

**UNIBRA - CENTRO UNIVERSITÁRIO BRASILEIRO  
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ADELAIDE TCHIHAMBO NGULA  
NASON ALEXANDRE LINS JÚNIOR**

**ESTRUTURA DE UM SOBRADO EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X  
SOFTWARE ESTRUTURAL**

**RECIFE  
2021**

**ADELAIDE TCHIHAMBO NGULA  
NASON ALEXANDRE LINS JÚNIOR**

**ESTRUTURA DE UM SOBRADO EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X  
SOFTWARE ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro  
Universitário Brasileiro (Unibra), como parte das  
exigências para a obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Professor Orientador: Prof. Me. Frederico J. B. Santos

**RECIFE  
2021**

N576e

Ngula, Adelaide Tchiambo

Estrutura de um sobrado em concreto: cálculo manual de software estrutural. Adelaide Tchiambo Ngula, Nason Alexandre Lins Junior. - Recife: O Autor, 2021.

71 p.

Orientador: Me. Frederico José Barros dos Santos.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro Universitário Brasileiro – UNIBRA. Bacharelado em Engenharia Civil, 2021.

1.Concreto. 2.Dimensionamento. 3.TQS. Centro Universitário Brasileiro. I. Centro Universitário Brasileiro - UNIBRA. II. Título.

CDU: 624

**ADELAIDE TCHIHAMBO NGULA  
NASON ALEXANDRE LINS JÚNIOR**

**ESTRUTURA DE UM SOBRADO EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X  
SOFTWARE ESTRUTURAL**

Artigo aprovado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Centro Universitário Brasileiro – UNIBRA, por uma comissão examinadora formada pelos seguintes professores:

---

Prof.º Me. Frederico J. B. Santos  
Professor Orientador

---

Prof.º Me. Paulo Fernando Silva Sousa  
Professor Examinador

---

Prof.º Me. Túlio de Moura Cavalcante  
Professor Examinador

Dedicamos este trabalho aos nossos pais, irmãos  
e amigos que estiveram juntos nessa caminhada.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos aos nossos pais Nason Alexandre Lins, Maria de Paula Medeiros Gabriel, Francisco Ngula e Angelina Camia por todo o apoio depositado durante todos esses anos, sem eles nada disso seria possível.

Agradecemos aos nossos irmãos e pessoas próximas como Guilherme Lins, Gustavo Lins, Mariana Leão, Dungula Sabonete, Cybelle Magalhães, Fernando Sabonete, Daniella Rodrigues, Madalena Wilson, Ângelo Lins e Rossana Cardoso, por sempre estarem presentes nos momentos mais difíceis, nos confortando com os melhores conselhos e nos passando a certeza de que a dor é passageira, mas as conquistas nos acompanharão por todas as nossas vidas.

Agradecemos aos nossos professores de curso e em especial ao mestre e amigo Caio Barbosa por todos os ensinamentos e companheirismo ao longo de nossa vida acadêmica.

Agradecemos aos nossos amigos de curso, pessoas nas quais evoluímos e passamos por grandes dificuldades juntos, mas sempre com um bom ânimo e com a certeza de que todo esforço valeria a pena.

Finalmente, gostaríamos de agradecer a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho.

“Antes e acima de todo cálculo está a ideia, modeladora do material em forma resistente, para cumprir sua missão.”

(Eduardo Torroja)

## RESUMO

JÚNIOR, Nason; NGULA, Adelaide. **Estrutura em concreto armado: cálculo manual x software de dimensionamento**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro Universitário Brasileiro, Recife, 2021.

Diante das inovações tecnológicas presentes ao redor do mundo, a engenharia civil vem ganhando a cada dia um destaque especial quando o assunto é ferramentas inovadoras no ambiente de trabalho. Entre os softwares que mais se desenvolvem atualmente, destacam-se os softwares estruturais, que são ferramentas poderosas e trazem inúmeros benefícios para a engenharia moderna. Porém, a atividade do engenheiro estrutural não pode se limitar ao manejo com os softwares, faz-se necessário também uma gama de conhecimentos sobre as matérias inerentes a esse campo profissional. Sendo assim, o objetivo deste trabalho é o comparativo entre os resultados obtidos através do cálculo manual e de forma automatizada através do software TQS.

**Palavras-Chave:** concreto, dimensionamento, TQS

## ABSTRACT

JÚNIOR, Nason; NGULA, Adelaide. **Estrutura em concreto armado: cálculo manual x software de dimensionamento**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro Universitário Brasileiro, Recife, 2021.

In view of the technological innovations present around the world, civil engineering has been gaining every day a special prominence when the subject is innovative tools in the work environment. Among the most developed software nowadays are the structural software, which are powerful tools and bring countless benefits to modern engineering. However, the structural engineer's activity can not be limited to the software's handling, it is also necessary to have a range of knowledge about the subjects inherent to this professional field. Thus, the objective of this work is to compare the results obtained through manual calculation and automated calculation through the TQS software.

**Keywords:** concrete, scaling, TQS

## **LISTA DE FIGURAS**

FIGURA 1 – AÇÕES DE CARREGAMENTOS EM UMA ESTRUTURA -----	11
FIGURA 2 – VELOCIDADES BÁSICAS DO VENTO EM REGIÕES BRASILEIRAS -----	12
FIGURA 3 – MODELO DE GRÁFICO GERADO A PARTIR DE ENSAIOS DE CORPOS DE PROVA -----	18
FIGURA 4 - COMPORTAMENTO DO CONCRETO NA FLEXÃO PURA (ESTÁDIO I) -----	21
FIGURA 5 - COMPORTAMENTO DO CONCRETO NA FLEXÃO PURA (ESTÁDIO II)-----	21
FIGURA 6 - COMPORTAMENTO DO CONCRETO NA FLEXÃO PURA (ESTÁDIO III) -----	22
FIGURA 7 - DOMÍNIOS DE ESTADO-LIMITE ÚLTIMO DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL-----	23
FIGURA 8 – REPRESENTAÇÃO DE UNIDADE DE ÁREA EM UMA LAJE -----	25
FIGURA 9 – REPRESENTAÇÃO PARA DESENVOLVIMENTO DO MOMENTO FLETOR EM LAJES ARMADAS EM UMA DIREÇÃO -----	26
FIGURA 10 – POSSIBILIDADES DE RELACIONAMENTO ENTRE AS LAJES -----	27
FIGURA 11 – REPRESENTAÇÃO DO VOLUME DE UM METRO LINEAR DE VIGA-----	29
FIGURA 12 – REPRESENTAÇÃO DE UMA FAIXA DE LAJE UTILIZADA NO DIMENSIONAMENTO DE CARGAS EM VIGAS----	30
FIGURA 13 - EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DOS PROCESSOS DAS ÁREAS -----	31
FIGURA 14 – REPRESENTAÇÃO DA REAÇÃO NOS APOIOS -----	32
FIGURA 15 – CARREGAMENTOS UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDOS EM UMA VIGA CONTÍNUA -----	33
FIGURA 16 – RELAÇÃO DOS ENGASTES NA DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ -----	34
FIGURA 17 - PROCESSO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA -----	35
FIGURA 18 – MODELAÇÃO ESTRUTURAL NO SOFTWARE CYPECAD -----	40
FIGURA 19 – CONCEPÇÃO ESTRUTURAL NO SOFTWARE EBERICK -----	41
FIGURA 20 – DISPOSIÇÃO DE SAPATAS, VIGAS E PILARES NO TQS -----	43
FIGURA 21 – DISPOSIÇÃO DE LAJES TRELIÇADAS NO TQS -----	44
FIGURA 22 - PLANTA BAIXA DO TÉRREO -----	46
FIGURA 23 - PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO-----	46
FIGURA 24 - VISTA FRONTAL DA EDIFICAÇÃO OBTIDA ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	47
FIGURA 25 - VISTA LATERAL DA EDIFICAÇÃO OBTIDA ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	48

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS E SUAS RESPECTIVAS QUANTIDADES -----	9
TABELA 2 – AÇÕES QUE AGEM NAS ESTRUTURAS -----	13
TABELA 3 – COBRIMENTO NOMINAL-----	29
TABELA 4 - VIGAS E PILARES COM AS MESMAS CARACTERÍSTICAS DIMENSIONAIS -----	48
TABELA 5 - MOMENTOS FLETORES NAS LAJES 401 E 301-----	49
TABELA 6 - MOMENTOS FLETORES ATUANTES NAS LAJES DA COBERTURA -----	49
TABELA 7 - MOMENTOS FLETORES ATUANTES NAS LAJES DO PAVIMENTO TIPO -----	50
TABELA 8 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO RESERVATÓRIO -----	51
TABELA 9 - MOMENTOS NAS VIGAS DA COBERTURA-----	51
TABELA 10 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DA COBERTURA -----	52
TABELA 11 - MOMENTOS QUE ATUAM NAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO-----	53
TABELA 12 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DA COBERTURA -----	54
TABELA 13 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DA ESTRUTURA -----	55
TABELA 14 - MOMENTOS FLETORES ATUANTES NAS LAJES DO RESERVATÓRIO OBTIDOS ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	56
TABELA 15 - MOMENTOS FLETORES ATUANTES NAS LAJES DA COBERTURA OBTIDOS ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS--	56
TABELA 16 - - MOMENTOS FLETORES ATUANTES NAS LAJES DO PAVIMENTO TIPO OBTIDOS ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS-----	57
TABELA 17 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO RESERVATÓRIO OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS-----	57
TABELA 18 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA COBERTURA OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	58
TABELA 19 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DA COBERTURA OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	59
TABELA 20 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS -----	60
TABELA 21 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS-----	60
TABELA 22 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DA ESTRUTURA OBTIDO ATRAVÉS DO SOFTWARE TQS-----	61

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO .....	6
1.1 Objetivos .....	8
1.1.1 Objetivo Geral .....	8
1.1.2 Objetivos Específicos.....	8
1.2 Metodologia.....	8
2 PRINCÍPIOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO .....	10
2.1 Sistema Estrutural.....	10
2.2 Concepção Estrutural .....	14
2.2.1 Locação de Pilares .....	15
2.2.2 Locação de Vigas .....	15
2.3 Propriedade dos Materiais.....	16
2.3.1 Concreto.....	16
2.3.2 Aço.....	20
2.3.3 Concreto Armado .....	20
2.4 Critérios e procedimentos de dimensionamento e disposições construtivas.....	24
2.4.1 Lajes .....	24
2.4.2 Vigas .....	29
2.4.3 Pilares .....	34
3. Softwares Estruturais.....	39
3.1 Observações e Restrições.....	39
3.2 Softwares mais utilizados .....	40
3.2.1 Cypecad .....	40
3.2.2 Eberick.....	41
3.3 TQS .....	42
3.3.2 Funções.....	42
4 ESTUDO DE CASO .....	45
4.1 Características da Edificação.....	45
4.2 Dimensionamento Manual .....	49
4.3. Dimensionamento com o Software TQS .....	56
5 CONCLUSÕES.....	62

## 1 INTRODUÇÃO

As construções estão presentes desde os primórdios da história humana como forma de manter-se seguro e de poder ter o domínio sobre a natureza, garantindo assim a sua sobrevivência e avanços fundamentais para a qualidade de vida. Os grandes avanços do homem na natureza estão ligados diretamente ao seu domínio sobre os materiais e, conseqüentemente, há novos métodos construtivos. Tal fato pode ser analisado através das diferentes nomenclaturas utilizadas para representar diferentes domínios do homem com os materiais, tais como: Idade da Pedra, Idade do Bronze, Idade da Pedra Lascada e Idade da Pedra Polida (BARROS, 2010).

Segundo dados do Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – IPEA (2006), a parcela da população brasileira que viviam nas cidades cresceu de 58% em 1970 para mais de 80% em 2000. Durante esse período, houve a necessidade de estudos mais aprofundados dos materiais construtivos e um crescimento significativo da utilização do concreto armado.

A partir de dados oficiais da Federação Ibero-americana de Betão Pronto (FIHP) de 2016, estima-se que anualmente são consumidas 11 bilhões de toneladas de concreto. Isso se dá pelas diversas vantagens apresentadas nas construções que o utilizam. Para Coêlho (2008), entre as principais vantagens do uso do concreto estão: economia de construção, preservação e rapidez de construção, boa resistência ao tempo, fogo e desgaste mecânico, e um custo de manutenção baixo.

Uma estrutura de concreto armado é formada basicamente por quatro elementos estruturais, que são: fundações, pilares, vigas e lajes. Cada um desses elementos deve ser dimensionado para suportar as cargas que serão solicitadas ao longo de toda a estrutura, garantindo assim, segurança, conforto e durabilidade para toda a edificação. A segurança, considerada o fator principal de toda obra, é assegurada respeitando-se os Estados Limites Últimos e de Serviço (REBELLO, 2000).

Até o final dos anos 1950, todos os cálculos estruturais eram feitos manualmente, levando-se um tempo muito longo para o término de todo o dimensionamento da estrutura. Em muitos casos, a obra se iniciava antes mesmo dos cálculos estruturais feitos à mão estarem prontos. Com o passar dos anos e com o avanço da tecnologia, foram surgindo os primeiros softwares estruturais que facilitaram a vida do profissional de engenharia e promoveram avanços numa escala nunca vista para a história das construções (GILBERT, 2009).

Os softwares estruturais estão a cada dia sendo atualizados, surgindo novas e modernas funções, à medida que outros vão surgindo, de acordo com as necessidades dos mais variados projetos de construção civil. Cada vez mais, a relação custo-benefício e a praticidade na hora de desenvolver um projeto estrutural vão aumentando à proporção que esses avanços vão se concretizando.

Conforme Parreira Júnior (2013), um software pode ser definido como um conjunto lógico de instruções que ao serem executadas produzem a função desejada através de dados estruturados, possibilitando que o programa manipule de forma correta e adequada a informação.

Mesmo com a facilidade que os atuais softwares estruturais proporcionam, o projetista deve fornecer dados para uma estrutura estável e segura. Caso algum dado de carga importante seja negligenciado, a informação fornecida pela análise não será adequada para produzir uma estrutura útil e segura. Embora o computador tenha reduzido o número de horas de cálculo necessárias para analisar estruturas, o projetista ainda precisa ter um discernimento básico sobre todos os tipos de falhas em potencial para avaliar a confiabilidade dos dados gerados pelo software (GILBERT, 2014).

Com o crescente aumento das obras de engenharia no país e a procura por profissionais cada vez mais qualificados aliados aos avanços tecnológicos proporcionados pelos softwares, é fundamental que o engenheiro projetista além de dominar as funções estabelecidas no software tenha uma significativa bagagem teórica a respeito de assuntos inerentes a sua atividade profissional, tais como: resistência dos materiais e estabilidade das estruturas.

Com o domínio desses assuntos, o profissional terá uma capacidade de desenvolver uma visão crítica a respeito dos resultados do software, podendo assim analisá-los e até mesmo discordar dos mesmos, reavaliando os dados para chegar ao resultado desejado. Dados esses aspectos, motivou-se a curiosidade de elaborar este trabalho que faz a comparação entre os resultados obtidos pelo cálculo manual e por um software estrutural.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Geral

Realizar uma comparação dos cálculos estruturais obtidos a partir de um dimensionamento de um sobrado composto por fundação do tipo sapata, um pavimento tipo, e um reservatório, através de um software estrutural e através do cálculo manual.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar as lajes, vigas e pilares que compõe o sobrado utilizando o cálculo manual;
- Dimensionar os elementos estruturais que compõe o sobrado utilizando um software de cálculo estrutural;
- Realizar uma análise comparativa entre os resultados obtidos através do cálculo manual e pela utilização do software;
- Analisar as particularidades apresentadas pelos resultados das duas formas de dimensionamento e o que acarretarão no desenvolvimento do projeto.

## 1.2 Metodologia

Realizaram-se pesquisas através de livros, artigos acadêmicos, normas técnicas e revistas técnicas a fim de se obter os conhecimentos teóricos necessários sobre dimensionamento estrutural e concreto armado para o desenvolvimento desse trabalho.

A partir da familiaridade dos autores e a disponibilização de uma versão gratuita para estudantes, optou-se pela utilização do software TQS.

Consultaram-se manuais e o site do fabricante para uma maior bagagem teórica a respeito do software.

Selecionou-se uma planta baixa de um sobrado, a fim de realizar a concepção dos elementos estruturais, obtenção das cargas atuantes e dimensionamento dos mesmos. A tabela abaixo apresenta os tipos e as quantidades dos elementos estruturais que formam a edificação.

**Tabela 1 – Definição dos tipos de elementos estruturais e suas respectivas quantidades**

<b>Componentes Estruturais</b>	<b>Quantidades</b>
Lajes	14
Pilares	15
Vigas	37
Elementos de Fundação	15

Fonte: Dos próprios autores

A partir da planta baixa e da definição e quantidades dos componentes estruturais, começou a ser realizado o dimensionamento manual da estrutura.

O primeiro passo consistiu em determinar as cargas atuantes sobre as lajes, levando em consideração o peso próprio das lajes maciças, o peso proveniente do revestimento e o peso proveniente das cargas acidentais prescritos pela NBR 6120 (ABNT, 1980). Os momentos fletores atuantes nas lajes foram obtidos pelas tabelas de Marcus.

As cargas atuantes nas vigas foram obtidas através da soma das cargas provenientes do peso próprio, cargas provenientes das lajes armadas em cruz e as cargas provenientes das alvenarias. As reações nos pilares oriundas das vigas, foram analisadas pelo método de Cross.

## 2 PRINCÍPIOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

### 2.1 Sistema Estrutural

As edificações são compostas por elementos estruturais, que têm um papel fundamental de garantir a sustentação e segurança de todo o empreendimento, objetivando principalmente a comodidade e a segurança das pessoas que a frequentam-na. Os componentes estruturais de uma edificação têm que preservar as funções estruturais para os quais foram projetados ao longo dos anos. Sendo assim, a integridade da estrutura durante o tempo correspondente à sua vida útil vai depender de um projeto estrutural, um planejamento e uma execução que atenda as normas técnicas vigentes (REBELLO, 2000).

De acordo com Silva (2017), os elementos estruturais podem ser divididos e classificados em três grupos: lineares (vigas e pilares), bidimensionais (lajes) e tridimensionais (blocos e sapatas). A junção desses elementos trabalhando concomitantemente é chamada de superestrutura, que tem como função fazer com que a carga circule na edificação de forma segura até que seja transmitida ao solo.

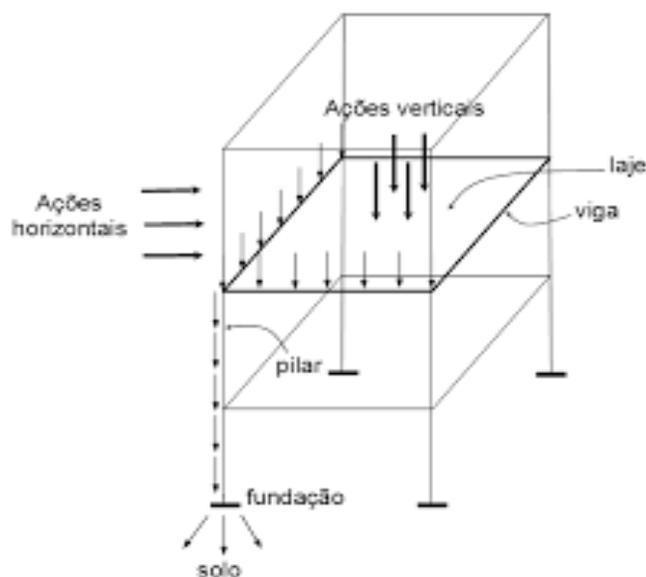
Não existe um sistema estrutural perfeito, mas sim aquele que se adequa melhor às necessidades de cada obra. Muitos são os fatores a serem analisados para a escolha do sistema estrutural, sendo eles: projeto arquitetônico, mão-de-obra, disponibilidade de materiais na região da obra, conhecimento técnico e equipamentos necessários (REBELLO, 2000).

As forças que agem em uma determinada estrutura podem ser divididas em duas espécies: gravitacionais e de vento. As ações gravitacionais têm direções verticais e as ações de vento possuem direções horizontais (REBELLO, 2005).

Os percursos das ações gravitacionais começam nas lajes, que são os elementos estruturais que mais recebem influências das cargas da estrutura, distribuindo-as por toda sua área. Em seguida as cargas são transmitidas para as vigas, que são elementos estruturais nas quais as cargas são distribuídas linearmente. Numa viga, as cargas podem ser derivadas das lajes como também de outras vigas que nelas se apoiam. Por fim, os pilares recebem as cargas das vigas e as transmitem para o solo através das fundações (KASSIMALI, 2016).

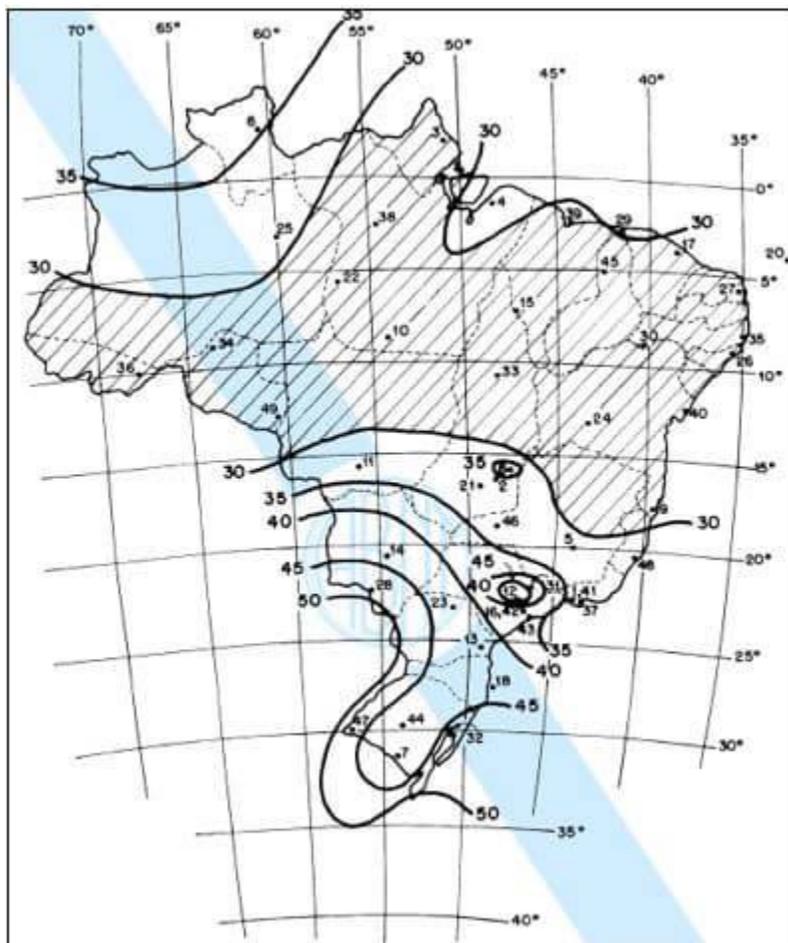
As ações horizontais em estruturas são causadas majoritariamente pela influência do vento, que devem ser consideradas para qualquer tipo de edificação e quaisquer alturas. Na NBR 6123 (ABNT, 2013) são expressas velocidades básicas do vento a serem adotadas em diferentes regiões do Brasil. Além das cargas de vento, outras ações podem agir horizontalmente nas estruturas, tais como: desaprumo da edificação e, em determinadas regiões, cargas horizontais devido a ações sísmicas.

**Figura 1 – Ações de carregamentos em uma estrutura**



Fonte: SILVA, 2010

Figura 2 – Velocidades básicas do vento em regiões brasileiras



Fonte: ABNT NBR 6123

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003), que trata sobre ações e seguranças nas estruturas, as mesmas podem ser divididas em permanentes, variáveis e excepcionais. Sendo as permanentes e variáveis subdivididas em diretas e indiretas.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define as ações permanentes como sendo aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.

As ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. Cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos etc.) (ABNT NBR 8681, 2003).

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas (ABNT NBR 8681, 2003).

Os exemplos das ações definidas acima estão expressos na Tabela 2, conforme os conceitos definidos na NBR 8681 (ANBT, 2003).

**Tabela 2 – Ações que agem nas estruturas**

<b>Ações</b>	<b>Exemplos</b>
Permanentes Diretas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Peso próprio</li> <li>• Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes</li> <li>• Empuxos permanentes</li> </ul>
Permanentes Indiretas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Retração do concreto</li> <li>• Fluência do concreto</li> <li>• Deslocamentos de apoio</li> <li>• Imperfeições geométricas</li> <li>• Protensão</li> </ul>
Variáveis Diretas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cargas acidentais previstas para o uso da construção</li> <li>• Ação do vento</li> <li>• Ação da água</li> </ul>
Variáveis Indiretas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Variações uniformes e não uniformes de temperatura</li> <li>• Ações dinâmicas</li> </ul>
Excepcionais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sismos</li> <li>• Incêndio</li> <li>• Explosões</li> <li>• Enchentes</li> <li>• Choques de veículos</li> </ul>

Fonte: NBR 8661 (ABNT, 2003)

## 2.2 Concepção Estrutural

Para Kassimali (2016), a concepção estrutural consiste em escolher o modelo estrutural que atenda às necessidades do empreendimento, definindo as dimensões dos elementos estruturais e os materiais a serem utilizados, distribuindo-os de forma viável e econômica a fim de buscar uma boa eficiência e integridade ao longo de sua vida útil.

Uma estrutura deve atender o estado limite último (ELU) e ao estado limite de serviço (ELS) para os quais foi dimensionada. A NBR 8681 (ABNT, 2003) define os estados limites últimos como sendo os estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Os estados limites de serviço são os que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura (ABNT NBR 8681, 2003).

Segundo Rebello (2000), o lançamento dos componentes estruturais não contém regras definitivas. Baseia-se em uma solução que atenda uma hierarquia de pré-requisitos que dependa de fatores externos como: maior viabilidade econômica, indicações construtivas, materiais etc.

Para uma boa concepção estrutural, é necessário encontrar o caminho mais harmônico possível entre todos os projetos necessários para a realização de um determinado empreendimento, sendo eles: projeto arquitetônico, projeto estrutural, projeto de instalações hidráulicas, hidrossanitárias, elétricas, gás e entre outras (ALVA, 2007).

Para Silva (2017), algumas diretrizes devem ser seguidas para obter um melhor desenvolvimento em uma concepção estrutural, tais como:

- Os elementos estruturais devem ser os mais uniformes possíveis, no tocante à geometria e as solicitações;
- A transferência de carga deve ser a mais direta possível;
- A concepção deve gerar condições de resistência às ações horizontais e verticais;
- A instabilidade global deverá ser sempre evitada;
- Deverão ser observadas as necessidades de juntas estruturais. A consideração dos efeitos térmicos em uma estrutura é complexa, devendo-se ser evitada sempre que possível.

Os projetistas normalmente iniciam o projeto pela locação dos pilares. Porém esse início em algumas situações pode acarretar problemas devido à presença de aberturas em qualquer posição. Entretanto, também é possível começar o lançamento pelas vigas e posteriormente para os pilares (REBELLO 2000).

### **2.2.1 Locação de Pilares**

Conforme Britto (2017), a locação de pilares numa estrutura é de fundamental importância, pois afeta diretamente a rigidez e a suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem da estrutura.

Para Rebello (2000), um pilar seria suficiente para atender as demandas estruturais de qualquer edificação, no entanto, isto acarretaria uma estrutura complexa e cara. Sendo assim, a quantidade de pilares deve ser controlada para uma sustentação de fácil execução e economicamente viável.

Primeiramente, recomenda-se iniciar a locação dos pilares pelos cantos e, a partir daí, pelas áreas que geralmente são comuns a todos os pavimentos. Em seguida, posicionam-se os pilares de extremidade e os internos, buscando-se sempre os embutir nas paredes ou procurando respeitar as imposições do projeto de arquitetura (PINHEIRO, 2007).

A locação dos pilares, sempre que possível devem seguir distâncias entre 4m e 6m. Distâncias muito grandes entre pilares resultam em vigas com dimensões incompatíveis e resultam em maiores custos à construção. Já pilares com distâncias próximas entre seus eixos acarretam interferência nos elementos de fundação e, conseqüentemente, aumento do consumo de materiais e de mão-de-obra (PINHEIRO, 2007).

A NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014) – afirma que a seção mínima que um pilar precisa ter é de 19 cm. Salvo em casos especiais em que a carga a ser aplicada é compatível com seções que variam entre 19 cm a 14 cm.

### **2.2.2 Locação de Vigas**

Após a locação dos pilares, a estruturação segue com o posicionamento das vigas nos diversos pavimentos.

Conforme Pinheiro (2007), a viga deve ser empregada para atender três necessidades básicas: ligar os pilares formando os pórticos, dividir um painel de laje tornando-o mais viável com relação as suas dimensões e suportar uma parede divisória para evitar que ela se apoie diretamente sobre a laje.

As larguras das vigas são dimensionadas em função das dimensões da alvenaria a ser utilizada na construção, devido ao melhor aproveitamento do espaço, à estética e as facilidades do acabamento. As alturas ficam limitadas aos espaços livres devido à abertura de portas e janelas.

Como as vigas delimitam os vãos das lajes, suas disposições devem levar em consideração o valor econômico do menor vão das mesmas, que, para as lajes maciças, é da ordem de 3,5 m a 5,0 m (PINHEIRO, 2007). Sempre que possível, as vigas devem ser locadas sob a alvenaria, devido a rigidez da viga ser maior que a da laje, ou sobre elas, pois evita que as lajes se apoiem de forma irregular nas alvenarias e acarrete esforços não previstos (REBELLO, 2000).

O último passo a ser definido na locação dos elementos estruturais é a disposição das lajes, pois o seu posicionamento se dá basicamente pelo arranjo das vigas.

## **2.3 Propriedade dos Materiais**

### **2.3.1 Concreto**

O concreto é um material formado de água, cimento, agregados e em algumas situações, de aditivos que se unem formando um elemento resistente e que pode ser moldado em diferentes formatos (NEVILLE e BROOKS, 2013).

De acordo com Carvalho e Filho (2014), o concreto pode ser dividido em três estados fundamentais de acordo com a sua utilização na estrutura: estado fresco, início do endurecimento (pega) e o estado endurecido.

O estado fresco corresponde ao período em que o concreto apresenta uma consistência fluida que apresenta uma boa trabalhabilidade na maneira de efetuar o seu adensamento, podendo ser transportado até o local em que será construído o elemento estrutural. É de fundamental importância que o concreto nesse estado já apresente uma homogeneidade, o que garante que o material possui as mesmas características ao longo de toda sua extensão, estando de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Após o adensamento, o início do endurecimento (pega) começa em pouco tempo. Nesse estado, o concreto já não possui mais a sua trabalhabilidade e começa a desenvolver a sua resistência influenciada pela cura que se baseia em molhar a superfície do concreto para evitar evaporação desconsiderada e conseqüentemente a retração e prejuízo à resistência final, devido à má hidratação do concreto. De acordo com Neville e Brooks (2013), o engenheiro deve levar em conta algumas considerações na etapa de cura do

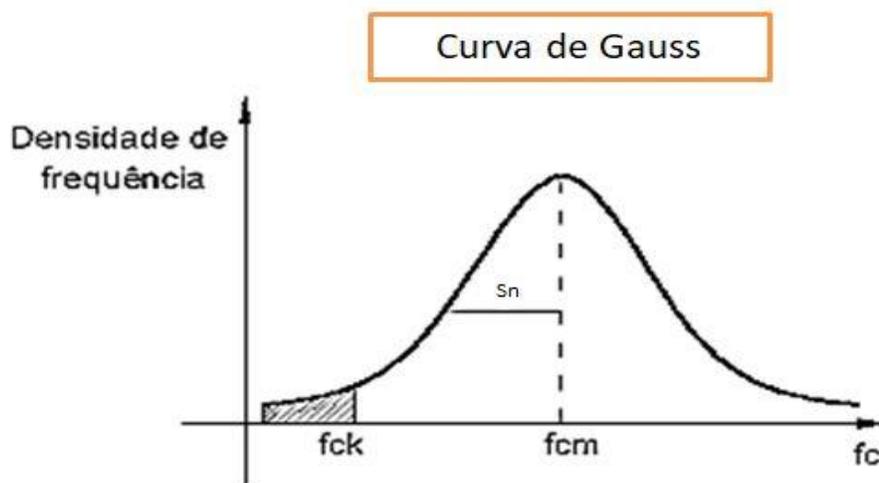
concreto:

- Geralmente, quanto maior a temperatura do concreto no lançamento maior será o desenvolvimento da resistência inicial, mas menor a resistência em longo prazo;
- A cura à temperatura normal tem por objetivo manter o concreto saturado ou o mais próximo disso possível, até que os espaços na pasta de cimento fresca, inicialmente preenchidos com água, sejam ocupados até um nível desejado, pelos produtos de hidratação do cimento;
- Como uma elevação na temperatura de cura do concreto aumenta sua velocidade de crescimento da resistência, o ganho de resistência pode ser acelerado pela cura em vapor;
- O objetivo principal da cura a vapor é obter uma resistência inicial suficientemente alta, de modo que os produtos de concreto possam ser manuseados logo após a moldagem, permitindo a remoção das formas ou liberação das pistas de protensão mais cedo;
- A cura a vapor não deve ser utilizada com cimento de alto teor de alumina, devido aos efeitos adversos das condições úmidas e quentes sobre a resistência desses cimentos.

No estado endurecido, o concreto já se encontra com as suas principais características mecânicas e pronto para desempenhar as funções estruturais para os quais foi projetado. Essas características são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. A resistência à compressão é a característica mais importante e pode ser determinada através de ensaios de corpo de prova submetidos à compressão. Diversos são os fatores que podem influenciar na resistência final do concreto endurecido, todavia os principais são a relação entre a quantidade de cimento, água e agregados e a idade do concreto (CARVALHO e FILHO, 2014).

Após a realização dos ensaios com o corpo de prova, é recomendado que seja elaborado um gráfico com os valores obtidos da resistência à compressão ( $f_c$ ) e da densidade da frequência. Os resultados das amostras são avaliados de acordo com média aritmética das resistências ( $f_{cm}$ ) obtidas e o desvio padrão ( $f_n$ ) das mesmas (SCHNEIDER, 2020).

Figura 3 – Modelo de gráfico gerado a partir de ensaios de corpos de prova



Fonte: Schneider, 2020

A resistência à tração do concreto pode estar diretamente ligada com a fissuração, apesar de o material resistir mal ao esforço, é necessário, para fins de projeto, conhecê-la. Atualmente, existem três ensaios principais para se determinar a resistência à tração do concreto: flexotração, compressão diametral e tração direta.

De acordo com Carvalho e Filho (2014), a resistência à tração pura é aproximadamente 85% da resistência a tração por compressão diametral, e 60% da resistência obtida pelo ensaio de flexotração.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), define equações para obtenção da resistência à tração direta na falta de ensaios, em função da resistência à compressão  $f_{ck}$ :

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 01})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (\text{Eq. 02})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} \quad (\text{Eq. 03})$$

onde  $f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto,  $f_{ctm}$  é o valor médio de resistência à tração direta,  $f_{ctk,inf}$  é a resistência característica à tração usado nas análises estruturais e o  $f_{ctk,sup}$  é a resistência característica à tração utilizado para determinação das armaduras mínimas.

Outra propriedade de grande importância para o estudo das estruturas de concreto é o módulo de elasticidade. O módulo de elasticidade é a relação entre a tensão aplicada e deformação instantânea dentro de um limite proporcional adotado. No concreto, pode-se chegar ao seu valor através da curva de tensão-deformação sob um carregamento uniaxial (MEHTA, 1994).

Para Schneider (2020), a importância do módulo de elasticidade se dá pelo fato de que este relaciona a deformação que o concreto sofre sob ação das tensões. Sendo assim, podem-se prever alguns comportamentos de elementos estruturais conhecendo-se o seu valor.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta algumas equações a ser utilizadas para se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial ( $E_{CI}$ ) quando não for realizados ensaios iniciais:

$$E_{CI} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 04})$$

$$E_{CI} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ Mpa a } 90 \text{ Mpa} \quad (\text{Eq. 05})$$

onde  $\alpha E$  é igual a 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

Através do módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) se determina os esforços solicitantes e a verificação de estados limites de serviço (ABNT NBR 6118,2014). O módulo secante é dado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha i \cdot E_{ci} \quad (\text{Eq. 06})$$

onde  $\alpha i = 0,8 + 0,2 \cdot F_{ck}/80$  e  $E_{ci}$  é o módulo estático de elasticidade tangente inicial da curva tensão-deformação.

Para Silva (2017), existem 12 tipos de fatores principais que influenciam nas propriedades do concreto: relação agregado-cimento, condições de adensamento e de cura, umidade, temperatura, presença de aditivos e adições, relação água-cimento, tipo e

quantidade de cimento e idade do concreto e tipo de agregado graúdo.

### **2.3.2 Aço**

Nas estruturas de concreto, os aços utilizados nos elementos estruturais são as barras CA-25 e CA-50, e os fios CA 60. Silva (2017) define o aço como sendo uma liga composta de ferro e carbono unidos com outros elementos como: silício, manganês, fósforo e cobre, além de outros elementos que são incluídos para melhorar as características físicas e mecânicas do material.

A NBR 7480 (ABNT, 2007) apresenta duas divisões para o aço utilizado nas construções: as barras e os fios. As barras são os produtos que apresentam diâmetro nominal de 6,3mm ou superior, seu processo de obtenção se dá exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica e são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50. Os fios são elementos que apresentam diâmetros iguais ou inferiores a 10 mm e são obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio e são classificados na categoria CA-60.

As barras de aço CA-25 e CA-50 são obrigatoriamente providas de barras lisas e nervuradas, respectivamente. Os fios de aço CA-60 são os mais flexíveis, podendo ser lisos, entalhados ou nervurados (ABNT NBR 7480, 2007).

De acordo com Carvalho e Filho (2014), o aço ser um material difundido em diversas construções ao redor do mundo é devido a algumas características importantes como: resistência à tração, ductilidade, flexão e torção, trabalhabilidade, resistência ao impacto, à abrasão, à compressão e ao desgaste.

O cálculo do aço é desenvolvido utilizando-se um diagrama tensão-deformação para um material elastoplástico perfeito. Os aços que serão usados no concreto armado devem apresentar os seguintes requisitos: ductilidade e homogeneidade, um valor elevado valor elevado da relação entre limite de resistência e limite de escoamento (KASSIMALI, 2016).

### **2.3.3 Concreto Armado**

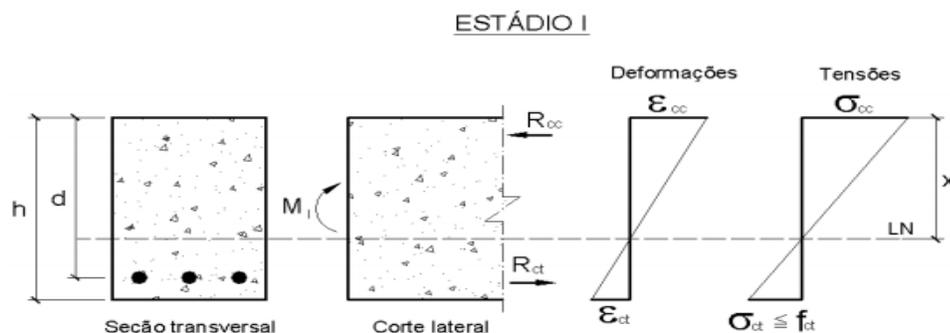
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define estruturas de concreto armado como aquelas em que a resistência do elemento vai depender da aderência entre o concreto e a armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais nas armaduras antes da materialização dessa aderência. A adição da armadura ao concreto faz com que o elemento estrutural tenha uma boa resistência à tração, visto que o concreto em estado simples possui baixa resistência a esse esforço.

De acordo com Carvalho e Filho (2014), a junção do aço e do concreto é possível através das forças de aderência presente na superfície de ambos os materiais. A partir do momento que o concreto começa a se deformar, devido aos esforços da estrutura, as barras de aço começam a ser alongadas. É essa aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural.

Conforme uma carga atua em um elemento de concreto armado, a peça passa por diferentes formas de fissuração e deformação. Essas fases podem ser divididas em três grupos denominados de estádios do concreto, sendo eles: estágio I, estágio II e o estágio III (SCHNEIDER, 2020).

Para Pinheiro (2007), o estágio I pode ser definido como aquele em que as tensões aplicadas são de baixa intensidade, gerando um esforço de tração que o próprio concreto simples (concreto sem adição de armadura, no qual a resistência à tração representa cerca de 10% a resistência à compressão) pode suportar. É nesse estágio que deve ser realizado o cálculo do momento de fissuração que separa o estágio I do estágio II. O estágio I termina quando a região da peça estrutural fissa. A representação do que ocorre no estágio I é ilustrada na Figura 4.

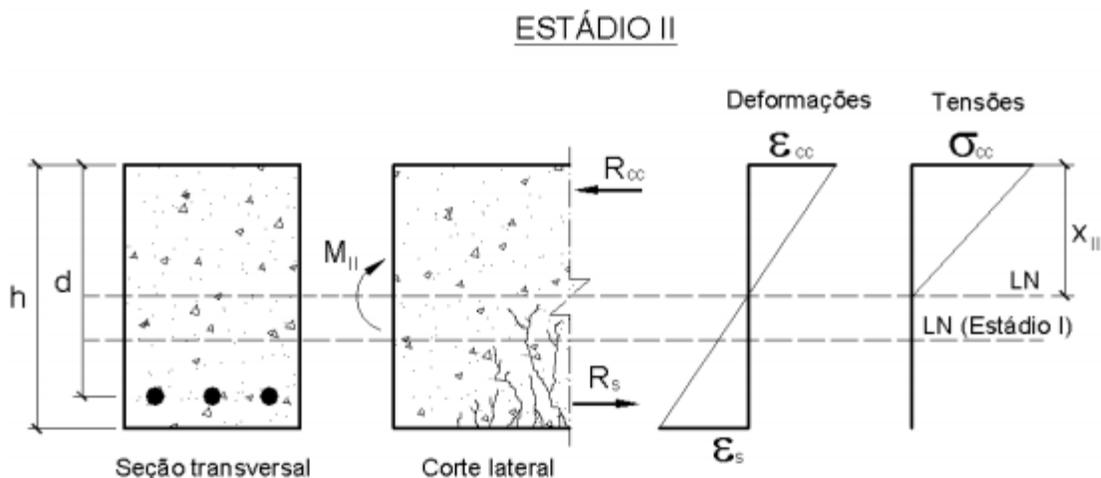
**Figura 4 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)**



Fonte: Pinheiro, 2007

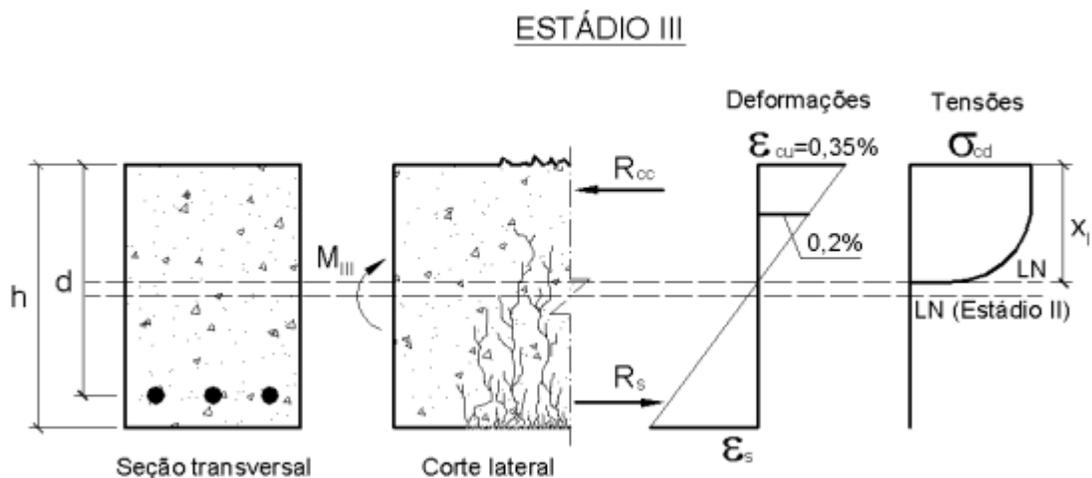
No estágio II, as forças atuantes no elemento estrutural já são suficientes para gerar fissuras. Neste momento, faz-se necessária a utilização de armaduras longitudinais que irão combater os esforços de fissuração. A contribuição do concreto na região tracionada deverá ser considerada desprezível, entretanto a parte comprimida mantém um diagrama liner de tensões.

**Figura 5 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)**



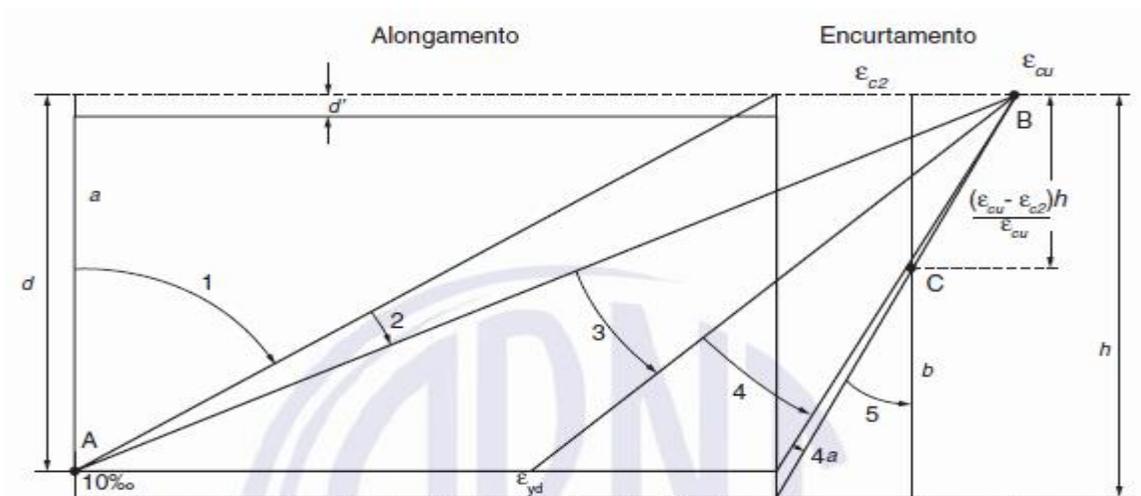
O estágio III começa com o início de plastificação da parte comprimida. Nessa fase, o concreto está na iminência de uma ruptura, ou seja, próximo ao seu estado limite último. É nesse estágio que deve ser desenvolvido o dimensionamento, chamado de cálculo de ruptura.

**Figura 6 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)**



A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta cinco domínios que indicam as possibilidades de ruptura de uma seção que são definidas pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço.

Figura 7 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118

Silva (2017) caracteriza cada tipo de domínio:

- Domínio 1: Apresenta a tração não uniforme, não havendo tensões de compressão, sendo a seção que resiste aos esforços sendo composta exclusivamente pelo aço;
- Domínio 2: Neste domínio a flexão é simples com o máximo de alongamento permitido para as armaduras. Os elementos que foram dimensionados de forma inadequada com relação a taxa de armadura rompem nesse domínio;
- Domínio 3: Ocorre flexão simples com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço, o concreto e o aço trabalham com suas resistências de cálculo. Neste domínio, há o aproveitamento máximo do concreto e a ruptura pode ser percebida através de características como fissuras e trincas;
- Domínio 4: Neste domínio ocorre uma ruptura frágil e sem aviso prévio. Ocorre flexão composta com armaduras comprimidas, a deformação na armadura na área de aço é muito pequena. A linha neutra corta a seção transversal na região de cobrimento da armadura menos comprimida, fazendo com que o concreto se rompa com o encurtamento da armadura;
- Domínio 5: Aqui ocorre compressão não uniforme com a linha neutra não cortando a seção transversal. Tem-se uma ruptura sem aviso prévio devido ao concreto se romper com o encurtamento da armadura.

## 2.4 Critérios e procedimentos de dimensionamento e disposições construtivas

### 2.4.1 Lajes

A NBR 6118 (ABNT, 2014), define as lajes como sendo elementos de superfície plana sujeitos majoritariamente aos esforços normais em seu plano.

As lajes, em função das relações entre seus vãos, podem ser consideradas armadas em uma só direção ou em cruz (REBELLO, 2005).

As lajes armadas em uma só direção são aquelas que para fins de cálculo os esforços são considerados apenas no vão menor. Embora os esforços no vão maior existam, eles são pequenos e podem ser desprezados. Para identificar uma laje armada em uma direção usa-se a seguinte relação:

$$L > 2 \cdot l \quad (\text{Eq. 07})$$

onde  $L$  representa o vão maior e  $l$  o vão menor.

Quando os dois vãos apresentam esforços significativos e que não podem ser desprezados, a laje é considerada armada nas duas direções. Para fins práticos, essa situação ocorre quando o vão maior é menor ou igual ao dobro do vão menor.

$$L \leq 2 \cdot l \quad (\text{Eq. 08})$$

#### 2.4.1.1 Cargas que atuam nas lajes maciças

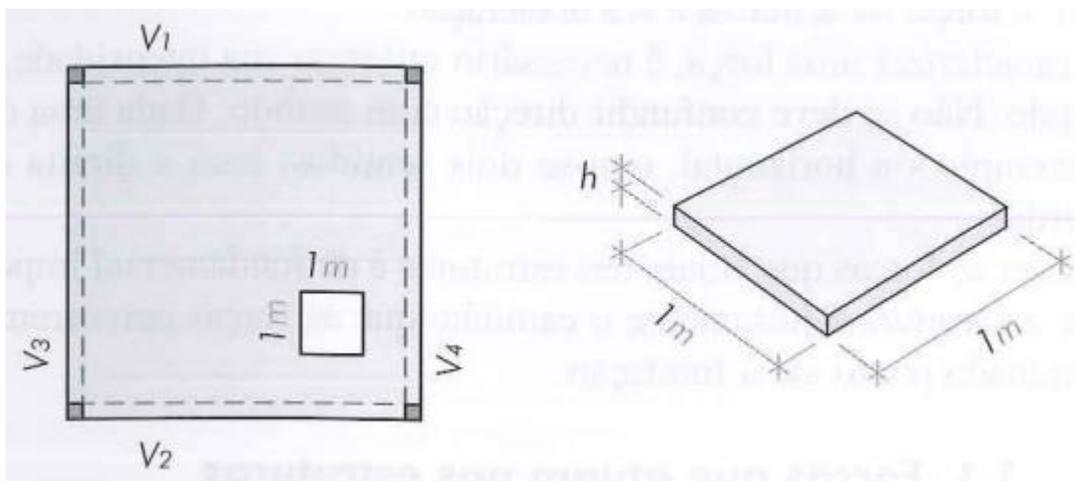
De acordo com Rebello (2005), as cargas atuantes nas lajes podem ser divididas em três categorias: peso próprio, peso proveniente do revestimento e o peso proveniente das cargas acidentais.

O peso próprio da laje pode ser calculado por metro quadrado de laje. Para facilitar os cálculos, determina-se o peso do volume de  $1 \text{ m}^2$  de laje.

$$Vol = 1m \cdot 1m \cdot h_{laje} \quad (\text{Eq. 09})$$

onde  $1m$  é o lado do quadrado.

**Figura 8 – Representação de unidade de área em uma laje**



Fonte: Rebello, 2005

Para determinar o peso desse volume é necessário multiplicá-lo pelo específico do concreto armado, que é definido pela NBR 6120 (ABNT, 2019) como sendo de  $2500\text{kgf}/\text{m}^3$ .

$$q_{(laje)} = 1(m) \cdot 1(m) \cdot h_{laje}(m) \cdot \gamma_{CA}(\text{kgf}/\text{m}^3) \quad (\text{Eq. 10})$$

Portanto, para determinar o peso próprio de uma laje maciça basta multiplicar a altura da laje pelo peso específico do concreto armado.

$$q_{laje}(\text{kgf}/\text{m}^2) = h_{laje}(m) \cdot 2500(\text{kgf}/\text{m}^3) \quad (\text{Eq. 11})$$

A carga a ser considerada em função do revestimento vai variar em função do tipo de piso, se cerâmico, de madeira ou outro, e da espessura do contrapiso. Por questões de segurança e seguindo o que é definido na NBR 6120 (ABNT, 2019), adota-se para os edifícios residenciais comuns o peso do revestimento como sendo de  $100\text{kgf}/\text{m}^2$ . Essa norma também é necessária para definir os pesos provenientes das cargas acidentais, que vai depender da funcionalidade da edificação, se para fins residenciais, comerciais, institucionais, entre outros.

Seguem-se alguns valores de edifícios residenciais prescritos pela NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019):

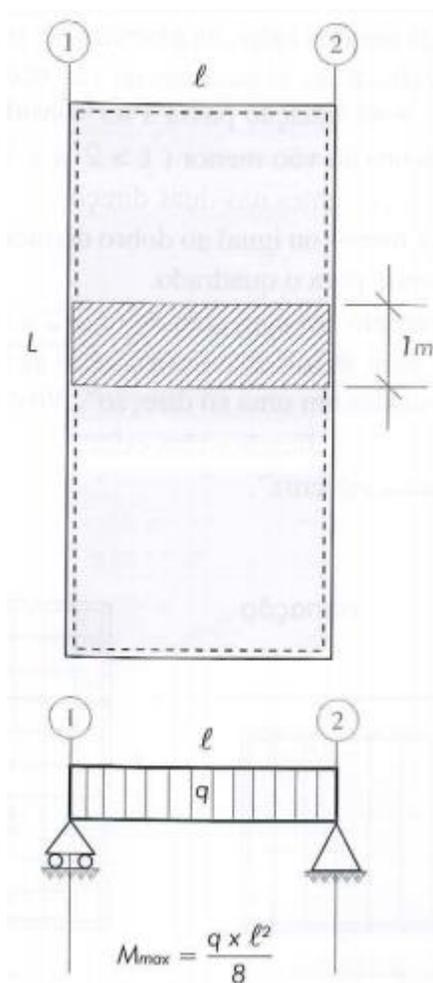
- Dormitórios, sala, cozinha e sanitários:  $150\text{kgf}/\text{m}^2$

- Despensa, área de serviço e lavanderia:  $200 \text{ kgf}/\text{m}^2$
- Quadras esportivas:  $500 \text{ kgf}/\text{m}^2$
- Salão de festas, salão de jogos, área de uso comum e academia:  $300 \text{ kgf}/\text{m}^2$

#### 2.4.1.2 Momento fletor em lajes maciças

De acordo com Rebello (2005), a determinação do momento fletor máximo e mínimo vai depender se a laje é armada em uma ou duas direções. As lajes armadas em uma direção são consideradas vigas biapoiadas e, para o seu cálculo, adota-se uma faixa de laje de 1 metro de largura e se calcula como se fosse uma viga de largura igual a 1 metro e de altura igual à espessura da laje.

Figura 9 – Representação para desenvolvimento do momento fletor em lajes armadas em uma direção

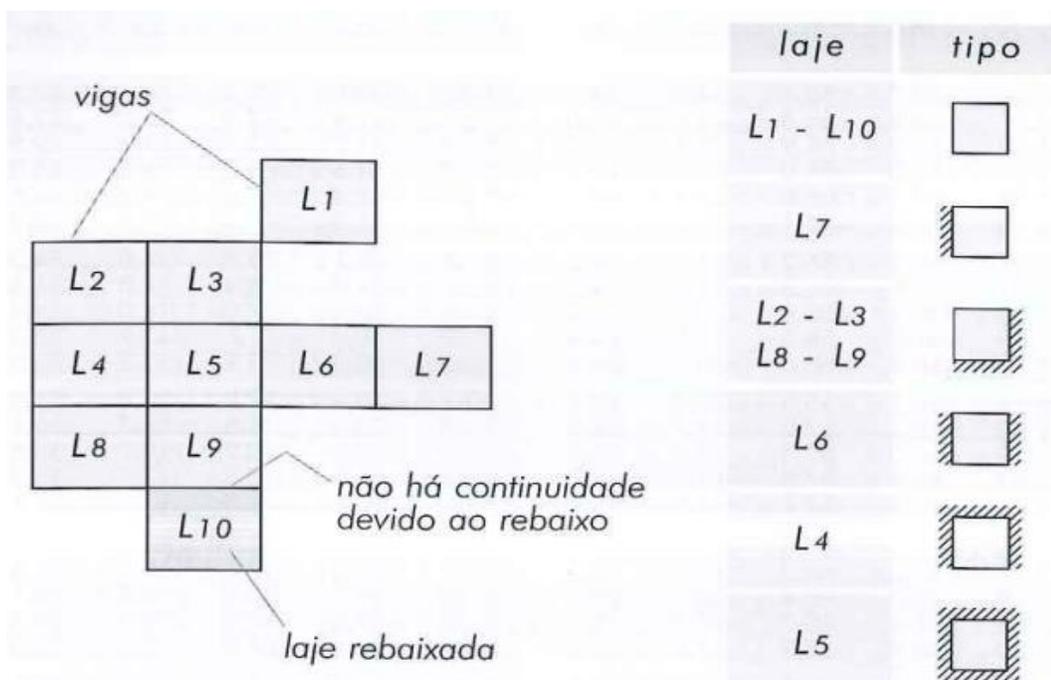


Fonte: Rebello, 2005

O processo de cálculo dos esforços em uma laje armada nas duas direções é bem mais complexo do que no caso anterior. Para facilitar os cálculos, usam-se as tabelas de Marcus, que são tabelas desenvolvidas a partir da relação entre os dados da laje, fornecendo coeficientes necessários para a determinação dos momentos fletores positivos e negativos nas duas direções.

Para aplicar o processo de Marcus, deve-se levar em consideração como as lajes edificação se relacionam com as vizinhas. A figura abaixo ilustra as possibilidades de acordo com esse processo.

**Figura 10 – Possibilidades de relacionamento entre as lajes**



Fonte: Rebello, 2005

A relação entre os lados da laje vai gerar coeficientes  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $n_x$  e  $n_y$ , que darão os momentos positivos e negativos na direção  $l_x$  e  $l_y$ , respectivamente. Para cada tipo de relação apresentada existe uma tabela, totalizando as seis tabelas do processo de Marcus. As equações utilizadas nesse processo são descritas a seguir:

$$M_x = \frac{q \cdot l_x^2}{m_x} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$M_y = \frac{q \cdot l_x^2}{m_y} \quad (\text{Eq. 13})$$

$$N_x = -\frac{q \cdot l_x^2}{n_x} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$N_y = -\frac{q \cdot l_x^2}{n_y} \quad (\text{Eq. 15})$$

onde  $M_x$  e  $N_x$  são respectivamente, momentos positivo e negativo paralelos ao lado  $l_x$ , e  $M_y$  e  $N_y$  paralelos ao lado  $l_y$ .

#### 2.4.1.3 Espessuras mínimas, altura útil e cobrimentos nominais de lajes maciças

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define os seguinte cobrimentos mínimos para lajes maciças:

- a) 7 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 Kn;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 Kn;
- f) 15 cm para lajes de protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas.

A altura útil pode ser estimada a partir da equação abaixo.

$$d = \frac{(2,5 - 0,1n)l}{100} \quad (\text{Eq. 16})$$

onde  $l$  é o menor valor entre  $l_x$  e  $0,7 l_y$  e  $n$  é o número de bordas engastadas.

O cobrimento mínimo das lajes e demais elementos estruturais deve seguir as recomendações presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a tabela 3.

Tabela 3 – Cobrimento nominal

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte: NBR 6116 (ABNT, 2014)

## 2.4.2 Vigas

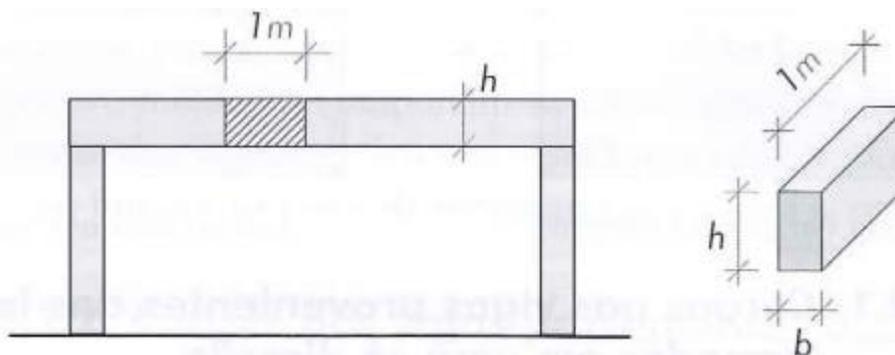
Vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante (ABNT NBR 6118, 2014). Assim como as lajes, o dimensionamento das vigas se inicia conhecendo-se as cargas atuantes no elemento.

### 2.4.2.1 Cargas que atuam nas vigas

Segundo Rebello (2005), as cargas que atuam nas vigas são o seu peso próprio, cargas das lajes, cargas das vigas e, em alguns casos, cargas concentradas devidas ao apoio de outras vigas.

Para determinar o peso próprio de uma viga, calcula-se o peso do volume de um metro linear do elemento, visto que o peso próprio da viga é uma carga linear sobre ela mesma. Essa definição é expressa na equação 17.

Figura 11 – Representação do volume de um metro linear de viga



$$\text{Vol}(m^3) = 1(m) \times b(m) \times h(m)$$

Fonte: Rebello, 2005

$$q_{pp}(kgf/m) = 1(m).b(m).h(m).2500(kgf/m^3) \quad (\text{Eq. 17})$$

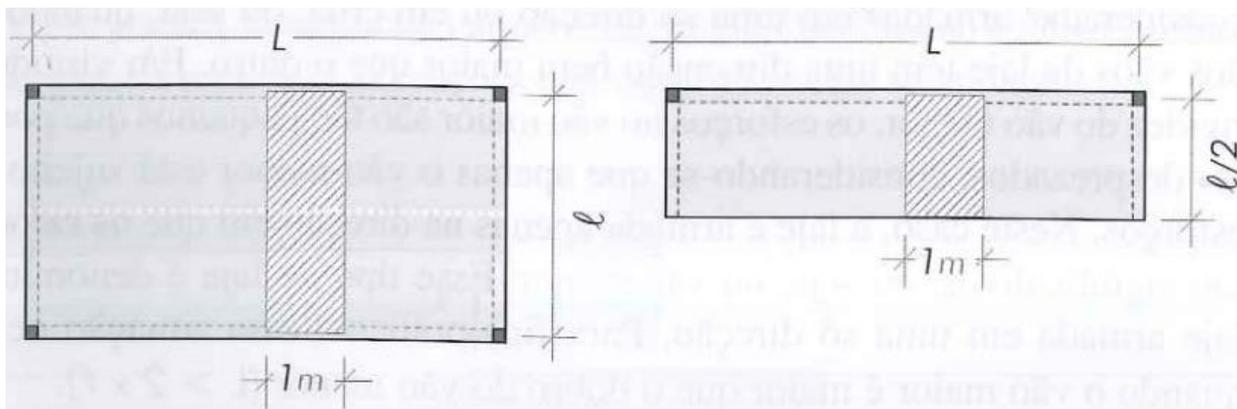
A equação 17 mostra que o peso da viga independe do comprimento, podendo-se obter o peso próprio multiplicando-se diretamente as dimensões da seção transversal da viga ( $b$  e  $h$ ). Assim:

$$q_{pp}(kgf/m) = b(m).h(m).2500(kgf/m^3) \quad (\text{Eq. 18})$$

As cargas das lajes que atuam nas vigas podem ser tanto de lajes armadas em uma direção como também de lajes armadas em duas direções.

De acordo com Rebello (2005), a distribuição da carga oriunda de uma laje armada em uma direção acontece apenas sobre as vigas do vão maior. Para determinar essa carga, é necessário adotar a quantidade depositada em uma faixa da laje com um metro de largura.

**Figura 12 – Representação de uma faixa de laje utilizada no dimensionamento de cargas em vigas**



Fonte: Rebello, 2005

A quantidade que chega nessa faixa é determinada multiplicando-se a área da mesma pela carga por metro quadrado sobre a laje. Como a carga sobre essa faixa é dividida para cada uma das vigas em proporção igual, tem-se:

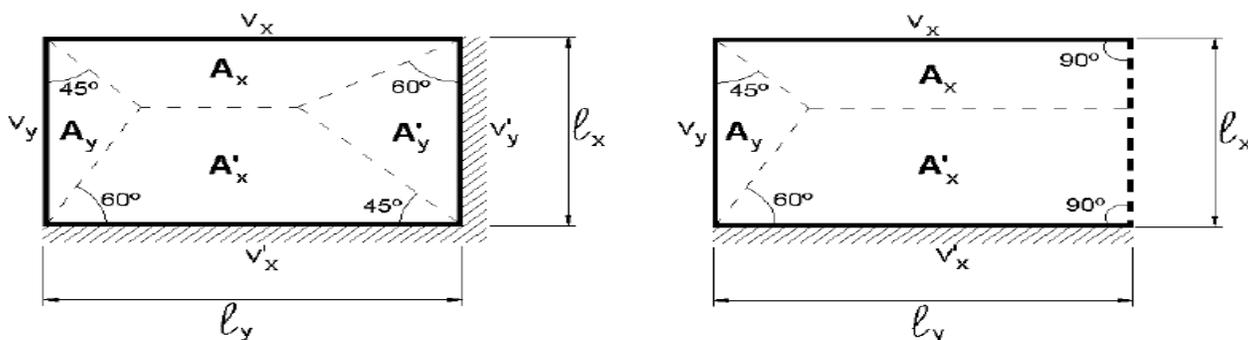
$$q_{viga}(kgf) = (q_{laje}(kgf/m^2) \cdot 1(m) \cdot l(m)) \div 2 \quad (\text{Eq. 19})$$

Numericamente, o valor da carga na viga não depende da largura da faixa, sendo necessário apenas multiplicar a carga da laje pela metade do seu menor vão.

$$q_{viga}(kgf/m) = q_{laje}(kgf/m^2) \cdot \frac{l(m)}{2} \quad (\text{Eq. 20})$$

Para vigas que recebem cargas oriundas de laje armada nas duas direções, deve-se considerar que tanto as vigas do menor vão quanto as do maior vão receber cargas. Nessas lajes, os momentos fletores são significativos nas duas direções e provocam uma resultante que desenvolve de maneira inclinada em relação ao seu plano e é considerada, para fins práticos, a 45°. Esses momentos implicam em uma distribuição de cargas que estão ilustrados na figura 13.

Figura 13 - Exemplos de aplicação dos processos das áreas



Fonte: Pinheiro, 2007

Na viga do vão maior, a porção de carga da laje que é aplicada é igual a área do trapézio multiplicada pela carga por metro quadrado sobre a laje.

$$q_{viga}(kgf/m) = q_{laje}(kgf/m^2) \cdot \frac{l(m)}{4} \cdot \left(2 - \frac{l(m)}{L(m)}\right) \quad (\text{Eq. 21})$$

Na viga do menor vão ocorre o mesmo, apenas que a área de carga é um triângulo.

$$q_{viga}(kgf/m) = q_{laje}(kgf/m^2) \cdot \frac{l(m)}{4} \quad (\text{Eq. 22})$$

### 2.4.2.2 Cargas uniformemente distribuídas sobre vigas

No caso de vigas que estejam sofrendo de cargas uniformemente distribuídas, tais como seu peso próprio, laje e alvenaria, usa-se o artifício de substituir a carga distribuída pela sua resultante. Essa resultante é dada pela seguinte equação:

$$P(tf) = q(tf/m) \cdot l(m) \quad (\text{Eq.23})$$

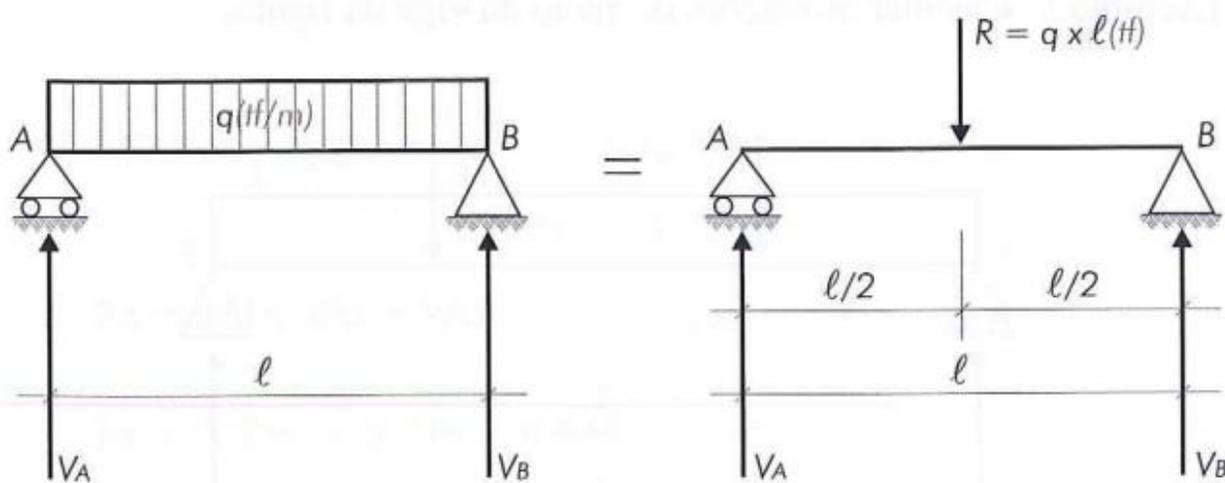
sendo  $P$  a resultante da carga,  $q$  a carga linear aplicada na viga e  $l$  o comprimento da viga.

Em caso de vigas biapoiadas, a reação nos pilares é dada por:

$$V_{a(tf)} = V_{b(tf)} = \frac{q(tf/m) \cdot l(m)}{2} \quad (\text{Eq. 24})$$

sendo  $V_a$  e  $V_b$  as reações das vigas sobre os pilares.

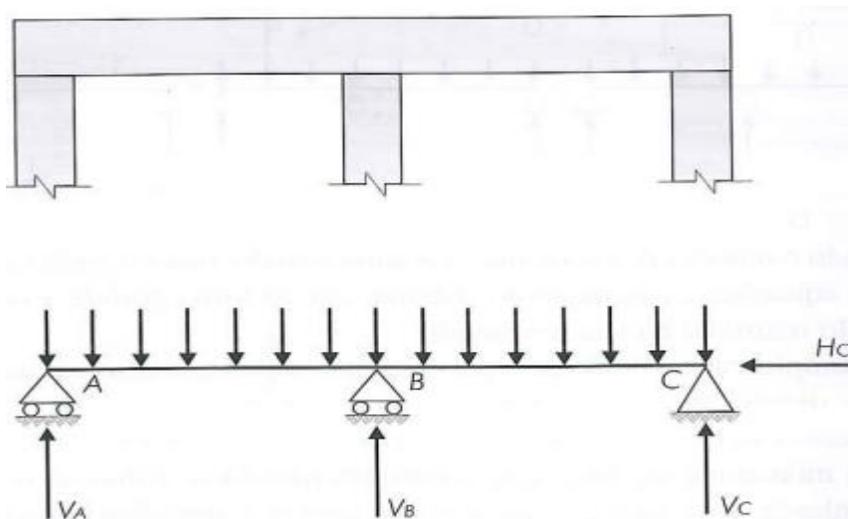
Figura 14 – Representação da reação nos apoios



Em vigas contínuas, o sistema a ser dimensionado é hiperestático. Isso significa dizer que as três equações da estática não são suficientes para determinar as incógnitas do sistema. Diante dessas limitações, surge o método de Cross para suprir as necessidades de cálculo das vigas.

A figura 15 representa a carga linearmente distribuída a partir dos esforços gerados pela viga.

**Figura 15 – Carregamentos uniformemente distribuídos em uma viga contínua**



Fonte: Rebello, 2005

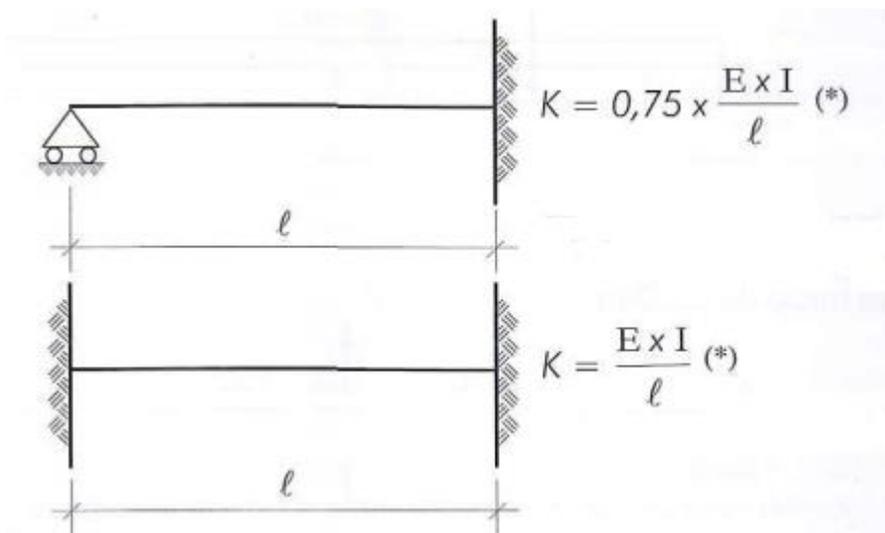
Para o dimensionamento de vigas contínuas, é utilizado o método de Cross. Segundo Rebello (2005) esse método consiste em separar a viga em tramos de acordo com os engastes presentes no elemento. Após analisados os tipos de engastes, segue-se para o cálculo da determinação da rigidez  $K$  da barra.

$$K = 0,75 \cdot \frac{E \cdot I}{l} \quad (\text{Eq. 25})$$

$$K = \frac{E \cdot I}{l} \quad (\text{Eq. 26})$$

onde o  $E$  representa o módulo de elasticidade e o  $I$  representa o momento de inércia da seção, que depende das dimensões da seção.

**Figura 16 – Relação dos engastes na determinação da rigidez**



Fonte: Rebello, 2005

De acordo com Rebello (2005), o desenvolvimento do método de Cross segue as seguintes etapas:

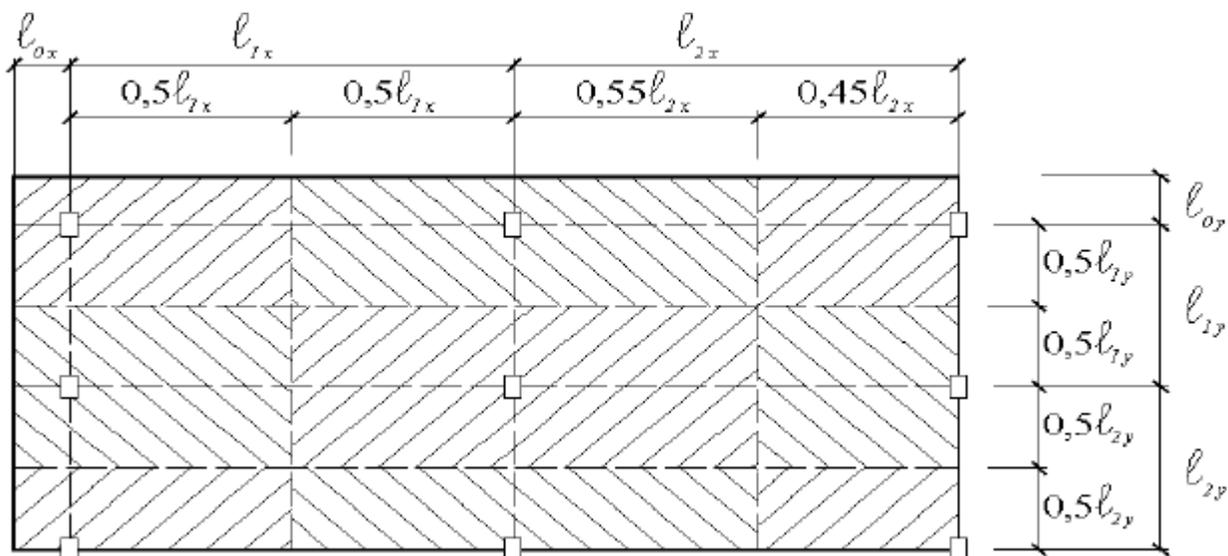
1. Determinação do coeficiente de rigidez de cada tramo;
2. Cálculo dos coeficientes de distribuição;
3. Cálculo dos momentos de engastamento;
4. Cálculos das reações nos apoios.

### 2.4.3 Pilares

Pilares são elementos lineares de eixo reto, geralmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (ABNT NBR 6118, 2014).

Segundo Kassimali (2016), as cargas atuantes nos pilares podem ser dimensionadas através das áreas de influência. Este procedimento consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência para cada pilar.

Figura 17 - Processo das áreas de influência



Fonte: Pinheiro, 2007

A determinação das áreas geométricas que compõem as influências de um pilar são definidas divide-se o vão efetivo entre os centros dos pilares pela reta que passa por um ponto contido no intervalo entre 0,45l a 0,55l.

De acordo com Gilbert (2014), outro método bastante difundido entre os projetistas para determinar a carga que incidem sobre os pilares, é o cálculo das reações das vigas sobre os pilares.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), define critérios que devem ser seguidos em relação as dimensões mínimas dos pilares, sendo elas:

$$h \leq 5b \quad (\text{Eq. 27})$$

$$A_c \geq 360\text{cm}^2 \quad (\text{Eq.28})$$

$$b \geq 19\text{cm}, \gamma_n = 1 \quad (\text{Eq. 29})$$

$$14 \leq b \leq 19, \gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad (\text{Eq.30})$$

onde  $b$  é a dimensão mínima do pilar em centímetros.

O comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) do pilar, que está vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (\text{Eq.31})$$

onde:

$l_0$  = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$l$  = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado;

O índice de esbeltez é definido pela equação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{A}}; \lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{h} \quad (\text{Eq. 32})$$

onde:

$l_e$  = comprimento de flambagem;

$i$  = raio de giração da peça em metros;

$A$  = área da seção transversal;

$l_e$  = comprimento equivalente;

$h$  = altura da seção transversal do pilar.

Sendo o índice de esbeltez limitado por:

$$\lambda = \frac{25+12,5\frac{e_1}{h}}{ab}, \text{ com } 35 \leq \lambda \leq 90 \quad (\text{Eq.33})$$

$$e = \max\left(\frac{M_d}{N_d}; \frac{M_{1d,min}}{N_d}\right) \quad (\text{Eq. 34})$$

$$ab = 0,6 \pm 0,4 \frac{M_b}{M_a}, \text{ com } 0,4 \leq ab \leq 1 \quad (\text{Eq. 35})$$

O momento mínimo atuante no pilar é dado por:

$$M_{d,min} = N_d (1,5 + 0,03h) \quad (\text{Eq. 36})$$

onde o  $h$  é a dimensão do pilar, em centímetros, na direção considerada.

Para pilares intermediários tem-se  $e_1 = 0$ . Para pilares com  $\lambda \leq \lambda_1$  desconsidera-se os efeitos de 2ª ordem.

Segundo Bastos(2014), o dimensionamento e detalhamento podem ser feitos seguindo as seguintes equações:

- Momento de 2ª ordem

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

$$M_{dtot} = ab \cdot M_{d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{Eq. 37})$$

$$M_{1d,A} = \max(M_d; M_{d,min}) \quad (\text{Eq. 38})$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\gamma_0 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}, \text{ com } \gamma_0 = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (\text{Eq. 39})$$

Método do pilar-padrão com rigidez K aproximada

$$M_{dtot} = \frac{ab \cdot M_{d,A}}{1 \cdot \frac{\lambda^2}{120 \cdot \frac{k}{y}}} \geq M_{d,A} \quad (\text{Eq. 40})$$

$$\frac{k}{y} = 32 \left( 1 + \frac{5M_{dtot}}{h \cdot N_d} \right) \quad (\text{Eq. 41})$$

As áreas de aço máximas e mínimas são dadas por:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004A_c \quad (\text{Eq. 42})$$

$$A_{s,máx} = 0,08A_c \quad (\text{Eq. 43})$$

Os diâmetros das barras devem obedecer os seguintes limites:

$$10mm \leq \phi \leq \frac{b}{8} \quad (\text{Eq. 44})$$

onde  $b$  é a menor dimensão do pilar.

Os espaçamentos das barras longitudinais devem seguir seguintes limites:

$$e_{min} \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi, \text{ para o diâmetro da barra} \\ 1,2\phi_{agr}, \text{ para 1,2 vezes o diâmetro do agregado} \end{cases} \quad (\text{Eq. 45})$$

O espaçamento entre os estribos devem seguir os seguintes limites:

$$St \leq \begin{cases} 20cm \\ b, \text{ para um diâmetro dos estribos maior ou igual a } 5 \text{ mm} \\ 12\phi_l, \text{ para aço CA - 50} \end{cases} \quad (\text{Eq. 46})$$

O diâmetro do estribo é dado por:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5mm \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases} \quad (\text{Eq. 47})$$

## 3 SOFTWARES ESTRUTURAIS

### 3.1 Observações e Restrições

De acordo com Gilbert (2014), a maioria dos programas de computador para análise de sistemas estruturais são desenvolvidos para produzir uma análise de primeira ordem, ou seja, eles pressupõem que o comportamento da estrutura é linear e estático, que as forças dos membros não são afetadas pelas deformações da estrutura e que nenhuma redução na rigidez à flexão é desenvolvida nos pilares a partir de esforços de compressão.

Para Kimura (2007), a utilização consciente desses programas estruturais requer que o engenheiro projetista possua uma visão completa de várias possibilidades de modelagem estrutural, conhecendo suas vantagens e limitações.

A má utilização do software pode acarretar consequências gravíssimas, já que ele não substitui o papel do engenheiro. Um software não consegue distinguir uma estrutura boa de uma ruim, serve fundamentalmente para otimizar os cálculos e ajudar na análise estrutural. Apenas o engenheiro é capaz de desenvolver todas as funções que exigem lógica, raciocínio, perspicácia e discernimento (KIMURA, 2007).

Kimura (2007) define algumas recomendações que devem ser seguidas pelos projetistas em uma concepção estrutural através de um software:

- Previsão de resultados: antes de lançar os dados no software, recomenda-se imaginar o comportamento da estrutura, procurando antever os resultados;
- Validação manual: fazer um rascunho de cálculo para validá-los nos resultados fornecidos pelo software;
- Visão crítica: duvidar dos resultados, nunca os aceitando de forma automática. Necessário fazer a conferência;
- Controle: entender a estrutura e saber os pontos críticos do projeto;
- Gestão dos erros: erros serão comuns, porém o manipulador do programa deve tomar cuidados, saber identificar os erros e criar mecanismos de checagem;
- Pós-análise: acompanhar a execução do projeto, se o que foi projetado está sendo seguido e feito com qualidade;

## 3.2 Softwares mais utilizados

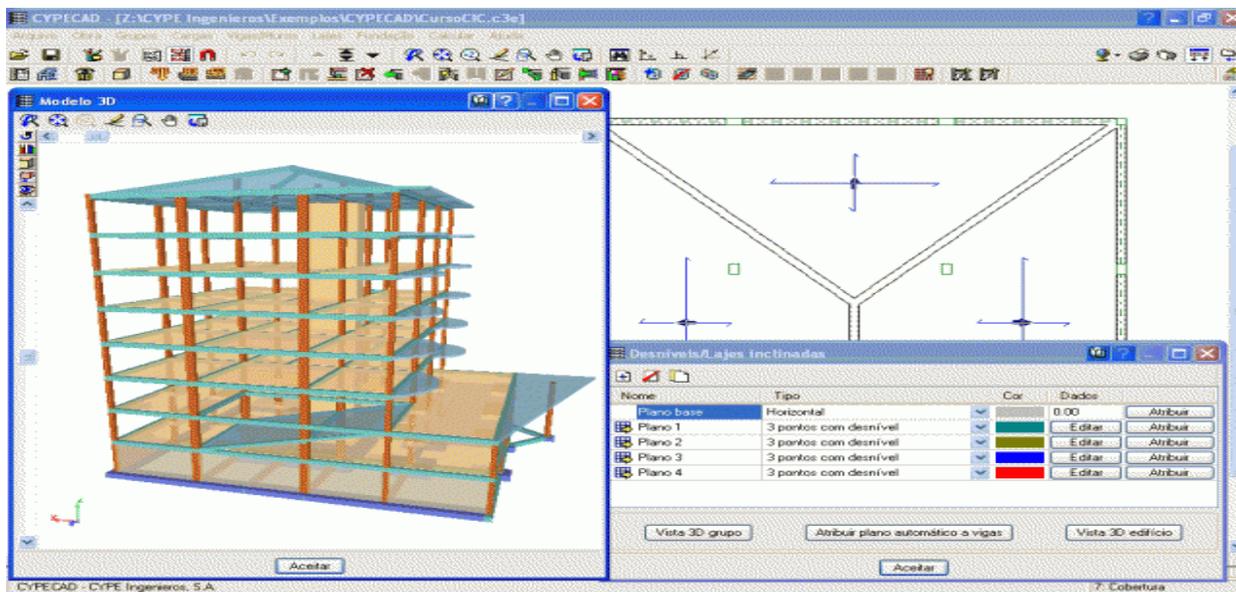
### 3.2.1 Cypecad

De acordo com a empresa MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS, desenvolvedora do programa, o CYPECAD é um software para projeto de cálculo estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto e aço que abrange todas as etapas que envolvem o lançamento do projeto, análise e cálculo da estrutura, além de dimensionar e detalhar os elementos.

Os recursos de detalhamento e dimensionamento estão todos de acordo com as normas técnicas necessárias como: concreto armado (NBR 6118:2014), fundações (NBR 6122), carregamentos (NBR 6120), barras (NBR 7480), ventos (NBR 6123), ações e combinações (NBR 8681). A licença de uso do software é permanente, não sendo através de aluguel, resultando em um custo-benefício significativamente elevado.

Para SILVA (2017), entre as maiores vantagens do CYPECAD podem ser citadas: a diminuição da redundância das atividades devido ao alto nível de automatização e exatidão dos resultados e o fornecimento de soluções íntegras para o projeto, gerando tabelas de possíveis erros no pré-dimensionamento dos elementos estruturais.

Figura 18 – Modelação estrutural no software CYPECAD



Fonte: (Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/cypecad/>> Acesso em: Abril 2021)

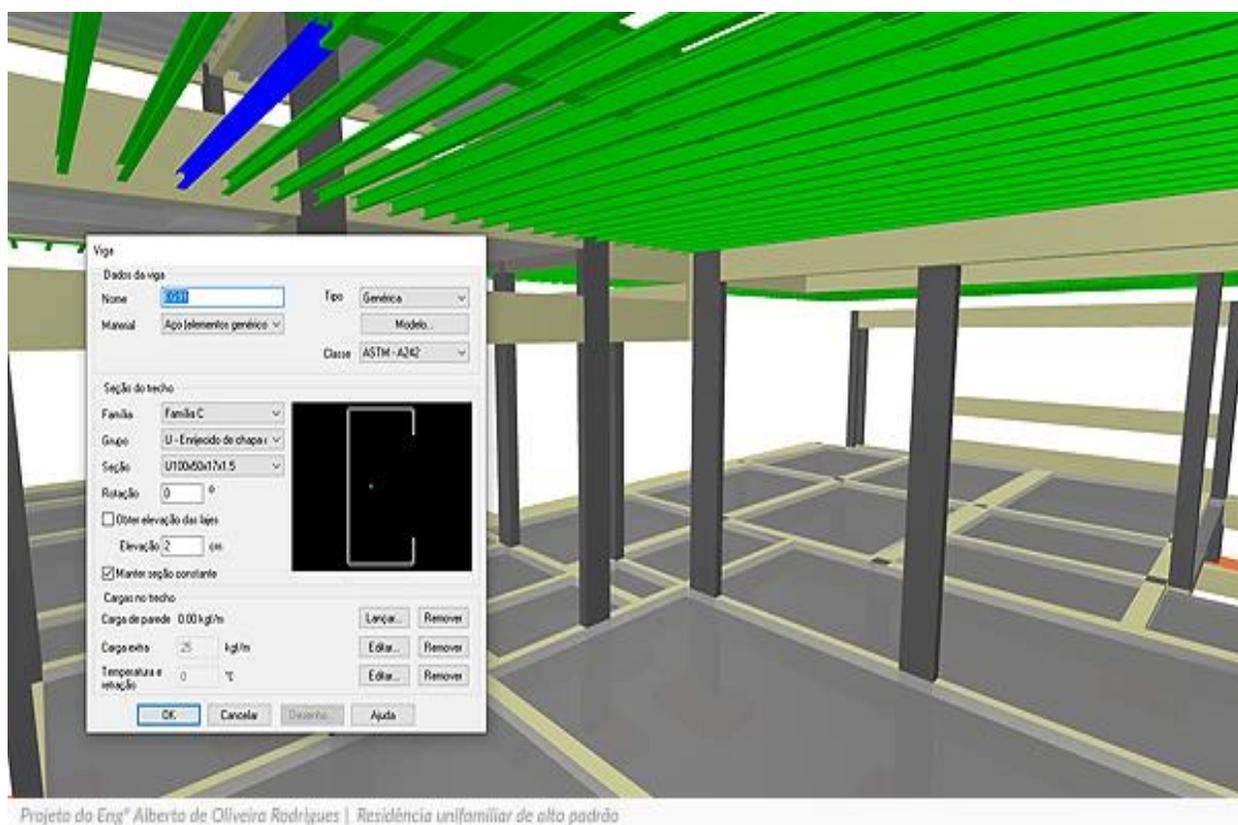
### 3.2.2 Eberick

O Eberick é um software estrutural que engloba as funções de dimensionamento de concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas. A versão mais recente, lançada em 2021, introduziu a função de cálculo de perfis metálicos, atendendo a demanda do crescente mercado de projetos estruturais (ALTOQI, 2021).

As estruturas no Eberick são calculadas em função do estado limite últimas (ELU) baseadas nas normas técnicas mais recentes, sendo demonstrado o dimensionamento de cada elemento de forma separada para análises futuras (ALTOQI, 2021).

De acordo com Silva (2017), o Eberick utiliza o modelo de pórtico espacial e grelha 3D. Os elementos estruturais são representados por barras que se ligam umas às outras por meio de nós, obtendo os esforços e deslocamentos necessários para o dimensionamento no pórtico tridimensional.

**Figura 19 – Concepção estrutural no software Eberick**



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>> Acesso em: Abril 2021)

### 3.3 TQS

Desenvolvido pela empresa brasileira TQS Informática LTDA em 1986, o software foi elaborado por engenheiros civis com o intuito de aperfeiçoar o cálculo estrutural no país. Em 35 anos da empresa, foram desenvolvidos significativos programas no cenário estrutural, como: TQS (concreto armado e protendido), Alvest (alvenaria estrutural), PREO (pré-moldados) e o SISEs que é utilizado em projetos de geotecnia (TQS, 2021).

#### 3.3.1 Compatibilidade

De acordo com a TQS Informática LTDA (2021), o software é compatível para funcionar em sistemas operacionais Windows 10. Algumas recomendações são apresentadas pela empresa para um bom uso do programa:

- Processador i5 ou superior;
- HD com 256GB ou superior;
- 4GB de memória RAM ou superior;
- Monitor com resolução de 1280 x 1024 ou superior;
- Placa gráfica compatível com OpenGL 3,3 ou superior.

No caso de dimensionamentos de estruturas de grande porte, os fabricantes recomendam características superiores as apresentadas acima. O uso de HD do tipo solid state disk (SSD) é altamente recomendado.

#### 3.3.2 Funções

O TQS é um software estrutural para dimensionamento de estruturas de concreto armado e alvenaria estrutural que engloba as etapas de lançamento, dimensionamento, análise da estrutura e detalhamento final dos elementos.

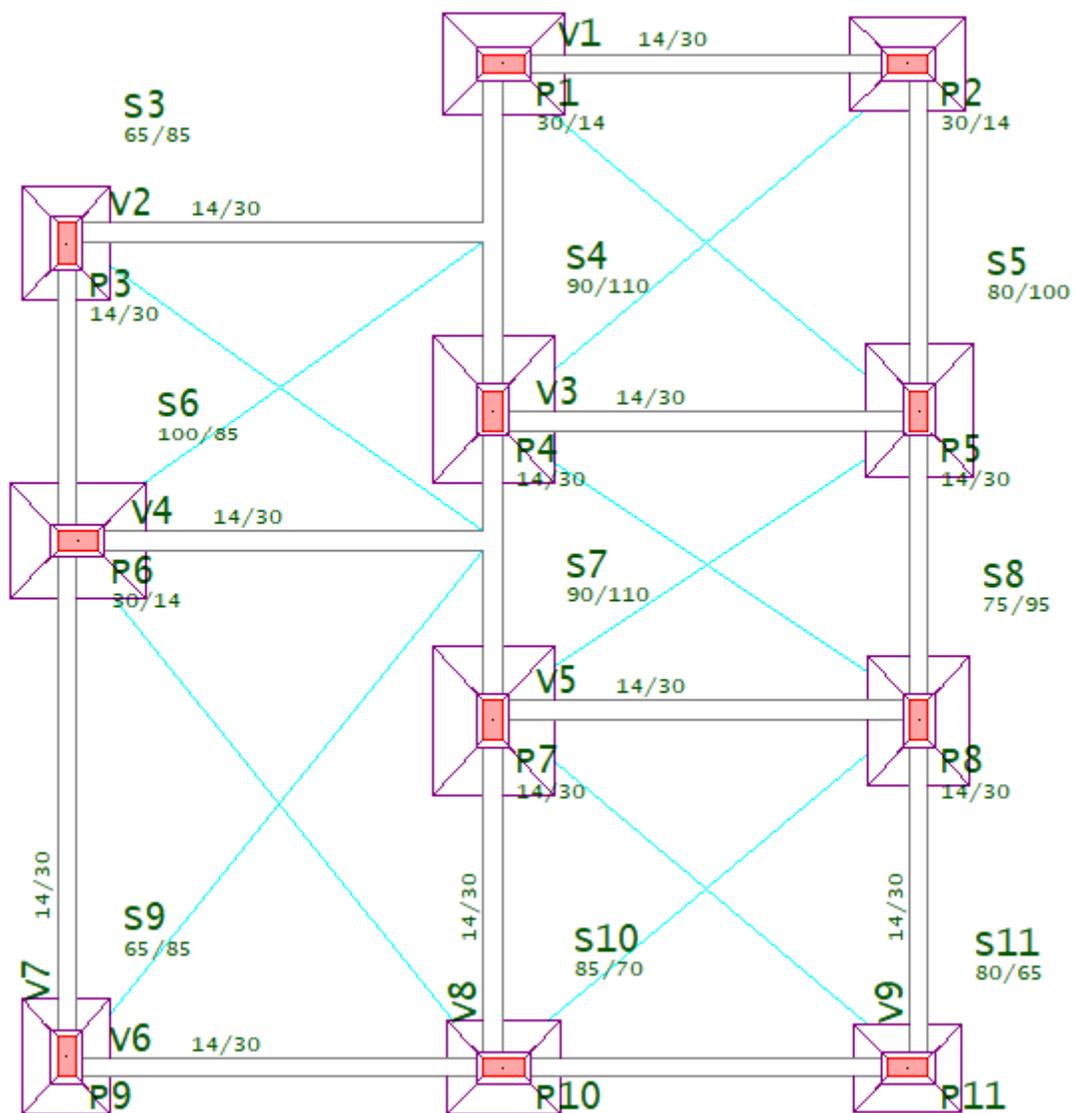
A concepção estrutural consiste em lançar no programa os elementos estruturais de acordo com arquitetura. Para isso, deve-se lançar inicialmente a planta baixa que corresponde ao projeto arquitetônico e, a partir dela, os componentes que irão compor a estrutura.

O TQS sugere a seguinte sequência para dimensionamento de estruturas:

- Recomenda-se iniciar a concepção estrutural lançando-se os pilares, definindo onde eles nascem e onde eles terminam;

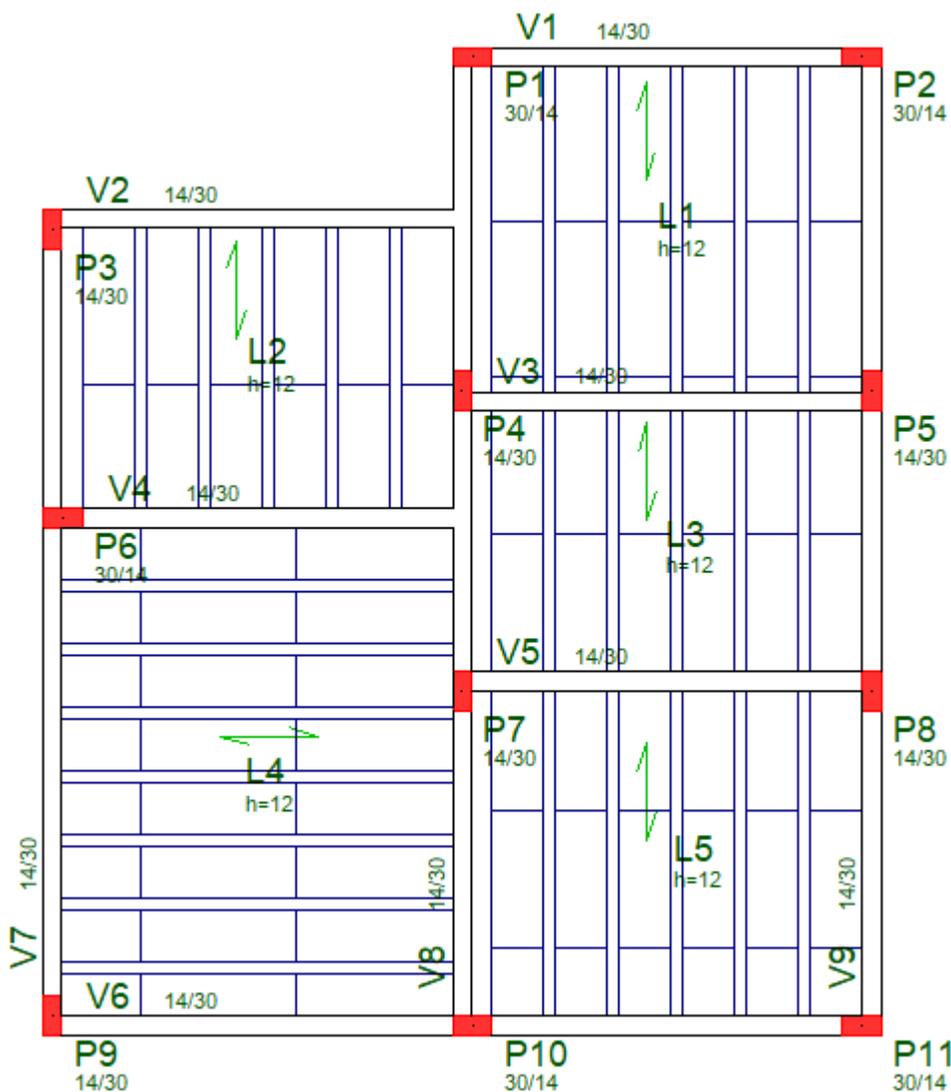
- Logo após a definição dos pilares, o projetista deve lançar as vigas, cabendo ao mesmo determinar as dimensões do elemento;
- Com as vigas definidas, passa-se para a fase do lançamento das lajes que são delimitadas pela disposição das vigas;
- Por último, lança-se os elementos de fundação que vai depender da característica de resistência do solo onde será realizada a obra.

Figura 20 – Disposição de sapatas, vigas e pilares no TQS



Fonte: (Disponível em: <<https://www.tqs.com.br/>> Acesso em: Abril 2020)

Figura 21 – Disposição de lajes treliçadas no TQS



Fonte: (Disponível em: <<https://www.tqs.com.br/>> Acesso em: Abril 2020)

Após o lançamento de todos os elementos estruturais, deverá ser realizado o processamento global da estrutura. Nesse processamento, o software vai calcular todos os elementos estruturais de acordo com o que foi determinado e, caso necessário, vai indicar novas dimensões para os elementos através de uma tabela de erros que é definida em erros leves, médios e graves (TQS, 2021).

## 4 ESTUDO DE CASO

Neste trabalho foram desenvolvidos e apresentados dois métodos de dimensionamento estrutural de uma edificação, através do cálculo manual e do software TQS e para analisar e comparar os dois métodos foram calculados as lajes, vigas e pilares de toda a estrutura.

O software TQS foi escolhido tendo como base a sua boa funcionalidade, aliado a uma linguagem simples do programa que permite o usuário desenvolver diferentes tipos de projetos. Além disso, o software possui uma versão gratuita para estudantes no qual pode ser projetada uma edificação de até 05 pavimentos.

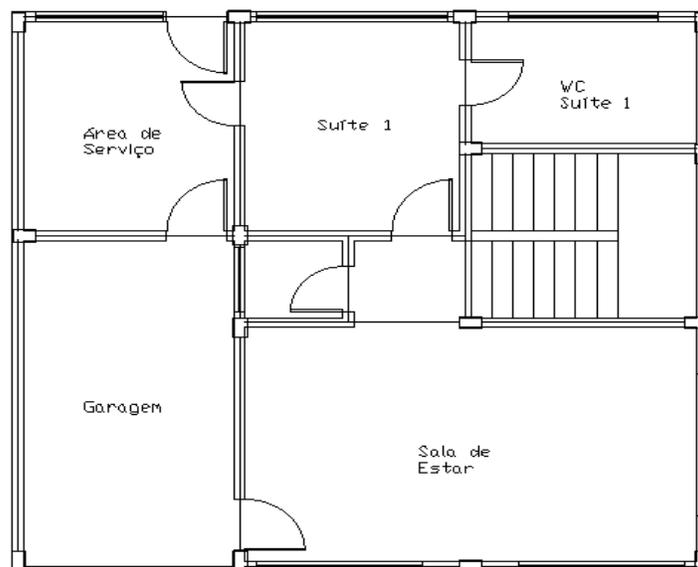
Para desenvolver o cálculo manual das vigas e pilares, esses elementos foram considerados de forma isolada. Para as vigas, foi adotado que a carga atuante da laje sobre ela mesma é aplicada de uma forma linearmente distribuída e, ademais, as conjecturas admitidas são: a seção do elemento é mantida plana; as barras de aço possuem uma aderência perfeita com o concreto; e é considerado, para efeitos de cálculo, o diagrama de tensão deformação na armadura.

Para os pilares, os pressupostos adotados foram: a força axial é constante ao longo do seu comprimento sob flexocompressão e as armaduras verticais possuem simetria em toda sua seção.

O dimensionamento estrutural desenvolvido pelo software TQS é desenvolvido considerando um pórtico estrutural, ou seja, a seção transversal do elemento não se altera com as deformações e o elemento passa a ser considerado estando sujeito as translações e rotações do corpo rígido. Outros elementos como as lajes passam a ser dimensionadas como um diafragma rígido, isto é, são consideradas infinitamente rígidas em seu plano, se aproximando de um comportamento mais real da estrutura.

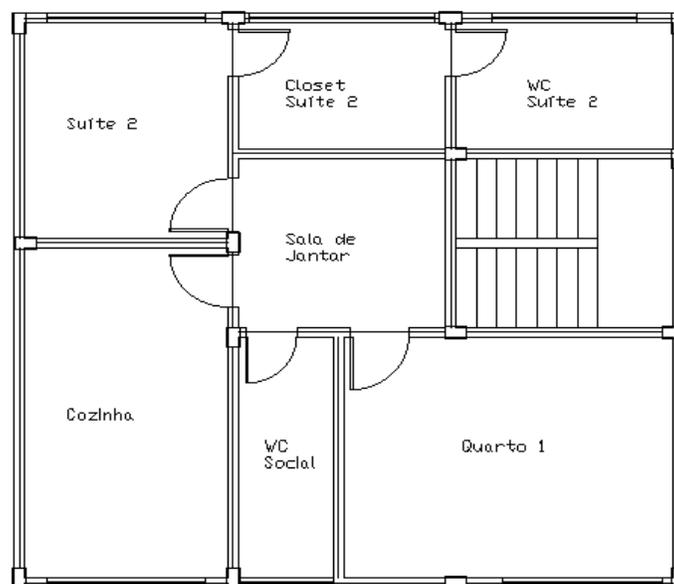
### 4.1 Características da Edificação

O estudo de caso consiste em uma edificação residencial de 2 pavimentos (pavimento térreo e pavimento tipo), composto de uma garagem, uma área de serviço, uma cozinha, um banheiro social, uma sala de estar e uma de jantar, três quartos sendo duas suítes e um closet e um reservatório na parte superior. Ambos os pavimentos possuem uma área de  $80,48 m^2$ , conforme demonstra as figuras 22 e 23.

**Figura 22 - Planta baixa do térreo**

Fonte: Dos próprios autores

A figura 22 corresponde a planta baixa do pavimento térreo, composta pela sala de estar, garagem, área de serviço e quarto com suíte.

**Figura 23 - Planta baixa do pavimento tipo**

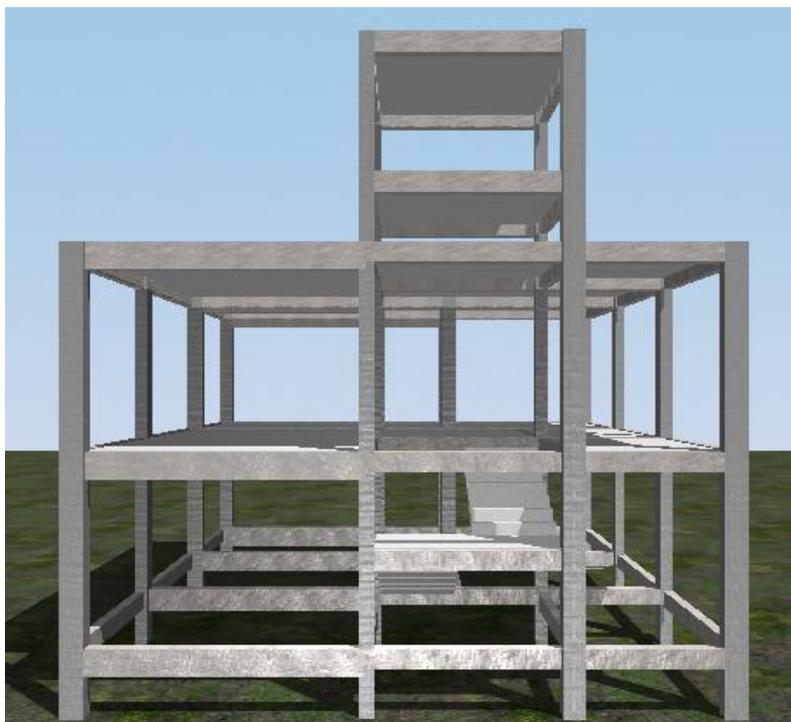
Fonte: Dos próprios autores

A figura 23 corresponde a planta baixa do pavimento tipo, composta pela cozinha, sala de jantar, WC social, 02 quartos sendo um deles com suíte e closet. As áreas de ambos os pavimentos são iguais e possuem  $78 m^2$ .

Antes de serem iniciados os dimensionamentos, foi realizado um pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares). Adotou-se um concreto com um  $f_{ck}$  de 25 Mpa e aço CA- 50 para todos os elementos. A classe de agressividade adotada foi a moderada, logo, um cobrimento nominal mínimo de 30mm para vigas e pilares e 25mm para lajes.

Através do recurso de visualização 3D do software TQS, foi possível analisar a concepção geral de toda a estrutura. As vistas frontal e lateral estão representadas nas figuras 24 e 25, respectivamente.

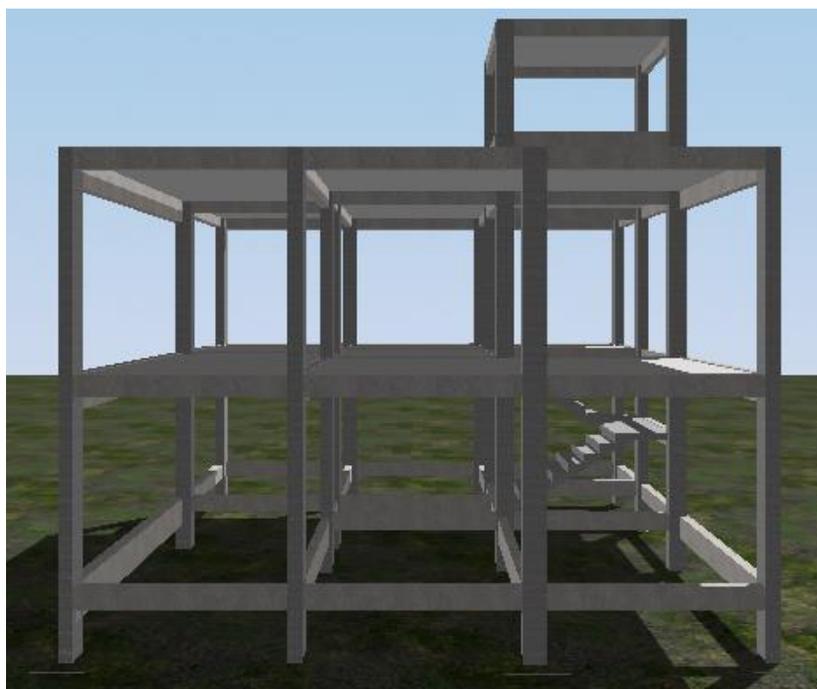
**Figura 24 - Vista frontal da edificação obtida através do software TQS**



Fonte: Dos próprios autores

A figura 24 representa a vista frontal da estrutura retirada do visualizador 3D do TQS. Percebe-se que as alturas das vigas da extremidade esquerda são maiores devido ao grande vão que elas devem vencer.

**Figura 25 - Vista lateral da edificação obtida através do software TQS**



Fonte: Dos próprios autores

Na figura 25 percebe-se a simetria das dimensões das vigas, graças a equidistância dos pilares que fazem com o que as vigas tenham vãos com comprimentos bem próximos.

Alguns elementos estruturais possuem as mesmas características em relação as dimensões e estão listados na tabela 4.

**Tabela 4 - Vigas e Pilares com as mesmas características dimensionais**

VIGAS	PILARES
V1=V5 V101=V105; V102=V104 V203=V204	P1=P4=P8=P9=P12=P13=P15 P5=P10=P11 P2=P3=P7=P13=P14

Fonte: Dos próprios autores

Conforme pode ser verificado na Tabela 4 as vigas V1 e V5 possuem as mesmas características dimensionais. O mesmo acontece para as vigas V101 e V105, V102 e V104 e, por fim, as vigas V203 e V204.

Os pilares são os elementos que mais se assemelham na estrutura, sendo os pilares P1, P4, P8, P9, P12, P13 e P15 iguais e possuindo dimensões de 19 cm x 30 cm. Já os pilares P2, P3, P7, P13, P14, P5, P10, P11 possuem as mesmas dimensões de 30 cm x 19 cm, sendo que os três últimos se estendem até o reservatório.

#### 4.2 Dimensionamento Manual

Após o pré-dimensionamento da estrutura, realizou-se o cálculo manual da estrutura, que se iniciou pelas lajes, depois as vigas e por último os pilares.

A tabela 5 representa os momentos fletores atuantes nas lajes do reservatório e do barrilete, calculados a partir das equações 12 e 13.

**Tabela 5 - Momentos fletores nas lajes 401 e 301**

Laje	Momentos ( <i>KN.m</i> )	
	$M_x$	$M_y$
401	1,67	1,28
301	3,14	2,36

Fonte: Dos próprios autores

Os momentos atuantes na laje 301 são mais expressivos devido a uma quantidade maior de cargas que chegam no barrilete, sendo elas: peso próprio da laje, carga proveniente da laje, água, revestimento, carga variável e a carga adicional do barrilete.

A tabela 6 representa os momentos fletores atuantes nas lajes da cobertura, calculados a partir das equações 12, 13, 14 e 15.

**Tabela 6 - Momentos fletores atuantes nas lajes da cobertura**

Laje	Momentos ( <i>KN.m</i> )			
	$M_x$	$M_y$	$N_x$	$N_y$
L201	1,47	1,18	-3,04	-2,25
L202	1,57	0,40	-3,04	-0,88
L203	0,98	0,49	-1,86	-0,82
L204	0,78	0,98	-1,86	-1,96
L205	2,16	0,67	-4,32	-1,37
L206	3,43	1,37	-6,96	-2,55

Fonte: Dos próprios autores

Os valores do momento fletor negativo na direção x são os que apresentam resultados mais expressivos devido ao fator de cálculo  $n_x$  apresentar, geralmente, os valores mais baixos em relação aos demais.

A tabela 7 representa os momentos fletores atuantes nas lajes do pavimento tipo, calculados a partir das equações 12, 13, 14 e 15.

**Tabela 7 - Momentos fletores atuantes nas lajes do pavimento tipo**

Laje	Momentos ( <i>KN.m</i> )			
	$M_x$	$M_y$	$N_x$	$N_y$
101	1,67	1,27	-3,33	-2,55
102	0,49	0,88	-1,09	-1,77
103	0,67	1,37	-1,86	-
104	0,98	0,67	-2,25	-1,37
105	2,45	0,78	-4,80	-1,57
106	3,82	1,57	-7,75	-2,94

Fonte: Dos próprios autores

A laje 103 não apresenta momento fletor negativo na direção y por causa das suas situações de engastes. Como ela tem continuidade apenas em um de seus lados, o Método de Marcus a deformação negativa na direção y.

Consideram-se as seguintes notações para as demais tabelas:

- $M_{P_{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;
- $M_{N_{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;
- $A_S$  – Área de aço;
- $A_{SP}$  – Área de aço referente ao momento fletor positivo;
- $A_{SN}$  – Área de aço referente ao momento fletor negativo;
- Bitola  $M_P$  – Bitola de aço referente ao momento fletor positivo;
- Bitola  $M_N$  – Bitola de aço referente ao momento fletor negativo.

A tabela 8 representa o dimensionamento das vigas do reservatório, incluindo o barrilete a partir do método de Cross.

**Tabela 8 - Dimensionamento das vigas do reservatório**

Viga	Cálculo Manual			
	$M_{P_{m\acute{a}x}}$ (Kn. m)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Bitola	Estribo
401=402	5,55	0,62	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
403=404	3,72	0,40	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
301=302	17,60	2,05	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
303=304	12,28	1,37	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

Como as vigas da tabela 8 são todas biapoiadas, existirá apenas um momento máximo equivalente que irá surgir no meio da reta que liga as cortantes dadas pelas reações. As vigas da laje 301 são as que apresentam os aços com as maiores bitolas por conta da quantidade maior de carga que chega do barrilete.

A tabela 9 representa os momentos nas vigas da cobertura.

**Tabela 9 - Momentos nas vigas da cobertura**

Viga	Cálculo Manual		
	Vão	$M_{P_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)	$M_{N_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)
V201	1	3	3,87
	2	4,84	4,18
	3	3,25	-
202	1	10,70	-
203	1	9,47	-
V204	1	7,17	12,70
	2	8,37	-
V205	1	2,30	4,68
	2	4,8	6,94
	3	4,97	-
V206	1	14,30	15,76
	2	1,24	-
V207	1	12,34	19,98

	2	2,86	3,91
	3	1,64	-
V208	1	5,70	7,1
	2	1,80	-
V209	1	6,86	7,18
	2	1,48	1,68
	3	1,02	-

Fonte: Dos próprios autores

Nas vigas 201, 204, 205, 206, 207, 208 e 209 foi aplicado o método de Cross, uma vez que elas são contínuas. Para uma viga de três vãos, existirá dois picos de momentos negativos que, para efeito de demonstrações de cálculo, são considerados sobre os apoios B e C.

A tabela 10 representa o dimensionamento das armaduras das vigas da cobertura.

**Tabela 10 - Dimensionamento das armaduras das vigas da cobertura**

Viga	Cálculo Manual					
	Vão	$A_{SP}(cm^2)$	$A_{SN}(cm^2)$	Bitola $M_P$	Bitola $M_N$	Estribo
V201	1	0,32	0,42	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,52	0,45	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	0,35	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V202	1	1,20	-	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V203	1	1,06	-	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V204	1	0,80	1,42	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,93	-	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V205	1	0,34	0,50	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,51	0,77	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	0,53	-	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V206	1	0,92	1,01	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,13	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V207	1	1,00	1,68	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,30	0,42	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm

	3	0,18	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V208	1	0,61	0,80	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,19	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V209	1	0,55	0,58	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,16	0,18	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	0,11	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

As áreas de aço são divididas em função dos momentos fletores positivos e negativos. Percebe-se pela tabela 10 que os valores dos estribos são iguais em todas as vigas. Isso se dá porque as parcelas das cargas que chegam aos estribos são negativas e, para se chegar na área de aço a ser empregada, utiliza-se a equação da armadura mínima.

A tabela 11 representa os momentos nas vigas da cobertura.

**Tabela 11 - Momentos que atuam nas vigas do pavimento tipo**

Viga	Cálculo Manual		
	Vão	$M_{P_{m\acute{a}x}}$ (KN.m)	$M_{N_{m\acute{a}x}}$ (KN.m)
V101	1	7,94	9,93
	2	12,00	10,87
	3	8,88	-
V102	1	10,86	15,80
	2	7,00	-
V103	1	16,32	-
V104	1	12,64	16,91
	2	6,62	-
V105	1	6,90	12,60
	2	15,88	14,62
	3	10,25	-
V106	1	30,00	34,00
	2	4,32	-
V107	1	21,83	21,76

	2	2,62	24,22
	3	25,70	-
V108	1	3,84	6,76
	2	3,70	-
V109	1	15,92	14,80
	2	2,21	2,18
	3	4,35	-

Fonte: Dos próprios autores

Nota-se que os valores dos momentos fletores presentes na tabela 11 são maiores do que valores da tabela 9. Atribui-se esse aumento dos valores à uma majoração das cargas que atuam nas lajes do pavimento tipo.

A tabela 12 representa o dimensionamento das armaduras das vigas da cobertura.

**Tabela 12 - Dimensionamento das armaduras das vigas da cobertura**

Viga	Cálculo Manual					
	Vão	$A_{SP}(cm^2)$	$A_{SN}(cm^2)$	Bitola $M_P$	Bitola $M_N$	Estribo
V101	1	0,89	1,11	2 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	1,34	1,22	3 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	0,99	-	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V102	1	1,22	1,77	3 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,78	-	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/30cm
V103	1	1,90	-	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V104	1	1,42	1,97	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 12mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,74	-	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/30cm
V105	1	0,77	1,41	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	1,78	1,64	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	1,15	-	3 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/30cm
V106	1	2,00	2,28	3 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 12mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,46	-	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/30cm
V107	1	1,83	1,82	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/26cm

	2	0,28	2,83	2 $\phi$ 5mm	3 $\phi$ 12mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	3,00	-	3 $\phi$ 12mm	3 $\phi$ 12mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V108	1	0,41	0,76	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,40	-	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
V109	1	1,34	1,24	3 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	2	0,24	0,24	2 $\phi$ 5mm	2 $\phi$ 5mm	$\phi$ 5mm c/26cm
	3	0,47	-	2 $\phi$ 6,3mm	2 $\phi$ 6,3mm	$\phi$ 5mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

Os estribos das vigas V102 vão 2, V104 vão 2, V105 vão 3 e V106 vão 2 são diferentes dos demais, pois as parcelas das cargas que chegam aos estribos são positivas e, para o seu dimensionamento, utiliza-se a equação em função da tensão de escoamento do aço.

A tabela 13 representa as forças axiais que agem nos pilares da estrutura, a área de aço e as bitolas a serem utilizadas.

Para encontrar cada reação atuante nos pilares, foi desenvolvido o método de Cross para cada viga da estrutura a partir do pavimento tipo. Levando em conta o melhor desenvolvimento para o cálculo manual, essas forças axiais foram consideradas constantes ao longo de todo o comprimento do elemento estrutural.

**Tabela 13 - Dimensionamento dos pilares da estrutura**

Pilar	Cálculo Manual			
	Força Axial (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Bitola	Estribo
P1	32,16	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P2	86,91	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P3	68,04	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P4	31,37	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P5	175,74	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P6	104,52	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P7	139,37	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P8	113,23	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P9	141,82	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm

P10	169,70	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P11	142,20	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P12	59,25	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P13	104,92	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P14	73,16	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm
P15	54,07	3,04	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 5mm c/12cm

Fonte: Dos próprios autores

Todos os pilares foram dimensionados levando-se em conta as forças axiais derivadas das reações das vigas e que foram consideradas constantes ao longo do seu comprimento. Foi utilizado o *Ábaco* de Venturini número 4 e encontrou-se o fator de cálculo  $\omega$  aproximadamente igual a 0,13 em todas as situações. Daí, tem-se valores iguais para área de aço, bitola e estribo.

### 4.3 Dimensionamento com o Software TQS

Após o cálculo manual das vigas, lajes e pilares, partiu-se para o dimensionamento através do software TQS. Foram lançados os pilares, em seguida as vigas, e finalmente as lajes. Foram respeitadas as mesmas dimensões dos elementos calculados manualmente.

- Resultado quanto às lajes do reservatório, cobertura e pavimento tipo

A tabela 14 representa os momentos fletores atuantes nas lajes 401 e 301.

**Tabela 14 - Momentos fletores atuantes nas lajes do reservatório obtidos através do software TQS**

Laje	Momentos ( <i>KN.m</i> )	
	$M_x$	$M_y$
401	1,67	1,77
301	2,94	2,94

Fonte: Dos próprios autores

As tabelas 15 e 16 representam, respectivamente, os momentos fletores atuantes nas lajes da cobertura e do pavimento tipo.

**Tabela 15 - Momentos fletores atuantes nas lajes da cobertura obtidos através do software TQS**

Laje	Momentos ( <i>KN.m</i> )	
	$M_x$	$M_y$
201	0,98	0,98

202	1,86	1,96
203	1,18	1,18
204	1,18	1,18
205	2,94	2,94
206	1,96	1,96

Fonte: Dos próprios autores

**Tabela 16 - Momentos fletores atuantes nas lajes do pavimento tipo obtidos através do software TQS**

Laje	Momentos ( $KN.m$ )	
	$M_x$	$M_y$
101	1,67	1,67
102	1,77	1,77
103	1,47	1,77
104	6,86	5,59
105	4,51	4,41
106	3,24	3,34

Fonte: Dos próprios autores

A tabela 17 representa o dimensionamento das vigas do reservatório.

**Tabela 17 - Dimensionamento das vigas do reservatório obtido através do software TQS**

Viga	$M_{P_{máx}}$ ( $KN.m$ )	$A_{SP}$ ( $cm^2$ )	$A_{SN}$ ( $cm^2$ )	Bitola $M_P$	Bitola $M_N$	Estribo
401	3,24	1,13	0,83	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
402	2,55	1,11	0,90	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
403	2,65	1,08	0,81	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
404	2,16	1,06	0,80	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm

301	3,73	1,13	0,92	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
302	3,04	1,11	0,90	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
303	3,04	1,08	0,88	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
304	2,55	1,06	0,87	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

As tabelas 18 e 19 representam o dimensionamento das vigas da cobertura.

**Tabela 18 - Dimensionamento das vigas da cobertura obtido através do software TQS**

Viga	Vão	$M_{P_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)	$M_{N_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)	$A_{SP}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{SN}$ (cm <sup>2</sup> )
V201	1	3,33	5,49	1,00	1,06
	2	1,57	5,49	0,93	0,97
	3	3,53	1,86	1,02	1,09
V202	1	5,40	4,90	1,58	1,03
V203	1	4,41	2,16	1,52	1,00
V204	1	4,61	9,80	1,35	1,53
	2	5,79	9,80	1,32	1,22
V205	1	3,14	5,09	1,01	1,07
	2	2,45	0,60	0,95	0,98
	3	4,41	2,16	1,01	0,83
V206	1	10,59	9,90	1,70	2,00
	2	2,75	2,94	1,04	0,84
V207	1	11,08	10,78	1,71	2,10
	2	0,49	0,67	0,92	0,94
	3	6,67	3,24	1,43	1,08
V208	1	3,53	7,16	1,28	1,44
	2	2,06	1,37	1,13	0,88

V209	1	6,86	7,85	1,32	1,46
	2	1,77	0,29	0,91	0,92
	3	1,27	2,55	0,89	0,88

Fonte: Dos próprios autores

**Tabela 19 – Dimensionamento das armaduras das vigas da cobertura obtido através do software TQS**

Viga	Vão	Bitola $M_P$	Bitola $M_N$	Estribo
V201	1	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V202	1	3 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V203	1	3 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V204	1	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V205	1	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V206	1	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V207	1	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V208	1	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V209	1	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

As tabelas 20 e 21 representam o dimensionamento das vigas do pavimento tipo

Tabela 20 - Dimensionamento das vigas do pavimento tipo obtido através do software TQS

Viga	Vão	$M_{P_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)	$M_{N_{m\acute{a}x}}$ (KN. m)	$A_{SP}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{SN}$ (cm <sup>2</sup> )
V101	1	4,80	0,96	1,00	1,30
	2	2,75	0,84	0,93	1,14
	3	5,20	4,90	1,02	0,83
V102	1	5,49	5,10	1,35	1,71
	2	4,12	4,41	1,01	0,83
V103	1	7,65	5,50	1,52	1,00
V104	1	10,20	11,57	1,35	2,75
	2	4,22	7,06	1,00	0,95
V105	1	4,41	9,12	1,01	1,21
	2	5,49	10,59	0,95	1,47
V105	3	6,08	5,20	1,01	0,83
V106	1	20,50	18,53	1,70	2,00
	2	4,22	5,98	1,04	0,95
V107	1	18,33	19,61	1,72	2,10
	2	0,49	8,14	0,92	1,34
	3	11,47	7,55	1,50	1,08
V108	1	6,77	1,86	0,98	1,61
	2	2,84	2,65	1,13	0,88
V109	1	10,40	5,98	1,32	1,46
	2	1,27	3,24	0,70	0,68
	3	2,16	4,80	0,89	0,88

Fonte: Dos próprios autores

Tabela 21 - Dimensionamento das armaduras das vigas do pavimento tipo obtido através do software TQS

Viga	Vão	Bitola $M_P$	Bitola $M_N$	Estribo
V101	1	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm

V102	1	2 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V103	1	2 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V104	1	2 $\phi$ 10mm	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V105	1	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V106	1	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V107	1	3 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V108	1	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 10mm	3 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
V109	1	2 $\phi$ 10mm	2 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	2	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm
	3	2 $\phi$ 8mm	2 $\phi$ 8mm	$\phi$ 6,3mm c/26cm

Fonte: Dos próprios autores

A tabela 22 representa o dimensionamento dos pilares da estrutura.

**Tabela 22 - Dimensionamento dos pilares da estrutura obtido através do software TQS**

Pilar	$A_s(cm^2)$	Bitola	Estribo
P1=P2=P3=P4=P5 P6=P7=P8=P9=P10 P11=P12=P13=P14=P15	3,10	4 $\phi$ 10mm	$\phi$ 6,3mm c/12cm

Fonte: Dos próprios autores

## 5 CONCLUSÕES

O estudo realizou uma análise comparativa entre dois métodos de dimensionamento estrutural. Em ambos os métodos, os resultados foram obtidos seguindo os parâmetros estabelecidos na NBR 6118 (ABNT,2014). O trabalho consistiu na determinação das seções, esforços atuantes e armaduras necessárias dos elementos estruturais analisados (lajes, vigas e pilares) de uma determinada edificação.

O software TQS traz a possibilidade do dimensionamento automático da estrutura a partir dos dados lançados pelo usuário. Esse dimensionamento automático gera inúmeras vantagens ao engenheiro projetista, podendo ele mesmo se utilizar das planilhas geradas que relacionam o volume do concreto, peso de aço e área de forma, economizando assim o tempo para quantificar esses itens e poder utilizá-los em suas planilhas orçamentárias. O software também apresenta a vantagem de manipular os elementos estruturais, podendo o usuário, quando possível, diminuir suas dimensões visando a economia da obra.

Com o cálculo manual há uma probabilidade maior de ocorrência de erros e falhas. A utilização de um software é uma forma mais segura e eficaz de se realizar a concepção de uma determinada estrutura. Entretanto, apesar das grandes vantagens que a utilização da ferramenta traz consigo, faz-se necessário ter um conhecimento significativo em relação aos assuntos relacionados à engenharia estrutural, pois cabe ao usuário fazer as mudanças necessárias para que o projeto, que foi elaborado pelo software, tenha a melhor aplicabilidade possível na hora de ser executado.

Algumas diferenças significativas foram fundamentais para as diferenças na maioria dos resultados entre os dois métodos de dimensionamento. No cálculo manual, os elementos estruturais são analisados de forma isolada, enquanto no software utilizado os elementos são considerados levando-se em conta as influências causadas pelas deformações dos demais elementos, ou seja, é utilizado o modelo de pórtico espacial. Entretanto, pode-se perceber a semelhança entre alguns elementos, onde se destaca de forma mais significativa os pilares.

Ainda que a maioria dos resultados obtidos tenham sido divergentes, esse trabalho possibilitou adquirir maiores conhecimentos da engenharia estrutural aliados a uma maior facilidade em manusear o software, uma vez que, os conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil e na pesquisa bibliográfica para a realização deste trabalho, proporcionaram uma celeridade tanto no dimensionamento manual quanto no TQS.

## REFERÊNCIAS:

ALTOQI. Sobre o AltoQi Eberick V9. **AltoQi: Tecnologia aplicada à engenharia**. Florianópolis, jul. 2014. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v9>>. Acesso em: maio 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** - procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2007.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. Concepção estrutural de edifícios em concreto armado. **Universidade Federal de Santa Maria**, [s. l.], Maio 2007. Disponível em: [http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep\\_Estrut\\_2007.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep_Estrut_2007.pdf). Acesso em: 19 abr. 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de concreto armado**. Bauru, UNESP, 2014. 104p.

CARVALHO, Roberto Chust; Figueiredo FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo de detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4ª. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

COÊLHO, Ronaldo Sérgio de Araújo. Introdução. In: COÊLHO, Ronaldo Sérgio de Araújo. **CONCRETO ARMADO NA PRÁTICA**. São Luís: Uema, 2008. Cap. 1, p. 11. Disponível em: <https://www.editorauema.uema.br/wp-content/uploads/files/2018/02/livro-concreto-armado-na-pratica-ronaldo-sergio-1519142039.pdf>. Acesso em: 21 out. 2020.

**CYPECAD - Software para Cálculo Estrutural e Projeto Estrutural.** Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/cypecad/>> Acesso em: outubro 2016.

JÚNIOR, Walteno Martins Parreira. Apostila Engenharia de Softwares. Engenharia de Software , [s. l.], 2013. Disponível em: [http://www.waltenomartins.com.br/esof1\\_aps\\_v1.pdf](http://www.waltenomartins.com.br/esof1_aps_v1.pdf). Acesso em: 21 out. 2020.

KASSIMALI, Aslam. **Análise Estrutural**. 5ª. ed. Estados Unidos da América: CENGAGE Learning, 2016. 734 p.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais. Editora PINI, 632 p. São Paulo, 2007.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming; GILBERT, Anne M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3ª. ed. [S. l.]: AMGH Editora LTDA, 2009. 790 p.

MATA, Daniel da; DEICHMANN, Uwe; HENDERSON, J. Vernon; LALL , Somik V.; WANG, Hyoung G. Um exame dos padrões de crescimento das cidades brasileiras. Texto para discussão Nº 1155, Brasília, Janeiro 2006. Disponível em:[https://www.ipea.gov.br/portal/images/stories/PDFs/TDs/td\\_1155.pdf](https://www.ipea.gov.br/portal/images/stories/PDFs/TDs/td_1155.pdf).

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais, Ed. PINI, São Paulo, 1994.

NAVARO, R. F.. A Evolução dos Materiais. Parte1: da Pré-história ao Início da Era Moderna. Revista Eletrônica de Materiais e Processos, Campina Grande, v. 1, n. 1, p. 2-10, 12 maio 2006. Disponível em: <https://aplicweb.feevale.br/site/files/documentos/pdf/32246.pdf>. Acesso em: 14 out. 2020.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2ª. ed. [S. l.]: Bookman, Junho 2013. 468 p.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: [s. n.], Maio 2007. 342 p. Disponível em: [http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf). Acesso em: 15 abr. 2021.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Estruturas de aço, concreto e madeira: atendimento da expectativa dimensional**. São Paulo: Zigate, 2005. 373 p.

SILVA, Beatriz Núbia Souza. **Estruturas em concreto armado: Cálculo manual x Software de dimensionamento**. 2017. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Desenvolvimento de Ensino, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, Aracaju, 2017.

SCHNEIDER, Nelso. **Fck do concreto: o que é, como é obtido e quais são as recomendações normativas?**: Curva de Gauss. [S. l.], 15 abr. 2020. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/fck-do-concreto/>. Acesso em: 15 abr. 2021.

TQS INFORMÁTICA. **Sistema CAD/ TQS – Manual do Usuário**. São Paulo, 2021. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/> Acesso em abril de 2021.