente por dois materiais: concreto e aço. O concreto é composto principalmente por cimento, areia, agregado graúdo e agregado miúdo. Mesmo tendo boa resistência à compressão, de uma maneira geral apenas o concreto não é suficiente para fins estruturais, pois sua resistência à tração é baixa, sendo próximo de 1/10 da resistência à compressão. Visando aumentar a resistência à tração, é acrescido ao concreto um material, sendo o aço o mais utilizado.

Unidos, o concreto e aço trabalham de maneira solidária, transferindo os esforços através das forças de aderência entre as superfícies. Em consequência da deformação do concreto que fica ao redor das barras de aço, estas sofrem com o esforço de tração e ficam alongadas, sendo caracterizadas como armaduras passivas. (CARVALHO, 2014)

Os elementos estruturais, ou peças, de concreto armado, podem ser vigas, pilares ou lajes que, em linhas gerais, tem de uma a duas dimensões dominantes sobre as outras que fazem parte da estrutura (ver Figura 1). Pode-se nomear de sistema estrutural o modo que essas peças são organizadas. (CARVALHO, 2014). Não se discute neste trabalho o mais recente sistema estrutural em paredes de concreto armado.

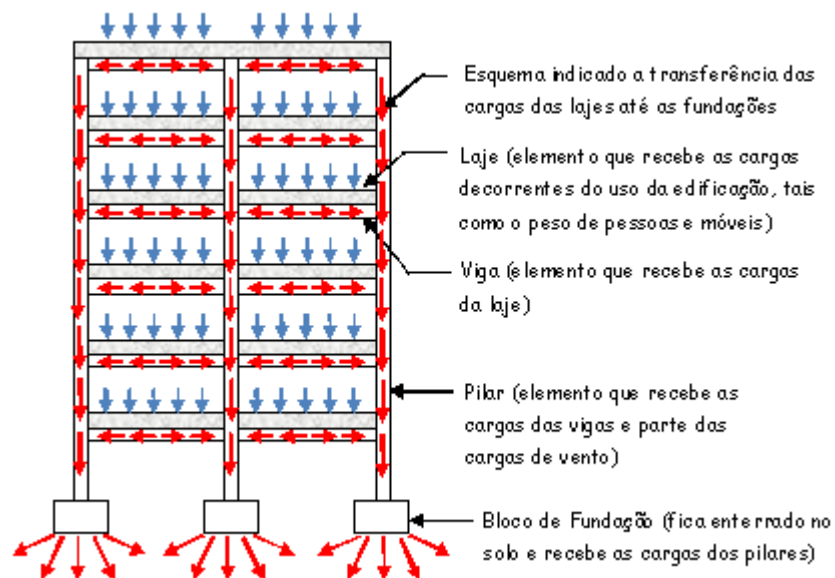
A Figura 2 mostra os caminhos dos esforços das lajes para as vigas e para os pilares, até as fundações, típicas de edifícios em pórticos de concreto armado, e bastante conhecidos pelo engenheiro civil.

Figura 1 - Elementos estruturais de concreto armado – ilustração



Fonte: Carvalho, 2014.

Figura 2 - Transferência de esforços entre elementos de concreto armado - ilustração

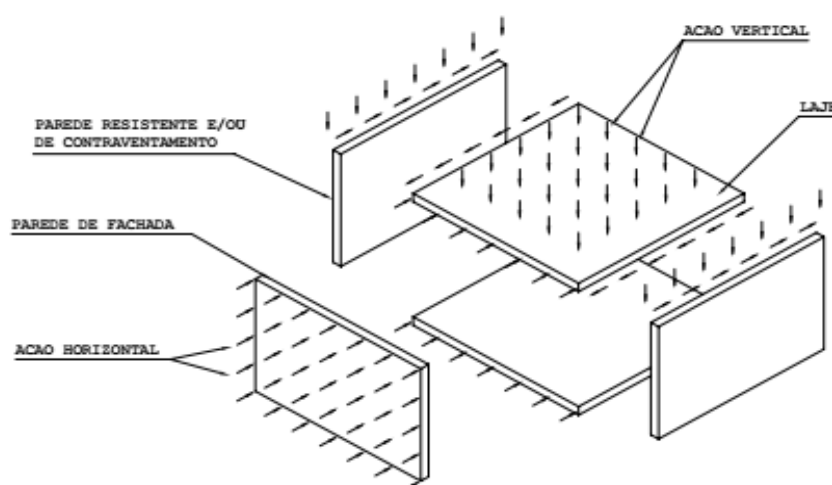


Fonte: Almeida; Santos, 2014.

3.1.1.2 Alvenaria estrutural

A concepção estrutural de um edifício em alvenaria estrutural é do tipo caixa, ou seja, as paredes resistentes exercem a função dos pilares. No modelo tipo caixa, as paredes unidas às lajes trabalham conjuntamente para resistir às ações verticais e horizontais. A Figura 3 ilustra a direção dos carregamentos verticais e horizontais em um sistema estrutural tipo caixa.

Figura 3 - Cargas atuantes em um modelo estrutural tipo caixa.



Fonte: Camacho, 2006.

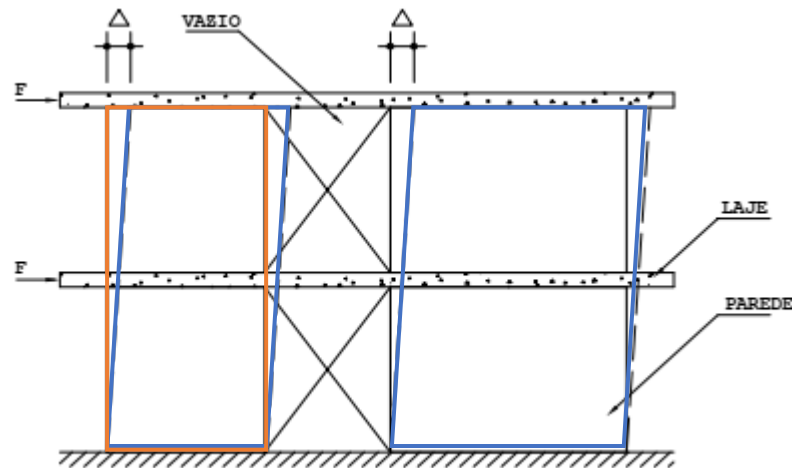
Pode-se ver na Figura 3 que em relação à transmissão dos esforços verticais, as lajes absorvem as cargas verticais que, atuando como placas, transmitem os esforços às paredes resistentes. Essas, por sua vez, além de resistirem aos esforços advindos das lajes, também absorvem carregamentos verticais e transmitindo-os diretamente à fundação, (CAMACHO, 2006)

Na transmissão das ações horizontais atuantes ao longo de uma parede da fachada, as lajes trabalham como diafragmas rígidos, transmitindo as ações horizontais às paredes paralelas à direção do vento atuante. As ações horizontais causam esforços cortantes na interface laje-parede, de modo que esta ligação deve ser resistente a esses esforços.

As paredes paralelas à ação do vento, são chamadas de paredes de contraventamento e são responsáveis pela transmissão das ações horizontais à fundação. No caso de paredes que não tem função de contraventamento, o dimensionamento da ligação deve prever o

deslocamento relativo entre laje e parede. A Figura 4 ilustra o deslocamento horizontal que pode ocorrer nas paredes de contraventamento.

Figura 4 - Deslocamento horizontal de paredes de contraventamento.



Fonte: Camacho, 2006.

3.1.2 Sistemas construtivos

Assim como o modelo estrutural, o sistema construtivo do concreto armado se diferencia quando comparado com a alvenaria usada como estrutura.

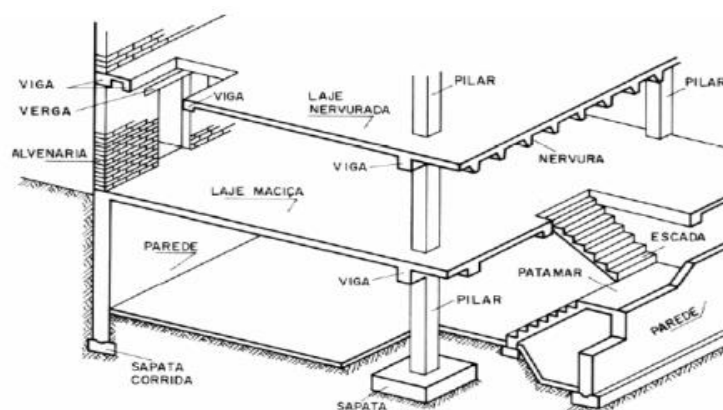
3.1.2.1 Concreto armado

Segundo ACCETTI (1998), a construção em concreto armado é caracterizada por ligações entre o aço e o concreto de tal forma que, através da aderência, ambos consigam resistir aos esforços que serão submetidos. O concreto tem bom desempenho quando submetido a esforços de compressão, já o aço tem um bom desempenho quando solicitado à tração.

ACCETTI (1998) diz que, os elementos individuais fazem parte de um grupo de peças que trabalham de forma conjunta em prol de assegurar a estabilidade e suportar os esforços a que são submetidos, são chamados de elementos estruturais. Pilares, vigas e lajes são os elementos estruturais básicos para construções de pórticos em concreto armado, conforme mostra a Figura 5. A construção convencional, como é conhecida, é um processo artesanal e por isso é mais suscetível a erros o que pode acarretar patologias e gerar desperdícios.

Como pontos positivos, ACCETTI (1998) destaca a boa resistência a esforços, choques, vibrações e fogo, fácil trabalhabilidade, possibilidade de projetar obras com grandes vãos, adequação de qualquer tipo de fôrma. Pode-se usar pré-moldado e é o sistema mais durável do que outros tipos de construção. Já os pontos negativos são o custo alto da estrutura devido ao peso específico muito elevado ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$), a necessidade de isolamento térmico e sonoro, pois transmitem som e calor, além de ser imprescindível a utilização de fôrmas e escoras para o escoramento e por fim, o período de execução é mais longo.

Figura 5 - Ilustração do modelo construtivo em concreto armado



Fonte: Giongo, 2007.

3.1.2.2 Alvenaria estrutural

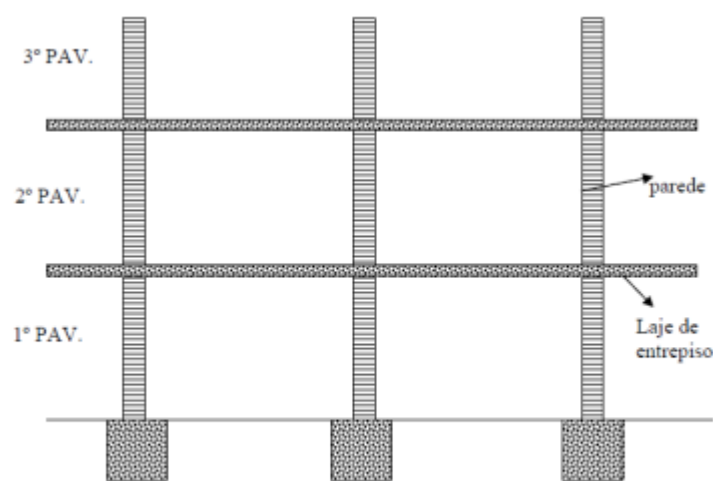
A alvenaria pode ter função estrutural ou de vedação. No primeiro caso, ela é responsável por suportar as ações verticais e horizontais que atuam na estrutura. Nos casos em que a alvenaria exerce a função estrutural, as tensões de compressão são mais comuns, porém podem surgir, pontualmente, tensões de tração sem valores elevados. Em contrapartida, caso existam tensões de tração em diversos locais da edificação, existirão muitas regiões grauteadas, encarecendo a estrutura (ACCETTI, 1998).

Outro ponto importante é que, nos projetos em alvenaria como estrutura, as paredes, por obrigação, precisam coincidir verticalmente, em todos os pavimentos, para não haver necessidade de elementos de transição, conforme mostra a Figura 6. Como a principal função da alvenaria é a de resistir aos esforços, é essencial que a resistência necessária dos blocos seja assegurada (ACCETTI, 1998).

Os principais pontos positivos são a redução da mão de obra e do desperdício de materiais, pois não há possibilidade de aberturas para instalações elétricas ou hidráulicas, carpinteiros não são necessários, há economia de fôrmas, redução importante nos revestimentos e, por fim, agilidade na construção, pois o tempo de cura é menor que o necessário para o concreto armado.

Os negativos são: a dificuldade de mudança após a execução, não podendo realizar aberturas, já que como as paredes têm função estrutural, e necessidade de mão de obra especializada, evitando riscos à segurança por falhas de execução (ACCETTI, 1998).

Figura 6 - Ilustração do modelo construtivo em alvenaria estrutural



Fonte: Kalil (2006, p.5).

Fonte: Kalil, 2006.

3.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

De acordo com Ramalho (2003, p. 73), “Todas as teorias que permitem introduzir o conceito de segurança baseiam-se na hipótese de que o comportamento estrutural é determinístico. Isto significa que para um mesmo corpo, sob as mesmas condições de vinculação, a repetição de uma solicitação ao longo do tempo produziria as mesmas respostas estruturais, ou seja, as mesmas deformações, tensões, esforços e deslocamentos”.

3.2.1 Estados limites último e de serviço

Segundo Carvalho (2014), a finalidade do cálculo estrutural é garantir com segurança adequada, que a estrutura possa ser utilizada de maneira satisfatória para a finalidade ao qual foi concebida e de maneira econômica. Para isso, a análise estrutural tem como objetivo

determinar os efeitos das ações de uma estrutura de acordo com as verificações de estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS).

O ELU corresponde ao estado da estrutura em que sua capacidade portante torna-se insuficiente perante os esforços solicitantes. Segundo Ramalho (2003) esta condição pode ser ocasionada por diversos fatores, como perda de estabilidade do equilíbrio, ruptura, colapso, deterioração por fadiga ou excesso de deformação plástica. Já o ELS está relacionado com as exigências funcionais ou de durabilidade da estrutura que pode ser causado por excesso de deslocamentos, deformações, danos ou vibrações.

Segundo a NBR 6118, precisamos definir valores práticos, para verificação em serviço, do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. A norma classifica as deformações em quatro grupos básicos: Aceitabilidade sensorial, que seria as vibrações indesejadas ou efeitos visuais desagradáveis. Efeitos específicos, são aqueles onde o deslocamento pode impedir a correta utilização da construção. Efeitos em elementos não estruturais, são os efeitos onde o deslocamento em elementos estruturais pode afetar elementos não estruturais que são ligados a estrutura ex.: Alvenaria de vedação sobre uma viga. E por fim, os efeitos em elementos estruturais, que são os deslocamentos nos elementos estruturais, onde pode afetar seu comportamento e provocando o afastamento em relação ao modelo de cálculos utilizado.

A figura mostra a tabela 13.3 da NBR6118, onde são definidos os valores práticos do deslocamento, adotados em projetos estruturais.

Figura 7 - Limites para deslocamentos.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_v/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Fonte: ABNT, 2014.

*Dados da Tabela 13.3 da NBR 6118

Figura 8 - Limites para deslocamentos (Continuação). Tabela 13.3 da NRB 6118

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

^b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.

^c O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

^d Rotação nos elementos que suportam paredes.

^e H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

^f Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.

^g O valor ℓ refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão ℓ suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor ℓ é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Fonte: ABNT, 2014.

*Dados da Tabela 13.3 da NBR 6118

Na laje, como método de combate as flechas pode ser utilizado, de acordo com a NBR 14859-1 a contra-fecha, que é um deslocamento aplicado de forma intencional no escoramento,

realizado nas vigotas durante a montagem e é utilizada para compensar os deslocamentos indesejados devido as ações dos carregamentos.

3.2.2 Carregamentos

A NBR 6120/1980 classifica os carregamentos em permanentes e acidentais.

- a) **Cargas permanentes** - Tipos de carga que é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Desde modo, os sistemas construtivos terão cargas permanentes particulares.
- b) **Cargas acidentais** - Segundo esta norma, são as cargas verticais atuantes nos pisos das edificações, referem-se a carregamentos devidos a pessoas, móveis, utensílios e veículos, além de demais carregamentos, são supostas uniformemente distribuídas.
- c) **Cargas externas** – As ações de vento devem ser consideradas conforme a NBR 6123/1988.

3.2.3 Estabilidade global de estruturas

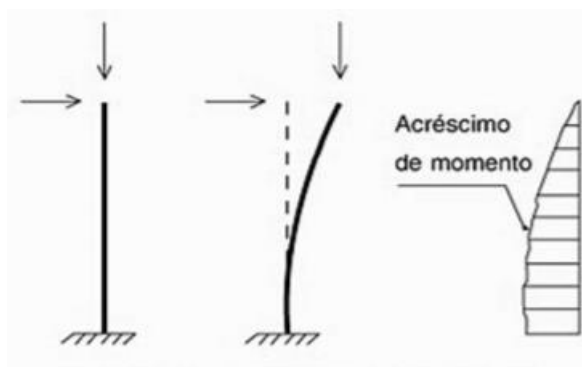
Segundo Leopoldo (2008) os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada da estrutura.

A verificação quanto à estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendada para qualquer edificação que haja alguma suspeita de sua falta de rigidez lateral. A NBR 6118/2014 recomenda que em edificações a partir de 4 pavimentos, os efeitos de segunda ordem já devem ser analisados. No entanto, em casos em que a direção de maior inércia da maioria dos pilares, ou paredes estruturais, estejam alinhados em uma mesma direção, os efeitos de segunda ordem devem ser estudados. Situação essa, que deve ser analisada também para estruturas como as de alvenaria estrutural (RAMALHO, 2003).

Seja uma estrutura lateralmente deslocável submetida a esforços verticais e horizontais, como mostrado na Figura 9, o efeito chamado de momento de segunda ordem surge na estrutura. É válido ressaltar que, a rigor, todos os materiais são flexíveis e, portanto, o momento de segunda ordem estará presente em todas as estruturas, seja em concreto armado, alvenaria estrutural ou qualquer outro tipo. Sendo assim, é necessário considerar um limite para o qual a estrutura possa ser considerada como indeslocável. Segundo Ramalho (2003), o CEB-FIP

Model Code 1990 – Comitê Euro-Internacional Du Béton – para estruturas de contraventamento, a classificação de indeslocável pode ser adotada quando os acréscimos de segunda ordem representam menos de 10% dos esforços de primeira ordem.

Figura 9 - Momento de segunda ordem



Fonte: Ramalho, 2003.

Em situações em que os acréscimos de segunda ordem extrapolem os 10% dos esforços de primeira ordem, deve ser feita a avaliação destes acréscimos. Tal análise, sempre será um processo iterativo, em que em processos mais rigorosos, são feitas alterações na matriz de rigidez, no vetor de cargas e é considerado a não-linearidade geométrica.

Por outro lado, em estruturas em que o acréscimo de esforços devido à consideração da segunda ordem menores que 10%, pode-se considerar a estrutura como indeslocável. Para isso, é necessário poder mensurar se os referidos acréscimos de fato se limitam a essa taxa. O CEB-FIP Model Code 1990 apresentou uma solução para tal problema: O parâmetro α . Outro parâmetro até mais adequado é o parâmetro γ_z (RAMALHO, 2003).

a) **Parâmetro α :**

Após o CEB incorporar este coeficiente no seu texto, outras normas regulamentadoras passaram adaptá-la, como a norma brasileira NBR 6118/2014. Segundo Diniz (2007) esse parâmetro, apenas classifica a estrutura como sendo de nós fixos ou móveis, avaliando se os esforços de segunda ordem precisam ou não ser considerados. Note-se a expressão a seguir:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

Em que:

α : parâmetro de estabilidade;

H: altura total do edifício;

P: peso total da edificação;

EI: rigidez à flexão do sistema de contraventamento.

A NBR 6118/2014 considera que a rigidez do sistema de contraventamento deve ser o somatório da rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Segundo Ramalho (2003), o acréscimo de esforços de segunda ordem será menor que 10% se os valores limites forem:

$\alpha = 0,7$: para sistemas compostos apenas por pilares-parede;

$\alpha = 0,6$: para sistemas mistos;

$\alpha = 0,5$: para sistemas compostos apenas por pórticos.

b) Parâmetro γ_z :

Este parâmetro é um estimador do acréscimo dos esforços devido à consideração de efeitos de segunda ordem e, segundo Ramalho (2003), é por este motivo que é mais adequado que o parâmetro α . No entanto, os dois parâmetros possuem objetivos diferentes. Com esse parâmetro é possível estimar o efeito de segunda ordem apenas com o resultado do cálculo da estrutura submetida às ações verticais e horizontais. Assim, a expressão para este parâmetro é dada por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}}$$

Em que:

ΔM : acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais;

M_1 : momento de 1ª ordem.

A NBR 6118/2014 propõe:

$\gamma_z \leq 1,10$ a estrutura é considerada indeslocável;

$\gamma_z > 1,10$ a estrutura é considerada deslocável.

A NBR 6118/2014 sugere que para o γ_z permite que até o valor de 1,20 ainda se tenha um bom estimador do acréscimo de segunda ordem e desta forma para valores entre 1,10 e 1,20 o próprio valor seja utilizado como um multiplicador de esforços de primeira ordem para a obtenção dos de segunda ordem (RAMALHO, 2003). Por outro lado, segundo Camacho (2006) para esse parâmetro ainda é possível utilizar valores até 1,30 e ainda ter resultados confiáveis para os momentos de segunda ordem, conforme a seguinte equação:

$$M_2 = \gamma_z M_1$$

Em que:

M_1 : esforços de 1ª ordem;

M_2 : esforços finais de 2ª ordem;

γ_z : parâmetro com menor ou igual a 1,20.

A NBR 6118/2014 indica que para valores de γ_z entre 1,10 e 1,30, os esforços de segunda ordem devem ser analisados com as cargas horizontais majoradas em $0,95\gamma_z$. Para $\gamma_z > 1,3$ a estrutura deve ser enrijecida.

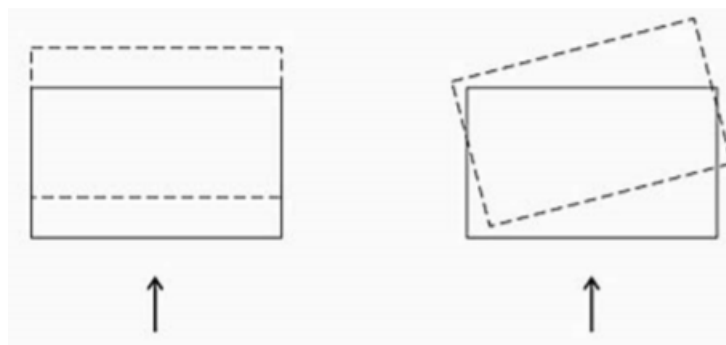
3.2.4 Rigidez das estruturas

Segundo Ramalho (2003), o CEB-FIP Model Code 1990 apresentou classificações quanto às estruturas de contraventamento. Este comitê estipulou que existem estruturas contraventadas e estruturas de contraventamento, ou seja, admite-se que haveriam subsistemas de contraventamento e subsistemas contraventados. A rigor, não é possível separar esses elementos em uma situação real de comportamento da estrutura, já que cada elemento estrutural terá seu grau de contribuição para o contraventamento. O objetivo de se fazer esta simplificação é poder tirar peças que tenham contribuições insignificantes na participação da absorção de esforços horizontais solicitantes. Em edifícios de alvenaria estrutural, enquanto as paredes apresentam comprimento muito maior que a sua espessura, em edifícios de concreto armado, os pilares não apresentam essa mesma condição. Isso faz com que apenas as paredes com direção paralela a ação do vento, portanto a direção de maior rigidez, sejam consideradas.

Segundo Camacho (2006), em estruturas em que não há simetria, pode surgir um esforço de torção que deve ser considerado na distribuição de cargas horizontais. A assimetria pode ser causada pela não consideração de algumas paredes internas como estruturais. Sempre que

possível, assimetrias significativas devem ser evitadas. A Figura 10 mostra como podem surgir deslocamentos associados a rotações em uma condição de não simetria de uma estrutura.

Figura 10 - Ação horizontal em contraventamento simétrico e não simétrico



Fonte: Ramalho, 2003.

3.3 CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA ALVENARIA

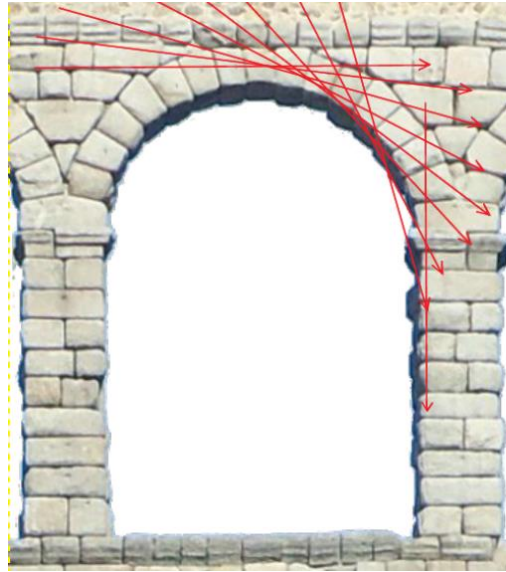
A alvenaria, embora no início não tenha sido usada com blocos de concreto ou de cerâmica, é o mais antigo sistema estrutural empregado em construções. Abaixo é exposto alguns aspectos históricos, de concepção e análise do seu comportamento como estrutura.

3.3.1 Aspectos históricos

O método construtivo da alvenaria estrutural surgiu da simples prática do empilhamento dos materiais, sendo esses de diversas naturezas. Conforme citado anteriormente, esse sistema suporta bem tensões de compressão. Para vencer tensões de tração que surgem em vãos, utilizavam-se peças como vigas de madeira ou pedra. O grande fator limitante eram os tamanhos dos vãos, que não poderiam ter dimensões elevadas, sendo assim a grande deficiência dessa sistemática (RAMALHO, 2003).

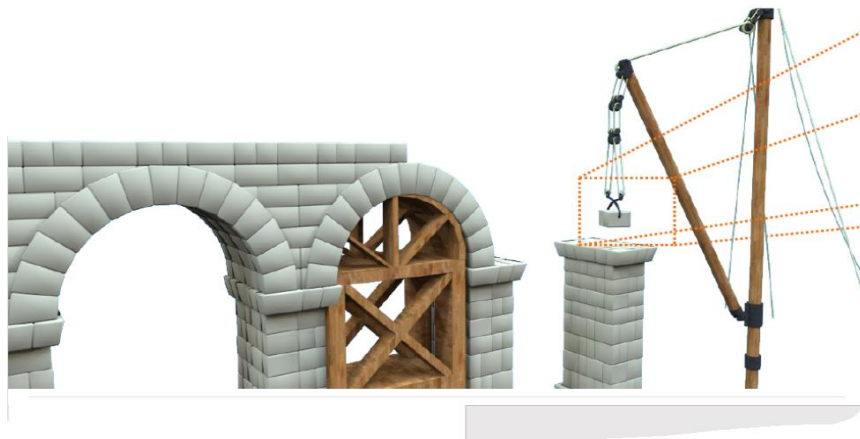
Com o passar dos anos, foi observado que um sistema construtivo em arco, seria possível vencer vãos razoáveis sem gerar tensões de tração com valores significativos. Desse modo, foram construídas várias pontes e obras de arte na antiguidade, sendo que, no final da idade média e no começo do renascimento as catedrais góticas tenham sido os exemplos de importante notoriedade das estruturas em arco (RAMALHO, 2003), Figura 11 e Figura 12.

Figura 11 - Detalhe construtivo pertencente ao aqueduto romano se Segóvia, Espanha



Fonte: Ramalho, 2003.

Figura 12 - Exemplo de técnica para construção em arco.



Fonte: Ramalho, 2003.

Segundo Pinheiro (2018), nas edificações da antiguidade, os esforços advindos dos ventos, que incidem de forma horizontal na estrutural, eram combatidos com o uso de contrafortes e arcobotantes. A arquitetura dessas construções contribuía para que elas trabalhassem apenas à compressão.

Inicialmente utilizada com blocos de outros materiais, como pedra e argila por exemplo, a alvenaria estrutural é usada desde os primórdios das construções, sendo assim um sistema

muito tradicional e utilizado para inúmeras finalidades. Diversas obras foram construídas ao longo de todo esse tempo, várias de grande valor histórico nos tempos atuais. Outras edificações não alcançaram tanta expressão do ponto de vista histórico, porém tiveram enorme importância a respeito da evolução do sistema construtivo estudado, tornando-se referência a ser citada. (RAMALHO, 2003)

Segundo Mohamad (2015), o edifício Monadnock é o divisor de águas da alvenaria estrutural, pois a edificação era apoiada apenas em tijolos maciços. Tais edificações eram construídas de forma empírica, com a espessura muito elevada da parede, o que as tornavam antieconômicas. A edificação está localizada na cidade de Chicago e deu continuidade aos avanços dos séculos anteriores. O edifício foi dimensionado com métodos totalmente empíricos, com paredes chegando a ter 180 centímetros de espessura.

De acordo com Ramalho (2003), o edifício Monadnock foi considerado uma obra ousada, tendo 65 metros de altura e 16 pavimentos, entretanto, se fosse dimensionada com os métodos atuais, utilizando os mesmos materiais, sua parede teria apenas 30cm de espessura.

Figura 13 - Edifício Monadnock



Fonte: Cahill, 2019.

3.3.2 Primeiros Edifícios de Alvenaria Estrutural no Brasil

A alvenaria estrutural como sistema construtivo propriamente dito, visando aspectos econômicos e racionais, demorou a se desenvolver no Brasil. Muito embora já era utilizado desde a chegada dos portugueses no século XVI.

Não se sabe ao certo como se deu a sequência histórica da alvenaria estrutural no Brasil, porém há uma suposição que prédios de pequeno porte, até 4 pavimentos, tenham sido construídos em 1966, na cidade de São Paulo.

Não demorou muito e em 1972 foram construídas edificações mais altas, com 12 pavimentos no condomínio Central Lapa também na cidade de São Paulo. Nessas edificações foram usados blocos de concreto e alvenaria armada.

O sistema construtivo foi muito bem aceito no Brasil, surgindo como uma alternativa econômica que teve seu desenvolvimento crescente ao longo dos anos, mesmo a tecnologia chegando tarde ao país. Hoje, tal crescimento é notório devido a grande variedade de empresas que produzem blocos para alvenaria estrutural. (RAMALHO, 2003)

A solidificação da alvenaria estrutural como método construtivo teve um aumento a medida que as dúvidas sobre a segurança dos materiais utilizados foram sanadas (de forma rápida), principalmente dos blocos. A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) começou a certificar tais materiais com seu selo de qualidade. (PINHEIRO, 2018)

3.3.3 Definições e componentes da alvenaria estrutural

A fase inicial de um projeto em alvenaria estrutural deve ser baseada em algumas considerações e decisões que o projetista deve fazer antes de iniciar os cálculos efetivamente. Estas considerações serão ponto de partida para a concepção estrutural e estas devem ser tomadas de modo que a melhor solução para o projeto seja de fato empregada. Deste modo, nesta etapa serão definidos:

- a) Qual bloco será utilizado e isto significa definir a modulação a ser empregada.
- b) Utilização ou não de alvenaria armada
- c) Particularidades quanto aos projetos de instalações prediais;

Segundo Accetti (1998), é recomendável a utilização de alvenaria não-armada sempre que possível, pois historicamente o Brasil não apresenta incidência de abalos sísmicos. Há uma

absorção da tradição americana em se emprega alvenaria armada pois nos EUA as normas obrigam os projetistas a aplicarem esta solução mesmo em prédios pequenos.

Os benefícios ao se utilizar alvenaria não armada são a óbvia economia ao não se utilizar grauteamento e armação, além de simplificar a execução.

É importante o projetista identificar as possíveis tensões de tração que possam surgir na estrutura devido a esforços horizontais e recalques diferenciais, visto que a NBR 15961-1, estabelece valores admissíveis mínimos para a não necessidade de aplicação de armação nas paredes.

a) Blocos e modulação

Os blocos de alvenaria estrutural empregados na construção civil são do tipo cerâmico, concreto e sílico-calcáreos. Esses podem ser maciços ou vazados e segundo Ramalho (2003), o bloco maciço é aquele que apresenta um índice de vazios de no máximo 25% de área total, exemplificado pela Figura 14.

A NBR 6136/2014 – Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural exige resistências características à compressão mínimas, a depender da situação.

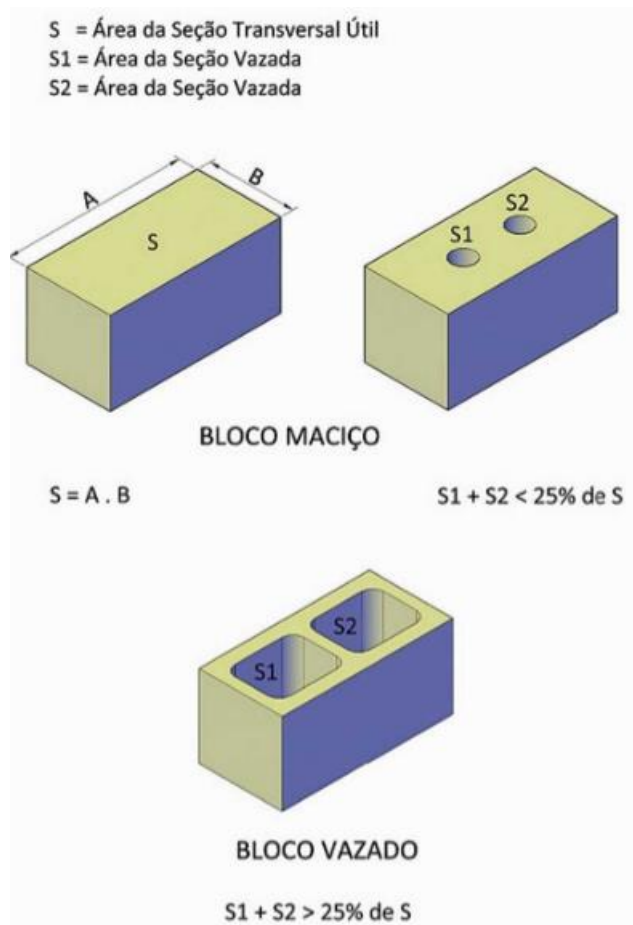
$F_{ck} \geq 6 \text{ Mpa}$: blocos em paredes externas sem revestimento;

$F_{ck} \geq 4,5 \text{ Mpa}$: blocos em paredes internas ou externas com revestimento;

Já a NBR 7171 – Bloco Cerâmico para Alvenaria menciona que para os blocos portantes cerâmicos a resistência mínima deve ser de 4 Mpa (RAMALHO, 2003).

As construções em alvenaria estrutural no Brasil são majoritariamente concebidas em blocos de concreto. Segundo Accetti (1998), as normas de cálculo e execução são apropriadas para esses blocos e quando aplicada bloco cerâmico, deve-se procurar normas internacionais como por exemplo a BS 5628/78.

Figura 14 - Tipo de bloco.

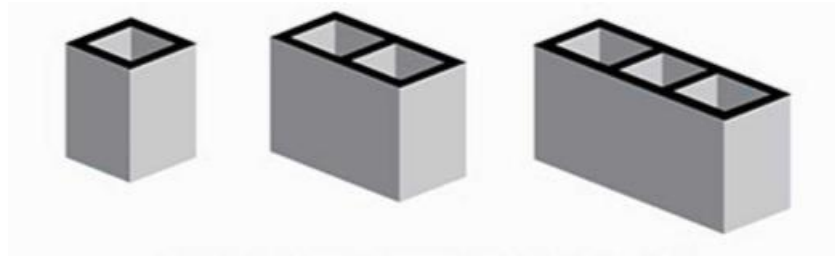


Fonte: Tauil; Nesse, 2010.

A NBR 15720-1 – Componentes cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria Parte 1: requisitos, estabelece classes de comercialização e classificação EST indica o uso estrutural e uso como vedação racionalizada, podendo ser EST40, EST60, EST80 e outras. A numeração seguida pelo pré-fixo estabelece a resistência característica mínima do bloco ou tijolo em quilograma-força por centímetro quadrado (kgf/cm^2), cerca de 0,1 Mpa.

As larguras padronizadas para blocos estruturais, estabelecidas pela NBR 6136, são de 15 cm, denominadas de blocos M-15 e largura nominal de 20 cm, denominados blocos M-20. Ainda segundo essa norma, os comprimentos padronizados serão sempre de 20 e 40 cm e as alturas de 10 e 20 cm. Para a largura de 15 cm, é também frequentemente encontrado um bloco especial de 35 cm, como mostra a Figura 16.

Figura 15 - Blocos de comprimentos 15, 30 e 45 cm, largura 15 cm e altura 20 cm



Fonte: Ramalho, 2003.

Figura 16 - Blocos de comprimentos 20, 40 e 35, largura 15 cm e altura 20 cm.



Fonte: Ramalho, 2003.

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

Em determinadas situações, quando a maior dimensão do bloco não é múltipla de nenhum destes números, pode optar-se por outras modulações, como por exemplo com o bloco de 24 cm pode utilizar a M12. Segundo Accetti (1998), a NBR-6136 não contempla as dimensões que são usualmente usadas na construção civil não se referindo ainda aos blocos de comprimento 30 cm.

b) Argamassa de Assentamento

Segundo Pinheiro (2018), a argamassa é responsável pela transmissão de esforços de um bloco para o outro, sendo utilizada na união dos mesmos, de forma que, a alvenaria tenha

comportamento monolítico. Dessa maneira, a argamassa uniformiza e transmite as tensões na alvenaria, evita concentrações de tensões em determinados pontos, pois absorve deformações pequenas. Além de todas as funções citadas, a argamassa evita a entrada de umidade no interior da edificação, uma vez que garante a vedação das juntas.

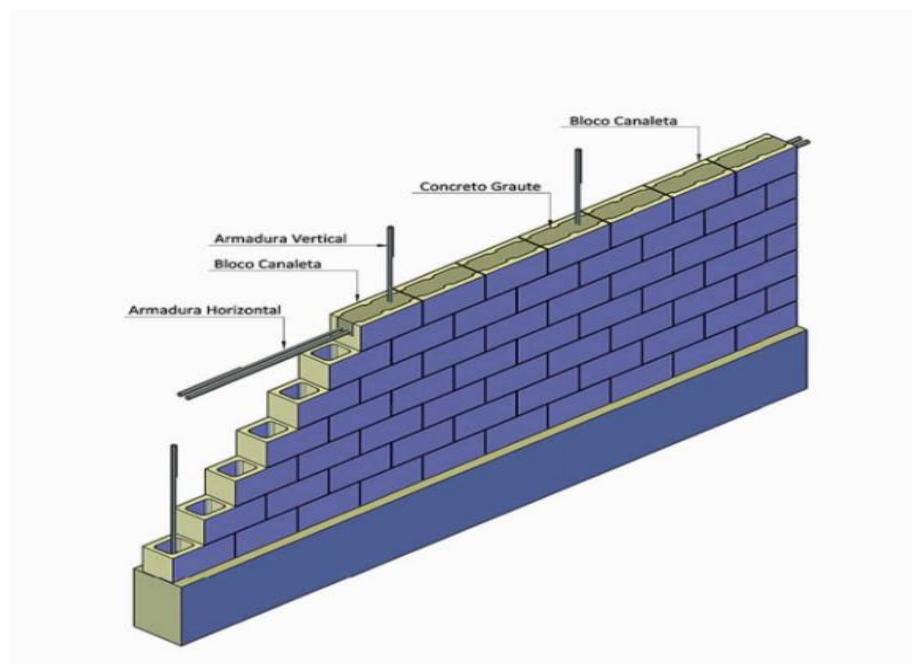
c) Graute

Pode ser usado em diversos elementos que sofrem flexão. Na viga ele tem função de transmitir o carregamento para parede, além de deixá-lo uniforme, o que faz a resistência à compressão da parede aumentar. O carregamento é resultado das reações de apoio das lajes. O graute também é o responsável pela proteção das armaduras inseridas na parede. É considerado um micro-concreto, uma vez que os agregados são de pequenas dimensões, sendo sua resistência mínima igual ao bloco (PINHEIRO, 2018).

d) Armadura

Com a finalidade de combater os esforços de tração, a armadura utilizada na alvenaria estrutural é idêntica à utilizada no concreto armado, sempre com o graute envolvendo-a. É utilizada também longitudinalmente em outros elementos como contra-vergas e vergas, dada a necessidade (PINHEIRO, 2018).

Figura 17 - Emprego dos componentes em construção de alvenaria estrutural



Fonte: Tauil; Nesse, 2010.

3.3.3.1 Interações para ações verticais e horizontais em alvenarias estruturais

Quanto maior a uniformização das cargas verticais ao longo da estrutura, maior será a economia, pois ocorrerá uma tendência à redução das resistências dos blocos. A amarração das paredes pode garantir a uniformização da distribuição das cargas verticais.

Segundo Corrêa & Ramalho, na análise de um projeto em alvenaria estrutural, o projetista deve considerar dois pontos básicos: a ação das lajes sobre as paredes estruturais e como simular a interação dessas paredes.

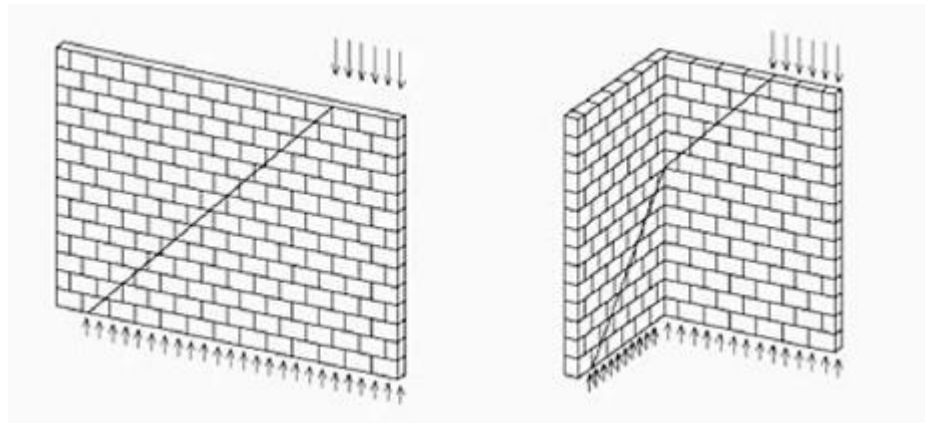
Quando uma parede de alvenaria estrutural está submetida a um carregamento vertical, é importante a compreensão de como esse carregamento vai se comportar ao longo da altura da estrutura. Caso esse carregamento seja aplicado em apenas um comprimento, a tendência é que a carga se espalhe ao longo da sua altura com um ângulo de 45° . A Figura 17 ilustra o espalhamento de uma carga vertical aplicada a uma parede plana e uma parede “L”, esta segunda segue o mesmo princípio da primeira.

Não se pode duvidar que, para haver um espalhamento de cargas, é necessário forças de interação entre os blocos. Tais forças são responsáveis pela uniformização das cargas atuantes

sobre a estrutura e podem ficar evidentes nas paredes em “L” e em locais onde se encontram alguma abertura, por se caracterizar como uma interrupção da parede.

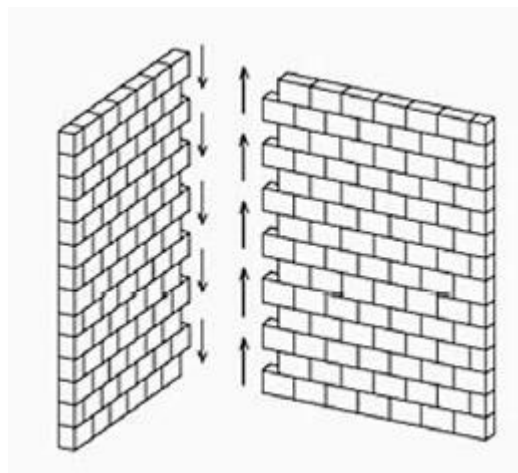
É imprescindível a análise das interações entre paredes, pois sem elas não se pode configurar o espalhamento e a uniformização dos esforços.

Figura 18 - Distribuição de carregamentos em paredes planas e em "L"



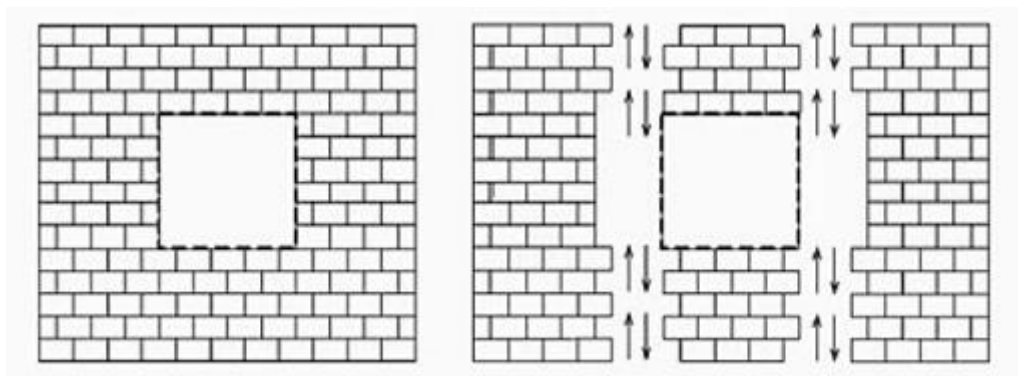
Fonte: Ramalho, 2003.

Figura 19 - Interação de paredes em um canto



Fonte: Ramalho, 2003.

Figura 20 - Interação de paredes em região de janela

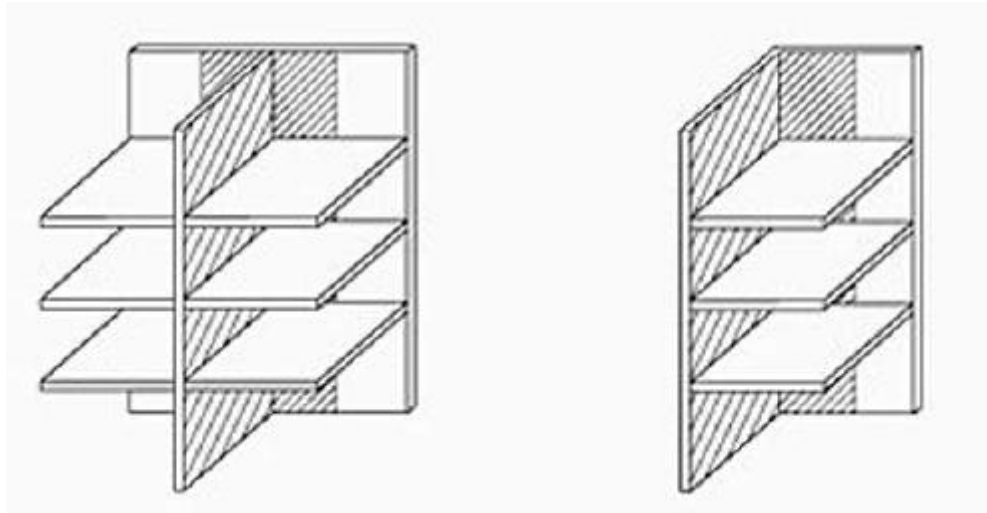


Fonte: Ramalho, 2003.

É recomendável que, para a melhor representação da rigidez de um painel, seja considerado o contraventamento causado pela contribuição das abas ou flanges. Estes são trechos de paredes que se encontram de forma perpendicular com os painéis (amarração entre as paredes). Tais trechos colaboram para o aumento da inércia, principalmente à flexão, aumentando de forma significativa a sua rigidez. A Figura 21 mostra os trechos transversais sendo solidários com outros painéis.

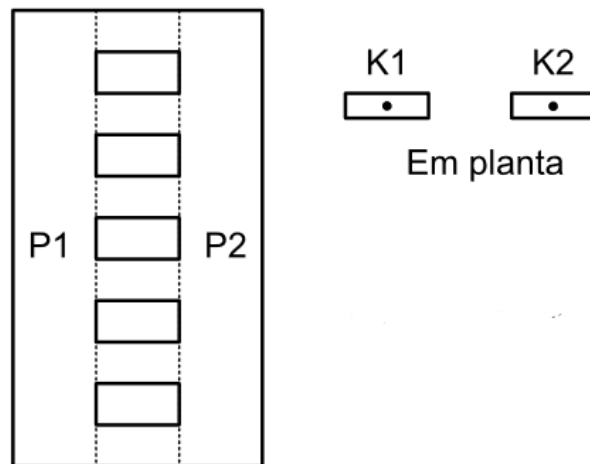
Além das abas e painéis para o contraventamento, existe também os métodos de contraventamento simétrico. O método de paredes isoladas é o mais simples, onde é considerado que uma abertura divide e cada uma é considerada como duas paredes isoladas, conforme mostra a Figura 22, sendo uma viga engastada na extremidade inferior e livre na superior. As cargas a que são submetidas serão proporcionais a sua rigidez. Já na metodologia de paredes com abertura consiste em associar a estrutura a um pórtico plano, de tal forma que os trechos de paredes sem aberturas sejam considerados como pilares e os trechos entre as aberturas, denominado de lintéis, como vigas, de acordo com a Figura 22. Os esforços absorvidos pelos painéis serão proporcionais a sua rigidez. Por ser complexo, esse procedimento requer auxílio de ferramentas computacionais, ainda que sua estrutura seja simétrica. Uma observação desse método é que os painéis que simulam as lajes deverão ser suficientemente rígidos, uma vez que o deslocamento deve ser igual para um mesmo pavimento. Porém, essa rigidez não pode ser demasiada para não impor condições desfavoráveis que inviabilize resultados coerentes para a solução da matriz de rigidez. Esse método costuma produzir tensões menores, quando comparado com o cálculo de paredes isoladas.

Figura 21 - Abas e painéis de contraventamento



Fonte: Ramalho, 2003.

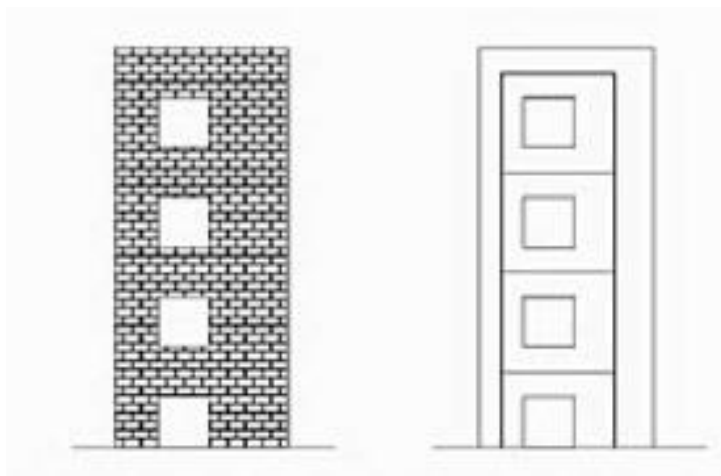
Figura 22 - Paredes isoladas



Fonte: Araújo, 2009.

*Notas de Aula do Prof. José Milton de Araújo

Figura 23 - Paredes com aberturas - Representação por barras



Fonte: Ramalho, 2003.

3.4 SOFTWARE TQS

Com o avanço da tecnologia é cada vez mais indispensável o uso de programas computacionais que aumente a produtividade e, principalmente, a precisão nos cálculos dos modelos analisados. Os softwares utilizados neste trabalho foram o CAD/TQS e o CAD/ALVEST, que serão descritos a seguir.

3.4.1 CAD/TQS

De acordo com Sodré (2018), o CAD/TQS é uma ferramenta computacional que permite o desenvolvimento de um projeto estrutural, com ferramentas de cálculo, dimensionamento e detalhamento, de forma que a estrutura a ser projetada fique segura com qualidade e produtividade. Tais ferramentas servem como auxílio, não retirando a responsabilidade do engenheiro projetista, que tem por função estudar e validar os dados de entrada e os dados que são fornecidos pelo *software*. Além de toda a agilidade e vantagens citadas, o CAD/TQS também proporciona a possibilidade da modelagem da edificação a ser calculada.

O CAD/TQS permite ainda a análise da estabilidade global, análise de pórtico espacial, grelha e placas por elementos finitos, além de ser totalmente adaptado a norma NBR 6118/2014 e suas atualizações. A ferramenta também possui um editor gráfico para desenhos de arquitetura, formas e armação, dispensando o uso de ferramentas CAD (TQS, 2019).

O *software* permite que o usuário considere a não linearidade física (NLF) para a análise dos deslocamentos e abertura de fissuras. Enquanto em uma análise linear, a resposta da estrutura tem um comportamento linear à medida que o carregamento é aplicado, em uma análise não-linear, fatores como a armadura, as aberturas de fissuras e fluência são variáveis que são levadas em consideração. A análise da NLF é um procedimento iterativo e incremental, em que em cada nível de carregamento, a rigidez dos elementos é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais (Bandeira, 2006). Para a análise adequada das combinações de serviço, o CAD/TQS permite a consideração da não linearidade. O processo iterativo divide os esforços de serviço em 12 partes e permite que o projetista analise o comportamento da estrutura, como deslocamentos verticais e aberturas de fissuras nas lajes e vigas, em cada nível incremental até a aplicação total dos esforços.

3.4.2 CAD/ALVEST

O CAD/ Alvest é uma ferramenta desenvolvida pelo grupo TQS informática, que permite o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural, utilizando como base as principais normas que dizem respeito ao sistema construtivo, como a NBR 15961-1:2011, NBR 15812-1:2010, NBR 6123 e NBR 8681.

No módulo CAD/ Alvest é possível simular todas as combinações das ações descritas na NBR 8681 e o dimensionamento de lintéis e vergas de qualquer seção transversal, sendo totalmente ou parcialmente grauteada. Além disso, a ferramenta possibilita a verificação da estabilidade global.

No processo de dimensionamento, o *software* fornece, de maneira automatizada, as principais armaduras construtivas, modelagem, verificações de parede, dimensionamento dos elementos, detalhamento e desenhos da 1ª e 2ª fiadas, aumentando a produtividade do projetista.

Os resultados são fornecidos em relatórios alfanuméricos e em desenhos representando graficamente a estrutura, junto com os valores das solicitações, distribuição de cargas das lajes, tensões, envoltórias e armaduras (TQS, 2019).

3.4.3 Dimensionamento no TQS

Independente do modelo estrutural adotado, as definições de entrada para o dimensionamento de um edifício no TQS envolvem: a definição de critérios de cálculo da estrutura, resistência dos materiais empregados, condições de projetos para as cargas verticais

e de vento, tensão admissível do solo e outros; após essas definições, é preciso realizar a importação do projeto arquitetônico para a plataforma do modelador estrutural do TQS e assim fazer o lançamento da estrutura. Nessa etapa são definidos os carregamentos verticais, permanentes e acidentais. Ressalta-se que é possível escolher a norma em uso nos dados de entrada.

Em concreto armado, é possível optar pelas normas CIRSOC-2005 (Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón), NB1-78 (NBR 6118/1980), NBR 6118/2003 e NBR 6118/2014.

As saídas, por outro lado, envolvem as análises de esforços da estrutura e a partir disso, realizar os possíveis ajustes necessários para, em seguida, gerar o dimensionamento das armaduras e analisar o comportamento da estrutura.

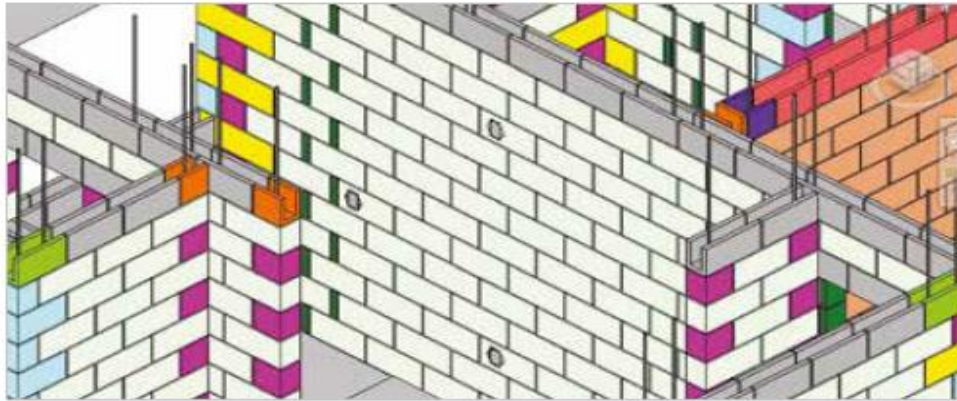
3.5 O USO DO BIM EM PROJETOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Segundo Eastman *et al.* (2014)., o *Building Information Modeling* (BIM), é uma tecnologia usada para desenvolver construções virtuais, sendo um dos desenvolvimentos mais promissores da indústria da arquitetura, engenharia e construção (AEC). Ao construir a edificação de forma digital é possível obter um modelo com a geometria de forma exata e todas as informações necessárias para auxiliar na construção, além de dados para fabricações e os insumos necessários para o desenvolvimento da edificação.

Em relação aos projetos de alvenaria estrutural o uso do BIM é de extrema importância, pois é possível analisar as interferências e prever problemas futuros de modulação da alvenaria estrutural, pois nesse método construtivo utiliza-se diversos tipos de blocos e complementos. (FREIRE, 2018)

Freire (2018) defende a utilização do BIM, pois é na modelagem que podemos definir de maneira correta os modelos de blocos e suas variações (canaletas e compensadores). Também pode ser feita diversas simulações e a equipe pode verificar qual a melhor solução para o uso das interferências de amarração, bem como a necessidade do uso de blocos de amarração. A partir da construção computacional, também foi possível fazer ajustes não só no projeto, como também no desenvolvimento físico financeiro. Contudo, inúmeras incompatibilidades e problemas foram resolvidos antes mesmo da obra ter começado, como por exemplo, alteração dos pontos hidráulicos e elétricos que foram posicionados onde haverá aplicação de graute, amarração dos blocos. Proporcionando também melhor posicionamento de portas e janelas.

Figura 24 - Detalhe da modulação dos diferentes tipos de blocos – ilustração



Fonte: Freire; Filho; Albessú, 2018.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

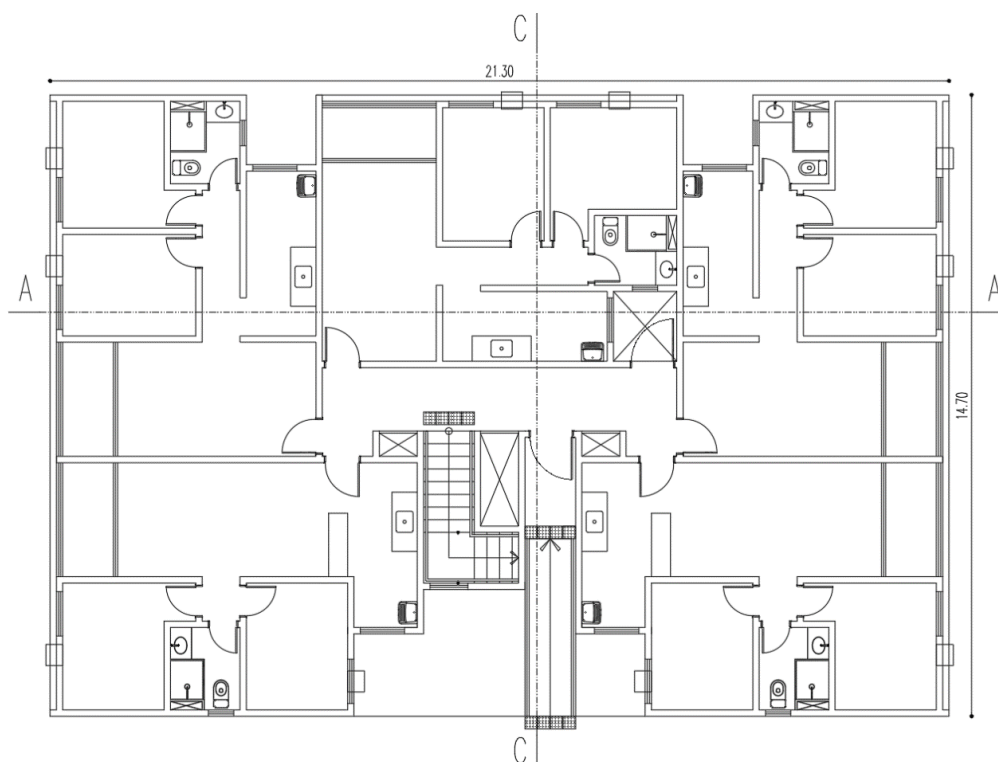
Nesta seção será exposto todos os materiais utilizados para produzir este trabalho, desde o projeto arquitetônico aos resultados e detalhamentos, passando também pela metodologia de cálculo.

4.1 PROJETOS DO EDIFÍCIO

Os Autores deste trabalho tiveram acesso aos projetos: arquitetônicos, complementares de elétrica e hidráulica e estrutural em alvenaria. Este projeto, no entanto, em uma versão incompleta.

O projeto arquitetônico utilizado como base para a concepção deste trabalho é de um edifício térreo mais três pavimentos localizado em Jaboatão dos Guararapes, região Metropolitana de Recife, com cinco apartamentos por andar e apartamentos com cerca de 44 m². É um edifício de médio padrão e a solução para a estrutura adotada originalmente foi alvenaria estrutural. A Figura 25 detalha a planta baixa do pavimento térreo da edificação.

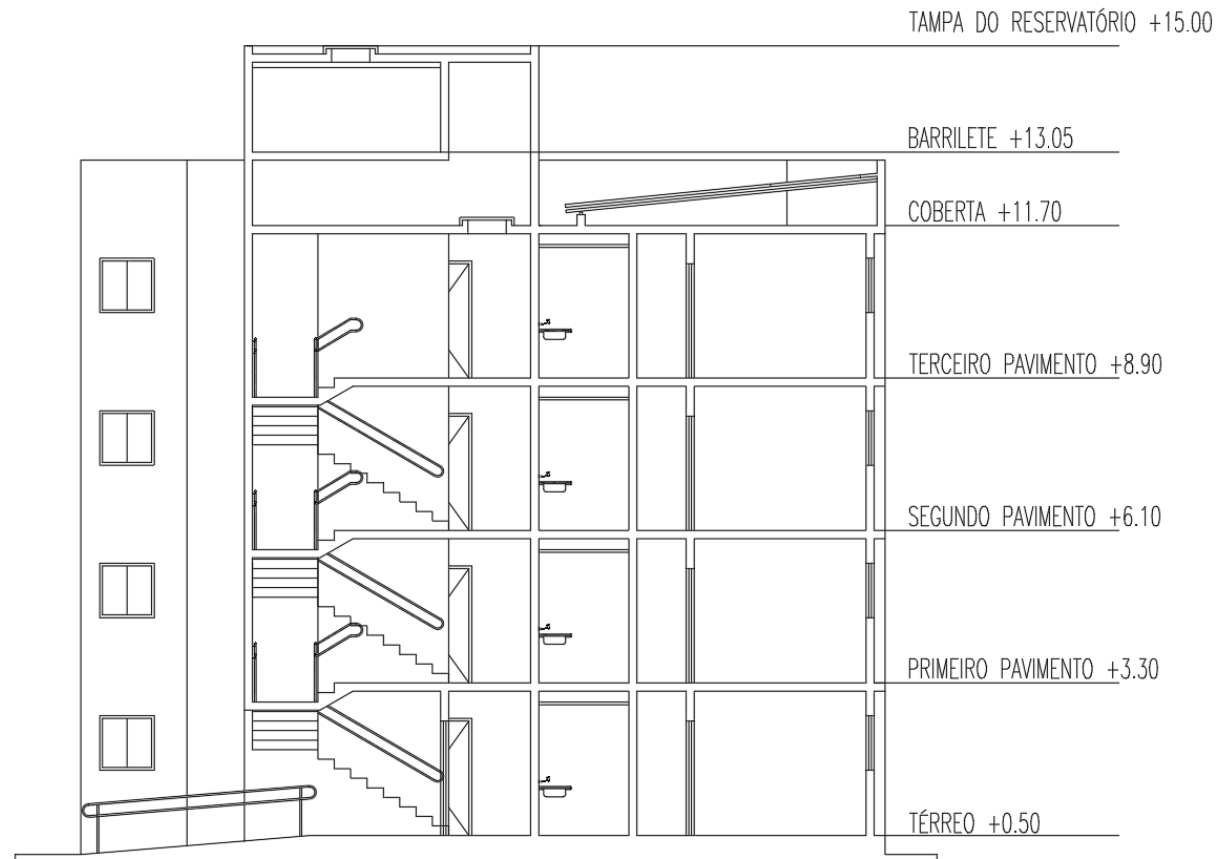
Figura 25 - Planta baixa do térreo da edificação com dimensões expressas em metros



Fonte: Os Autores, 2020.

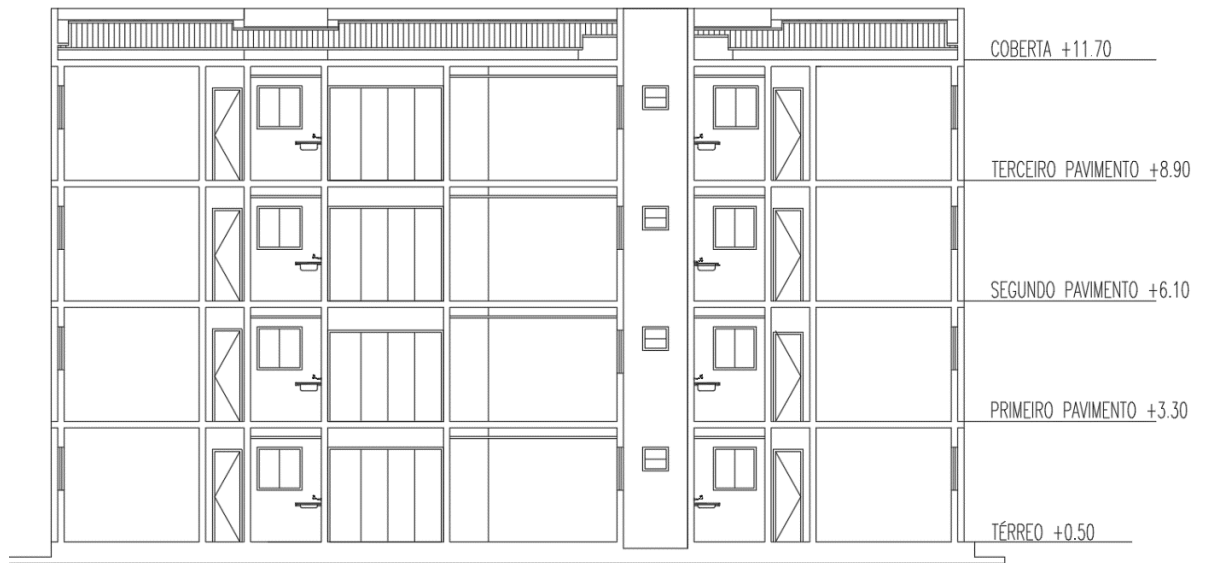
A Figura 26 e Figura 27 mostram o corte CC e AA da edificação. Este prédio tem pé esquerdo (medida de laje a laje) de 2,80 m e altura total de 15 metros. A Figura 28 mostra uma vista isométrica da edificação. Ao longo do desenvolvimento do trabalho as particularidades do edifício serão mais detalhadas.

Figura 26 - Corte CC da edificação



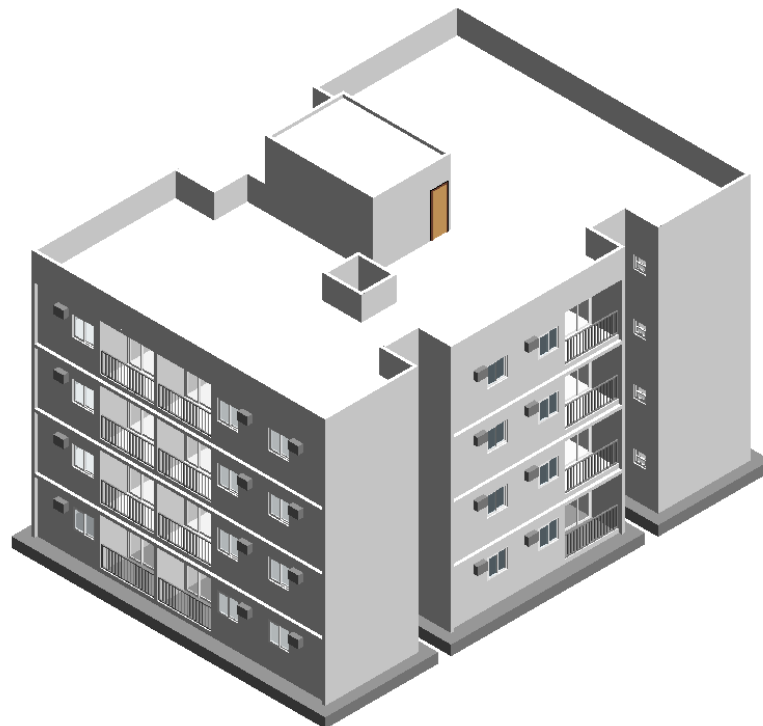
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 27 - Corte AA da edificação



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 28 - Vista isométrica da edificação



Fonte: Os Autores, 2020.

4.2 CARREGAMENTOS CONSIDERADOS

Para ambos os projetos estruturais, as cargas acidentais consideradas foram as mesmas, visto que o sistema construtivo escolhido não interfere na utilização do edifício.

Deste modo, conforme as prerrogativas estabelecidas na NBR 6120/1980, os carregamentos acidentais adotados foram:

- a) 1,5 kN/m² - Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro;
- b) 2,0 kN/m² - Despensa, área de serviço e lavanderia;
- c) 2,5 kN/m² - Escada sem acesso ao público.

No que diz respeito às cargas permanentes, os sistemas construtivos terão cargas permanentes particulares.

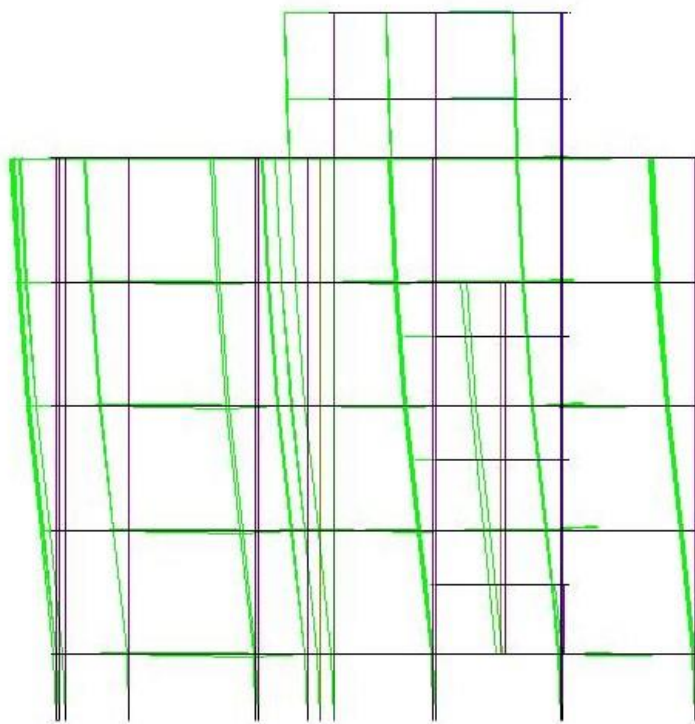
- a) 0,5 kN/m² - Forro;
- b) 1,0 kN/m² - Revestimento;
- c) Peso próprio dos elementos construtivos fixos.

Neste projeto, o tipo de solução para as lajes será o mesmo para ambos os sistemas construtivos. Será empregada a laje treliçada para todos os pavimentos, com exceção do fundo do reservatório que será laje maciça.

4.3 COMPORTAMENTO DE UM CORPO RÍGIDO

O modelo estrutural do edifício em concreto armado adotado foi o modelo de vigas e pilares (Modelo IV do software). Este modelo considera os efeitos verticais e horizontais nas vigas e pilares calculados com o pórtico espacial. Já as lajes, apenas os efeitos gerados pelas ações verticais são calculados segundo o modelo selecionado para os pavimentos. O modelo IV ainda leva em consideração o efeito de diafragma rígido das lajes, o que permite considerar que todo o pavimento tem deslocamento de corpo rígido (Raymundo et al, 2011). Deste modo, a parcela da ação total lateral é proporcional a rigidez de cada elemento de contraventamento e os esforços são distribuídos por toda a estrutura. A Figura 29 é uma vista lateral da estrutura após o lançamento e processamento, mostra os deslocamentos horizontais provocados pelo vento e indica o comportamento do diafragma rígido na estrutura.

Figura 29 - Comportamento de um corpo rígido



Fonte: Os Autores, 2020.

A solução construtiva para as lajes dos pavimentos foi a de lajes treliçadas nos pavimentos tipo e lajes maciças na região do reservatório. Deste modo, nos pavimentos em que foi empregada lajes treliçadas, o modelo estrutural do pavimento foi o de grelha de lajes nervuradas. Este modelo é formado por barras de vigas e lajes nervuradas discretizadas o que permite incluir lajes com formas reutilizáveis ou perdidas e vigotas treliçadas. Por outro lado, nos pavimentos de lajes maciças foi empregado o modelo de grelha de lajes planas, formado por barras de vigas e lajes planas discretizadas.

4.4 DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO

Para a concepção estrutural em concreto armado, foram analisadas: as melhores posições para os pilares, conforme as restrições arquitetônicas e de posse dessas informações, foi feito o pré-dimensionamento dos pilares a partir das áreas de influência respectivas; as seções a serem adotadas para as vigas através de um pré-dimensionamento e a partir dos vãos; a altura e o tipo de laje a ser utilizada através de um pré-dimensionamento, segundo as propriedades mecânicas

fornecidas pelo fabricante para o caso de lajes treliçadas e dimensões do ambiente para laje maciça.

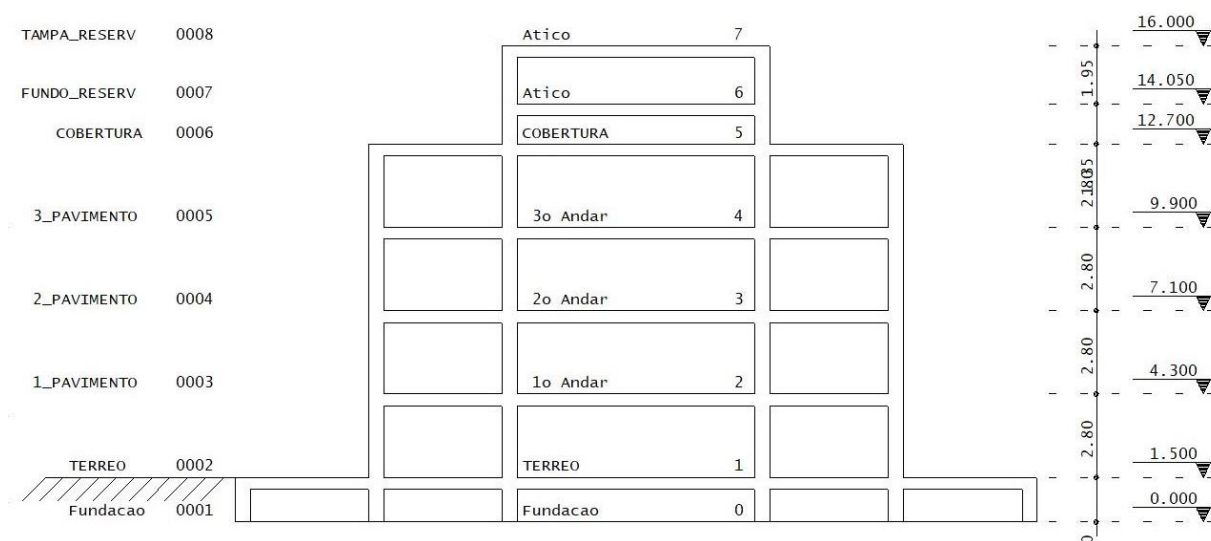
De posse dessas informações, o projeto foi lançado no TQS e coube aos projetistas analisar se as soluções de posicionamento, esforços e resultados estão congruentes com o esperado.

4.4.1 Modelo no CAD/TQS

Para a solução construtiva em concreto armado, foi adotada a laje treliçada de vigota pré-moldada como uma opção mais econômica, pois tem menor peso próprio e consequentemente causam esforços menores. As cargas de alvenaria aplicadas sobre lajes e vigas do pavimento térreo, 1º pavimento, 2º pavimento, 3º pavimento e cobertura foram considerados de acordo com a tabela 1 da NBR 6120/1980. O peso específico de tijolos furados é de 13 kN/m^3 . As paredes de vedação foram consideradas com espessura de 15 cm. Deste modo, o carregamento por área da parede adotado foi de $1,95 \text{ kN/m}^2$.

Ainda quanto a carga permanente, no reservatório superior, foi adotado um carregamento de $16,5 \text{ kN/m}^2$ na laje de fundo do reservatório, considerando o peso próprio da água em 10 kN/m^3 e altura máxima de nível de água de 1,55m, extraído do projeto arquitetônico. Ainda foi considerando um carregamento de 1 kN/m^2 proveniente da impermeabilização. Para a laje da tampa do reservatório, foi considerada como um terraço sem acesso ao público e, portanto, carregamento de 2 kN/m^2 . O modelo esquemático do edifício, extraído do CAD/TQS é apresentado na Figura 30.

Figura 30 - Corte Esquemático



Fonte: Os Autores, 2020.

Conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6118/2014 a classe de agressividade ambiental adotada foi moderada – II – com a classe de concreto para concreto armado adotada como o mínimo: C25; os cobrimentos nominais em milímetros foram: 25 mm para lajes, 30 mm para vigas e pilares, vigas e lajes em contato com o solo com 30 mm e pilares 45 mm. A carga de vento adotada teve como base a velocidade básica do vento de 30 m/s, fator do terreno (S1) de 1,00, categoria de rugosidade (S2) III, Classe da edificação (S2) A e Fator estatístico (S3) 1,10. Deste modo, com base nesses fatores o Quadro 1 mostra os valores para os coeficientes de arrasto adotados segundo a direção do vento.

Quadro 1 – Coeficiente de arrasto

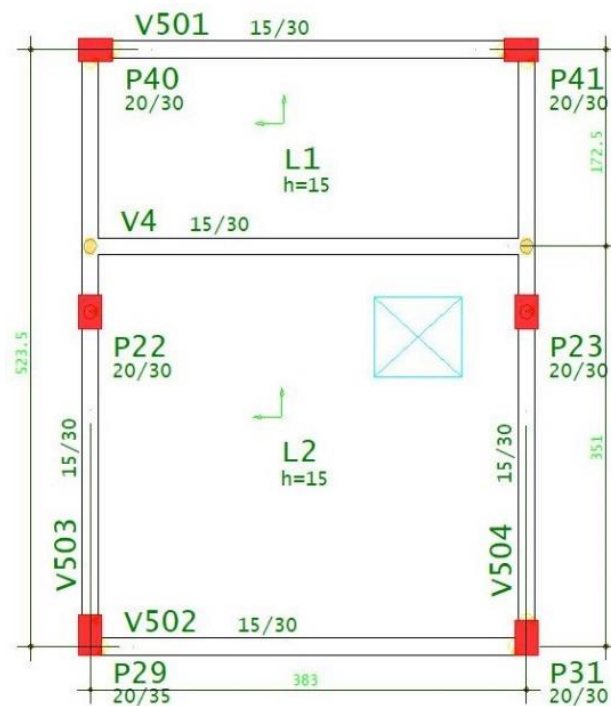
Ângulos	CA
90°	1.16
270°	1.16
0°	1.31
180°	1.31

Fonte: Os Autores, 2020.

4.4.1.1 Lançamento da Estrutura

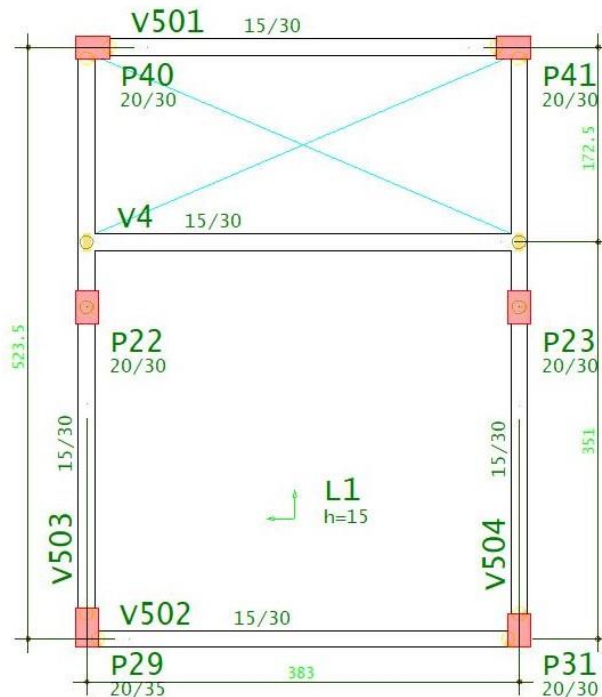
No nível do reservatório, foi gerada uma estrutura de vigas e lajes, estas com carregamento permanente da água, revestimentos além do peso próprio para que os esforços pudessem ser transmitidos para a estrutura. O software permite a análise estrutural separada do reservatório e a partir dessa análise pode ser gerada armação das paredes e lajes, conforme os esforços atuantes no pórtico do reservatório. No entanto, como a análise do reservatório é feita separada, não há transmissão de esforços para o pórtico do edifício. Deste modo, a solução adotada foi fazer uma estrutura equivalente no modelador estrutural de modo que as cargas do reservatório pudessem ser transferidas para edifício. A Figura 31 mostra os elementos estruturais da tampa do reservatório. A Figura 32 mostra a planta de forma do fundo do reservatório. As lajes desses níveis são do tipo maciça.

Figura 31 - Planta de forma da tampa do reservatório



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 32 – Planta de forma do fundo do reservatório



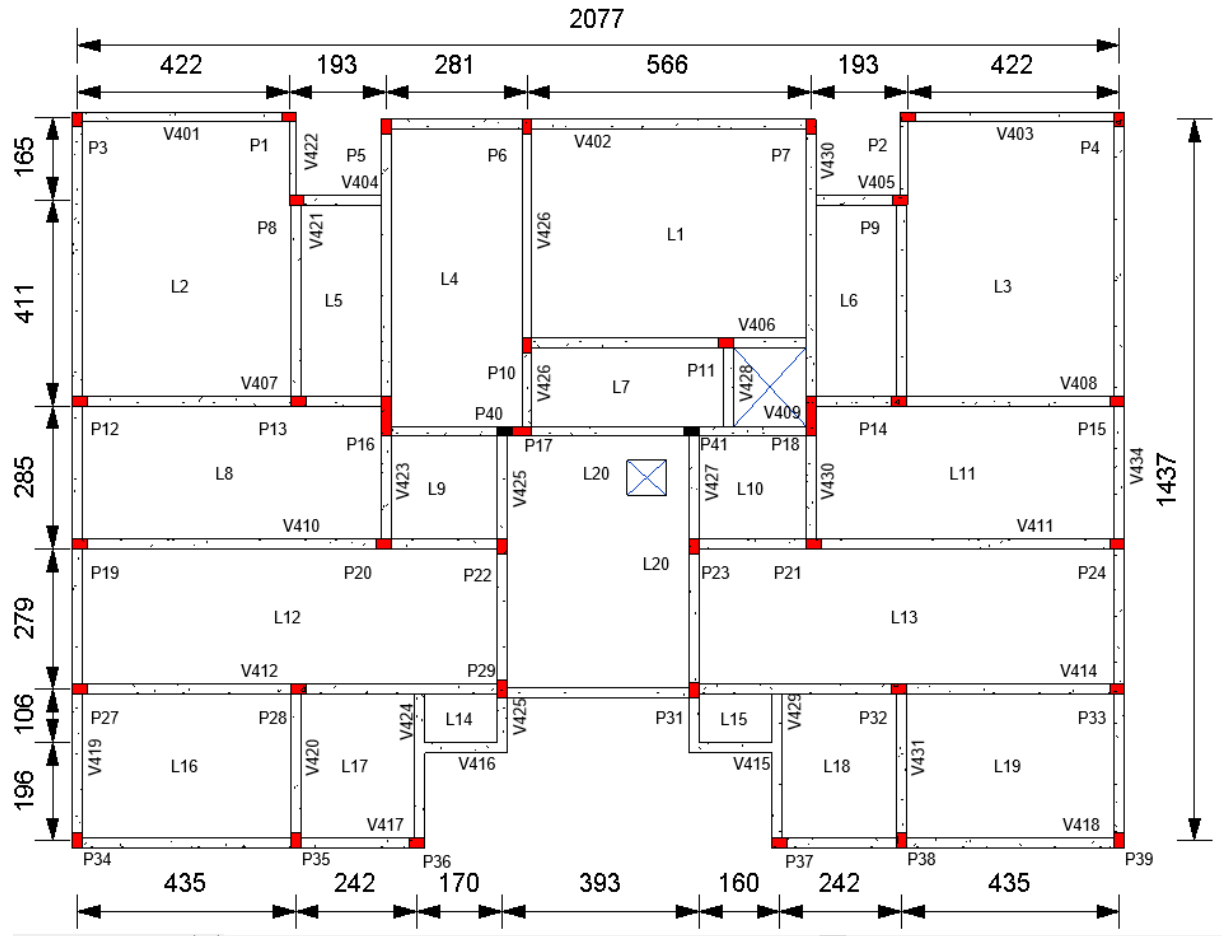
Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 33 mostra a planta de forma do pavimento coberta. Neste andar, com exceção da laje L20, todas são do tipo vigotas treliçadas. Estas têm altura nominal de 12 cm e capa de concreto de 4 cm e, portanto, altura total da laje de 16 cm. Por outro lado, a laje L20 é do tipo maciça e apresenta uma abertura de 70 x 80 cm. A altura desta laje é de 10 cm.

O Quadro 2 mostra as seções adotadas nos pilares de todo o edifício e a Figura 33 apresenta alguns destes pilares. Os pilares P40 e P41 nasce nesse pavimento e compõe a estrutura que sustenta o pórtico do reservatório. Enquanto o pilar P40 nasce acima do pilar P17, este com maior seção, o pilar P41 nasce em cima de uma viga.

O Quadro 3 mostra as seções das vigas adotadas nesse pavimento.

Figura 33 - Planta de forma da cobertura



Fonte: Os Autores, 2020.

Quadro 2 – Seções dos pilares

Pilares	Seção (cm)
P25 e P30	20x20
P1 a P15, P19 a P24, P27 e P28, P32 a P41	20x30
P29	20x35
P26	20x45
P17	20x69
P16 e P18	20x80

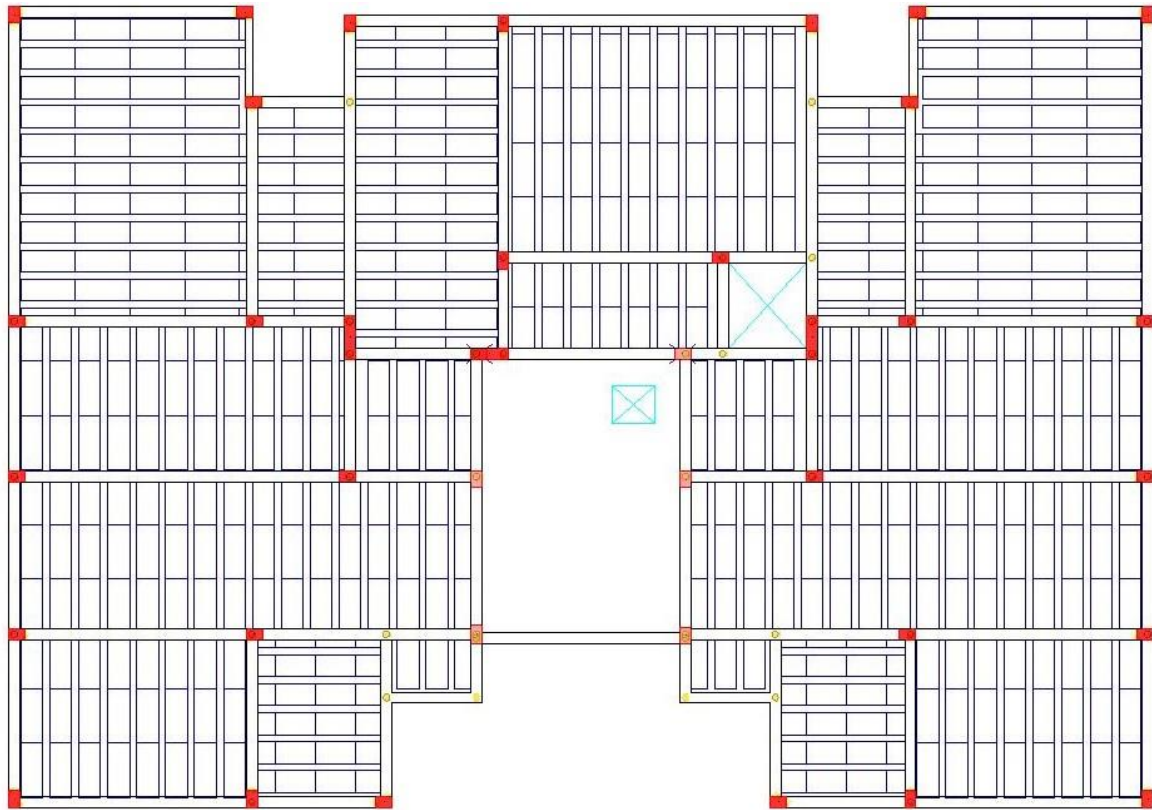
Fonte: Os Autores, 2020.

Quadro 3 – Seções de vigas do pavimento coberta

Vigas	Seção (cm)
V422 e V433	15 x 30
V404, V405, V406, V407, V408, V413, V415, V416, V420, V421, V424, V425, V426, V427, V428, V429, V431 e V432	20x 40
V401, V402, V403, V409, V410, V411, V412, V414, V417, V418, V419, V423, V430 e V434	20x 50

Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 34 - Posição dos enchimentos de EPS do pavimento coberta

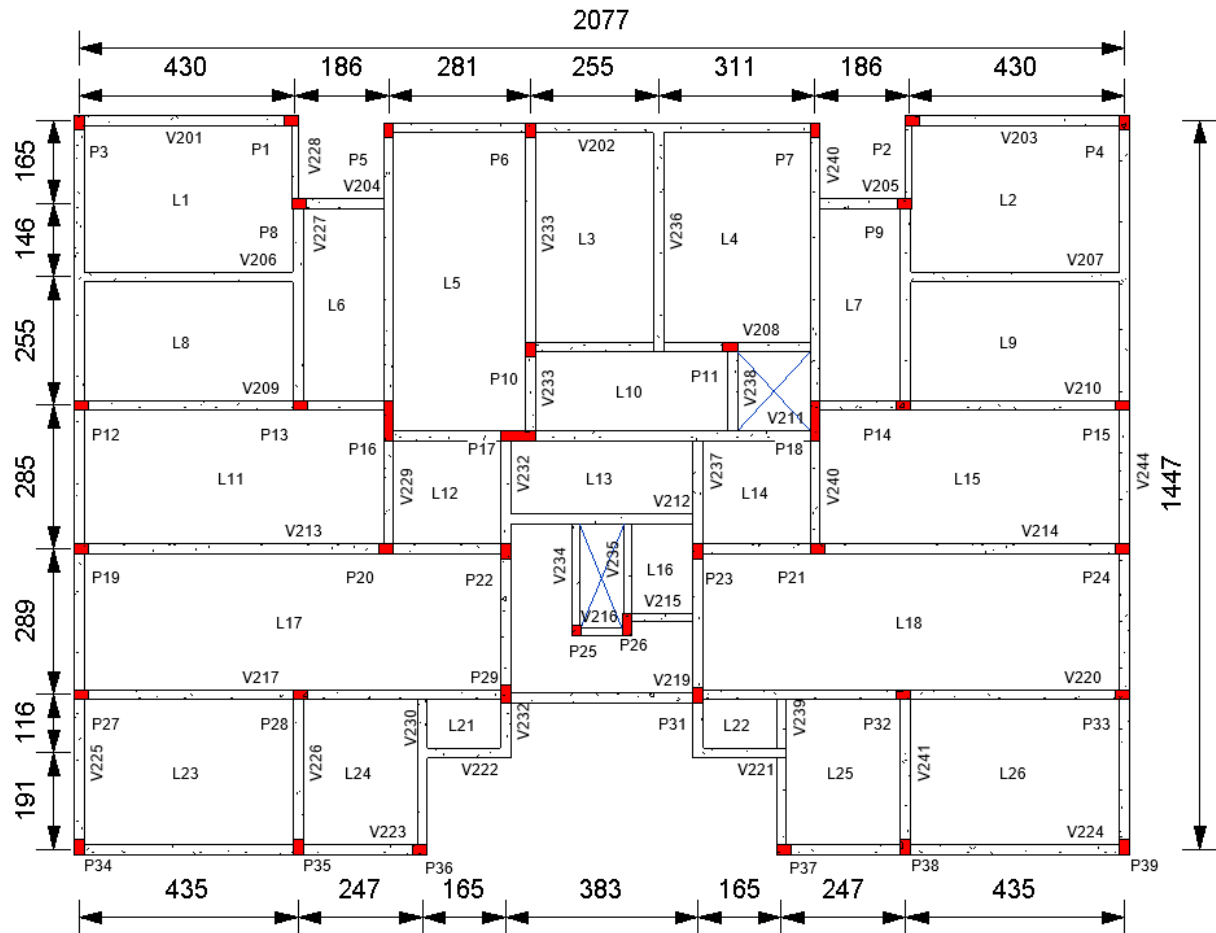


Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 34 mostra a direção das vigotas treliçadas adotadas para esse pavimento. Os pilares marcados em vermelho, são pilares que morrem neste pavimento. Por outro lado, os pilares que apresentam uma coloração rosa são pilares que continuam e seguem para os pavimentos superiores, ou nascem neste pavimento.

A Figura 35 mostra a disposição dos elementos estruturais do pavimento tipo. O Quadro 4 mostra as seções das vigas do pavimento tipo, que são comuns do 1º ao 3º pavimento.

Figura 35 - Planta de forma do pavimento tipo



Fonte: Os Autores, 2020.

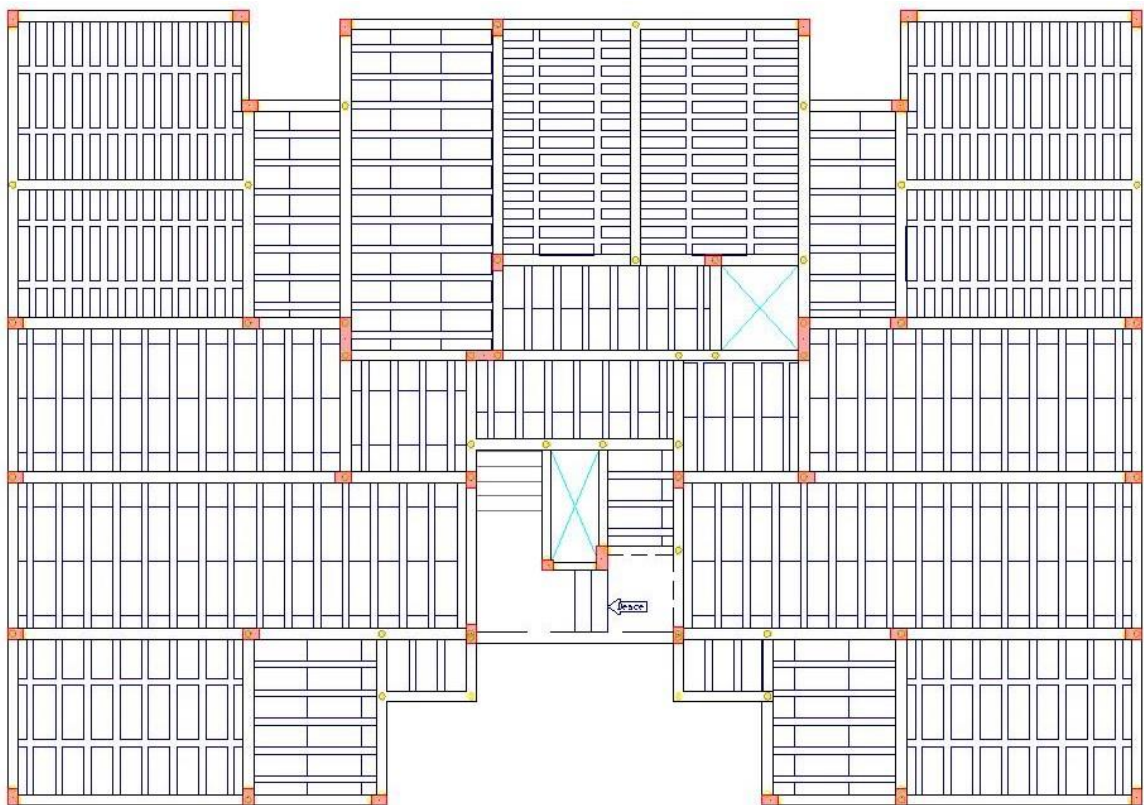
Quadro 4 – Seções das vigas do pavimento tipo

Vigas	Seção (cm)
V215, V216, V228, V234, V235 e V243	15x30
V219 e V231	20x30
V204, V205, V208, V209, V210, V212, V222, V226, V230, V232, V233, V238, V239 e V241	20x40
V218, V221 e V237	20x45
V201, V202, V203, V206, V207, V211, V213, V214, V217, V220, V223, V224, V225, V227, V229, V236, V240, V242 e V244	20x50

Fonte: Os Autores, 2020.

A solução para as lajes do pavimento tipo foi a de vigotas treliçadas. Estas têm altura nominal de 12 cm e capa de concreto de 4 cm e, portanto, altura total da laje de 16 cm. A Figura 36 mostra o posicionamento dos enchimentos de EPS. As lajes L1, L2, L3, L4, L8 e L9 têm as vigotas treliçadas com espaçamento de 20 cm entre si na direção principal de carregamento, além de 2 nervuras transversais na direção secundária. Por outro lado, as demais lajes apresentam vigotas com espaçamento de 40 cm entre si e as lajes L23 e L26 apresentam ainda 2 nervuras transversais na direção secundária de carregamento.

Figura 36 - Posição dos enchimentos de EPS do pavimento tipo



Fonte: Os Autores, 2020.

No pavimento térreo, há pilares que nascem em vigas e estão marcados em preto, como mostra a Figura 37. O pilar P30 foi uma solução, diante das limitações impostas pela arquitetura, para apoiar viga intermediária necessária para patamar da escada. Como apresentado na

Figura 25, o acesso a esse pavimento impede uma viga intermediária entre os pilares P29 e P31. A Figura 38 mostra o pilar P30 e ainda permite a visualização dos pilares P25 e P26

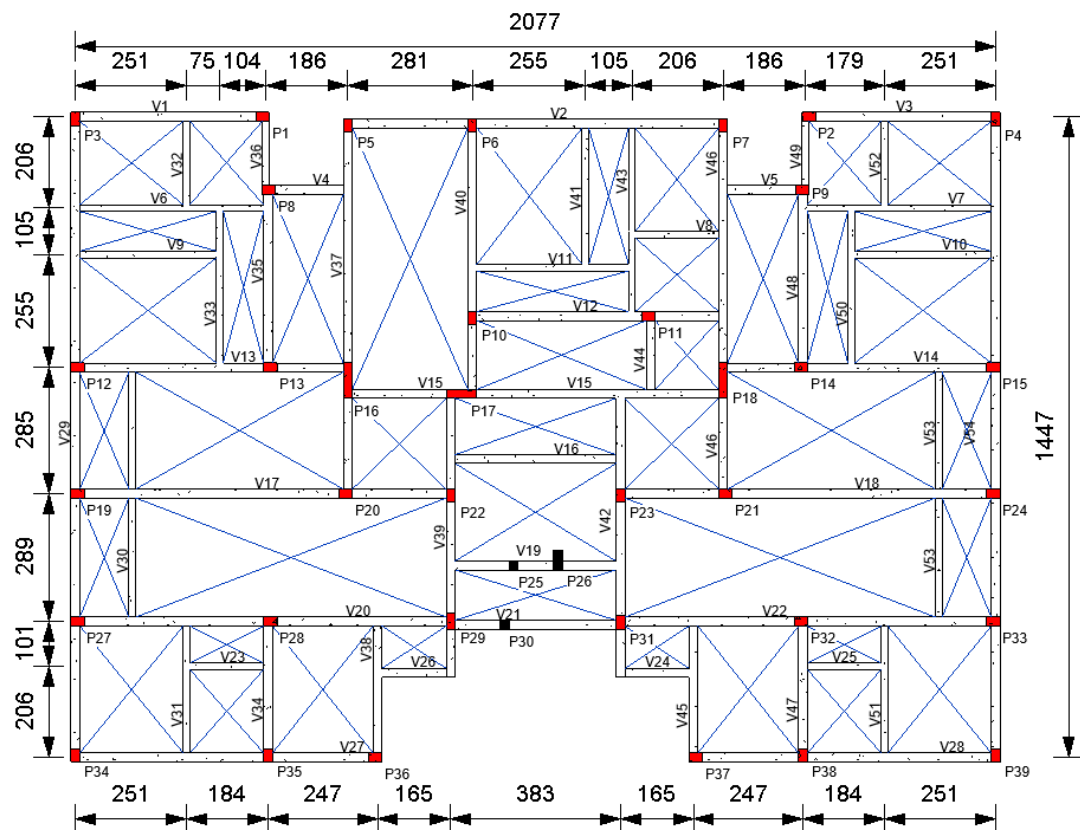
nascendo sobre a viga V19. As seções das vigas deste pavimento são apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5 – Seções das vigas do térreo

Vigas	Seção (cm)
V23, V25, V30, V31, V36, V49, V51 e V53	15 x 30
V6, V7, V8, V9, V10, V11, V32, V33, V41, V43, V50 e V52	15 x 40
V4, V5, V12, V13, V14, V16, V21, V24, V26, V34, V35, V38, V40, V44, V45, V47 e V48	20x 40
V1, V2, V3, V15, V17, V18, V19, V20, V22, V27, V28, V29, V37, V39, V42, V46 e V54	20x 50

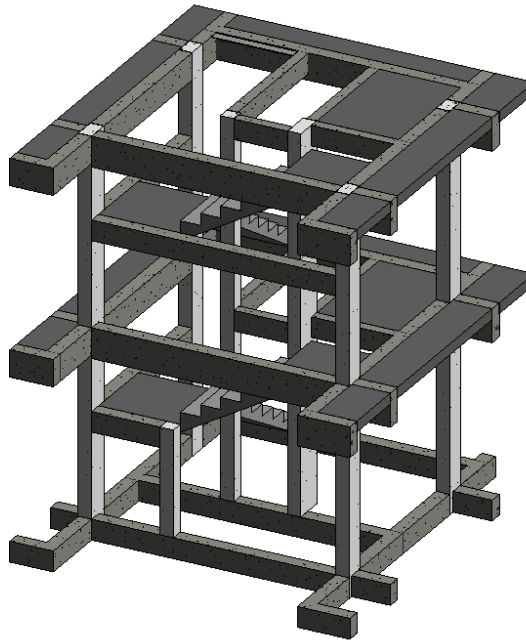
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 37 - Planta de forma do térreo



Fonte: Os Autores, 2020.

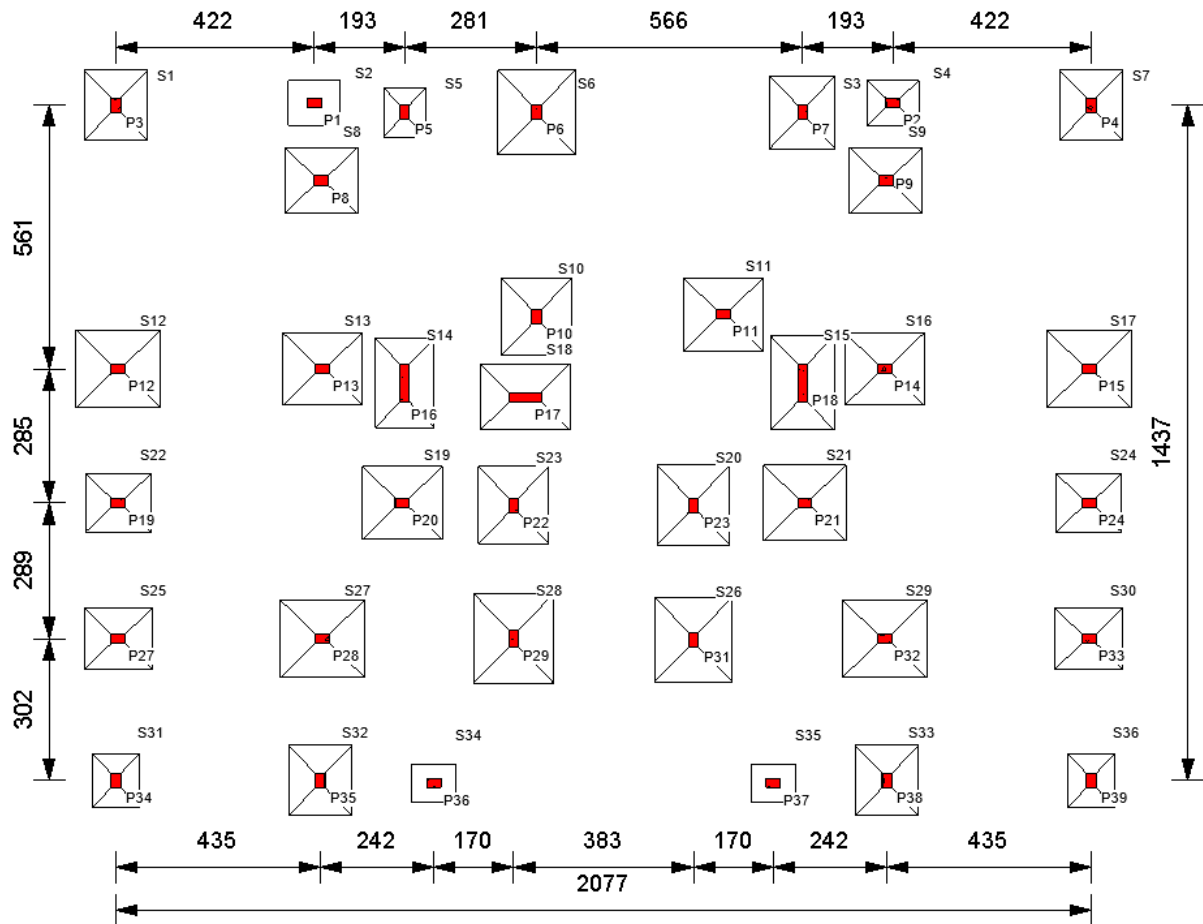
Figura 38 – Vista em 3D da região das escadas do térreo e 1º Pavimento



Fonte: Os Autores, 2020.

Não foi possível ter acesso as investigações geotécnicas feitas para o projeto original. Deste modo, a tensão admissível do solo foi estimada em 0,2 MPa. A solução escolhida para a fundação foi sapata. A Figura 39 mostra a planta de forma da fundação e o Quadro 6 apresenta as dimensões das sapatas. A profundidade de topo dos elementos de fundação é de 1,5 m.

Figura 39 - Planta de forma da fundação



Fonte: Os Autores, 2020.

Quadro 6 – Dimensões das sapatas

Sapata	Dimensão (cm)	H (cm)	h (cm)
S1 e S7	135x150	45	25
S2	95x110	30	30
S3	140x155	45	25
S4	95x110	30	25
S5	90x105	30	25
S6 e S27	165x180	55	25
S8 e S9	140x155	45	20
S10	150x165	50	20
S11, S19 e S20	155x170	50	30
S12, S17, S26 e S29	165x180	55	30
S13 e S16	155x170	50	25
S14	130x195	40	20

S15	135x200	45	20
S18	140x190	45	25
S21	160x175	50	30
S22	125x140	40	20
S23	150x165	50	25
S24	125x140	40	20
S25	130x145	40	30
S28	170x190	55	30
S30	130x145	40	25
S31 e S36	100x115	30	25
S32 e S33	135x150	45	25
S34 e S35	80x95	25	25

Fonte: Os Autores, 2020.

Em que H representa a altura da sapara e h a altura da base da sapata.

4.4.1.2 Resultados e análises da estrutura em concreto armado

Serão apresentados alguns resultados que foram extraídos do TQS. Como o objetivo deste projeto é comparar os dois sistemas construtivos, concreto armado e alvenaria estrutural, serão abordados determinados resultados nesse subtópico pertinentes a esse tipo de estrutura e ainda parâmetros que possam permitir a comparação com a alvenaria estrutural.

Para o dimensionamento das armaduras das vigas, pilares, lajes e fundações foram consideradas as combinações de esforços como mostra a Quadro 7. Os critérios adotados são os estabelecidos pela NBR 6118/2014 para combinações últimas (ELU) e combinações de serviço (ELS). Ainda foi gerado combinações para situação de incêndio e cálculo de fluência.

Quadro 7 – Combinações de esforços

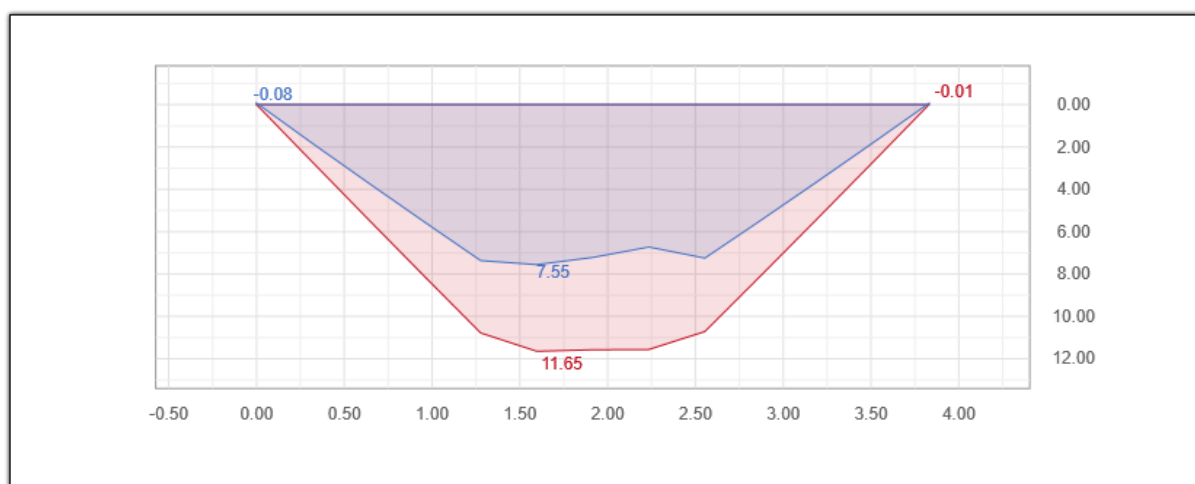
Tipo	Descrição	N. Combinações
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
FOGO	Verificações em situação de incêndio	2
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12

COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0

Fonte: Os Autores, 2020.

Através dos esforços considerados para o ELU, são extraídas envoltórias de esforços, com os valores máximos e mínimos obtidos a partir de todas as combinações analisadas. Por exemplo, a Figura 40 representa a envoltória de momento fletor característico (t_{fm}) atuante na viga V19 do térreo. Esta é uma viga que recebe o carregamento dos pilares P25 e P26. O eixo horizontal representa o comprimento da viga e o eixo vertical o valor em módulo do momento fletor característico.

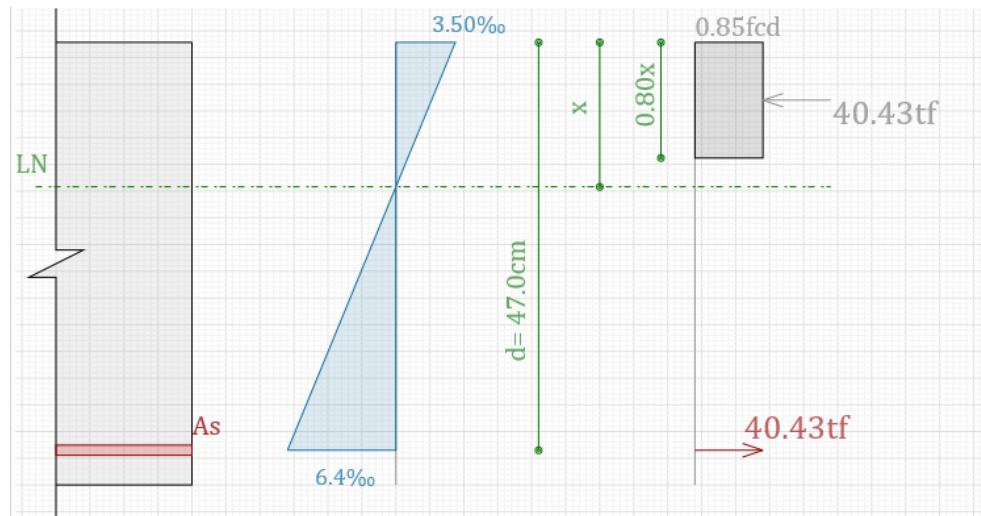
Figura 40 - Envoltória de momento fletor da viga V19 (Valores característicos)



Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 41 mostra a distribuição de tensões presentes na viga. A área de aço da seção tracionada calculada para esta viga é de 9,30 cm²; a distância x para a linha neutra é de 16,65 cm.

Figura 41 – Equilíbrio de forças

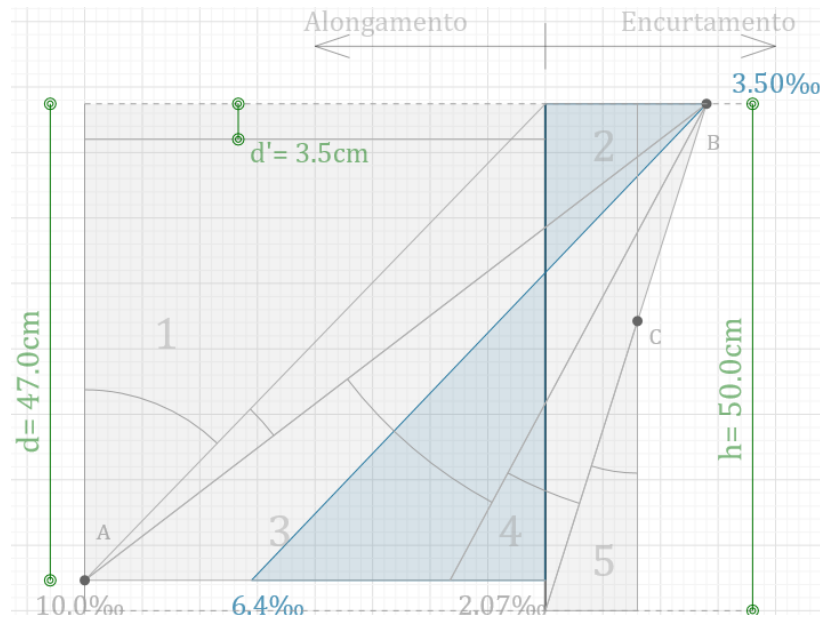


Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 42 mostra ainda que a viga ocupa a faixa do domínio 3 do estado-limite último de uma seção transversal, em que a deformação máxima do concreto é de 3,5‰, já a armadura tracionada apresenta deformação entre 10‰ e a deformação de escoamento do aço (ϵ_{yd}), conforme estabelece a NBR6118/2014. ϵ_{yd} para aço CA-50 é estabelecida como 2,07‰, conforme a NBR 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.

É preferível que a viga esteja no domínio 3 visto que, conforme a NBR 6118/2014 estabelece, uma eventual ruptura do elemento estrutural ocorre devido à compressão do concreto e com escoamento do aço. Este cenário é o mais adequado visto que em um hipotético colapso da estrutura provocado por sobrecarga ou falhas, permita que haja tempo hábil para interferências na estrutura ou interdição da edificação.

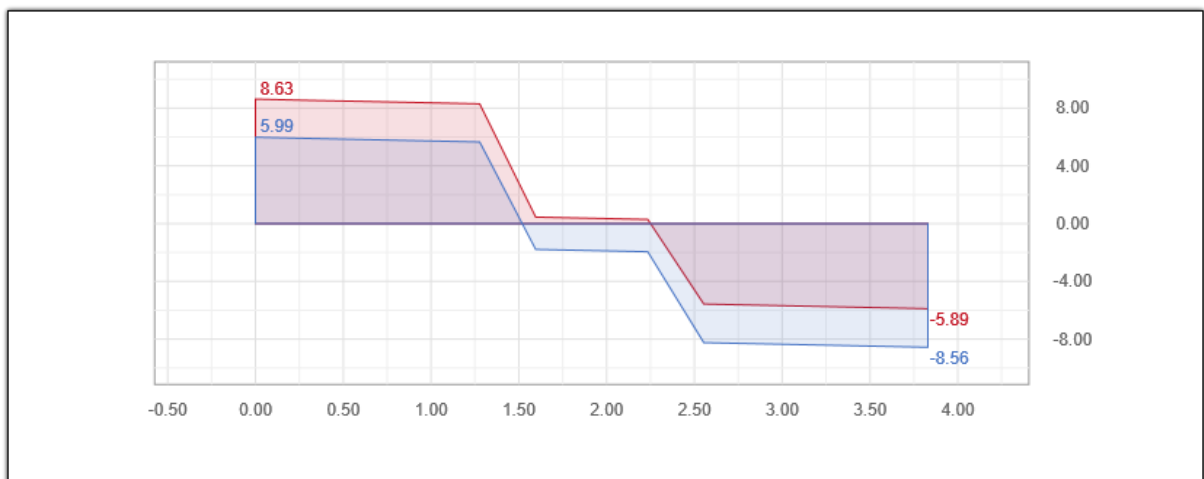
Figura 42 - Domínio de estado-limite último da seção transversal da viga V19



Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 43 expressa os valores característicos do esforço cortante. Nessa imagem é possível ver claramente que as regiões próximas aos apoios da viga apresentam valores em módulo semelhantes, enquanto que a região central é diferente. Nessa região, conforme já mencionado, há 2 pilares que nascem. A área de aço para armadura transversal calculada para a primeira região foi de 2.8 cm²/m enquanto que na segunda foi de 2.0 cm²/m.

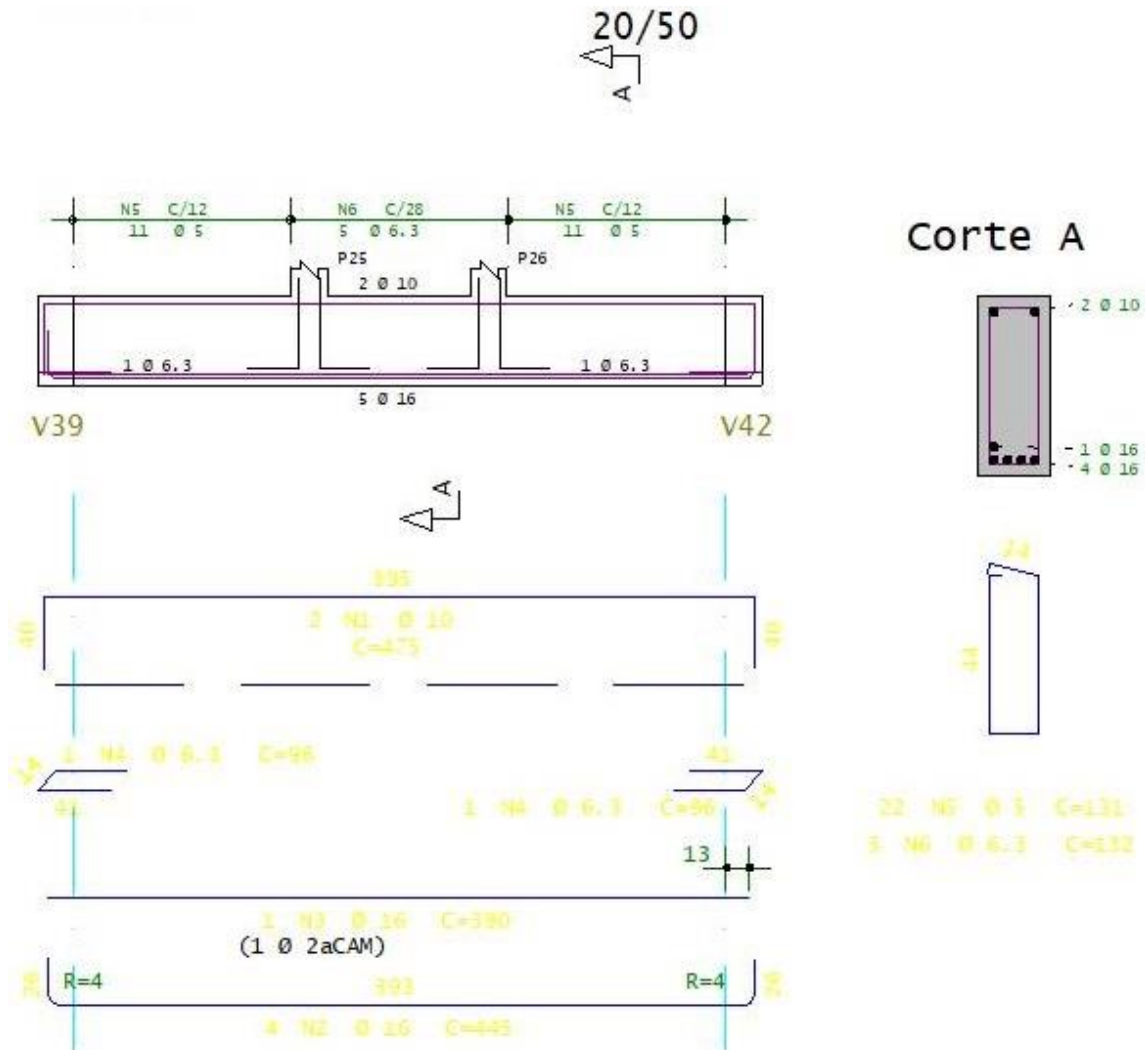
Figura 43 - Envoltória de esforço cortante da viga V19 (Valores característicos)



Fonte: Os Autores, 2020.

A Figura 44 mostra o detalhamento da armadura gerado pelo *software* para as condições de esforços solicitantes.

Figura 44 - Detalhamento da armadura da viga V19



Fonte: Os Autores, 2020.

O Quadro 8 apresenta os esforços solicitantes atuantes na fundação. As dimensões das sapatas foram apresentadas no Quadro 6 e o método de cálculo utilizado é o das bielas e tirantes, aplicados a sapatas rígidas, conforme a NBR 6118 exige.

Para as forças atuantes, os valores positivos em x indicam uma força da esquerda para a direita, assim como os valores positivos em y indicam uma força de baixo para cima, conforme a Figura 39. Já a força z positiva, indica a reação de apoio no mesmo sentido da gravidade. Para

os momentos, o sentido positivo nos eixos x e y indicam um giro em torno do respectivo eixo no sentido horário.

Quadro 8 – Carregamentos nas sapatas

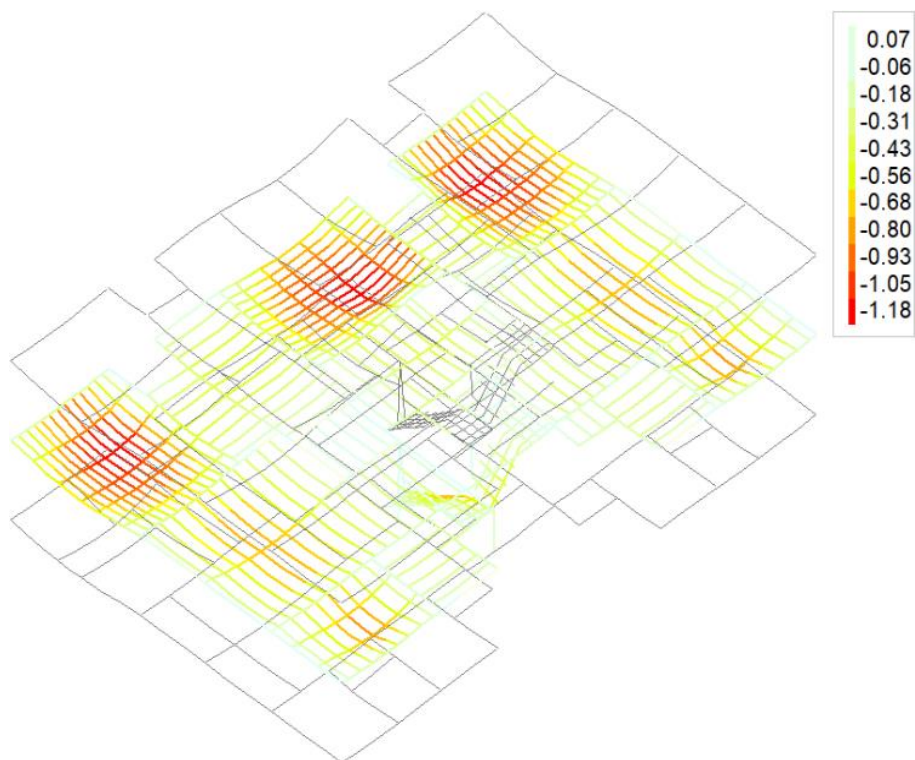
Sapata	Força em X (tf)	Força em Y (tf)	Força em Z (tf)	Momento em X (tfm)	Momento em Y (tfm)
S1	-0.3	1.3	32.1	-0.6	-0.1
S2	0.5	0	17.2	0	0.2
S3	1	0.5	34.6	-0.2	0.5
S4	-0.5	0	17.2	0	-0.2
S5	0.1	0.4	14	-0.2	0
S6	-0.5	0.3	51.7	-0.2	-0.3
S7	0.3	1.3	32.1	-0.6	0.1
S8	-0.2	0.4	37.5	-0.2	-0.1
S9	0.2	0.4	37.8	-0.2	0.1
S10	-0.2	-0.3	43.4	0.1	-0.1
S11	0.2	0.2	47.2	-0.1	0.1
S12	-0.5	-0.4	50.8	0.2	-0.3
S13	0.4	-0.3	47.3	0.2	0.2
S14	-0.1	-0.7	34.2	0.5	-0.1
S15	0.4	-0.5	41.2	0.2	0.2
S16	-0.5	-0.3	46.7	0.2	-0.2
S17	0.5	-0.4	50.9	0.2	0.2
S18	-0.7	0.1	44.9	-0.1	-0.3
S19	0.4	-0.1	47.4	0	0.2
S20	0	0.4	45.4	-0.2	0
S21	-0.4	0	48.2	0	-0.2
S22	-1	0	27.8	0	-0.5
S23	0	0.5	43.7	-0.2	0
S24	1	0.1	27.9	0	0.5
S25	-0.5	0	31.8	0	-0.2
S26	-0.1	-0.8	52.3	0.4	0
S27	0.2	0.2	51.5	-0.1	0.1
S28	0.1	-0.8	54.9	0.3	0.1
S29	-0.1	0.2	51.6	-0.1	-0.1
S30	0.5	0	31.9	0	0.3
S31	-0.3	-0.1	18.4	0.1	-0.1
S32	0.2	-0.2	34.5	0.1	0.1
S33	-0.2	-0.2	34.7	0.1	-0.1
S34	0	-0.3	11.6	0.1	0
S35	0.1	-0.3	11.3	0.1	0

S36	0.3	-0.1	18.5	0.1	0.2
-----	-----	------	------	-----	-----

Fonte: Os Autores, 2020.

Para uma análise dos deslocamentos verticais provocados por carregamento nas lajes mais refinada, o CAD/TQS recomenda que seja feita uma análise de grelha não-linear do pavimento. Esta recomendação é válida, visto que este modelo de grelha considera a não-linearidade física da estrutura, ou seja, modela melhor a estrutura: fissuração do concreto, a presença de armaduras e a fluência. A Figura 45 mostra três pavimentos, no qual o pavimento intermediário está em destaque. Os deslocamentos verticais apresentados são os da condição de carregamento total mais o efeito de fluência das vigas e lajes desse pavimento com unidade em centímetros.

Figura 45 - Deslocamento vertical das lajes em cm



Fonte: Os Autores, 2020.

O Quadro 9 mostra a quantidade de elementos por pavimento e ainda o número de variações (seções ou espessuras diferentes).

Quadro 9 – Padronização dos elementos

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes
TAMPA_RESERV	6 / 2	5 / 1	2 / 1
FUNDO_RESERV	6 / 2	6 / 1	1 / 1
COBERTURA	38 / 4	34 / 3	20 / 1
3_PAVIMENTO	38 / 6	44 / 5	28 / 2
2_PAVIMENTO	38 / 6	44 / 5	28 / 2
1_PAVIMENTO	39 / 6	44 / 5	28 / 2
TERREO	39 / 6	54 / 4	0 / 0
Fundacao	36 / 5	0 / 0	0 / 0

Fonte: Os Autores, 2020.

Os parâmetros de estabilidade global do edifício são apresentados no Quadro 10 e serão melhor discutidos em 4.6.1.

Quadro 10 – Parâmetros de estabilidade global do edifício em concreto armado

Parâmetro	Valor
GamaZ	1.06
Alfa	0.57

Fonte: Os Autores, 2020.

4.5 DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA

No dimensionamento em alvenaria estrutural foi analisada a modulação dos blocos, quais paredes seriam consideradas como estruturais, regiões onde será utilizado o emprego do graute, tipo de laje, bem como suas propriedades geométricas. Com essas informações, foi lançada e processada a estrutura no software e posteriormente os projetistas fizeram as análises dos resultados.

4.5.1 Modulação utilizada

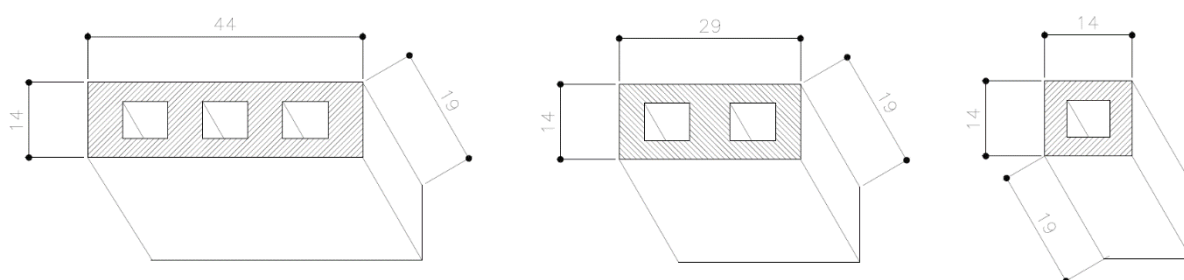
O emprego de alvenaria estrutural exige a execução de projetos complementares diferentes do que uma mesma obra em estrutura convencional. Os espaços internos dos blocos devem ser utilizados para a passagem das instalações prediais e quando o espaço não é

suficiente, devem ser pensadas soluções como a inserção de *shafts* e revestimentos de maior espessura e que comportem as instalações sem a necessidade de quebrar os blocos. Além disso, instalações que exijam aberturas horizontais nas paredes não devem ser utilizadas, pois diminuem a seção efetiva dos blocos e sua consequente resistência.

Todas as paredes do edifício de alvenaria estrutural desse trabalho foram adotadas como estruturais – paredes celulares. De forma análoga ao edifício de concreto armado, se supõe que as lajes dos pavimentos dessa edificação são consideradas como diafragmas rígidos em seu próprio plano, conforme mencionado no item 4.3. Isso permite que as ações horizontais sejam distribuídas às paredes de contraventamento pelas lajes dos pavimentos (RAMALHO, 2013).

De acordo com a arquitetura do projeto, foi utilizado a modulação 30x15 com blocos de concreto que tem o maior fbk quando comparado com os blocos cerâmicos, sendo também utilizadas as soluções “ T “ com blocos de 3 furos e o meio bloco com apenas 1 furo.

Figura 46 - Modulação dos blocos



Fonte: Os Autores, 2020.

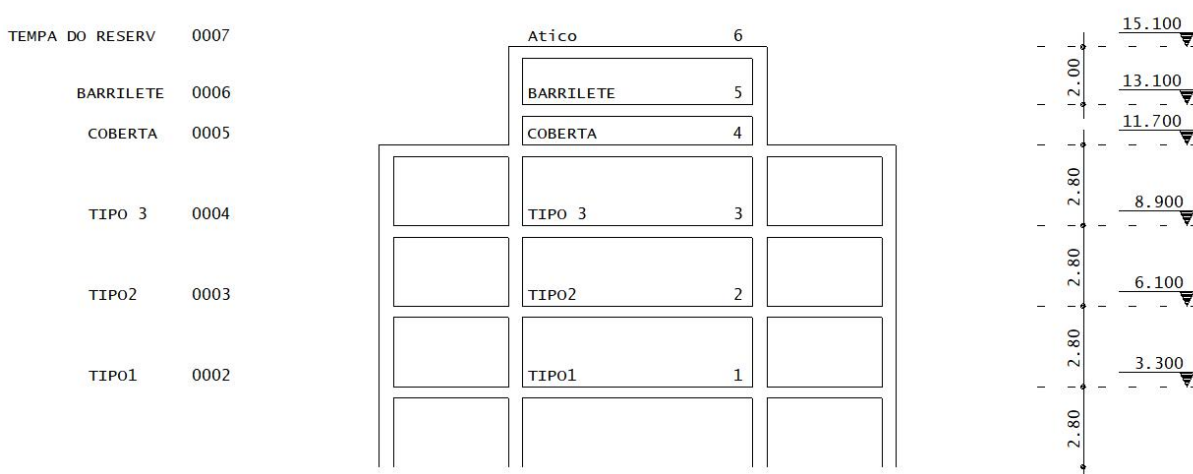
Para o lançamento da estrutura no software CAD/ALVEST, foi tomado como base de cálculo os mesmos parâmetros de cargas acidentais e cargas permanentes do modelo em concreto armado, bem como o carregamento da água no reservatório e os pavimentos sem acesso ao público, definidos a partir da tabela 1 da NBR 6120:1980. No modelo de alvenaria estrutural, diferente do concreto armado, não precisamos considerar o peso próprio das alvenarias, uma vez que ela é a estrutura, o CAD/ALVEST faz a consideração desse carregamento no cálculo do edifício.

Como dados de entrada, foi definido os níveis dos pavimentos extraídos do projeto arquitetônico, conforme mostra a Figura 26. Já na Figura 47 é possível notar uma pequena divergência da arquitetura, uma vez que a altura do pavimento é 0,10m maior que o definido

arquitetonicamente. Isso ocorre difere pois o pé esquerdo (altura de piso a piso) do pavimento barrilete tem 1,35m, como os blocos de concreto tem modulação variando de 20 em 20cm, ficaria inviável a utilização dos blocos inteiros, logo a solução foi a elevação dessa altura para 1.40m, acomodando 7 fiadas de blocos sem comprometer a modulação. O mesmo foi definido para o pavimento tampa do reservatório.

Esse caso demonstra a importância da comunicação entre o projetista estrutural e o projetista arquitetônico, uma vez que a arquitetura precisa ser projetada para viabilizar o sistema construtivo.

Figura 47 - Corte esquemático extraído do CAD/ALVEST



Fonte: Os Autores, 2020.

Outro dado de entrada importante é a norma que será utilizada. O software dispõe de duas normas para blocos de concreto, a NBR 10837:1989 e NBR 15961-1:2011, e uma para blocos cerâmicos, NBR 15812-1:2010. Nesse projeto foi tomada como base a NBR 15961-1:2011, por ser mais recente e substituir a NBR 10837:1989.

A classe de agressividade definida foi a II – Moderada e o concreto usado nas cintas e pelares foi de classe C25, conforme definido também no modelo em concreto armado. Também foi definido que teria uma cinta com blocos tipo calha preenchidos com concreto armado na última e na quinta fiada. O coeficiente de arrasto calculado foi o mesmo do projeto em concreto armado, pois ele só depende das dimensões do edifício. A velocidade do vento adotada foi de 30m/s, de acordo com a região onde se encontra o edifício.

4.5.2 Lançamento da estrutura: Entrada gráfica dos pavimentos

Nos pavimentos tipo foram lançados os blocos da primeira fiada, onde estavam definidas as paredes no projeto arquitetônico, com alguns cuidados nos cruzamentos entre paredes e nos cantos da edificação, como a previsão da amarração entre as paredes. Nesses pontos, bem como nos blocos que fazem divisa com janelas, portas e aberturas, adotou-se a prática de enrijecimento local, grauteando os blocos e/ou os furos dessa região para aumentar sua capacidade resistente. A Figura 48 mostra como ficou a modulação após o lançamento dos blocos, aberturas de portas, passagens, janelas e o preenchimento com graute nos furos e blocos.

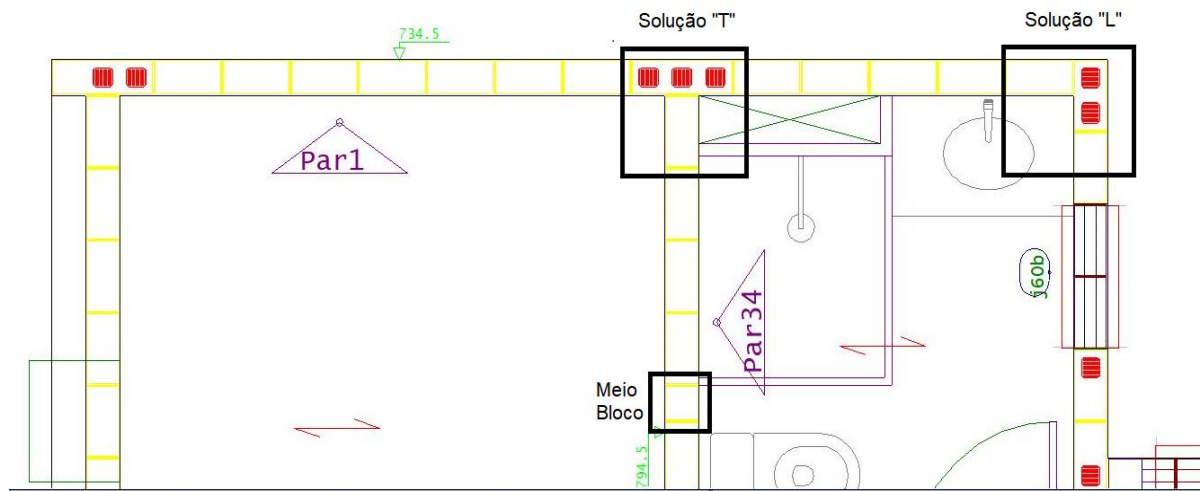
A Figura 49 expõe uma aproximação da parte superior esquerda do modelo, na imagem podemos notar o uso dos blocos nas soluções “T” com o emprego do bloco de três furos, Soluções “L” que emprega o bloco de dois furos comum e o uso do meio bloco, que tem apenas um furo. Vale salientar também a utilização do graute nessas regiões.

Figura 48 - Planta da primeira fiada



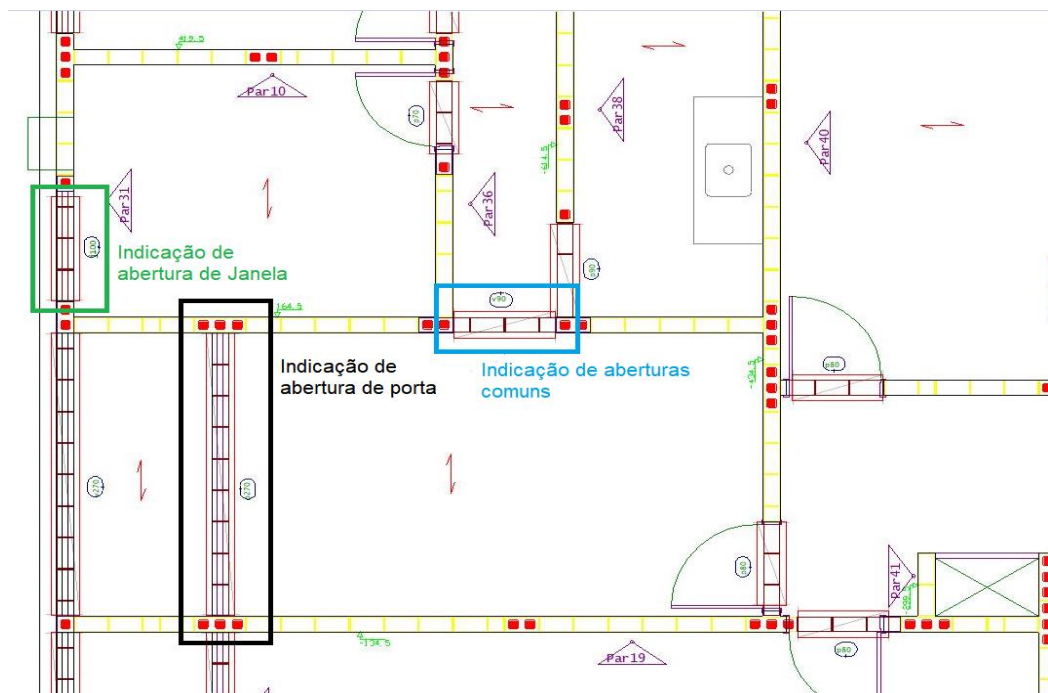
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 49 – Modulação no cruzamento de paredes



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 50 - Lançamento das aberturas



Fonte: Os Autores, 2020.

No caso das aberturas é preciso definir outros dados importantes, como por exemplo a altura do peitoril da janela e a altura da porta ou abertura. É relevante que essas dimensões variem de acordo com a modulação dos blocos, que no nosso caso são de 20cm. Outro ponto

importante é a definição das dimensões das vergas e contra vergas. Visto isso, a Figura 51 mostra o lançamento de uma janela de dimensão 60x80cm no CAD/ALVEST.

No dimensionamento do trecho entre aberturas e pavimentos foi considerado o modo simples, ao invés do lintel composto, por ser uma análise mais simplificada e ser a favor da segurança. É de suma importância para a transmissão dos esforços que a verga tenha a largura maior que a janela, caso contrário poderá causar esforços indesejados nessa região.

Figura 51 - Entrada de dados da Janela 60x80cm

Dados de janela

Dados de janelas

Nome identificador da janela: j60

Descrição: janela 60x80 cm

Medidas MODULADAS ?

Comprimento em planta (DimX): 59 cm

Largura em planta (DimY): 25 cm

Altura em elevação (DimZ): 81 cm

Cota inicial: 141 cm

Comprimento da verga em planta: 99 cm

Altura da verga em elevação: 19 cm

Comprimento da contra-verga em planta: 99 cm

Altura da contra-verga em elevação: 19 cm

Verga / contra-verga em elevação: ☒ De Alvenaria ☐ Outro Material

Exemplo: Janela 120 x 120 cm

DimX = 119 cm
 DimY = 25 cm (recomendável > t_parede)
 DimZ = 121 cm
 Cota inicial = 120 cm
 Compr. Verga = 159 cm (119 + 40)
 Alt. Verga = 19 cm

Notas:

1. Para melhorar a visualização das aberturas, na planta, defina as larguras (DimY) maiores que a espessura das paredes (t_parede). Somando à espessura, por exemplo, 10 (dez) centímetros.

2. O exemplo é para uma alvenaria de modulação 39 (comprimento) x 14 (espessura) x 19 (altura). Medidas em cm. Verifique a MODULAÇÃO da alvenaria do projeto.

Dimensionamento do trecho entre Aberturas e entre Pavimentos

☒ Vergas / contra-vergas simples (carga vertical)

☐ Lintel composto (vergas + contra-vergas + fiadas + cintas + lajes) ?

Coeficiente para "Plastificação" à flexão do "Lintel": 0 ?

Biblioteca de desenhos (blocos) personalizados

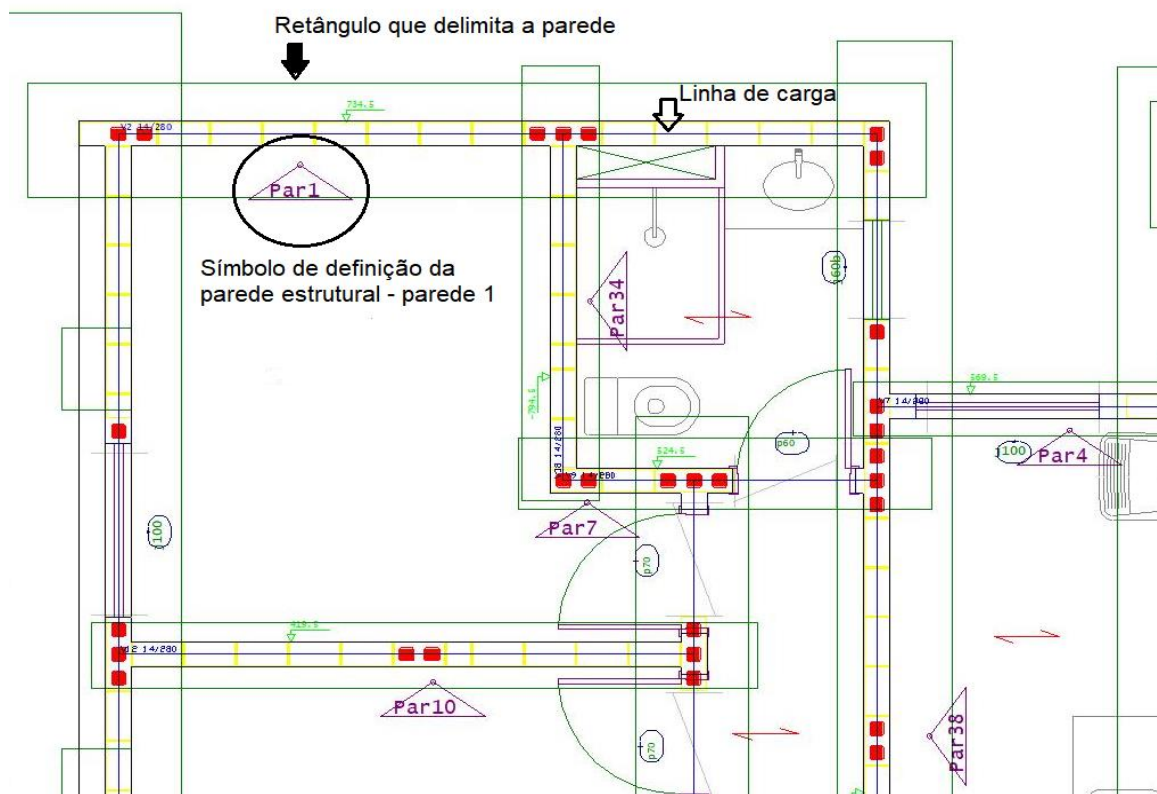
Ok Cancelar

Fonte: Os Autores, 2020.

Em seguida, é preciso definir quais paredes têm função estrutural. Entende-se que, algumas paredes podem, por opção e análise do projetista, não desempenhar funções estruturais, dessa forma ela desenvolve apenas função de vedação. Nesse projeto, todas as paredes foram definidas com funções estruturais, como mostra na Figura 53. Sendo assim o *software* adiciona

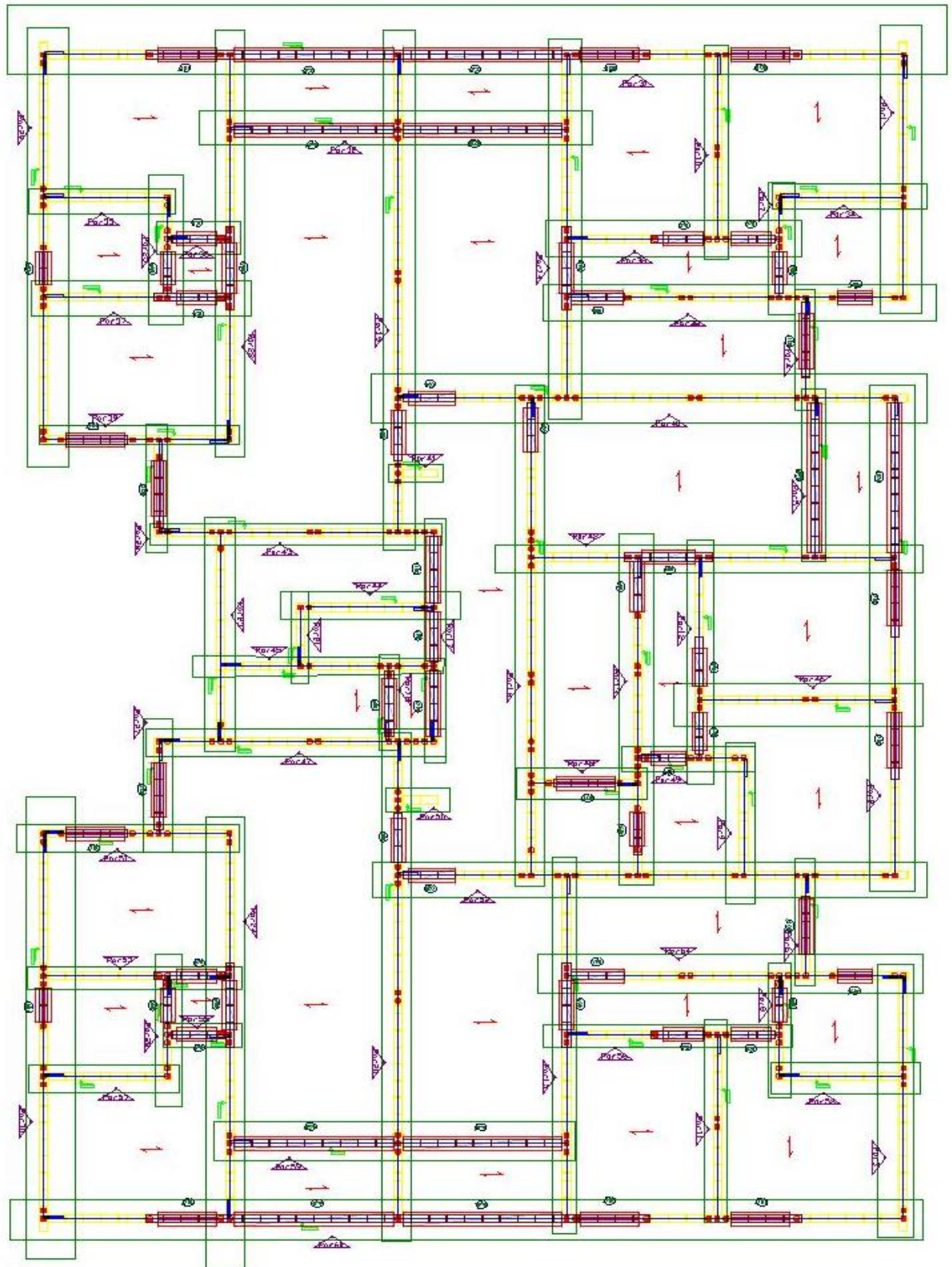
uma linha no eixo de cada parede, exibido na Figura 52, definida como linha de carga, que será o bordo para os apoios das lajes. Além da definição de qual parede irá desempenhar função estrutural, é necessário a definição de qual tipo de carregamento cada parede receberá. Temos três tipos de carregamentos para definir no modelo: Carregamento vertical, Vento na direção X e vento na Direção Y. Para definir o carregamento vertical, não foi englobado nas cercas as regiões com janela, porta ou abertura, uma vez que esse local não possui bloco, também não pode receber carregamento, é análogo para os carregamentos dos ventos.

Figura 52 - Elementos para definição das paredes estruturais



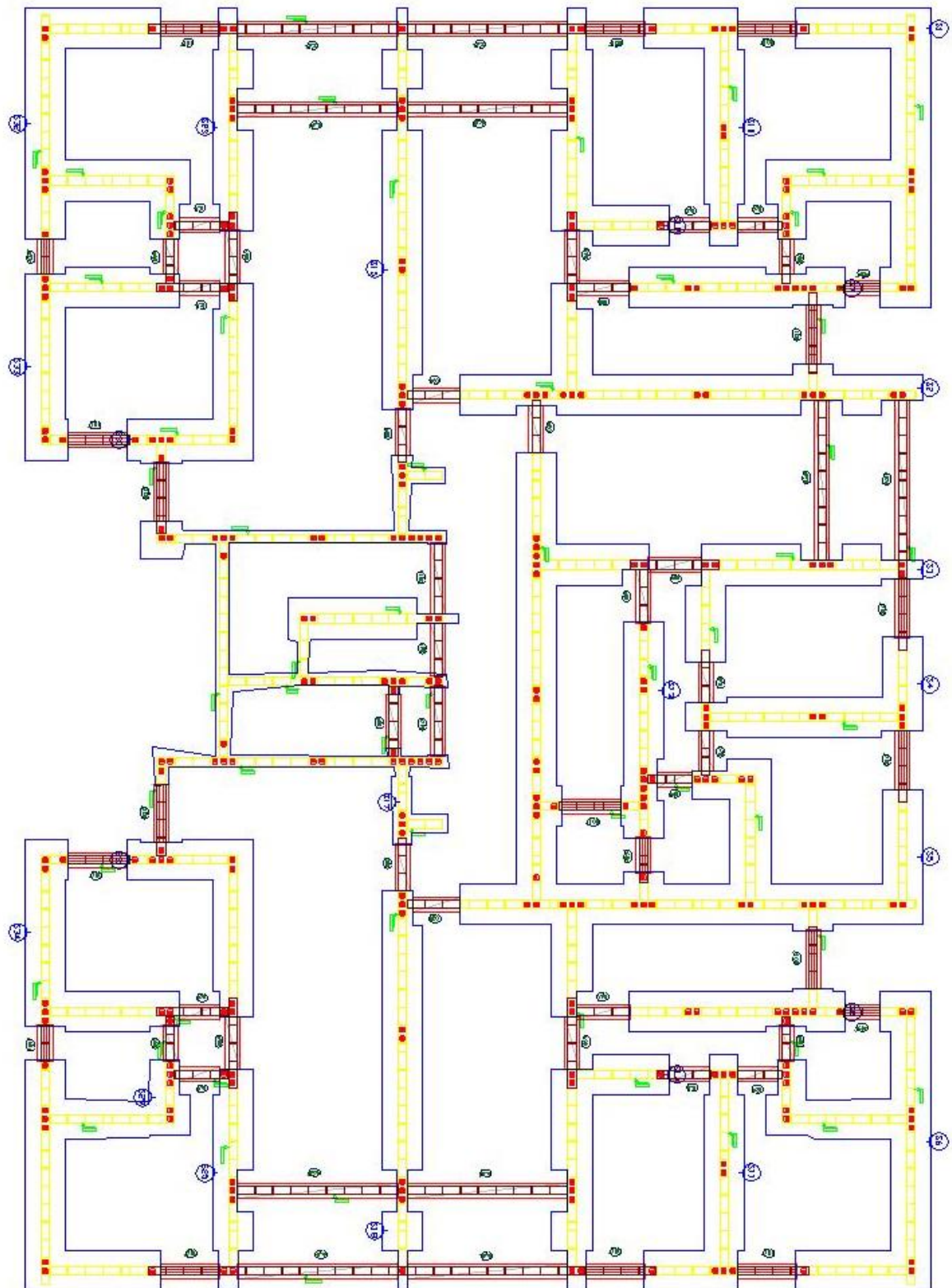
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 53 - Planta das paredes estruturais



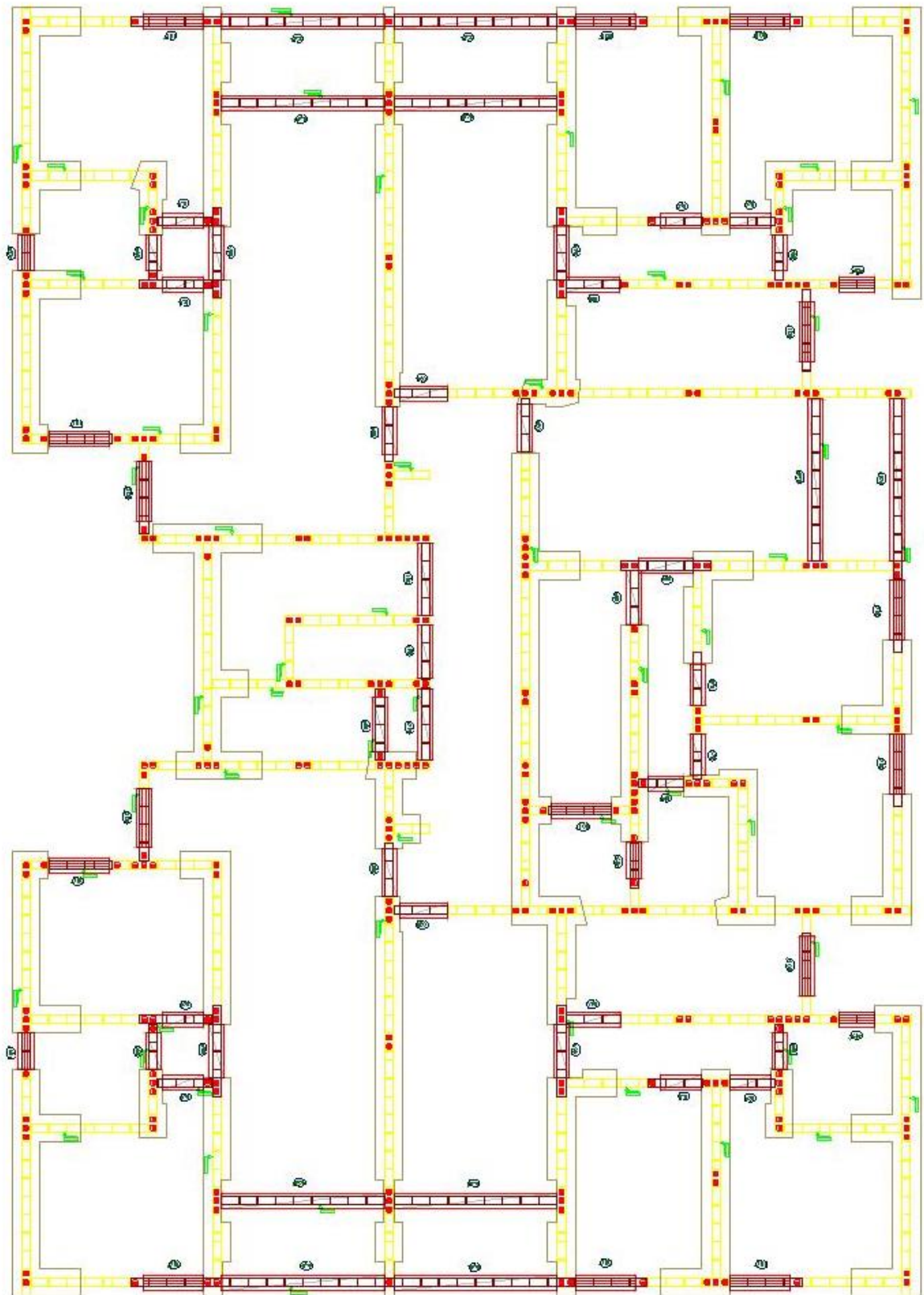
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 54 - Planta do carregamento vertical



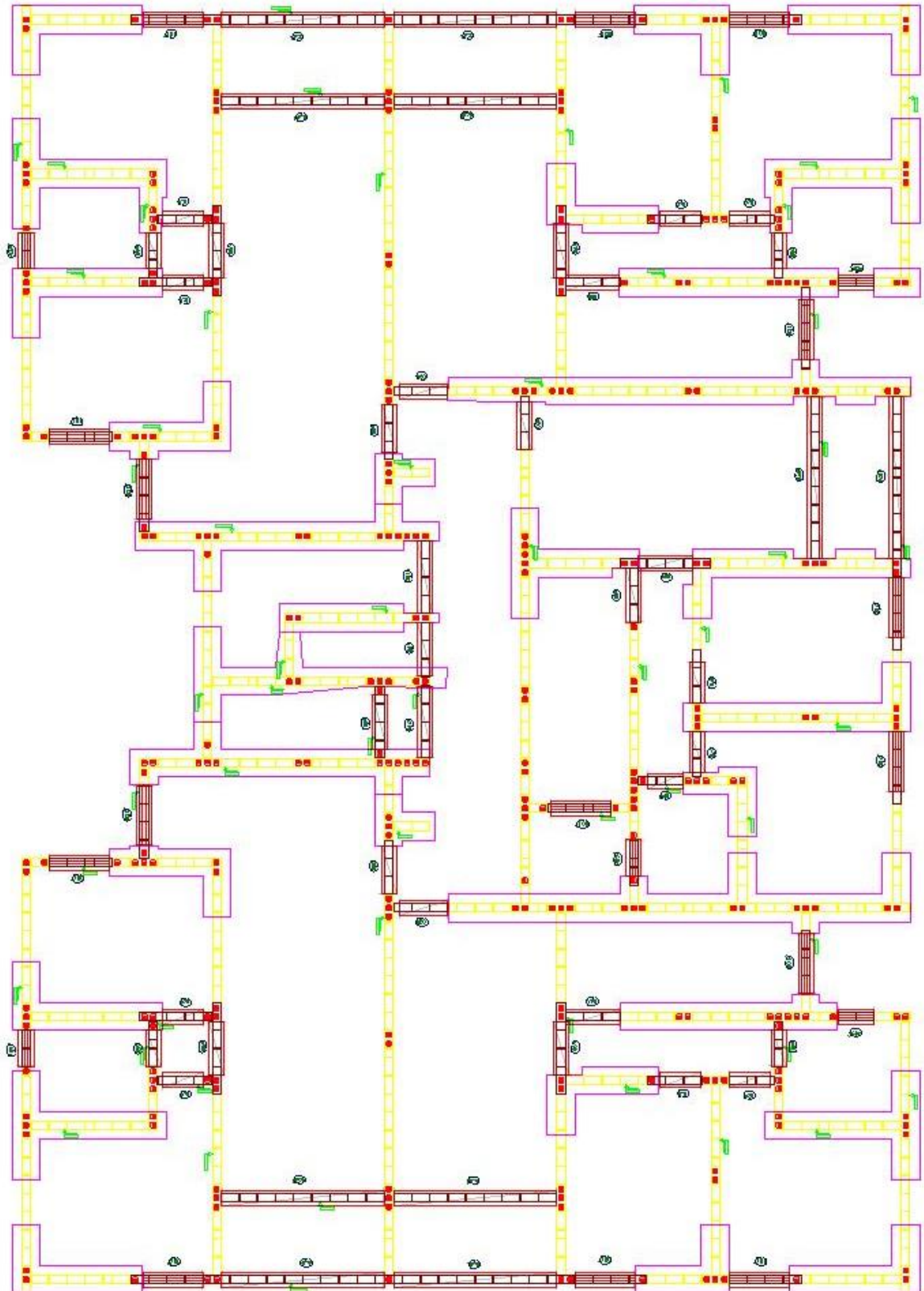
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 55 - Paredes com esforços de vento no eixo X



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 56 - Paredes com esforços de vento no eixo Y

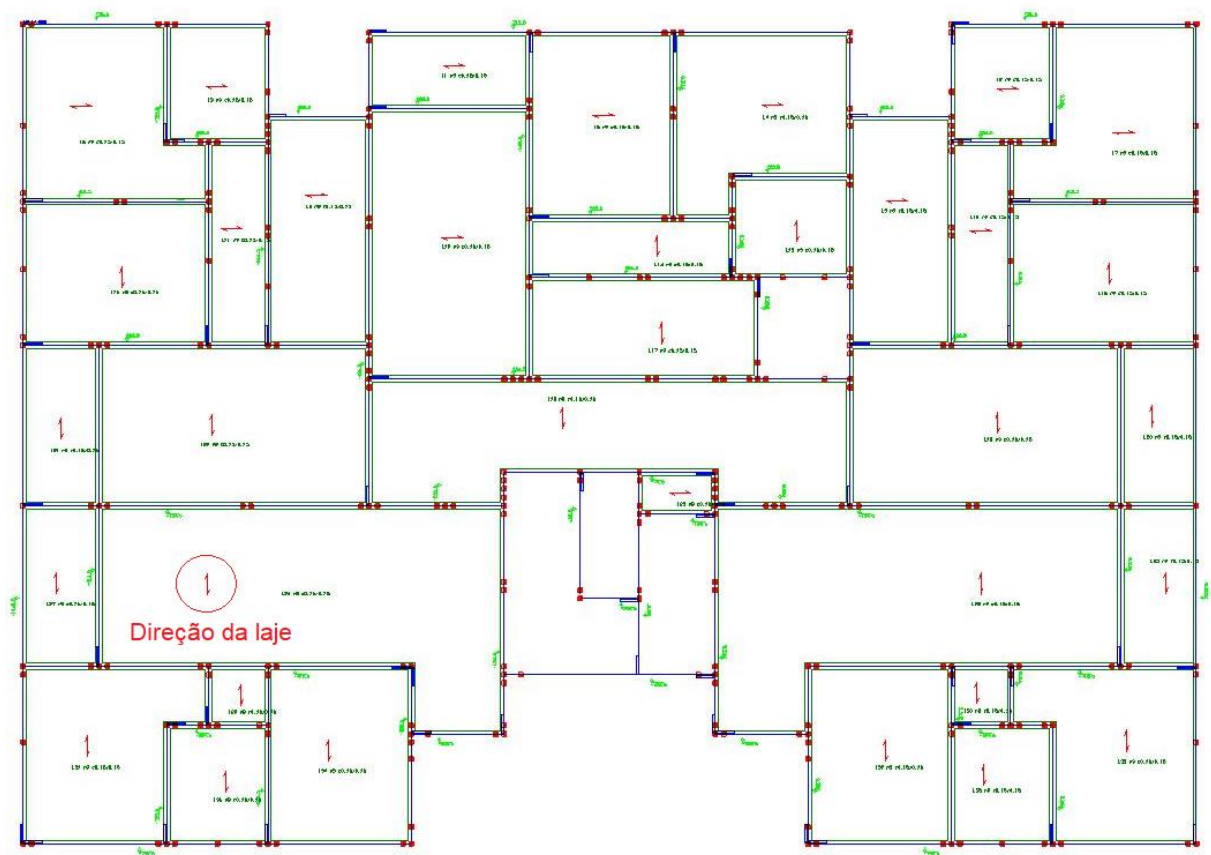


Fonte: Os Autores, 2020.

Para as lajes foi adotada a laje de vigotas treliçadas, com as cargas permanentes e variáveis já definidas acima, solução análoga ao modelo de concreto armado. Contudo, O lançamento desse elemento não é calculado pelo CAD/ALVEST, então foi lançada uma laje maciça cuja espessura calculada tem o mesmo peso próprio da laje treliçada e sua direção principal foi indicada com uma ferramenta do Software. Além da laje treliçada, o programa não dispõe do lançamento gráfico das escadas, o que faz necessário a entrada da sua reação de apoio como carregamento nas alvenarias. A informação da reação de apoio foi obtida do modelo de concreto armado.

Esse modulo de CAD/ALVEST também não oferece o dimensionamento das fundações, porém obtemos todos os carregamentos que são a elas transmitidas.

Figura 57 - Definição das lajes



Fonte: Os Autores, 2020.

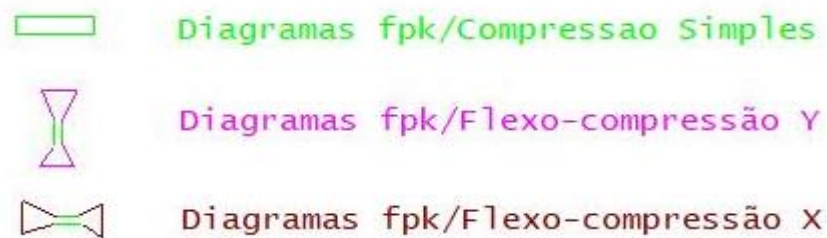
4.5.2.1 Resultados e análise da estrutura em alvenaria estrutural

Serão exibidos alguns resultados do processamento da estrutura, todos extraídos do CAD/ALVEST. Além do memorial descritivo e o memorial de cálculo, o software também permite a extração gráfica das alvenarias, o que facilita a visualização e a montagem dos blocos no canteiro de obras. A Figura 58 mostra a extração gráfica da parede 2 e traz informações relevantes para o sistema construtivo em questão como por exemplo o número de fiadas, as fiadas que serão grauteadas, tanto verticais quanto horizontais, a locação dos blocos, a locação e dimensão das vergas e contra-vergas, janelas e portas, bem como a armação e lista de materiais. São geradas imagens análogas para o restante das paredes do pavimento e planta baixa das fiadas.

A análise dos esforços locais deverá ser feita de forma gráfica por um conjunto de desenhos, onde cada ilustra um ou mais esforços. O desenho das envoltórias de f_p é a representação gráfica das resistências de compressão do prisma, onde além do carregamento vertical, ela também mostra os esforços horizontais nas duas direções. Esses esforços são calculados na base dos pavimentos e apenas nas regiões onde há presença de paredes que resistem as cargas, excluindo assim as regiões de aberturas.

Nesse projeto nenhum f_{pk} foi excedido, como também não houve extrapolação dos limites de tração e de tensão cisalhante.

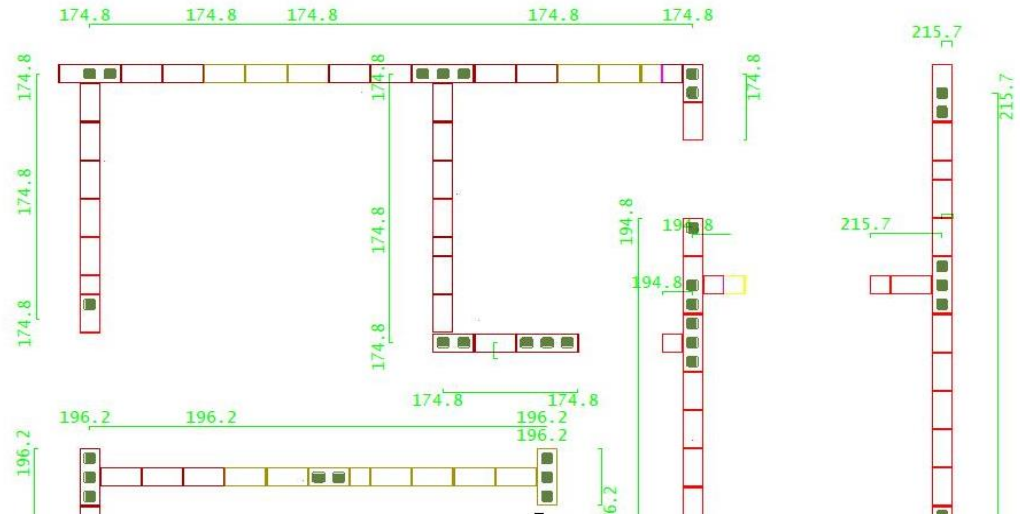
Figura 59 - Legenda dos diagramas



Fonte: Os Autores, 2020.

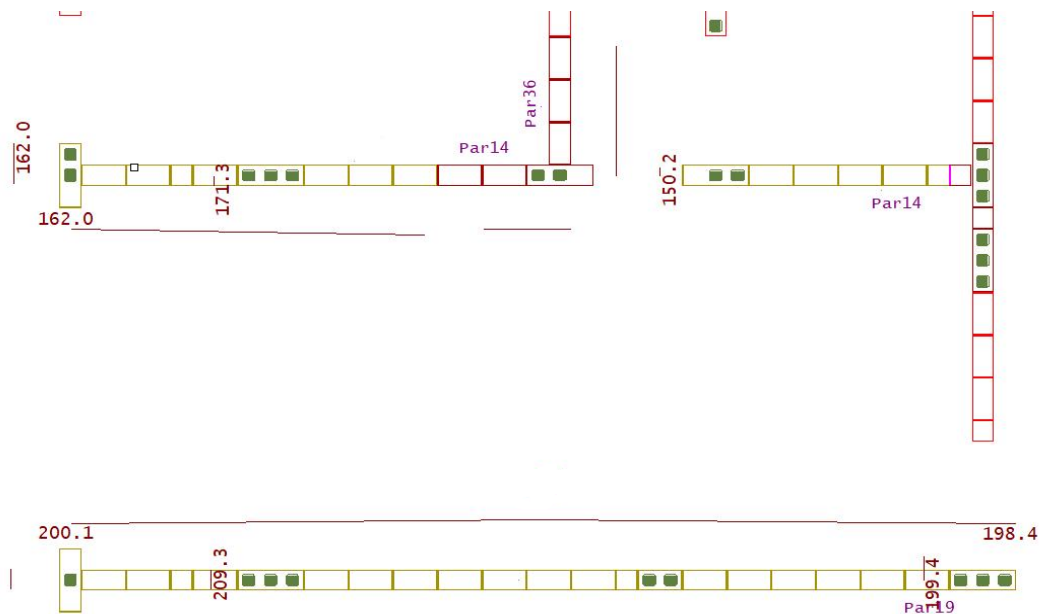
Figura 60 - Diagrama de fpk/Compressão simples

Envoltória : Resistências de Prismas(fp)



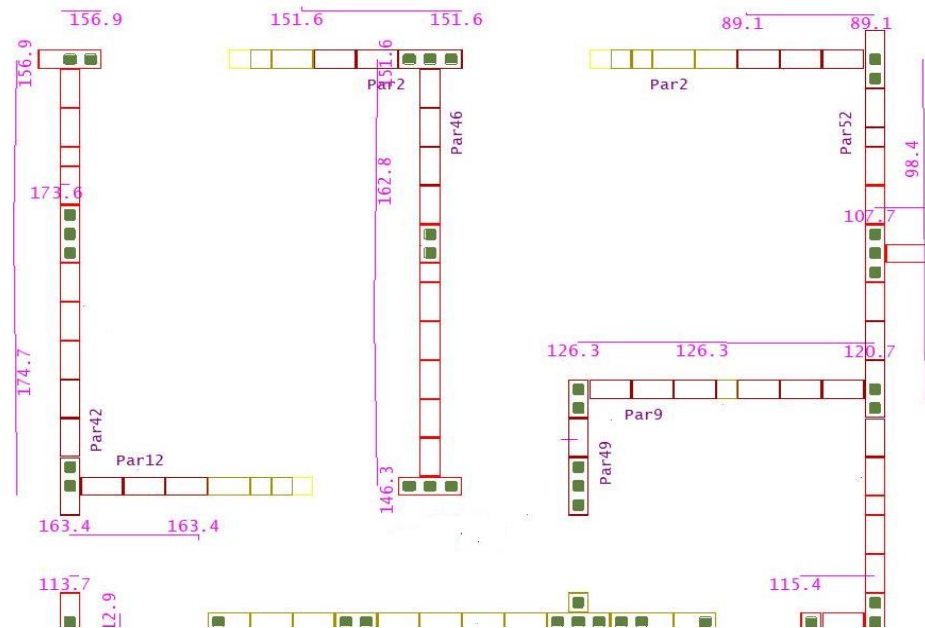
Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 61 - Diagrama de fpk/Flexo-compressão em X



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 62 - Diagrama de fbk/Flexo-compressão em Y



Fonte: Os Autores, 2020.

Quadro 11 – Resultados das envoltórias fp

Parede	Compressão simples	Flexo-Compressão em Y	Flexo-Compressão em X
1	174.8	119.9	114.4
2	247.4	156.9	221.3
3	168.5	132.5	212.9
4	215.7	132.8	0
5	0	0	0
6	194.3	128.3	0
7	174.8	113.9	0
8	168.5	107	120.5
9	176	126.3	0
10	196.2	139.3	0
11	193	137.9	129.2
12	247.4	163.4	0
13	176	115.4	128.5
14	239.6	169.1	162
15	238.8	168.5	161.4
16	176	122.3	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	303.6	198.4	0

20	302.8	111.3	199.5
21	153.1	112.4	0
22	307.9	0	212.9
23	153.1	99.3	0
24	295.1	162.1	204.3
25	173.9	95.7	0
26	153.1	0	0
27	153.1	0	0
28	142.7	105.8	102.3
29	173.9	117.7	100
30	163.2	110.2	0
31	307.9	132.5	212.9
32	0	0	0
33	149.4	99.2	103.4
34	174.8	125.2	116.2
35	0	0	0
36	239.6	162.5	162.5
37	173.9	111.6	121.2
38	194.8	133.5	0
39	245	171.7	170.7
40	215.7	110.3	0
41	0	0	0
42	247.4	174.7	0
43	153.1	100.8	100.8
44	153.1	101.1	0
45	153.1	109.1	0
46	231.8	162.8	0
47	153.1	100.3	100.3
48	0	0	0
49	176	0	122.2
50	0	0	0
51	232.5	157.2	162
52	176	180.2	121.8
53	163.2	110.7	113.7
54	194.3	128.3	108.5
55	0	0	0
56	238.8	161.9	165
57	142.7	91.4	98.9
58	168.5	120.8	120.8
59	0	0	0
60	302.8	132	161.4

Fonte: Os Autores, 2020.

Os parâmetros de estabilidade global do edifício são apresentados no Quadro 12 e serão melhor discutidos em 4.6.1.

Quadro 12 – Parâmetro de estabilidade global do edifício em alvenaria estrutural

Parâmetro	Valor
GamaZ	1.01
Alfa	0.23

Fonte: Os Autores, 2020.

4.6 DIFERENÇAS ENTRE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA

O Quadro 13 mostra as diferenças principais entre os elementos estruturais da alvenaria e concreto armado.

Quadro 13 – Elementos considerados para cada sistema construtivo

Concreto Armado	Alvenaria Estrutural
Fundação - sapata isolada e cinta	Fundação - Sapata corrida
Vigas, pilares em concreto armado	Blocos de concreto, graute, armadura e argamassa
Laje Treliçada	Laje Treliçada

Fonte: Os Autores, 2020.

4.6.1 Comportamento Global

Como visto ao longo deste trabalho, notadamente, concreto armado e alvenaria estrutural são sistemas construtivos diferentes e que apresentam modelos de cálculo distintos.

Para o projeto de alvenaria estrutural, o valor de referência para a resistência sobre área bruta do prisma é de: $f_{pk} = 3,12$ Mpa ao qual corresponde ao uso de blocos de 6,0 Mpa. De modo a otimizar a utilização dos blocos estruturais de concreto, foram adotados blocos com resistências menores nos pavimentos superiores, respeitando a resistência característica mínima de 4,5 Mpa, estabelecida por norma. O Quadro 14 mostra as resistências características adotadas

por pavimento. Por outro lado, no projeto de concreto armado, a resistência característica do concreto é de $f_{ck} = 25\text{Mpa}$.

Quadro 14 – Resistências características por pavimento

Pavimento	f_{pk} (Mpa)	f_{bk} (Mpa)
TAMPA DO RESERV	2.34	4.50
BARRILETE	2.34	4.50
COBERTURA	2.34	4.50
TIPO 3	3.12	6.00
TIPO 2	3.12	6.00
TIPO 1	3.12	6.00

Fonte: Os Autores, 2020.

Para o concreto armado, os esforços horizontais foram considerados no cálculo do pórtico espacial. Por outro lado, o critério de cálculo utilizado no CAD/Alvest é o de paredes isoladas, modelo de cálculo mais simplificado como mencionando anteriormente.

Já para os efeitos globais de segunda ordem, para os dois sistemas construtivos foi adotado o critério de γ_z . O Quadro 15 mostra os valores máximos obtidos para os parâmetros de γ_z e Alfa. Os resultados do edifício em alvenaria foram menores, em função da maior rigidez dos seus elementos

Quadro 15 – Grau de deslocabilidade da estrutura

Parâmetro	Concreto Armado	Alvenaria Estrutural
γ_z	1.06	1.01
Alfa	0.57	0.23

Fonte: Os Autores, 2020.

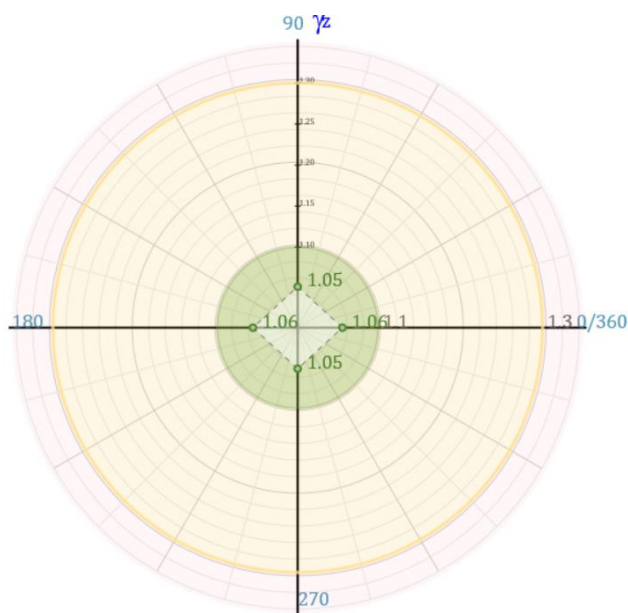
Para ambos os critérios γ_z e α os resultados do edifício em alvenaria foram menores, em função da maior rigidez dos seus elementos, discutidos no item a), onde foi observado que a rigidez lateral da estrutura de alvenaria é maior. Nota-se que o parâmetro γ_z dessa é menor que 1,10 estabelecido anteriormente como limite superior para que a estrutura seja considerada indeslocável. Quanto ao parâmetro α , pode-se inferir que o edifício em alvenaria estrutural

atende ao limite máximo estabelecido para os sistemas compostos por pilares-paredes, com limite superior de 0,70.

Por outro lado, o edifício de concreto armado, também pode ser considerado como uma estrutura indeslocável segundo o parâmetro γ_z , visto que não atinge o limite superior de 1,10. Além disso, quando analisado pela ótica do parâmetro α também pode-se concluir que se trata de uma estrutura indeslocável, já que neste caso, essa estrutura é considerada como sistema misto e o limite superior é 0,60.

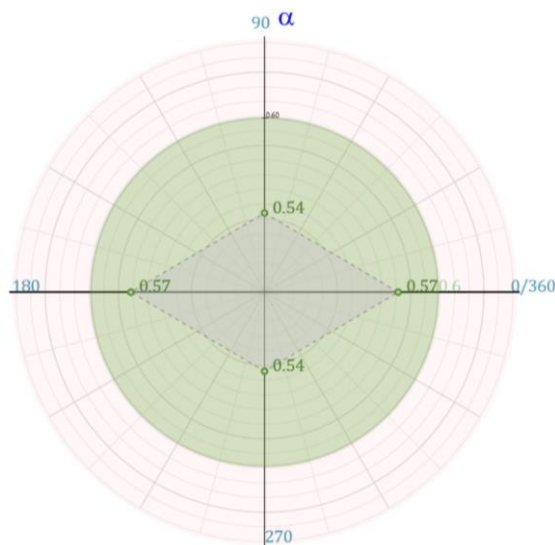
A Figura 63 mostra os valores obtidos para o γ_z nas diferentes direções de ação dos esforços horizontais aplicados a estrutura. Nas direções de vento 0° e 180° , em que os coeficientes de arrasto adotados foram maiores, conforme a Quadro 1 mostrou, têm-se os valores maiores para o γ_z . A região verde da figura - $\gamma_z \leq 1,10$ - mostra a região ao qual a estrutura pode ser considerada como indeslocável e a região laranja - $\gamma_z \leq 1,30$ - indica até onde o parâmetro γ_z pode ser utilizado como multiplicador de momentos de 1ª ordem para a obtenção de momentos de 2ª ordem ainda fornecendo valores confiáveis.

Figura 63 – Parâmetro GamaZ de estabilidade global do edifício de concreto armado



Fonte: Os Autores, 2020.

Figura 64 – Parâmetro Alfa de estabilidade global do edifício de concreto armado



Fonte: Os Autores, 2020.

Já a Figura 64, de forma análoga, apresenta os valores obtidos para o parâmetro α , em que a região verde tem limite superior de 0,60.

Por outro lado, no edifício de alvenaria estrutural, os valores obtidos em cada direção de atuação do vento são apresentados no Quadro 16.

Quadro 16 – Parâmetros de estabilidade global do edifício de alvenaria

Ângulo	GamaZ	Alfa
180°	1.01	0.19
270°	1.01	0.23
90°	1.01	0.19
0°	1.01	0.23

Fonte: Os Autores, 2020.

4.6.2 Custo dos projetos estruturais

Não se pode duvidar que, além de todos os aspectos estruturais, o custo também é uma parcela muito importante para a viabilidade da estrutura. Esta seção irá apresentar um estudo econômico, de forma superficial e comparativa, acerca do custo entre os tipos de estruturas. O orçamento será realizado tanto para o projeto em concreto armado, quanto para o de alvenaria.

No concreto armado, o *software* disponibilizou a quantidade de concreto utilizado, entretanto, deve-se levar em consideração que ele é uma mistura de outros materiais como cimento, agregado graúdo e agregado miúdo. Desta forma, foi necessário fazer uma composição unitária com os materiais utilizados para confeccionar o concreto. Da mesma forma foi feito com a fôrma para o lançamento.

Obteve-se do CAD/TQS o volume de 33, 4 m³ de concreto para os pilares e 93, 4 m³ de concreto para as vigas sendo assim 126, 8 m³ de concreto ao total. Já para as fôrmas, os valores obtidos foram de 531, 5 m² para os pilares e 970, 6 m² para as vigas, somando 1.502, 1 m² de fôrmas. Nesta seção não foi considerado o material da laje, uma vez que o CAD/ALVEST não detalha a laje treliçada. Outro motivo foi por ser a mesma solução com a mesma área e relação carga/área do projeto em concreto, logo, tais custos iriam ser equivalentes, tendo em vista que o valor é cobrado por m² de laje. Seguindo o mesmo raciocínio, as escadas não foram levadas em consideração.

Em seguida, a tabela mostra a composição analítica dos materiais utilizados para o concreto armado, onde tais materiais estão nas suas respectivas unidades por m³ de concreto, seguido dos seus valores para as quantidades anteriormente citadas de concreto e fôrma.

Quadro 17 – Composição analítica para o concreto armado

CONCRETO FCK = 25MPa, TRAÇO 1:2,3:2,7 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L. AF_07/2016 (M3)						
CÓDIGO	MATERIAL	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO	TOTAL
370	AREIA MEDIA - POSTO JAZIDA/FORNECEDOR (RETIRADO NA JAZIDA, SEM TRANSPORTE)	SINAPI	M3	0.723	47.00	33.98
1379	CIMENTO PORTLAND COMPOSTO CP II-32	SINAPI	KG	362.660	0.40	145.06
4721	PEDRA BRITADA N. 1 (9,5 a 19 MM) POSTO PEDREIRA/FORNECEDOR, SEM FRETE	SINAPI	M3	0.593	78.00	46.25
COMPOSIÇÃO	AÇO CA50 PARA ARMAÇÃO DE PILARES E VIGAS, CORTADO E DOBRADO	COMPOSIÇÃO	KG	61.53	5.10	313.80
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	1.538	9.65	14.84
				TOTAL MATERIAL:		R\$ 553.94
				TOTAL DO CONCRETO:		R\$ 70,240.06
FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015						
CÓDIGO	MATERIAL	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO	TOTAL
1358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, DE *2,2 X 1,1* M, E = 17 MM	SINAPI	M2	1.335	29.92	39.94
4491	PEÇA DE MADEIRA NATIVA / REGIONAL 7,5 X 7,5CM (3X3) NAO APARELHADA (P/FORMA)	SINAPI	M	2.307	6.4	14.76
4517	PEÇA DE MADEIRA NATIVA/REGIONAL 2,5 X 7,0 CM (SARRAFO-P/FORMA)	SINAPI	M	8.291	1.04	8.62
5068	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 17 X 21 (2 X 11)	SINAPI	KG	0.215	11.39	2.45
5069	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 17 X 21 (2 X 11)	SINAPI	KG	0.215	11.39	2.45
91693	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO. AF_08/2015	SINAPI	CHI	0.214	33.51	7.17
				TOTAL MATERIAL:		R\$ 75.40
				TOTAL DA FÔRMA:		R\$ 113,257.56
				VALOR DO PROJETO		R\$ 183,497.62

Fonte: Os Autores, 2020.

Assim como no do concreto armado, a laje e a escada não foram levadas em consideração no orçamento. O software forneceu a quantidade de blocos utilizados e o volume de argamassa e graute, sendo assim, não foi necessária uma composição analítica. A tabela mostra as quantidades retiradas do CAD/ALVEST, os custos unitários e o custo total do projeto. Todos os custos e composições de ambos os orçamentos foram retirados da tabela do SINAPI.

Quadro 18 – Custos unitários e custo total do projeto estrutural em alvenaria.

CÓDIGO	MATERIAL	FONTE	UNID	Quantidade	PREÇO UNITÁRIO	TOTAL
38590	BLOCO INTEIRO 14 X 19 X 29	SINAPI	UND	32264	R\$ 1.95	R\$ 62,914.80
38588	MEIO BLOCO CONCRETO ESTRUTURAL 14 X 19 X 14 CM, FBK 4,5 MPA (NBR 6136)	SINAPI	UND	5105	R\$ 1.13	R\$ 5,768.65
37593	BLOCO T 14 X 19 X 44	SINAPI	UND	3247	R\$ 2.26	R\$ 7,338.22
COMPOSIÇÃO	AO CA50 PARA ARMAÇÃO DE PILARES E VIGAS, CORTADO E DOBRADO	SINAPI	KG	5562	R\$ 5.10	R\$ 28,366.20
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	139.05	R\$ 9.65	R\$ 1,341.83
88627	ARGAMASSA TRAÇO 1:0,5:4,5 (CIMENTO, CAL E AREIA MÉDIA) PARA ASSENTAMENTO DE ALVENARIA, PREPARO MANUAL. AF_08/2014	SINAPI	M³	27.47	R\$ 399.83	R\$ 10,983.33
89993	GRAUTEAMENTO VERTICAL EM ALVENARIA ESTRUTURAL. AF_01/2015	SINAPI	M³	24.3	R\$ 636.77	R\$ 15,473.51
VALOR DO PROJETO						R\$ 132,186.54

Fonte: Os Autores, 2020.

Vale salientar que ambos os orçamentos só levaram em consideração o material, ficando de fora a mão de obra e encargos trabalhistas. Foi obtido que o projeto estrutural em alvenaria é 28% mais barato em relação ao projeto estrutural em concreto armado. Entretanto, essa diferença pode ser ainda mais expressiva, uma vez que a alvenaria também tem função de divisória e vedação, já no projeto em concreto faz-se necessário o uso de alvenaria de vedação em blocos cerâmicos. Outro insumo que pode aumentar ainda mais esse número é a mão de obra. Enquanto no projeto em concreto precisa-se do pedreiro, servente, armador, carpinteiro, e operador de betoneira, a estrutura em alvenaria só precisa dos três primeiros, sendo o terceiro em menor escala.

4.7 O USO DO BIM NO PROJETO DE ALVENARIA

- O TQS fornece o arquivo de extensão “.ifc” que contém a modelagem do projeto de alvenaria estrutural. Esse arquivo é exportado ao Revit, no qual se pode visualizar possíveis conflitos. No projeto detectou-se visualmente um conflito (ver figura XX) que foi solucionado ao modificar a posição

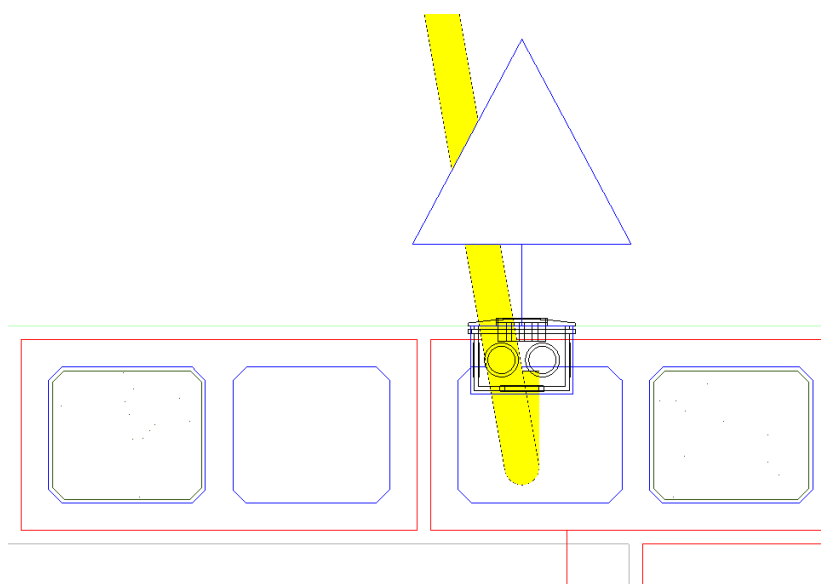
O projeto estrutural original do edifício foi feito em alvenaria estrutural e deste modo, os projetos complementares foram concebidos para esse sistema. Tendo em vista isso, optou-se por abordar o uso do BIM apenas para o projeto de alvenaria.

O TQS é uma ferramenta BIM e, portanto, permite que o modelo estrutural de alvenaria gerado possa ser exportado em “.ifc” para outros *softwares* BIM. É comum usar o termo de

disciplina ao se referir aos diferentes projetos que envolvem um edifício. Em *softwares* como o Navisworks, é possível importar extensões “.ifc” de todas as disciplinas e poder gerar relatórios de detecção de conflitos, entre os projetos. Após isso, é possível realizar os ajustes nos projetos.

Em paredes de alvenaria de vedação, uma vez que essas não têm função estrutural, não existem muitas restrições quanto as dimensões das aberturas necessárias para a instalação de componentes hidráulicos e elétricos. Por outro lado, em projetos de alvenaria estrutural, há limitações. A Figura 65 mostra o posicionamento de um eletroduto que chega a uma tomada baixa. Nesse sistema construtivo, não é possível a ligação do eletroduto com o restante da instalação elétrica por eletrodutos na horizontal passando por dentro da parede, visto que isso resulta em perda de resistência dessa e por conseguinte, a perda da função principal da parede de alvenaria estrutural.

Figura 65 - Detalhe do posicionamento do eletroduto na parede



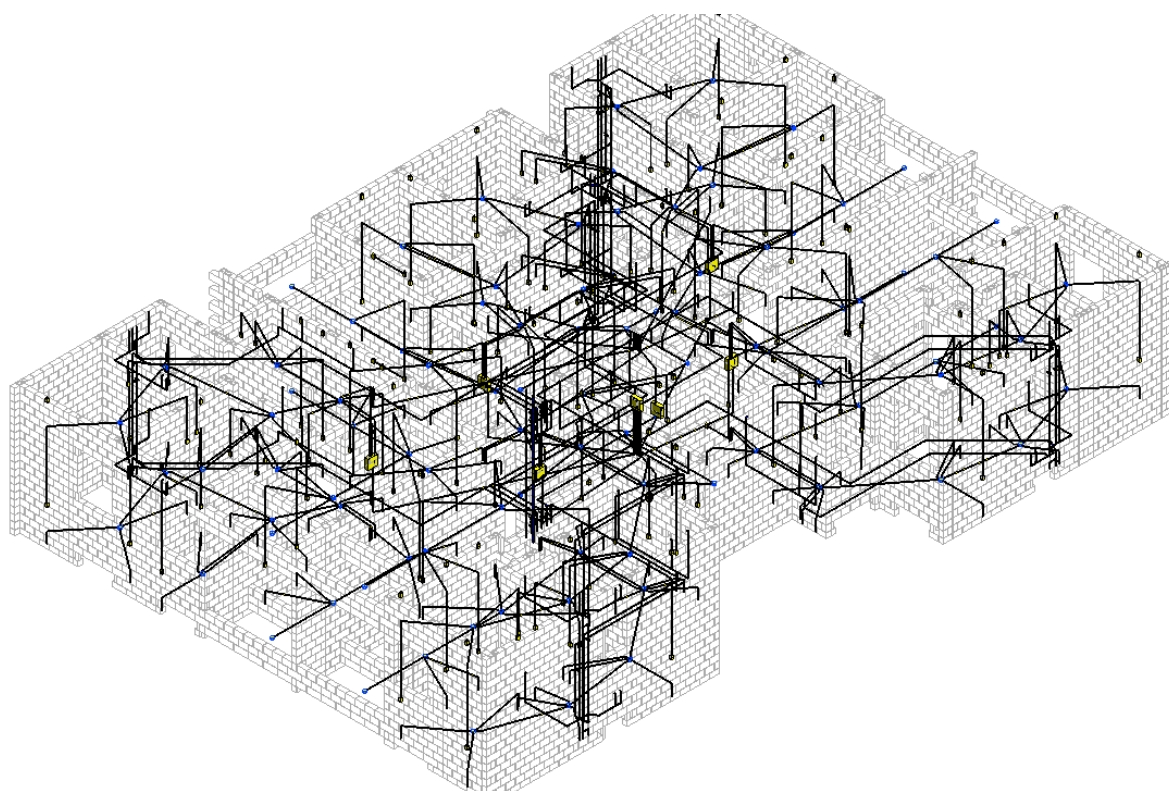
Fonte: Os Autores, 2020.

Ainda quanto a Figura 65, é possível notar que há um duplo retângulo nos espaços vazios dos blocos de alvenaria, indicando que naquelas regiões estão previstas a aplicação de graute.

Em um projeto executivo que contenha todas as disciplinas necessárias para a construção desse, existem inúmeros componentes e alguns desses podem estar previstos para serem colocados no mesmo lugar, por exemplo. Projetar em BIM permite que o engenheiro possa identificar possíveis interferências entre as disciplinas da estrutura e instalações prediais, por exemplo. Isso permite que intercessões como essas possam ser corrigidas ainda em fase de

projeto, o que gera benefícios para a execução da obra. A Figura 66 mostra o pavimento tipo do edifício em alvenaria deste trabalho, associado com os projetos complementares elétricos e hidráulicos. Ao inserir todos os projetos ao modelo da construção, é possível identificar os possíveis conflitos e resolve-los utilizando o BIM. Esta tarefa seria consideravelmente mais complexa de ser realizada com projetos feitos sem a utilização dessa metodologia de projetos.

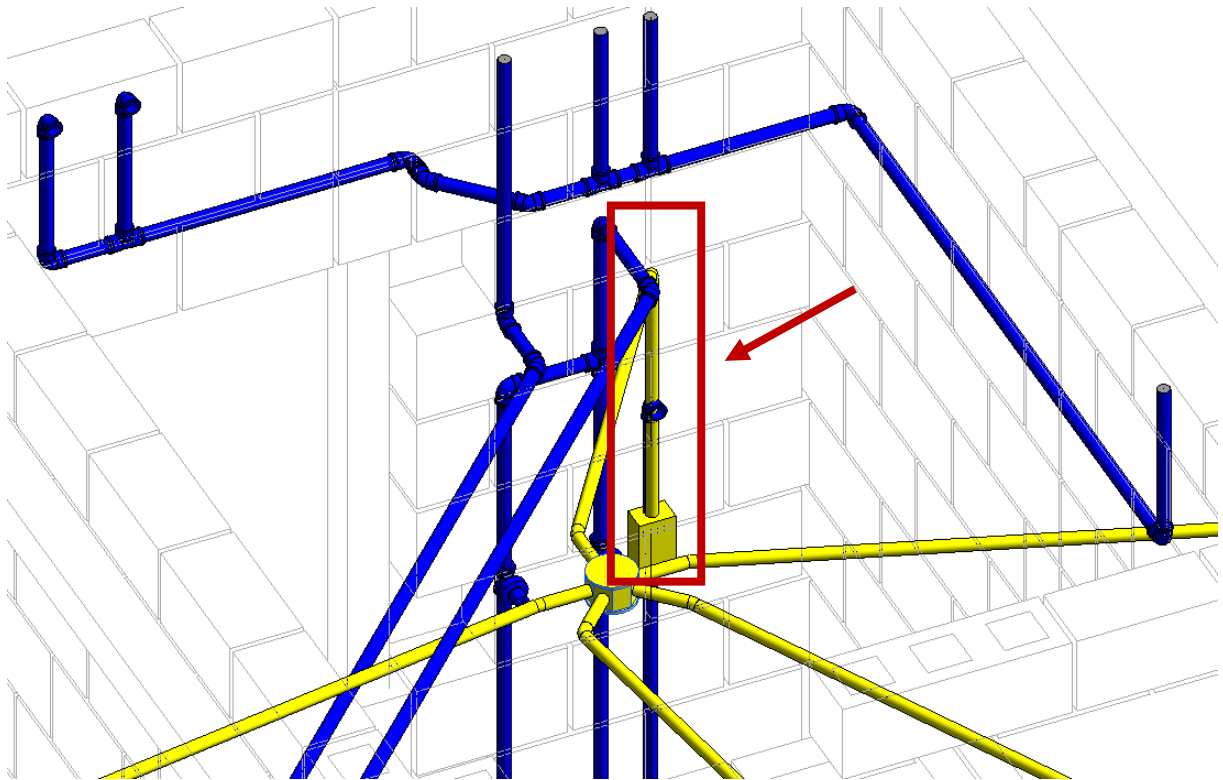
Figura 66 – Vista em 3D do pavimento tipo do edifício em alvenaria



Fonte: Os Autores, 2020.

Após realizar a detecção de conflitos, a Figura 67 mostra a visualização do modelo do edifício com as disciplinas de estrutura, elétrica e hidráulica e apresenta uma sobreposição de elementos.

Figura 67 - Vista em 3D de um banheiro no pavimento tipo

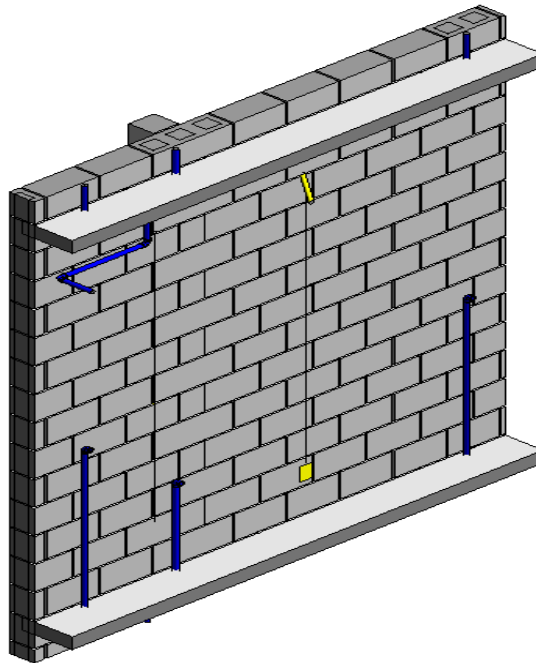


Fonte: Autores, 2020.

A Figura 68 mostra uma vista tridimensional em perspectiva da estrutura em alvenaria e as disciplinas de elétrica (amarelo) e hidráulica (azul). É possível notar que os pontos de saída de hidráulica são alimentados por tubulações dispostas na vertical e ainda situadas fora da parede. O projeto arquitetônico prevê a utilização de forros e assim, entre a laje e aquele, está previsto tubulações na horizontal. Por outro lado, os eletrodutos passam por dentro da parede, mas também dispostos verticalmente, mas dentro das aberturas internas dos blocos.

As tubulações de cada pavimento vêm dos pisos inferiores que atravessam a laje, como mostra a Figura 68. Por outro lado, os eletrodutos ficam entre a laje e o forro. No projeto de alvenaria original, a fundação adotada foi a de lajes radier. Deste modo, no projeto estrutural, foi previsto um enchimento na primeira fiada de blocos no térreo, para completar as tubulações de esgoto e hidráulica.

Figura 68 - Vista tem 3D de uma parede do pavimento tipo



Fonte: Os Autores, 2020.

A realização do projeto em BIM permite aos projetistas a detecção de conflitos entre as disciplinas e poder realizar os ajustes ainda em fase de projeto. Cada projeto tem suas necessidades particulares e, portanto, cada projeto é único.

5 CONCLUSÕES

- a) Em relação à estabilidade global dos modelos estruturais, os parâmetros de estabilidade α e γ_z da alvenaria foram menores que os do concreto armado. Isto ocorreu devido à maior rigidez da estrutura de contraventamento do modelo em alvenaria;
- b) Foram obtidos os custos dos projetos estruturais em alvenaria e em concreto armado, verificou-se que o custo da alvenaria foi 28% menor que o do concreto. Esse resultado confirma o já atestado na literatura.
- c) No que diz respeito ao BIM, foi visto que é imprescindível o uso dessa metodologia nos projetos, principalmente para o projeto desenvolvido em alvenaria estrutural, por ter mais detalhes relacionados a modulação e não alteração da estrutura após a construção. Com o uso do BIM foi possível detectar incompatibilidades e problemas construtivos ainda na fase de projetos.

REFERÊNCIAS

- ACCETTI, Kristiane Mattar. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 261 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- AMARU, M. K. F. **Projeto de edifícios em alvenaria estrutural não armada de blocos cerâmicos segundo a nbr 15812**. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1**: Componentes cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria Parte 1: Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7171**: Bloco cerâmico para alvenaria: Rio de Janeiro, 1992.
- BANDEIRA, Mirtes Silva. **Análise não-linear de lajes de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 2006. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.
- CAD/Alvest. 2019. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/produtos-e-solucoes/sistemas-individuais/cadalvest-projeto-alvenaria-estrutural>. Acesso em 01/ 11/ 2019.
- CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 2006. 53 f. Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.
- CARVALHO, R. C., FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 53., 2011, Florianópolis. **Distribuição da ação do vento nos elementos de contraventamento considerando o pavimento como diafragma rígido**: análise simplificada e matricial. Florianópolis, 2011. 16 p.
- DINIZ, Carlos Wilson da Silva. **Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede**. 2017. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2017.

EASTMAN, C., TEICHOLZ, P., SACKS, R., LISTON, K. **Manual de BIM (recurso eletrônico):** um guia de modelagem da informação da construção para arquitetos, engenheiros, gerentes, construtores e incorporadores. Porto Alegre: Bookman, 2014.

FREIRE, F., FILHO, P. P., ALBESSÚ, N. Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos. **Concreto e construções**, ed. 90, pag. 26 – 33, junho, 2018.

LEOPOLDO, Jorge Luiz Ceccon Ricardo. **Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados a flexão oblíqua composta.**

MOHAMAD, G., MACHADO, D. W. N., JANTSCH, A. C. A. **Alvenaria estrutural:** construindo conhecimento. Santa Maria: Blucher, 2015.

PINHEIRO, G. S. **Alvenaria estrutural em blocos de concreto:** aspectos construtivos e pré-dimensionamento. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, março, 2018.

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

SODRÉ, M. S. **Projeto estrutural de residência multifamiliar em concreto armado.** Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia, Niterói, janeiro, 2018.