

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

GUILHERME DE OLIVEIRA LECHADO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CRITÉRIOS UTILIZADOS POR SOFTWARES
COMERCIAIS PARA DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS
EM CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2020

GUILHERME DE OLIVEIRA LECHADO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CRITÉRIOS UTILIZADOS POR SOFTWARES
COMERCIAIS PARA DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado a disciplina de TCC 2, do curso de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

PATO BRANCO

2020

TERMO DE APROVAÇÃO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO - TCC

ESTUDO COMPARATIVO DE CRITÉRIOS UTILIZADOS POR SOFTWARES COMERCIAIS PARA DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Por

GUILHERME DE OLIVEIRA LECHADO

Monografia apresentada às 8h30min do dia 25 de novembro de 2020 como requisito parcial, para conclusão do Curso de ENGENHARIA CIVIL da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação e conferidas, bem como achadas conforme, as alterações indicadas pela Banca Examinadora, o trabalho de conclusão de curso foi considerado APROVADO.

Banca examinadora:

Profª. Drª. HELOIZA PIASSA BENETTI	Membro
Profª. Drª. PAÓLA REGINA DALCANAL	Membro
Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS	Orientador
Profª. Drª. ELIZÂNGELA MARCELO SILIPRANDI	Professor(a) responsável TCCII



Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **GUSTAVO LACERDA DIAS, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO**, em (at) 30/11/2020, às 10:45, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **PAOLA REGINA DALCANAL, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em (at) 30/11/2020, às 10:54, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **HELOIZA APARECIDA PIASSA BENETTI, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO**, em (at) 30/11/2020, às 11:02, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **Guilherme De Oliveira Lechado, Usuário Externo**, em (at) 30/11/2020, às 12:43, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **ELIZANGELA MARCELO SILIPRANDI, PROFESSOR(A) ORIENTADOR(A)**, em (at) 30/11/2020, às 16:17, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site (The authenticity of this document can be checked on the website) https://sei.utfpr.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador (informing the verification code) **1752574** e o código CRC (and the CRC code) **4085645F**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e a minha família, minha mãe Selma Maria de Oliveira Lechado, meu pai Orlando Sérgio Lechado e a minha irmã Isabela de Oliveira Lechado, por todo apoio e suporte prestado durante toda a minha graduação, sempre acreditando em mim, nos meus sonhos e me motivando a conquistar todos eles.

Agradeço aos professores e funcionários da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, que participaram direta ou indiretamente das minhas atividades durante o curso, principalmente a todos os professores do Departamento de Construção Civil do Campus Pato Branco por todo conhecimento e aprendizado compartilhado.

Gostaria de agradecer principalmente as professoras Heloiza Aparecida Piassa Benetti e Paola Regina Dalcanal, que fizeram parte da minha banca examinadora do Trabalho de Conclusão de Curso, colaborando com considerações e sugestões, e também por terem me inspirado durante toda a graduação quanto a área de estruturas e diversas atividades extracurriculares. Um agradecimento especial também ao meu professor orientador Dr. Gustavo Lacerda Dias, por todo o apoio prestado durante a execução do trabalho e também ao longo de toda a graduação, estando sempre disponível para ajudar os alunos, sanar dúvidas e colaborando para o crescimento profissional e pessoal de cada um.

Sou grato as empresas AltoQI e TQS Informática Ltda, pela disponibilização dos *softwares* e atendimentos realizados, para que fosse possível a realização deste trabalho.

Agradeço também a todos os amigos que fiz durante a graduação, cada um colaborou de uma maneira diferente para a minha formação e sem vocês eu não teria chegado até aqui. Agradeço em especial meus amigos Jaqueline Parise, Sérgio Luiz Dallagnol, Julia Beatriz Saugo Milani e José Luis Chociai Zanella, que enfrentaram comigo momentos importantes durante o curso, sempre me dando o apoio e suporte necessário, além de todo o aprendizado e amizade compartilhada.

*O êxito da vida não se mede pelo caminho que você conquistou,
mas sim pelas dificuldades que superou no caminho.*

Abraham Lincoln

RESUMO

LECHADO, Guilherme de Oliveira. **Estudo comparativo de critérios utilizados por softwares comerciais para dimensionamento e detalhamento de elementos em concreto armado**, 2020. 128 páginas. Trabalho de Conclusão de Curso (bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento Acadêmico de Construção Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, Pato Branco, 2020.

Com o avanço tecnológico, o cálculo estrutural foi sendo cada vez mais aprimorado com o surgimento de *softwares* comerciais de dimensionamento que calculam os esforços solicitantes na estrutura, oriundos do carregamento previamente lançado, e dimensionam e detalham todos os elementos, tais como as vigas, lajes e pilares. Portanto, o objetivo deste trabalho é fazer o lançamento de uma mesma estrutura estudo de caso, em concreto armado, em dois *softwares* comerciais de cálculo estrutural distintos (TQS 2020 e Eberick 2020), com as mesmas configurações de lançamento da estrutura, e comparar os critérios de dimensionamento e detalhamento utilizados por ambos nos elementos estruturais existentes no edifício, identificando possíveis diferenças e exemplificando assim as diferentes soluções possíveis de se realizar um projeto estrutural. Após processado o edifício em ambos os programas, foram identificados os critérios utilizados por cada *software* no cálculo estrutural, assim como diferenças nos valores encontrados, causadas pela diferente maneira que cada *software* considera seus apoios e vinculações. Mas apesar de diferentes, os valores são condizentes com a realidade e seguros, pois os programas computacionais selecionados seguem rigorosamente todos os parâmetros, critérios e condições da ABNT NBR 6118 (2014).

Palavras-chave: Cálculo estrutural. Modelagem estrutural. *Software* TQS. *Software* Eberick.

ABSTRACT

LECHADO, Guilherme de Oliveira. **Comparative study of criteria used by commercial softwares for design and detailing elements in reinforced concrete**, 2020. 128 pages. Civil Engineering Undergraduate Thesis (Bachelor Degree) – Academic Department of Civil Construction – Federal University of Technology - Paraná – UTFPR, Pato Branco, 2020.

With technological advances, structural calculation has been improved with the existence of commercial softwares that calculates the stresses on the structure, coming from the previously launched load, and dimensioning and detailing all elements, such as beams, slabs and columns. Therefore, the objective of this work is to launch the same case study structure, in reinforced concrete, in two different commercial structural calculation softwares (TQS 2020 and Eberick 2020), with the same structure launch configurations, and to compare the design and detailing criteria used by both in the structural elements existing in the building, identifying possible differences and exemplifying the different possible solutions to carry out a structural project. After the building was processed in both programs, the criteria used by each software in the structural calculation were identified, as well as differences on the values found, caused by the different way that each software considers its supports and links. But despite being different, the values are consistent with reality and safe, since the computer programs selected strictly follow all parameters, criteria and conditions of ABNT NBR 6118 (2014).

Keywords: Structural calculation. Structural modeling. *Software* TQS. *Software* Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução da norma brasileira de concreto.	20
Figura 2 - Deformações Longitudinais e transversais.	24
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.	26
Figura 4 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.	27
Figura 5 - Solicitação de compressão simples ou uniforme.	28
Figura 6 - Tipos de flexão composta.	29
Figura 7 - Lance de um pilar.....	30
Figura 8 - Viga reta de concreto, apoiada nos pilares.	31
Figura 9 - Placa com ações perpendiculares.	34
Figura 10 - Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.	35
Figura 11 - Vão livre e vão teórico.....	37
Figura 12 - Vãos teóricos l_x (menor vão) e l_y (maior vão).	37
Figura 13 - Viga de borda como apoio simples para a laje.	38
Figura 14 - Laje em balanço engastada na viga de apoio.	39
Figura 15 - Borda parcialmente contínua.	39
Figura 16 - Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $l_2 < 1/3 l_1$	40
Figura 17 - Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $l_2 \geq 2/3 l_1$	40
Figura 18 - Convenções utilizadas para as vinculações de bordas.....	40
Figura 19 - Tipos de lajes em função dos vínculos nas bordas.....	41
Figura 20 - Pavimento de edifício em modelo de Elementos Finitos.....	42
Figura 21 - Pavimento de edifício em modelo de Analogia de Grelha.....	42
Figura 22 - Laje formada por vigotas pré-moldadas.....	43
Figura 23 - Diferentes tipos de vigotas.....	43
Figura 24 - Perspectiva da estrutura composta por lajes, vigas e pilares.	46
Figura 25 - Caminhamento das ações verticais.	47
Figura 26 - Lajes apoiando diretamente sobre pilares.	48
Figura 27 – Estrutura real X Modelo Computacional.....	49
Figura 28 - Método aproximado de vigas contínuas.....	50
Figura 29 - Modelo de Grelha de Vigas.....	51
Figura 30 - Grelha em vigas e lajes.....	52
Figura 31 - Modelo de pórtico plano.....	52

Figura 32 - Modelo de pórtico tridimensional.....	53
Figura 33 - Pórtico espacial com grelha em vigas e lajes.	54
Figura 34 - Resumo da evolução dos modelos estruturais.	55
Figura 35 - Comportamento linear.....	58
Figura 36 - Comportamento não-linear.	60
Figura 37 - Exemplo de prédio residencial projetado no Eberick.	63
Figura 38 - Exemplo de prédio residencial projetado no CAD/TQS.	64
Figura 39 - Configurações iniciais do edifício.	69
Figura 40 – Exemplo do lançamento dos elementos estruturais do pavimento superior no TQS.....	70
Figura 41 - Relatório de avisos e erros de consistência da planta.	71
Figura 42 - Estrutura 3D no TQS.....	71
Figura 43 - Processamento Global TQS.	72
Figura 44 - Avisos e erros processamento global TQS.	73
Figura 45 - Criando o edifício no Eberick.	74
Figura 46 - Configurações de materiais e durabilidade.	74
Figura 47 - Exemplo do lançamento dos elementos estruturais do pavimento superior no Eberick.	75
Figura 48 - Estrutura 3D no Eberick.	76
Figura 49 - Processamento da estrutura no Eberick.	76
Figura 50 - Resultado do processamento.	77
Figura 51 - Modelos para dimensionamento de lajes Eberick.	79
Figura 52 - Grelha de momentos fletores das lajes do pavimento superior, gerada pelo Eberick.	81
Figura 53 - Grelha de momentos fletores das lajes do pavimento superior, gerada pelo TQS.....	81
Figura 54 - Momentos fletores entre as grelhas das lajes L10 e L11, Eberick.	83
Figura 55 - Momento fletor negativo utilizado para o cálculo das armaduras de continuidade, Eberick.	83
Figura 56 - Momentos fletores entre as grelhas das lajes L10 e L11, TQS.....	84
Figura 57 - Diferentes vinculações entre vigas e pilares, Eberick.	86
Figura 58 - Diagramas de momentos fletores da viga V18 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.	87
Figura 59 - Diagramas de momentos fletores da viga V16 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.	87

Figura 60 - Diagramas de momentos fletores da viga inclinada V2 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.	88
Figura 61 - Esforços de cálculo do Pilar P11, Eberick.....	90
Figura 62 - Processos de cálculos para pilares disponíveis no TQS.....	91
Figura 63 - Extensão da armadura negativa nos apoios com continuidade entre lajes.	93
Figura 64 - Comprimento mínimo das armaduras de continuidade TQS.	94
Figura 65 - Detalhamento das armaduras Lajes L10 e L11, Eberick.....	95
Figura 66 - Detalhamento das armaduras Lajes L10 e L11, TQS.	96
Figura 67 - Critérios de detalhamento de lajes, Eberick.....	97
Figura 68 - Opções de normas para o detalhamento da ancoragem, TQS.....	98
Figura 69 - Opções de dobras, TQS.	98
Figura 70 - Disposição das armaduras na viga V18, Eberick.....	102
Figura 71 - Disposição das armaduras da viga V18, TQS.	102
Figura 72 - Opções de ancoragem da armadura positiva, TQS.	104
Figura 73 - Opções de ancoragem da armadura negativa, TQS.....	105
Figura 74 - Critérios de ancoragem nos apoios extremos, Eberick.	106
Figura 75 - Detalhamento da ancoragem, Eberick.	107
Figura 76 - Detalhamento das armaduras do Pilar P11, no lance superior, feito pelo Eberick.	109
Figura 77 - Detalhamento das armaduras do Pilar P11, no lance superior, feito pelo TQS.....	109
Figura 78 - Configurações de detalhamento dos pilares, Eberick.	110
Figura 79 - Detalhamento das armaduras de arranque, TQS.	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	24
Tabela 2 - Nível dos pavimentos, em metros.	65
Tabela 3 - Dimensões das vigas e seus respectivos pavimentos.	66
Tabela 4 - Dimensões das vigas do pavimento caixa d'água.....	66
Tabela 5 - Dimensões dos pilares.....	67
Tabela 6 - Informações padronizadas para a análise estrutural.....	68
Tabela 7 - Momentos fletores positivos da laje L11.	84
Tabela 8 - Valores máximos dos momentos fletores e esforços cortantes positivos e negativos, Eberick e TQS, para as vigas V18 e V16 do pavimento superior.	89
Tabela 9 - Valores máximos dos momentos fletores e esforços cortantes positivos e negativos, Eberick e TQS, para uma viga inclinada da cobertura.	89
Tabela 10 - Esforços encontrados por ambos os softwares no pilar externo P11.....	91
Tabela 11 - Cargas totais que chegam na fundação, em tonelada-força.	92
Tabela 12 - Área de aço e armaduras calculadas pelos softwares.	92
Tabela 13 - Área de aço e armaduras calculadas pelos softwares.	96
Tabela 14 - Armaduras e áreas de aço da viga V18.	99
Tabela 15 - Comparação do dimensionamento das armaduras.....	108

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
1.2	JUSTIFICATIVA	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO	18
2.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	20
2.2.1	Propriedades do Concreto	21
2.2.1.1	Massa específica	21
2.2.1.2	Resistência à compressão	21
2.2.1.3	Resistência à tração	22
2.2.1.4	Módulo de Elasticidade	23
2.2.1.5	Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal	24
2.2.2	Propriedades do Aço	25
2.2.2.1	Massa específica	25
2.2.2.2	Módulo de Elasticidade	25
2.2.2.3	Resistência à tração e diagrama tensão-deformação	25
2.3	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	26
2.3.1	Pilares	27
2.3.2	Vigas	30
2.3.3	Lajes	34
2.3.3.1	Lajes maciças	35
2.3.3.2	Laje pré-fabricada unidirecional ou laje treliçada	43
2.4	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	45
2.4.1	Sistemas Estruturais	46
2.4.1.1	Sistemas Estruturais Formados por Lajes, Vigas e Pilares	46
2.4.1.2	Sistemas Estruturais Formados por Lajes e Pilares	47
2.5	MODELOS ESTRUTURAIS	48
2.5.1	Modelo de Vigas Contínuas	49
2.5.2	Modelo de Grelha de Vigas	50

2.5.3	Modelo de Grelha de Lajes e Vigas	51
2.5.4	Pórticos Planos	52
2.5.5	Pórticos Espaciais	53
2.5.5.1	Pórtico espacial com vigas e lajes em grelha	54
2.5.5.2	Pórtico espacial composto por vigas, lajes e pilares	54
2.6	ESTADOS LIMITES	56
2.6.1	Estado Limite Último	56
2.6.2	Estado Limite de Serviço.....	57
2.7	ANÁLISE ESTRUTURAL	57
2.7.1	Análise linear.....	58
2.7.2	Análise linear com redistribuição.....	59
2.7.3	Análise plástica	59
2.7.4	Análise não linear.....	60
2.7.5	Análise através de modelos físicos	61
2.8	HISTÓRICO DO EBERICK	61
2.9	HISTÓRICO DO TQS.....	63
3	METODOLOGIA	65
3.1	CONCEPÇÃO DO PROJETO.....	65
3.1.1	Lançamento estrutural TQS	68
3.1.2	Lançamento estrutural Eberick.....	73
4	RESULTADOS	78
4.1	ANÁLISE ESTRUTURAL – CÁLCULO DOS ESFORÇOS.....	78
4.1.1	Lajes.....	78
4.1.2	Vigas	85
4.1.3	Pilares	89
4.2	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO.....	92
4.2.1	Lajes.....	92
4.2.2	Vigas	99
4.2.3	Pilares	107
5	CONCLUSÃO	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
	ANEXO A	122
	APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TÉRREO.....	125

APÊNDICE B – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO SUPERIOR	126
APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA	127
APÊNDICE D – PLANTA DE FORMAS DO COMPARTIMENTO DA CAIXA D'ÁGUA	128

1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de dimensionar elementos estruturais em concreto armado, quantificar, detalhar armaduras, garantir a estabilidade e durabilidade de um edifício, recorre-se ao chamado cálculo estrutural, dando vida ao chamado projeto estrutural.

De acordo com Liserre (2003), a análise de edifícios é um tópico de grande importância para a Engenharia de Estruturas, pois o desenvolvimento técnico obtido nessa área produz um benefício sensível para toda a sociedade, visto que o número de edifícios existentes hoje é expressivo, deixando outras estruturas em situação de menor destaque.

Antigamente, cada elemento do projeto estrutural era analisado individualmente, sem levar em consideração a interação entre eles e também com o solo (LISERRE; RAMALHO, 2008). Sendo assim, os modelos estruturais de concreto armado eram bem menos complexos, necessitando de melhorias que foram chegando com o passar dos anos.

O avanço tecnológico colaborou muito para o avanço do cálculo estrutural, introduzindo *softwares* de dimensionamento a fim de simplificar e facilitar o lançamento da estrutura, assim como sua visualização, conduzindo soluções a um nível de precisão satisfatório, simulando o comportamento físico da estrutura com o mais próximo que ocorre na realidade. Porém, segundo Kimura (2007) “a informática na sua essência, veio para aperfeiçoar a Engenharia de Estruturas, e jamais substituí-la”. Independentemente dos resultados encontrados através dos *softwares*, é necessário experiência do engenheiro e atenção na conferência dos parâmetros e critérios adotados.

A ABNT NBR 6118 (2014) – Projeto de Estrutura de Concreto, estabelece a maioria dos critérios e parâmetros a serem admitidos pelo projetista. Porém, existem também alguns critérios não detalhados ou omitidos, isso faz com que diferentes autores e *softwares* adotem diferentes critérios, gerando uma dúvida comum em relação a qual é a melhor decisão a ser tomada. Portanto, este trabalho tem o intuito de analisar os resultados obtidos no dimensionamento estrutural de uma residência de dois pavimentos, localizada em Pato Branco, realizado por dois *softwares* distintos (Eberick 2020 e TQS 2020), comparando os critérios adotados por ambos, exemplificando assim as diferentes soluções possíveis de se realizar um projeto estrutural.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Estudar diferentes critérios de dimensionamento e detalhamento de lajes, vigas e pilares em concreto armado adotado pelos *softwares* de cálculo estrutural TQS (2020), Eberick (2020) e compará-los entre si e conforme recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014) e a literatura técnica.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre o concreto armado, sobre os tópicos necessários para a elaboração do projeto estrutural;
- Apresentar critérios utilizados pelos *softwares* comerciais adotados, para o dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais em concreto armado;
- Dimensionar e detalhar uma estrutura em concreto armado, estudo de caso, com o auxílio dos *softwares* Eberick e TQS;
- Analisar e comparar as soluções obtidas quanto ao comportamento estrutural, as configurações e os critérios de dimensionamento e detalhamento.

1.2 JUSTIFICATIVA

A engenharia moderna depende cada vez mais dos conhecimentos científicos e dos desenvolvimentos tecnológicos, de modo que quem quiser ser reconhecido como engenheiro deve buscar com afincos dominar técnicas, processos, conceitos e teorias de sua área de atuação (BAZZO; PEREIRA, 2000).

Com o objetivo de otimizar o tempo na execução de projetos estruturais e facilitar a visualização do comportamento das estruturas em concreto armado, *softwares* de dimensionamento de estruturas começaram a aparecer no mercado. Tais programas são utilizados por empresas e engenheiros civis autônomos, que por

sua vez se deparam com a questão: “Qual o melhor *software* a ser utilizado para se realizar o cálculo estrutural?”.

Segundo artigo publicado no site do Instituto de Engenharia (2015) os *softwares* Eberick, da empresa AltoQi, e TQS, da TQS Informática Ltda, estão entre os *softwares* de cálculo estrutural mais utilizados no Brasil. De acordo com este documento, os diferenciais do TQS incluem um detalhamento maior das armaduras, um lançamento estrutural mais eficiente possibilitado pelo programa Modelador Estrutural, além de uma análise completa da estrutura. Além disso, dentro da análise do Estado Limite de Serviço (ELS), o programa disponibiliza ao engenheiro estrutural um cálculo diferenciado de flechas e fissuração em pavimentos de concreto.

Já o *software* Eberick se destaca por apresentar a possibilidade de detalhar as fundações e o deslocamento das vigas e lajes, assim como gerar plantas de locação dos pilares e fundações, podendo sempre editar e criar novos eixos no croqui de lançamento da estrutura (INSTITUTO DE ENGENHARIA, 2015). Assim, por mais que o engenheiro estrutural realize a mesma entrada de dados nos *softwares*, cada um faz suas considerações e análises distintas e idealiza uma estrutura diferente.

Portanto, neste estudo, será feito a comparação dos diferentes critérios que cada *software* utiliza para realizar o devido dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado. A comparação será realizada a partir do lançamento de um edifício de 2 pavimentos localizado em Pato Branco – PR, utilizando os programas TQS (2020) e Eberick (2020), considerando as prescrições de diferentes autores e da ABNT NBR 6118 (2014). Esse estudo tem o intuito de avaliar as diferenças entre estes dois *softwares* comerciais em termos de critérios adotados para o dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais em concreto armado, assim como os critérios admitidos por diferentes autores da literatura estrutural.

As licenças dos *softwares* a serem utilizados foram garantidas tanto pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná, que possui os direitos de utilizar o TQS e sua licença educacional como método de ensino, assim como por parceria com a empresa AltoQi, que disponibilizou o uso da versão original atualizada do Eberick, gratuitamente, para a realização do estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO

A história do concreto armado começa junto com a própria civilização humana, pois a partir do momento que o homem começou a existir sobre a terra, tem-se a necessidade básica de morar e morar melhor a cada dia, desenvolvendo com o passar do tempo novas tecnologias para isto (KAEFER, 1998).

Um dos primeiros materiais utilizados pelo homem para fins estruturais foi a pedra. As construções em pedra existem, segundo relatos históricos, há quatro mil anos, tendo como exemplo as pirâmides de Gizé, construídas entre 2650aC. e 2550aC. Um material resistente, robusto, mas com algumas limitações como dificuldade de corte, locomoção, assentamento e baixa resistência a tração (SOUZA, 2007).

Com o intuito de melhorar a resistência a tração das construções em pedra, surgiu então a ideia de combina-las com barras de aço. Os primeiros relatos do uso de aço com este objetivo no mundo aconteceram na França em 1770, quando a associação do ferro com a pedra natural acontece pela primeira vez na estrutura da Igreja de Santa Genoveva, hoje conhecida como Pantheon, em Paris. Seu arquiteto, Jean-Baptiste Rondelet, a fim de executar grandes vigas capazes de efetuar a transferências das elevadas cargas da superestrutura para as fundações, combinou barras longitudinais retas na zona de tração e barras transversais de cisalhamento. Tais barras eram colocadas em furos executados artesanalmente nas pedras e os espaços vazios eram preenchidos com argamassa de cal (KAEFER, 1998).

Mesmo com a resistência a tração solucionando alguns problemas das estruturas em pedra, este material possui ainda outras limitações conforme citado anteriormente, que começaram a ser solucionadas com os romanos. Conforme Giammusso (1992), os romanos misturaram cinza vulcânica e cal hidratada, constituindo um cimento de fácil moldagem de peças, formando blocos, podendo já ser considerado um estilo de concreto na época. Esta mistura possibilitou um material com durabilidade e resistência como a pedra, e moldável como o barro, porém ainda não tão eficiente.

Em busca do desenvolvimento do concreto que conhecemos hoje, um grande passo foi dado em 1756, pelo inglês John Smeaton, que obteve um produto de alta resistência por meio de calcinação de calcários moles e argilosos. Desde então, novos resultados foram sendo encontrados até que em 1824, o construtor inglês Joseph Aspdin queimou pedras calcárias e argila, transformando-as num pó fino. Essa mistura depois de seca, era tão dura quanto as pedras comumente utilizadas nas construções e não se dissolvia em água, sendo assim patenteada pelo construtor no mesmo ano, com o nome de Cimento Portland, nome dado em homenagem as rochas da ilha britânica de Portland, por possuírem cor, durabilidade e solidez parecidas da mistura descoberta pelo inglês (BATTAGIN, 2009).

Assim como a pedra, o concreto possui uma boa resistência a compressão mas deixa a desejar na resistência a tração (cerca de 10% da sua resistência à compressão), sendo ainda necessário a utilização de barras de aço a fim de melhorar esta resistência no concreto, cuja combinação hoje é conhecida por levar o nome de Concreto Armado.

Na Europa, o primeiro uso do concreto armado, ou cimento armado como era chamado na época, aconteceu na França, em 1824, na construção de um pequeno barco feito por Lambot que hoje se encontra em exposição no museu de Brignoles na França. O pequeno barco, ou canoa, foi apresentado em 1855 e “construído com telas de fios finos de ferro preenchidas com argamassa” (BASTOS, 2006). Logo em seguida, Joseph Monier (1861) criou vasos de flores de cimento com armadura de arame, construiu reservatórios e uma ponte utilizando os princípios primeiramente usados por Lambot. O francês François-Benjamin-Joseph Hennebique (1879) também é conhecido por ser um dos pioneiros em concreto armado, por pensar em utilizar armaduras dobradas, prolongadas em diagonal e ancoradas na zona de compressão, levando-o assim a construir a primeira laje em concreto armado semelhante às atuais.

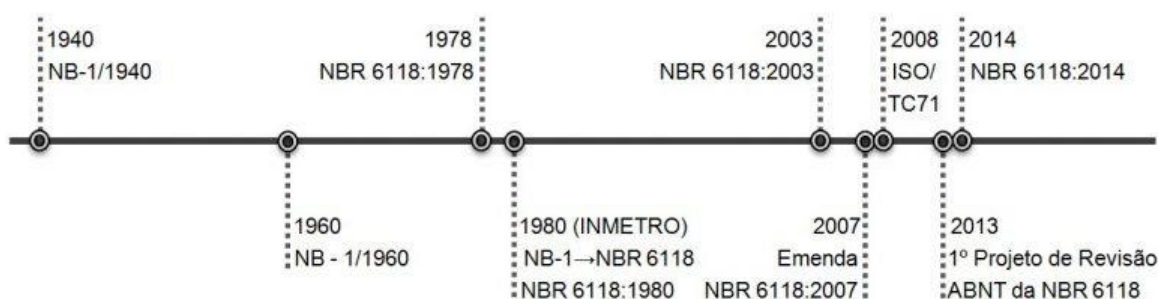
Já no Brasil, segundo publicação do professor Antônio de Paula Freitas (1904), a primeira utilização do “cimento armado” foi em construções habitacionais de Copacabana, na cidade do Rio de Janeiro – RJ, sob responsabilidade do engenheiro Carlos Poma. Desde então, novas obras em concreto armado foram surgindo, como o primeiro edifício em cimento armado em 1907 na cidade de São Paulo e em 1908 uma ponte com 9 metros de vão, no Rio de Janeiro, com projeto estrutural de Hennebique, citado anteriormente.

Na atualidade, o concreto armado é o material construtivo de maior utilização em todo o mundo, por características como seu ótimo desempenho, facilidade de

execução e economia (PORTO; FERNANDES, 2015). Estas estruturas foram muito bem aceitas e muito utilizadas desde então, mas para que haja uma padronização e uma regulamentação em favor da sua utilização, normas começaram a ser criadas em prol da segurança dos usuários e auxílio dos construtores. Sendo em 1940 publicada a primeira norma brasileira sobre concreto armado, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), conhecida como NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Essa norma previa o dimensionamento em serviço baseado nas tensões admissíveis e no estado-limite último.

Com o passar dos anos e avanço da tecnologia, alterações na norma foram necessárias, passando por diversas atualizações ao longo do tempo, Figura 1, chegando então até sua última versão, conhecida hoje como ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 1 - Evolução da norma brasileira de concreto.



Fonte: PORTO; FERNANDES, (2015).

2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

A fim de combinar o aço e concreto para se obter um melhor desempenho na execução de superestruturas, é necessário se conhecer as propriedades de ambos os materiais e porque sua combinação se faz possível.

O concreto resiste bem a compressão enquanto o aço possui boa resistência à tração e é mais deformável quando comparado ao concreto, portanto quando combinados, aliam suas propriedades para resistir a diferentes esforços, comportando-se como um elemento único quando as condições de boa aderência entre os dois materiais são satisfeitas, e que torna possível pelo fato de ambos os materiais possuírem coeficientes de dilatação térmica muito próximos (em torno de $1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o concreto e $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o aço).

Portanto, conforme a ABNT NBR 6118 (2014), a seguir serão apresentadas as propriedades tanto do concreto como do aço, presentes na norma que define os procedimentos para projetos de estruturas de concreto armado.

2.2.1 Propriedades do Concreto

De acordo com Pinheiro, et al. (2010), a mistura na proporção adequada de cimento, agregados, água e, em alguns casos, adições e/ou aditivos temos como resultado o concreto.

2.2.1.1 Massa específica

Conforme o item 8.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014), são considerados concretos de massa específica normal, aqueles que depois de secos em estufa, possuem massa específica (ρ_c) entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Se a massa específica real não for conhecida, deve-se adotar para efeitos de cálculo 2400 kg/m³ para concreto simples e 2500kg/m³ para concreto armado.

2.2.1.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão é obtida através de ensaios, e é a principal característica do concreto. Os corpos de prova devem ser moldados segundo a ABNT NBR 5738 (2015) - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, e rompidos como estabelece a ABNT NBR 5739 (2018) - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

O item 12.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014), cita que, para casos em que a verificação se faz em data igual ou superior a 28 dias, deve-se adotar a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

onde,

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto

f_{ck} é a resistência à compressão característica concreto, aos 28 dias
 γ_c é um coeficiente de ponderação, apresentado na tabela 12.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Para casos em que a verificação se faz em data inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

sendo β_1 a relação f_{ckj}/f_{ck} descrito no item 12.3.3 da NBR em questão.

2.2.1.3 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto deve ser obtida através de ensaios realizados segundo as ABNT NBR 7222 (2011) - Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos - ($f_{ct,sp}$, resistência a tração indireta) e ABNT NBR 12142 (2010) - Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos - ($f_{ct,f}$, resistência à tração na flexão). A resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada igual a $0,9 \times f_{ct,sp}$ ou $0,7 \times f_{ct,f}$, ou, na falta de ensaios de obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, pode ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das seguintes relações:

$$f_{ctk,sup} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m}$$

sendo,

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \text{ para concretos de classe até C50}$$

Ambos $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em Megapascal (MPa); e f_{ck} deve ser maior ou igual à 7 MPa. Podendo estas expressões serem utilizadas para concretos com idades diferentes de 28 dias.

2.2.1.4 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) pode ser obtido através de ensaios estabelecidos na ABNT NBR 8522 (2017) - Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão, sendo considerado nesta norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios para obter o módulo de elasticidade, pode-se obtê-lo com a expressão dada pela ABNT NBR 6118 (2014):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Para f_{ck} de 20 MPa a 50MPa;

Sendo α_E igual a:

1,2 para basalto e diabásio

1,0 para granito e gnaisse

0,9 para calcário

0,7 para arenito

Onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em MPa.

O módulo de deformação secante pode ser estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

A tabela 1 apresenta valores estimados de módulo de elasticidade que podem ser usados em projetos estruturais, considerando o granito como o agregado graúdo.

Tabela 1 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

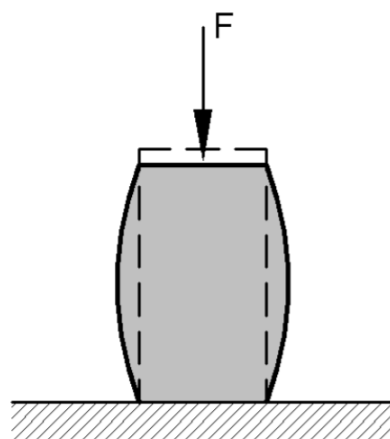
Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.2.1.5 Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal

De acordo com Pinheiro, et al (2010), quando sobre uma peça de concreto é aplicada uma força uniaxial, resulta numa deformação longitudinal na direção da carga, Figura 2, e ao mesmo tempo uma deformação transversal com sinal contrário.

Figura 2 - Deformações Longitudinais e transversais.



Fonte: PINHEIRO, et al. (2010).

A relação entre essa deformação transversal e a deformação longitudinal é chamada de Coeficiente de Poisson e representada pela letra ν , com valor de 0,2 para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e de tração menores que f_{ct} .

O módulo de elasticidade transversal (G_c) pode ser considerado igual a $E_{cs}/2,4$.

2.2.2 Propriedades do Aço

Para estruturas de concreto armado, as armaduras a serem utilizadas nos elementos estruturais são especificadas na ABNT NBR 7480 (2007) - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. O aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro e pequenas quantidades de carbono (de 0,002% até 2%) (PINHEIRO, et al., 2003).

Na construção civil, os aços estruturais possuem teores de carbono da ordem de 0,18% a 0,25%, e as classes disponíveis são CA-60, CA-50 e CA-25, cujos diâmetros e seções transversais nominais devem também ser iguais aos estabelecidos na ABNT NBR 7480 (2007). No geral, o aço possui boa resistência mecânica à tração e compressão, ductilidade, e se adequadamente dimensionado e detalhado, resiste muito bem à maioria dos tipos de solicitações.

2.2.2.1 Massa específica

Pode-se adotar conforme item 8.3.3. da ABNT NBR 6118 (2014) o valor de 7850 kg/m³ para a massa específica do aço de armadura passiva.

2.2.2.2 Módulo de Elasticidade

Na falta de valores fornecidos pelo fabricante ou ensaios, para o módulo de elasticidade do aço deve-se assumir valor igual a 210 GPa, conforme item 8.3.5 da ABNT NBR 6118 (2014).

2.2.2.3 Resistência à tração e diagrama tensão-deformação

A resistência de cálculo à tração do aço, é a máxima tensão que a barra ou fio deve suportar sem sofrer deformações permanentes. Para obras usuais no estado-limite último, é definida como a tensão no patamar de escoamento f_{yk} , dividida pelo coeficiente de minoração γ_s , como demonstrado na equação a seguir:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

onde,

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço;

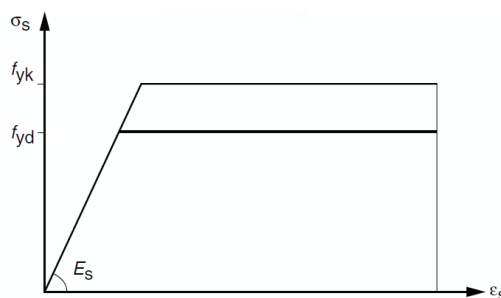
f_{yk} é a resistência característica do aço. Para aços da categoria CA-50, essa resistência é de 500 MPa;

γ_s é um coeficiente de ponderação, apresentado na tabela 12.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Os valores característicos da resistência ao escoamento f_{yk} , da resistência à tração f_{stk} e da deformação na ruptura ϵ_{uk} devem ser obtidos de ensaios de tração realizados segundo a ABNT NBR ISO 6892-1 (2013) - Materiais metálicos - Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Para aços sem patamar de escoamento definido, f_{yk} é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%.

Para o cálculo nos estados-limite de serviço e último, pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 3, para os aços com ou sem patamar de escoamento.

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A estrutura resistente de um edifício é composta por alguns elementos estruturais que formam o esqueleto da construção, responsável pela estabilidade do edifício. São alguns destes elementos: lajes, vigas e pilares, que devem ser dispostos

de maneira tal que a transmissão das cargas seja a mais direta possível, pelo caminho mais curto. Deve-se evitar, sempre que possível, transmitir as cargas de vigas importantes sobre outras vigas (apoios indiretos), e apoio de pilares sobre vigas de transição (BARBOZA, 2008).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), os elementos estruturais são classificados de acordo com sua função estrutural e forma geométrica, sendo eles divididos em elementos lineares como vigas, pilares, tirantes e arcos – e elementos de superfície, como lajes, placas, chapas, cascas e pilares-parede.

Para ser caracterizado como um elemento linear, este deve apresentar comprimento superior a três vezes a maior dimensão da sua seção transversal. Já os elementos de superfície, são aqueles que possuem apenas uma das dimensões muito inferior quando comparada com as demais.

2.3.1 Pilares

De acordo com o item 14.4.1.2 da ABNT NBR 6118 (2014), os pilares são definidos como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”, e conforme o item 13.2.3 da mesma norma, a seção transversal dos pilares, qualquer que seja sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, salvo em casos especiais, mas que só serão permitidos desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com a figura 4 a seguir:

Figura 4 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$ b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

É comum iniciar a concepção do projeto estrutural posicionando-se primeiramente os pilares. O posicionamento dos pilares não pode atravessar nenhuma esquadria ao longo do seu alcance, e preferencialmente suas dimensões não devem ser aparentes, respeitando o projeto arquitetônico usado como base. Sempre que possível, é importante dispor os pilares alinhados, a fim de formar pórticos com as vigas que os unem. Os pórticos, assim formados, contribuem de maneira significativa na estabilidade global do edifício (PINHEIRO, et al., 2003).

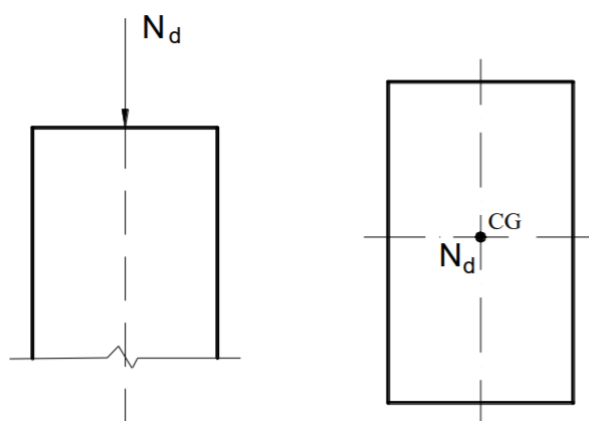
Segundo Bastos (2017), o dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, sendo eles as forças normais (N_d), os momentos fletores (M_{dx} e M_{dy}) e as forças cortantes (V_{dx} e V_{dy}) no caso de ação horizontal.

Os pilares devem transmitir as ações às fundações, embora possam também transmitir para outros elementos de apoio. Estas ações podem ser provenientes tanto de vigas, como lajes. Existem diversos casos de solicitação que os pilares podem estar submetidos, como por exemplo:

- Compressão Simples

Quando a força normal N_d é aplicada no centro geométrico, sendo assim uma compressão uniforme ou centrada (Figura 5).

Figura 5 - Solicitação de compressão simples ou uniforme.

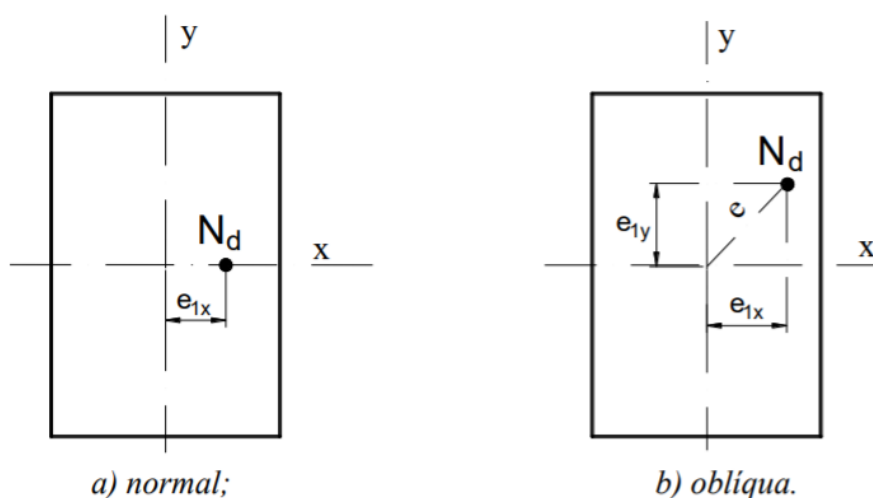


Fonte: BASTOS (2017).

- Flexão composta

Esta solicitação inclui uma excentricidade no esforço normal a ser aplicado no pilar, podendo esta excentricidade gerar uma Flexão Composta Normal (existe uma força normal e um momento fletor em uma direção, tal que $M_d = e_{1x} \times N_d$) ou Flexão Composta Oblíqua (uma força normal e dois momentos fletores), conforme Figura 6 abaixo.

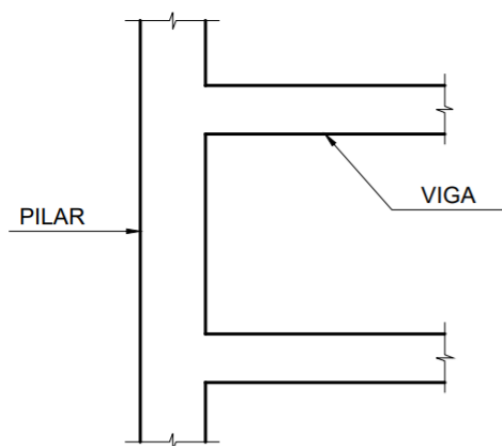
Figura 6 - Tipos de flexão composta.



Fonte: BASTOS (2017).

- Flambagem

A flambagem é uma solicitação que pode ser definida como uma instabilidade de peças esbeltas, causando um deslocamento lateral na direção de sua maior esbeltez. Para que os comprimentos de flambagem sejam reduzidos, vigas que interconectam um pilar podem ser introduzidas, desta forma o pilar fica dividido em trechos, diminuindo então o comprimento da solicitação em questão, como demonstrado na Figura 7.

Figura 7 - Lance de um pilar.

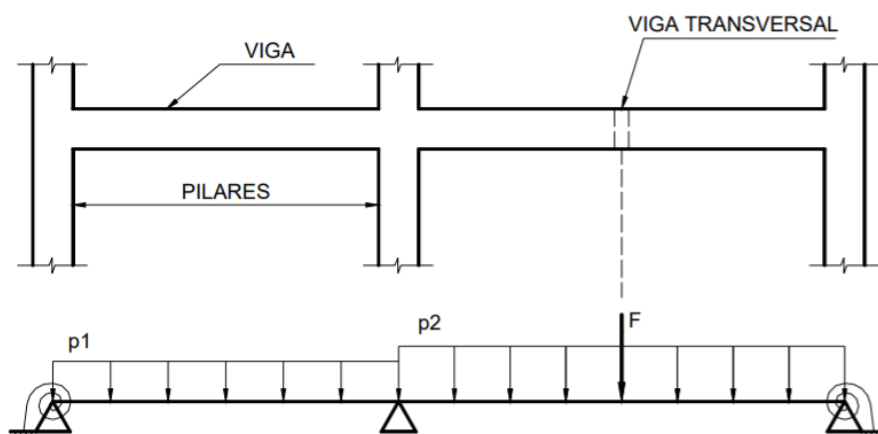
Fonte: BASTOS (2006).

2.3.2 Vigas

Conforme o item 14.4.1.1 da ABNT NBR 6118 (2014), as vigas são definidas como “elementos lineares em que a flexão é preponderante”, e de acordo com o item 13.2.2 da mesma norma, sua seção transversal não pode apresentar largura menor que 12 cm, podendo estes limites serem reduzidos respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais. Como as vigas apresentam o comprimento longitudinal consideravelmente maior que as dimensões da seção transversal, elas são consideradas elementos lineares.

As vigas tem como função receber os esforços das lajes, paredes, outras vigas e até mesmo alguns pilares, transmitindo as cargas para outros pilares que funcionam como apoios (Figura 8). O dimensionamento das vigas tem como objetivo resistir às cargas verticais aos quais são solicitadas, tendo como esforços predominantes o momento fletor e o esforço cortante (CARDOSO, 2013).

Figura 8 - Viga reta de concreto, apoiada nos pilares.



Fonte: BASTOS (2006).

Sempre que possível, as vigas devem ser embutidas onde há parede, de modo que não fiquem aparentes, e a altura da viga não deve ser exagerada a ponto de interferir nas esquadrias e causar demais interferências arquitetônicas (KEMCZINSKI, 2015). A altura da viga deve ser suficiente para proporcionar resistência mecânica e baixa deformabilidade (flecha), e devem ser preferencialmente moduladas de 5 em 5 cm, ou de 10 em 10 cm, com altura mínima indicada de 25 cm (BASTOS, 2017).

Assim como lajes e pilares, as vigas também fazem parte da estrutura de contraventamento, proporcionando a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais solicitantes. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal.

Este elemento estrutural é composto por dois tipos de armaduras diferentes, sendo uma delas chamada de armadura longitudinal, formada por barras longitudinais que resistem à flexão, e por armaduras transversais, conhecidas como estribos que resistem ao esforço cortante.

• Armaduras Longitudinais

As armaduras dispostas longitudinalmente nas vigas são dimensionadas para resistir aos momentos fletores nelas atuantes. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região das emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Ao dimensionar as armaduras longitudinais, deve-se adotar um momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) igual ou superior ao momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) determinado na análise estrutural. As dimensões e diâmetros das armaduras longitudinais a serem dispostas nas vigas são escolhidas através da área de aço (A_s) necessária para suportar o momento fletor daquela seção, e para o cálculo e equacionamento da área de armadura longitudinal (A_s), considera-se:

- Seção retangular da viga, de largura (b_w) e altura (h);
- Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck});
- Tipo de aço (f_{yd} e ϵ_{yd});
- Flexão normal pura e simples devido a um momento fletor M_d .

Seguindo os seguintes passos:

- a) Equilíbrio da seção;
- b) Determinação da posição da linha neutra (x);
- c) Cálculo da área necessária de armadura (A_s);
- d) Verificação do domínio em que a peça atingirá o ELU e do atendimento à condição de ductilidade imposta pela ABNT NBR 6118 (2014).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 17.2.2, para a determinação da resistência de cálculo de uma dada seção transversal, é preciso saber em qual domínio está situado o diagrama de deformações específicas de cálculo dos materiais (aço e concreto), sendo estes domínios:

- a) Domínio 1: Tração não uniforme, sem compressão.
- b) Domínio 2: Flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto.
- c) Domínio 3: Flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e escoamento do aço.
- d) Domínio 4: Flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado com pouco escoamento.
- e) Domínio 5: Compressão não uniforme, sem tração.

As vigas normalmente encontram-se em flexão, portanto, estão entre os domínios 2, 3 e 4. De acordo com Pinheiro, et al (2003), a situação ideal de projeto é o domínio 3, pois há o aproveitamento pleno dos dois materiais (aço e concreto), e a ruína é dúctil, ocorrendo com aviso, havendo fissuração aparente e flechas significativas. Porém, o dimensionamento no domínio 4, segundo o mesmo autor, não é recomendado por ser uma solução antieconômica e perigosa, pois a ruína se dá por ruptura do concreto e sem escoamento do aço, sendo uma ruptura brusca e sem aviso.

Com isso, a ABNT NBR 6118 (2014), de acordo com o item 14.6.4.3, modificou este critério de dimensionamento, de forma mais conservadora, estipulando novo limite já dentro do domínio 3.

• Armaduras Transversais

As armaduras transversais, também conhecidas como estribos, ao contrário das armaduras longitudinais que são dimensionadas à flexão, são dimensionadas para resistir ao esforço cortante, ou de cisalhamento, atuante na viga.

Segundo Bastos (2017), o modelo que mais se destaca na análise de vigas de concreto sob força cortante é o modelo de treliça, que mesmo desenvolvido há mais de cem anos, gera bons resultados e é um modelo simples. A ABNT NBR 6118 (2014), dividiu o cálculo das armaduras transversais em dois modelos: O modelo de cálculo I e o modelo de cálculo II.

O Modelo de Cálculo I, admite a chamada treliça clássica, com ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (θ) fixo em 45° , em relação ao eixo longitudinal da viga, e admite ainda que a parcela complementar da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_c) tenha valor constante, independentemente da força cortante solicitante de cálculo na seção (V_{sd}).

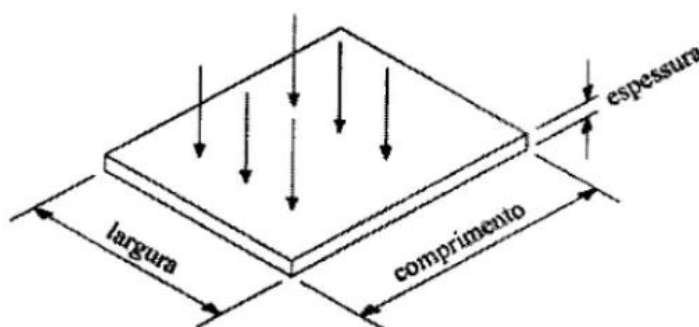
O Modelo de Cálculo II, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), considera a chamada treliça generalizada, onde o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas em relação ao eixo longitudinal da viga (θ) possa variar entre 30° e 45° . Admitindo ainda que a parcela complementar V_c , sofra redução com o aumento de V_{sd} .

2.3.3 Lajes

As lajes são usualmente delimitadas pelas vigas, e classificadas como elementos de superfície, pois de acordo com Souza & Cunha (1998, DUTRA, 2005), as lajes são elementos estruturais planos, geralmente retangulares, onde a espessura h é muito menor que as outras dimensões.

De acordo com Bastos, (2015), as ações são comumente perpendiculares ao plano da laje (Figura 9), podendo ser divididas em: distribuídas na área (peso próprio, revestimento de piso, etc.), distribuídas linearmente (paredes) ou forças concentradas (pilar apoiado sobre a laje). Podendo estas ações serem transmitidas não só para as vigas de apoio, mas eventualmente também diretamente aos pilares (BASTOS, 2006). Receber e transmitir tais ações aos apoios é uma função da laje, e essa situação confere à laje o comportamento de placa.

Figura 9 - Placa com ações perpendiculares.



Fonte: SILVA (2005).

São diversos os tipos de lajes possíveis de conceber uma estrutura, como por exemplo as lajes maciças, lajes nervuradas e lajes pré-moldadas, cada uma com um método construtivo diferente e indicadas para casos distintos, mas com especificações e limitações também estabelecidas conforme ABNT NBR 6118 (2014), buscando sempre serem dimensionadas para resistirem aos esforços no estado-limite último, estado-limite de serviço e conforto do usuário, levando-se em consideração o isolamento térmico e acústico, conforme exigido pela NBR 15575 (2013).

2.3.3.1 Lajes maciças

Estas lajes, geralmente executadas totalmente na obra, apresentam uma aparência semelhante à de um material monolítico e se caracterizam por transmitir suas reações em todas as vigas que a contornam, quando armada em duas direções, diferenciando-se das lajes pré-moldadas de vigotas que transmitem os esforços apenas em uma direção.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Ao se dimensionar lajes em balanço, esta mesma norma afirma que os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com sua espessura, como mostra a Figura 10 abaixo.

Figura 10 - Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Segundo Nappi (1993), as lajes maciças apresentam diversas vantagens. Dentre elas pode-se destacar: a facilidade no lançamento e adensamento do concreto; possibilidade de emprego de telas soldadas, reduzindo o tempo de colocação das ferragens; segurança na execução da concretagem; maior rigidez ao conjunto da estrutura; não necessidade de área para depósito de material inerte; possibilidade de descontinuidade em sua superfície; etc. Porém, o mesmo autor apresenta também algumas desvantagens, como o alto consumo de madeira para fôrmas e escoramento, o tempo de execução dessas fôrmas e desfôrma ser muito grande e o uso de concreto onde ele não é solicitado.

- **Vão livre, vão teórico e classificação das lajes**

Lajes maciças podem ser armadas em uma ou duas direções. As lajes armadas em uma direção são calculadas como se fossem um conjunto de vigas-faixa na direção do menor vão, mas isso não significa ter apenas armadura em uma só direção, e sim que a sua armadura principal é calculada para resistir o momento fletor na menor direção, ignorando-se a existência da outra direção. Quanto às lajes armadas em duas direções, ambas armaduras nas duas direções são calculadas para resistir os seus respectivos momentos fletores (PINHEIRO, et al, 2010).

Para definir se uma laje é armada em uma ou duas direções, é necessário o conhecimento do seu vão teórico e vão livre.

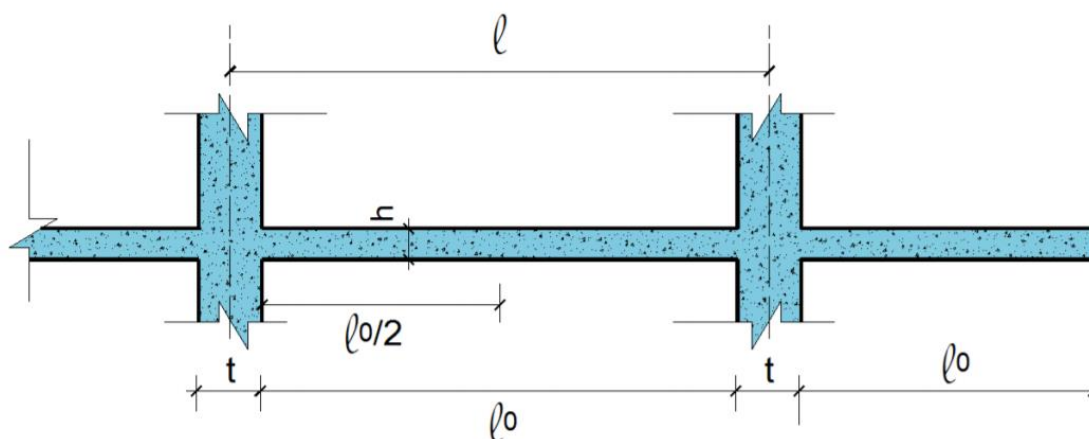
De acordo com Borja (2020), a estimativa dos vãos das lajes deve ser criteriosa, visto que a qualidade dos resultados das análises estruturais, em termos de momentos fletores e deslocamentos transversais, está diretamente relacionada a estas quantidades. Portanto, a primeira etapa ao se projetar uma laje, é definir seus vãos livres (ℓ_0), seus vãos teóricos (ℓ) e a relação entre os vãos teóricos para definir se a laje em questão é armada em uma ou duas direções.

O vão livre (ℓ_0), é a distância livre entre as faces dos apoios, ou seja, a distância exata entre o fim de um apoio e o início do outro. Caso a laje seja em balanço, o vão livre é então a distância entre a extremidade livre até a face do apoio.

Já o vão teórico (ℓ), é a distância entre o centro de um apoio, até o centro do outro apoio, denominado de vão equivalente conforme a ABNT NBR 6118 (2014). E por convenção, denomina-se ℓ_x a distância entre centros do seu menor vão, e ℓ_y a

distância entre os centros dos apoios do seu maior vão. Caso a laje seja em balanço, o vão teórico é a distância entre a extremidade livre e o centro do apoio (Figura 11).

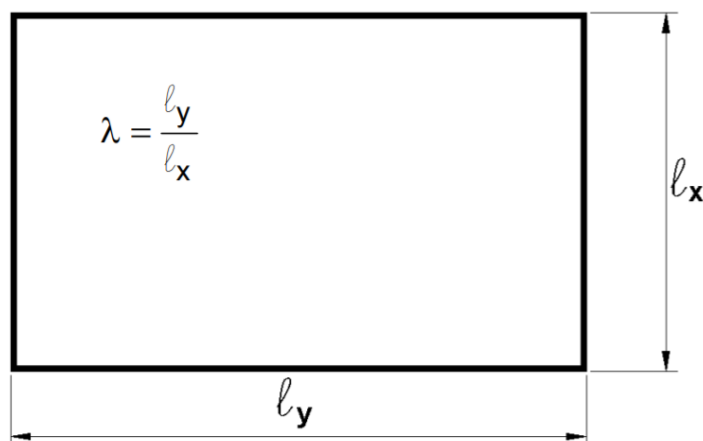
Figura 11 - Vão livre e vão teórico.



Fonte: BORJA (2020).

Tendo conhecimento dos vãos teóricos, pode-se definir então se a laje é armada em uma ou duas direções. Essa definição acontece através da relação do menor e do maior vão da laje, sendo $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$. Caso o valor de λ seja menor ou igual a 2 (dois), a laje é armada em duas direções, se for maior que 2, a laje é armada em uma direção (Figura 12).

Figura 12 - Vãos teóricos l_x (menor vão) e l_y (maior vão).



Fonte: BORJA (2020).

- **Vinculação nas bordas**

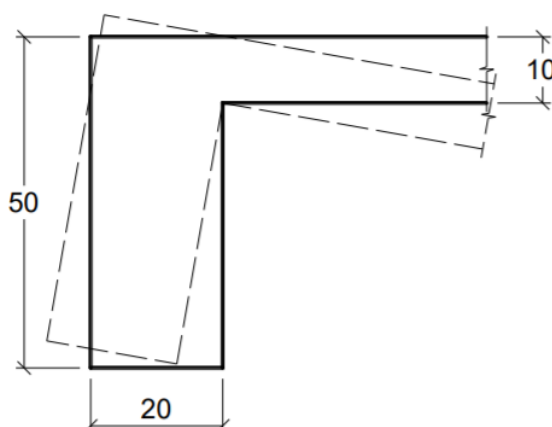
Segundo Bastos (2015) são três os tipos de apoios das lajes: paredes de alvenaria ou de concreto; vigas; e pilares de concreto, sendo as vigas nas bordas o tipo de apoio mais comuns nas construções. É importante saber o tipo de vinculação das lajes com os apoios para um correto dimensionamento, cálculo dos esforços solicitantes e deformações nas lajes.

Existem três tipos comuns de vínculo das lajes, sendo eles o apoio simples, o engaste perfeito e o engaste elástico. Contudo, devido à complexidade da descrição do comportamento conjunto das lajes, são necessárias algumas simplificações para que o cálculo manual e obtenção dos momentos fletores atuantes feito por tabelas seja possível. Estas tabelas usuais para cálculo admitem apenas vinculações do tipo apoio simples, engaste perfeito e apoios pontuais (como pilares), sendo possível admitir o engaste elástico apenas nos programas computacionais (BASTOS, 2015).

É importante ressaltar que a idealização teórica de apoios simples ou engaste perfeito, utilizada para cálculos manuais, raramente ocorrem na realidade. Mas de acordo com Souza e Cunha (1998), o erro cometido é pequeno, não superando 10%.

O tipo de vinculação conhecido como apoio simples, ou bordas simplesmente apoiadas, surge onde não existe continuidade da laje, se apoiando assim em uma viga ou até em uma parede de alvenaria (Figura 13).

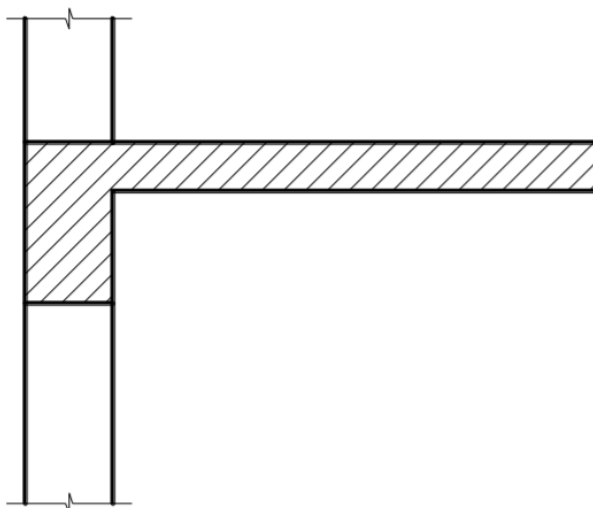
Figura 13 - Viga de borda como apoio simples para a laje.



Fonte: BASTOS (2015).

O engaste perfeito, ao contrário do apoio simples, surge quando há uma continuidade nas bordas entre duas lajes vizinhas, ou no caso de lajes em balanço, como mostra a Figura 14 abaixo.

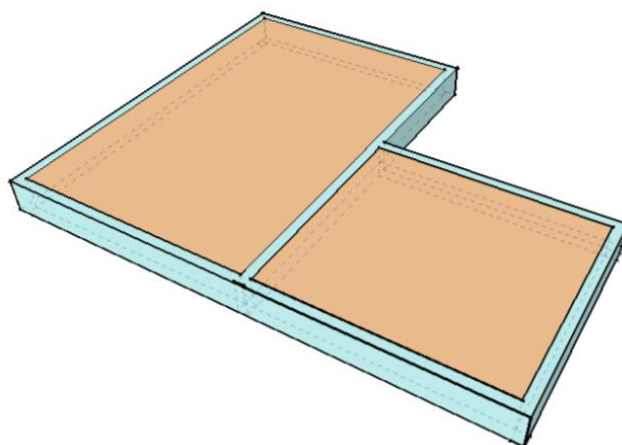
Figura 14 - Laje em balanço engastada na viga de apoio.



Fonte: BASTOS (2015).

Existem casos onde há uma continuidade entre duas lajes vizinhas, mas não ao longo de toda sua borda, como demonstra a Figura 15. Nesses casos é necessária uma simplificação para definir se esta borda em comum pode ser considerada totalmente engastada ou simplesmente apoiada. Isso porque existe uma falta de publicações, na literatura técnica, de tabelas que considerem essas bordas que apresentem condições de contorno mistas (BORJA, 2020).

Figura 15 - Borda parcialmente contínua.

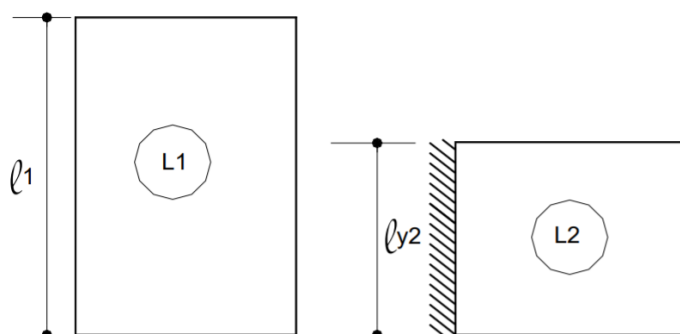


Fonte: BORJA (2020).

A simplificação consiste em verificar se o comprimento da menor borda é menor que $1/3$ da borda maior; ou encontra-se entre $1/3$ e $2/3$ da borda maior; ou se a menor borda é maior que $2/3$ da maior borda.

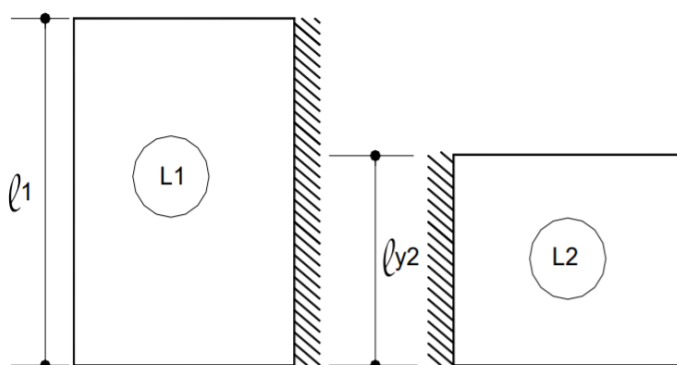
Na situação do primeiro caso, considera-se que a borda maior está simplesmente apoiada na borda menor (Figura 16). No segundo caso, considera-se os dois casos para cálculo, tanto a borda maior estando apoiada na menor, como estando engastada, sendo este o caso intermediário. Já o terceiro caso (Figura 17) ambas as bordas devem ser consideradas engastadas, sendo a borda menor sempre considerada engastada na borda maior. A legenda para as figuras encontra-se na Figura 18.

Figura 16 - Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $\ell_2 < 1/3 \ell_1$.



Fonte: BORJA (2020).

Figura 17 - Condições de contorno em lajes parcialmente contínuas para $\ell_2 \geq 2/3 \ell_1$.



Fonte: BORJA (2020).

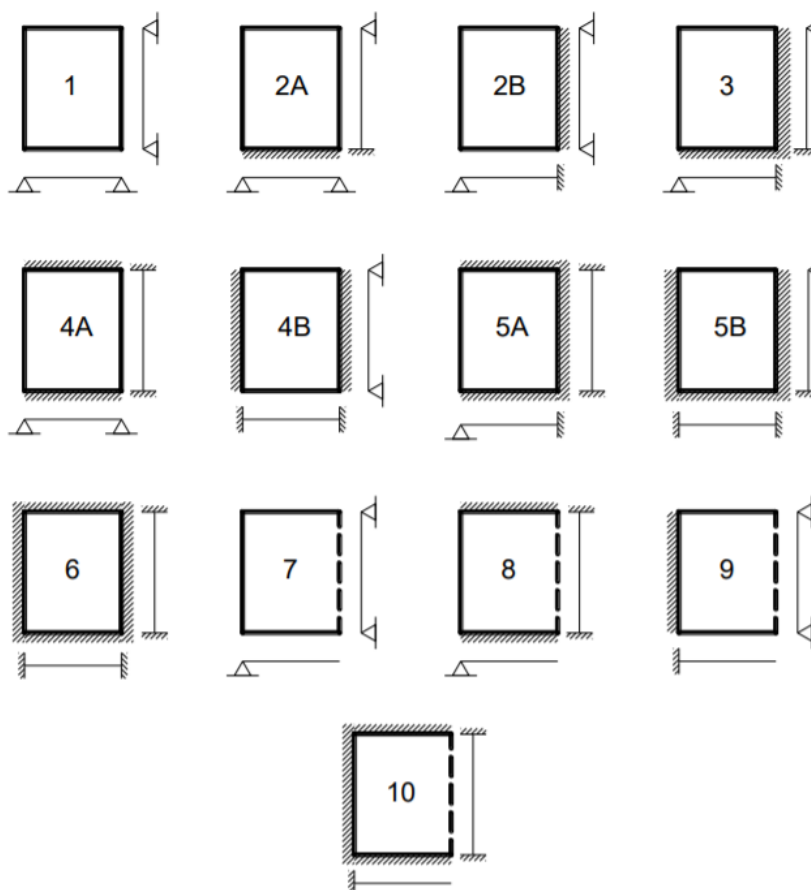
Figura 18 - Convenções utilizadas para as vinculações de bordas.

	engaste perfeito
	apoio simples
	livre

Fonte: BASTOS (2015).

Como existe uma ampla possibilidade de vínculos nas quatro bordas de uma laje retangular, para o cálculo manual feito por tabelas, cada laje com diferentes combinações recebe números distintos, conforme demonstra a Figura 19.

Figura 19 - Tipos de lajes em função dos vínculos nas bordas.



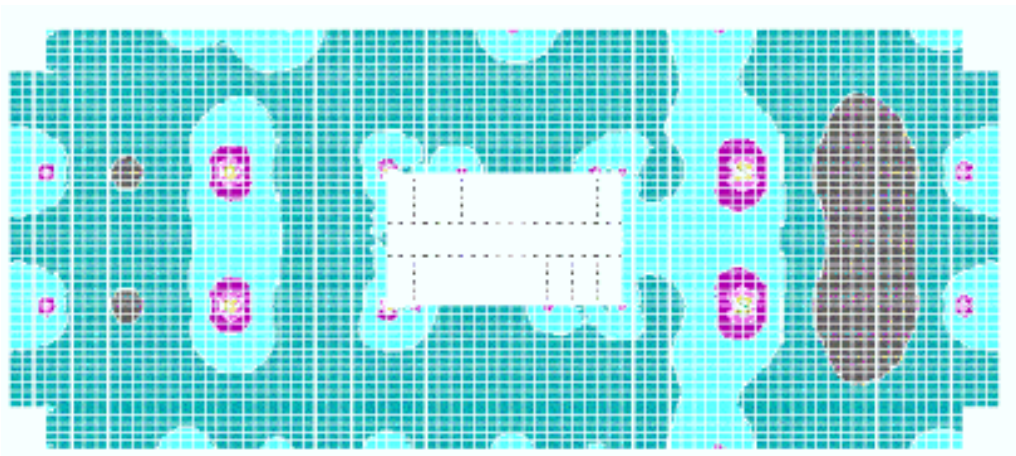
Fonte: BASTOS (2015).

Atualmente, o dimensionamento de lajes ocorre através de modelos computacionais, que por sua vez utilizam do Método dos Elementos Finitos, possível apenas em computadores (Figura 20). Segundo Banki (2013), em artigo publicado no site da AltoQI, neste método a placa é dividida em um número determinado de elementos, e cada um destes elementos possuem propriedades de deformação à flexão conhecidas com boa aproximação.

O método geral de análise concentra as cargas nos nós dos elementos e estabelece a continuidade das rotações e deslocamentos em cada ponto nodal, de modo a satisfazer as equações de equilíbrio e as condições de contorno requeridas. Utilizando-se um número razoável de elementos, é possível obter soluções para praticamente

qualquer geometria definida. O modelo pode conter todas as lajes de um pavimento e todas as vigas, analisando o comportamento do painel como um todo (BANKI, 2013).

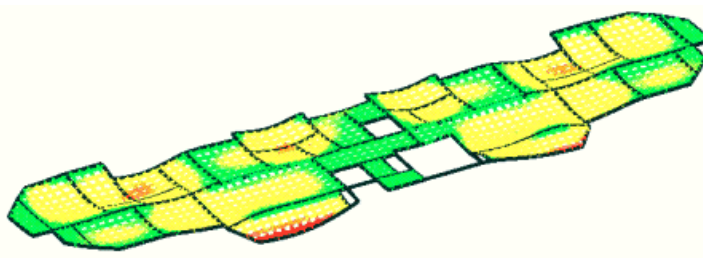
Figura 20 - Pavimento de edifício em modelo de Elementos Finitos.



Fonte: BANKI (2013).

Softwares comerciais de projeto estrutural, tanto o Eberick como o TQS, utilizam também da Analogia de Grelha para o dimensionamento de lajes (Figura 21). Esta analogia, divide a laje em um número suficiente de faixas, onde é possível reproduzir o comportamento de estruturas com praticamente qualquer geometria. A Analogia de Grelhas, quando comparada ao uso de tabelas constantemente citadas na bibliografia estrutural, pode resultar em discrepâncias importantes, visto que no processo de cálculo manual para lajes isoladas, supõe-se que os apoios sejam indeformáveis, e em pavimentos de edifícios reais as lajes estão apoiadas sobre vigas que são flexíveis. Esta condição de apoio é considerada pelo método computacional, e altera o campo de deformações da laje, assim como esforços internos e reações de apoio (BANKI, 2013).

Figura 21 - Pavimento de edifício em modelo de Analogia de Grelha.

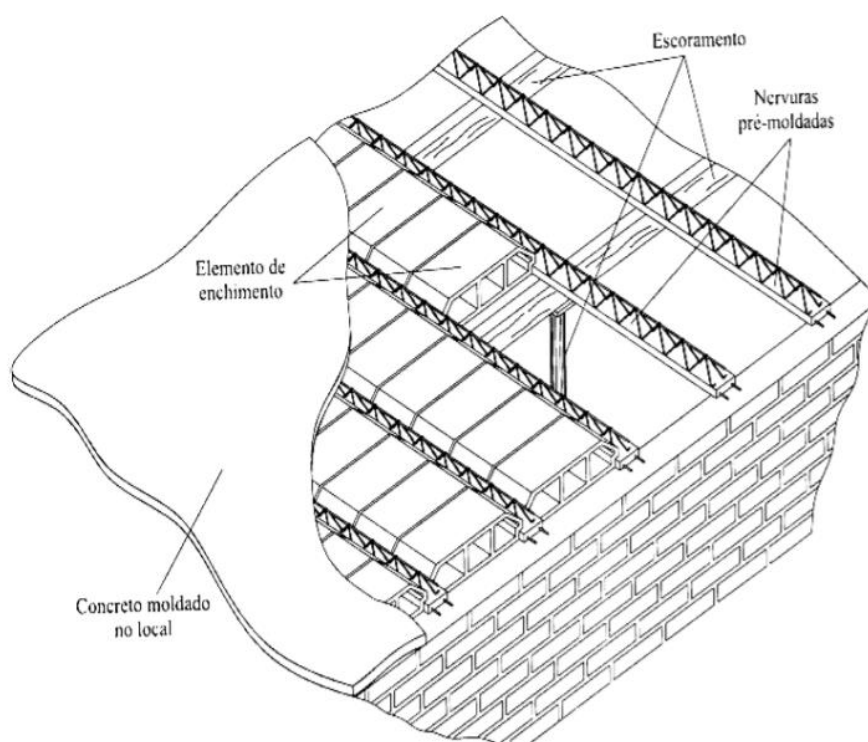


Fonte: BANKI (2013).

2.3.3.2 Laje pré-fabricada unidirecional ou laje treliçada

As lajes formadas por vigotas pré-moldadas treliçadas são constituídas por elementos pré-fabricados lineares ou nervuras pré-moldadas, elementos de enchimento e concreto moldado no local (Figura 22). Este elemento pré-moldado é denominado vigota pré-moldada, podendo ser encontrada em concreto armado, concreto protendido e em forma de treliça (Figura 23). Os elementos de enchimento, situados entre as vigotas pré-moldadas, podem ser de blocos de concreto, blocos de poliestireno expandido (EPS) ou blocos cerâmicos (CUNHA, 2012).

Figura 22 - Laje formada por vigotas pré-moldadas.



Fonte: EL DEBS (2000).

Figura 23 - Diferentes tipos de vigotas.



Fonte: EL DEBS (2000).

As vigotas, em seu banzo inferior, possuem as barras de tração da laje pré-acabada, podendo conter uma armação adicional referente ao dimensionamento da laje, recoberta por uma camada de concreto pré-moldado, formando uma base que oferece condições de apoio aos materiais de enchimento citados acima. Já o banzo superior da treliça, atua como armadura de montagem e também como suporte a telas que compõem armadura contra fissuração, posicionadas na capa de concreto. As vigotas treliçadas, geralmente utilizam fios de aço CA-60, e são padronizadas conforme a ABNT NBR 14682 (2002), nomeadas em função da sua altura e bitolas utilizadas. Como exemplo, pode-se citar a treliça TR 08644, cada um destes 4 números representa uma dimensão, sendo 8,0cm de altura, fio superior de 6,0 mm de diâmetro, diagonal com 4,2mm de diâmetro e fio inferior com 4,2mm de diâmetro. Geralmente são produzidas em três comprimentos: 8, 10 e 12 metros (CUNHA, 2012).

Segundo Flório (2004), a função dos elementos de enchimento ou nervuras, é retirar ou substituir parte da região de concreto abaixo da linha neutra, que não vem a ser essencial na estrutura, substituindo-o por material leve. Com isso, de acordo com Araújo (2003), as lajes nervuradas treliçadas exigem uma altura cerca de 50% superior à que seria necessária em lajes maciças, porém o peso próprio da laje nervurada treliçada é inferior ao da laje maciça, apresentando uma economia de concreto, mas com um ligeiro aumento do consumo da armadura.

Outra vantagem que colabora para a economia, está relacionada a dispensa, total ou parcial, do uso de fôrmas na fase construtiva da obra para lajes pré-fabricadas, diminuindo também o escoramento das lajes e facilitando a execução (FERREIRA, 2015).

- **Recomendações normativas**

No Brasil, basicamente se faz necessário a utilização de duas normas técnicas para as lajes formadas por vigotas pré-moldadas em concreto armado e protendido, sendo elas a ABNT NBR 14859-1 (2016) e a ABNT NBR 6118 (2014). Sendo que a ABNT NBR 14859-1 (2016), trata dos requisitos de projeto para lajes pré-fabricadas unidirecionais e a ABNT NBR 6118 (2014) trata do projeto de estruturas de concreto armado.

Mas além destas normas, podem também ser utilizadas a ABNT NBR 9062 (2017), que trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado e a

ABNT NBR 15522 (2007) que trata da avaliação do desempenho de vigotas e pré-lajes sob cargas de trabalho.

Segundo El Debs (2000), as lajes pré-moldadas possuem as particularidades do pré-moldado apenas no que se refere a situações transitórias, pois podem ser calculadas como lajes moldadas no local.

2.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento da estrutura, também conhecido como concepção estrutural ou estruturação, é uma das etapas mais importantes no projeto estrutural pois é neste momento que deve-se escolher os elementos estruturais a serem utilizados e definir suas posições, as quais devem ser capazes de transmitir os esforços das ações atuantes até o solo de fundação, formando então a parte resistente do edifício (PINHEIRO, et al., 2003). Segundo Rebello (2001), “conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade da sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural, é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas”.

A solução estrutural adotada na concepção do projeto, deve atender aos requisitos de qualidade e segurança estabelecidos nas normas técnicas, relativo à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura (PINHEIRO et al., 2003).

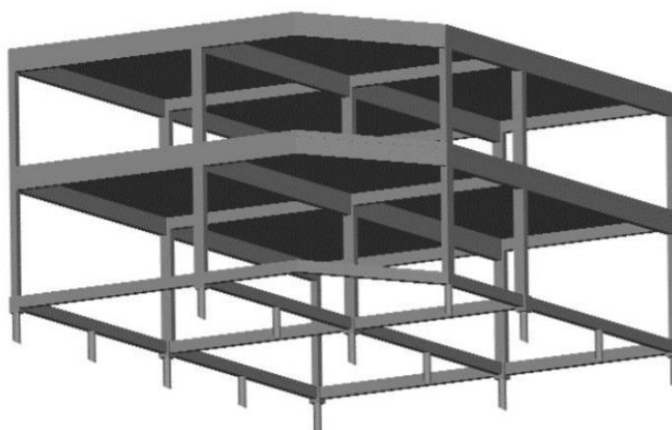
Um dos principais limitantes do projeto estrutural é o projeto arquitetônico, pois este representa a base para o lançamento estrutural. Muitas vezes, as soluções estruturais mais comuns não podem ser aplicadas devido a diferentes disposições dos ambientes impostos pelo projeto arquitetônico, sendo assim necessário estudos de soluções mais aprofundadas a fim de sanar qualquer confronto entre os projetos.

O projeto estrutural, além de ter o dever de estar em harmonia com todos os demais projetos, sejam eles de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia etc, precisa também ser coerente com as características do solo no qual ele se apoia.

2.4.1 Sistemas Estruturais

Juntos, os elementos estruturais abordados nos itens anteriores formam sistemas estruturais (Figura 24). Inúmeros podem ser os sistemas estruturais utilizados, dependendo de variáveis como o solo, projeto arquitetônico, fatores técnicos, econômicos, disponibilidade de materiais, mão-de-obra, equipamentos, etc (PINHEIRO et al., 2003).

Figura 24 - Perspectiva da estrutura composta por lajes, vigas e pilares.



Fonte: BARBOZA (2008).

Independente de qual seja o sistema estrutural adotado, ele deve proporcionar sempre o equilíbrio e a resistência necessários para todas as ações solicitantes. Segundo Rebello (2001), a pior solução é aquela em que os projetos arquitetônico e estrutural apresentam os maiores desencontros.

Na engenharia estrutural, diferentes classificações dos sistemas estruturais surgem, mas a maioria dos autores acabam por chegar nos mesmos sistemas. Os mais utilizados são os sistemas estruturais formados por lajes, vigas e pilares, e sistemas estruturais formados por lajes e pilares.

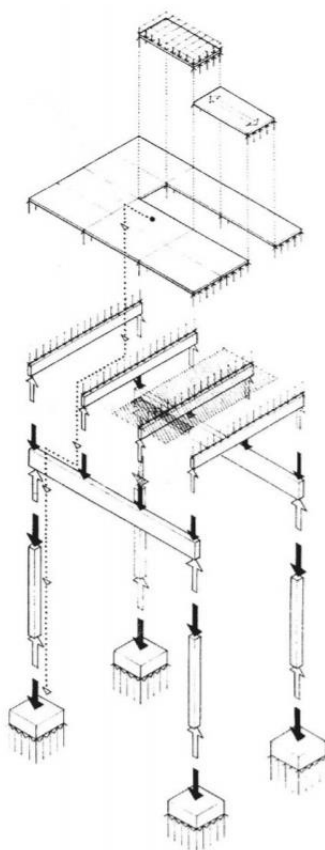
2.4.1.1 Sistemas Estruturais Formados por Lajes, Vigas e Pilares

Esse é o sistema estrutural tradicional, onde as lajes se apoiam nas vigas que por sua vez fazem a transmissão dos esforços para os pilares, sempre de maneira direta e procurando dispor estes elementos de forma que as cargas sejam transmitidas ao solo pelo caminho mais curto (Figura 25). Muito usado tanto em construções de

pequeno porte, como casas e sobrados, mas também construções de grande porte, como edifícios de múltiplos pavimentos (BARBOZA, 2008).

As paredes neste sistema não têm função estrutural, servindo apenas como divisórias dos ambientes, sendo chamadas de paredes de vedação.

Figura 25 - Caminhamento das ações verticais.

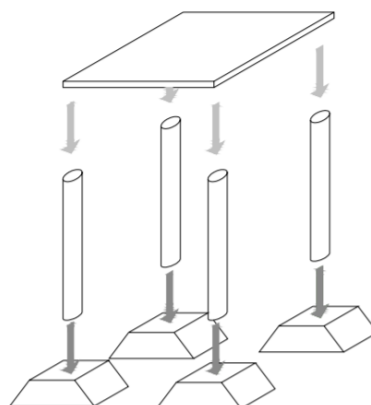


Fonte: EL DEBS (2000).

2.4.1.2 Sistemas Estruturais Formados por Lajes e Pilares

Segundo Barboza (2008), pode-se também projetar a “laje lisa” ou laje sem vigas, a partir da remoção das vigas que compõe o pavimento. Assim, a laje deixa de se apoiar nas vigas e passa a transmitir seu carregamento diretamente nos pilares, que mantêm sua função de transmitir os esforços até o solo (Figura 26).

Figura 26 - Lajes apoiando diretamente sobre pilares.



Fonte: BARBOZA (2008).

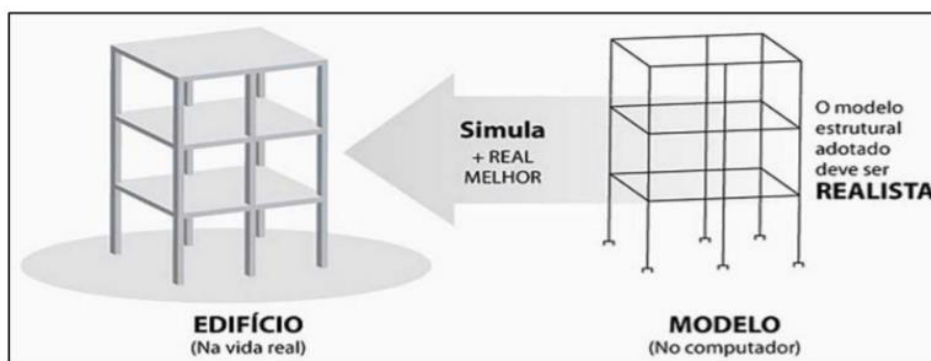
Caso seja necessário aumentar a resistência da estrutura, Barboza (2008) ainda cita a possibilidade de ser feito um engrossamento da laje nas proximidades dos pilares, dando origem então a chama “laje cogumelo”, sendo este aumento de espessura feito de modo gradual.

As lajes lisas em concreto armado, podem vencer vãos que tenham em torno 8,0 m, desde que tenha espessuras entre 12 e 20 cm. Já com a utilização do concreto protendido, é possível vencer vãos maiores e utilizar espessuras menores, possuindo assim um menor consumo do concreto (BARBOZA, 2008).

2.5 MODELOS ESTRUTURAIIS

O modelo estrutural adotado deve ser realista e simular a estrutura real de maneira mais precisa e verdadeira possível, envolvendo todas as hipóteses físicas necessárias e condizentes com a estrutura a ser construída, podendo assim ser feita uma análise estrutural segura e correta (Figura 27).

Figura 27 – Estrutura real X Modelo Computacional.



Fonte: KIMURA (2007).

Existem diversos tipos de modelos estruturais que podem ser utilizados para efetuar a análise estrutural dos edifícios, cada um com suas vantagens e desvantagens. A escolha do modelo a ser utilizado depende do tipo de análise que se pretende fazer, alguns são mais simples e limitados e outros mais complexos e abrangentes, porém considerando sempre tanto o estado limite último como o estado limite de serviço.

2.5.1 Modelo de Vigas Contínuas

Segundo Fontes e Pinheiro (2006), o modelo de Vigas Contínuas é o mais simples, pois as vigas são consideradas como simplesmente apoiadas nos pilares e demais vigas.

De acordo com o item 14.6.6.1 da ABNT NBR 6118 (2014), este modelo só é permitido levando-se em consideração as seguintes correções adicionais:

- Não podem ser considerados momentos positivos menores do que os que podem ser obtidos através do engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito

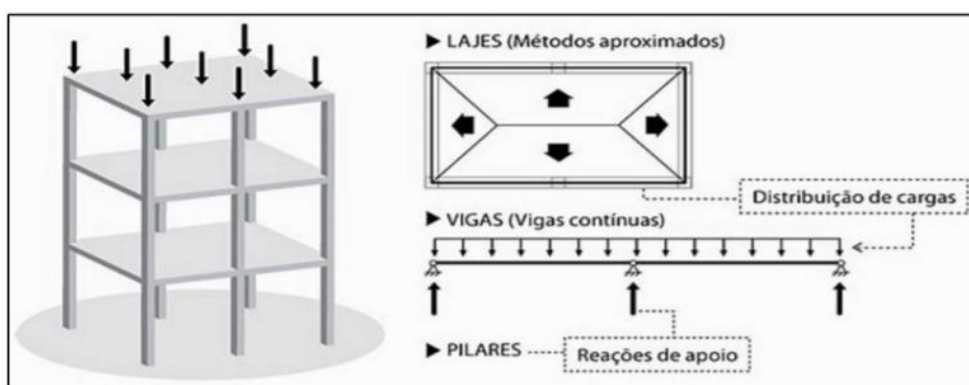
multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas relações descritas no mesmo item da norma.

Conforme Lins (2010), o modelo aproximado de vigas contínuas consiste em separar a estrutura e tratar de forma independente os elementos estruturais, sejam eles lajes, vigas e pilares. Este modelo permite uma boa compreensão da distribuição das cargas verticais no edifício.

A partir de tabelas elaboradas por Marcus, Czerny, Bares e outros, é possível calcular os esforços das lajes, e suas flechas, conforme demonstrado no item 2.3.3.1 deste trabalho. Nas vigas, os esforços e as flechas são calculados através de barras reticuladas que representam esse elemento. Neste modelo de vigas contínuas, Figura 28, os pilares são representados por apoios rotulados inseridos ao longo das vigas, recebendo as ações de apoio na forma de carga concentrada (KIMURA, 2007).

Com o desenvolvimento dos microcomputadores e dos softwares comerciais baseados no Método dos Elementos Finitos, modelos mais realistas foram desenvolvidos, portanto, o cálculo realizado através de tabelas deve ser evitado, por se tratar de um método ultrapassado que não representa o comportamento real da estrutura.

Figura 28 - Método aproximado de vigas contínuas.



Fonte: KIMURA (2007).

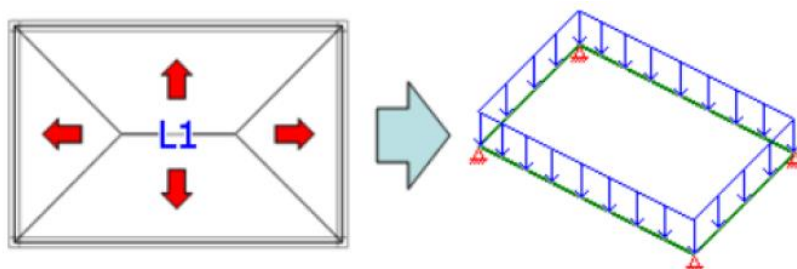
2.5.2 Modelo de Grelha de Vigas

O modelo de grelha somente de vigas pode ser considerado uma evolução do modelo aproximado de cálculo (modelo de vigas contínuas). Conforme Kimura (2007), este modelo é direcionado para a análise de um pavimento isolado, podendo ser levada em consideração a interação entre todas as vigas situadas nele, não levando

em conta lajes, que devem ter seus esforços calculados por métodos aproximados, como os citados anteriormente.

Este modelo necessita de microcomputadores e um programa computacional específico para o cálculo das grelhas (BARBOZA, 2008). As cargas das vigas são calculadas por área de influência da laje, como mostrado na Figura 29 a seguir.

Figura 29 - Modelo de Grelha de Vigas.



Fonte: CAD/TQS Manual III – Análise Estrutural (2017)

De acordo com Kimura (2007), o modelo apresentado só leva em consideração os esforços causados pelas cargas verticais, não sendo possível analisar os efeitos das ações horizontais.

2.5.3 Modelo de Grelha de Lajes e Vigas

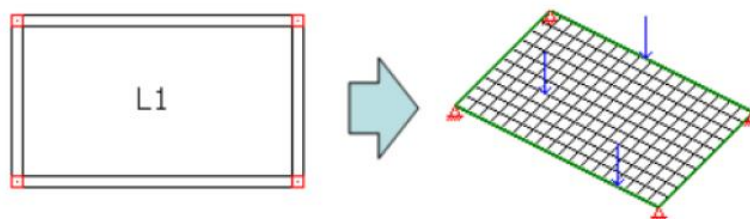
Antes a análise da laje era feita de forma separada, já neste modelo consegue-se fazer a análise conjunta tanto de vigas como de lajes, sendo ambas representadas por uma malha de barras lineares arranjadas no plano horizontal, formando uma grelha sobre apoios simples, que representam os pilares (porém este modelo não trata da interação viga/pilar, considerada rotulada, e não analisa os efeitos das ações horizontais).

A discretização do pavimento consiste em subdividi-lo em pequenos elementos, exigindo muita atenção e experiência do engenheiro, pois cabe a ele estabelecer as dimensões dos elementos de barra e suas características (área, inércia, etc.), sendo a maior dificuldade nesta etapa a consideração das rigidezes à flexão e à torção (BARBOZA, 2008).

Neste modelo, as cargas não são transferidas por área de influência (KIMURA, 2007). Com as cargas verticais aplicadas na barra, agora a distribuição dos

esforços nas lajes e vigas é feita automaticamente de acordo com a rigidez de cada barra, migrando automaticamente para as regiões de maior rigidez (Figura 30).

Figura 30 - Grelha em vigas e lajes.



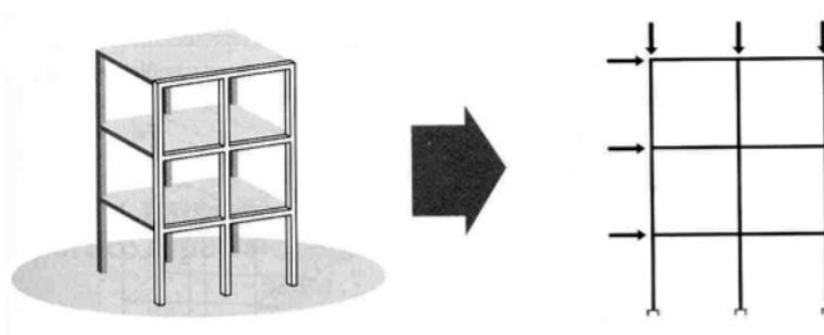
Fonte: CAD/TQS Manual III – Análise Estrutural (2017).

2.5.4 Pórticos Planos

Quando o projetista decide modelar a estrutura através do modelo de pórticos planos, ele opta por representar o edifício em duas dimensões, sendo uma delas a altura do edifício (BARBOZA, 2008). Considerado uma evolução do modelo de vigas contínuas, no pórtico plano as vigas da estrutura, ao invés de apoios rotulados nas ligações, agora são modeladas juntamente com os pilares.

A análise do comportamento do edifício neste modelo é feita de maneira global, admitindo-se a aplicação de ações verticais e horizontais, sendo que as ações horizontais (ventos, na maioria dos casos) aplicadas aos elementos de vedação (paredes de alvenaria ou outros materiais) e transmitidas para os pilares, não eram admitidas nos modelos anteriores. As vigas e os pilares são representados por um conjunto de barras dispostas num mesmo plano vertical, não considerando a laje nesse modelo (KIMURA, 2007), como demonstrado na Figura 31.

Figura 31 - Modelo de pórtico plano.



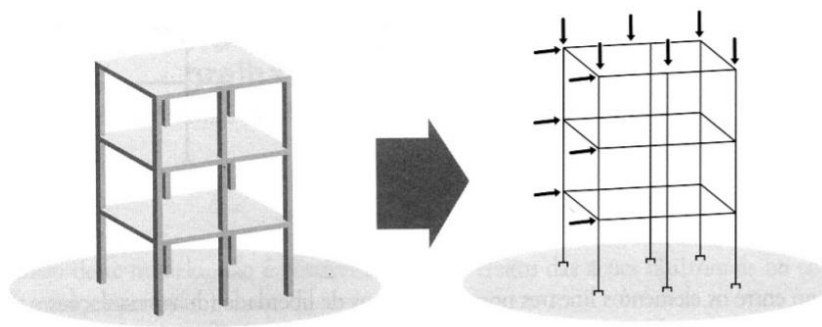
Fonte: KIMURA (2007).

Uma das vantagens deste modelo é a possibilidade de simular o comportamento da estrutura por meio da decomposição do edifício em diversos pórticos planos, que podem ser independentes ou interligados por diafragmas rígidos (BARBOZA, 2008). Para Fontes (2005), o modelo de pórtico plano se demonstrou coerente quanto à análise de forças normais e de momentos fletores, entretanto, para a análise de ações verticais se torna inadequado em caso de grandes assimetrias na estrutura do edifício, gerando esforços significativos decorrentes da torção do edifício, cujo modelo não tem capacidade de avaliar os efeitos. Portanto, indica-se utilizar o modelo de Pórtico Espacial sempre que possível.

2.5.5 Pórticos Espaciais

Como uma evolução do modelo de pórticos planos, o modelo de pórticos espaciais possibilita a realização da análise estrutural em um plano tridimensional, podendo também ser chamado de pórtico tridimensional e representar todas as vigas e pilares do edifício (Figura 32).

Figura 32 - Modelo de pórtico tridimensional.



Fonte: (KIMURA, 2007).

De acordo com Chagas (2012), os pórticos espaciais não necessitam de tantas correções como nos modelos anteriores, devido ao volume de elementos que representam quase a totalidade da estrutural real, propiciando uma distribuição dos esforços de uma forma mais precisa. Este modelo possibilita também uma avaliação do comportamento global da estrutura, perante às ações verticais e horizontais, porém não sendo considerado as lajes na análise.

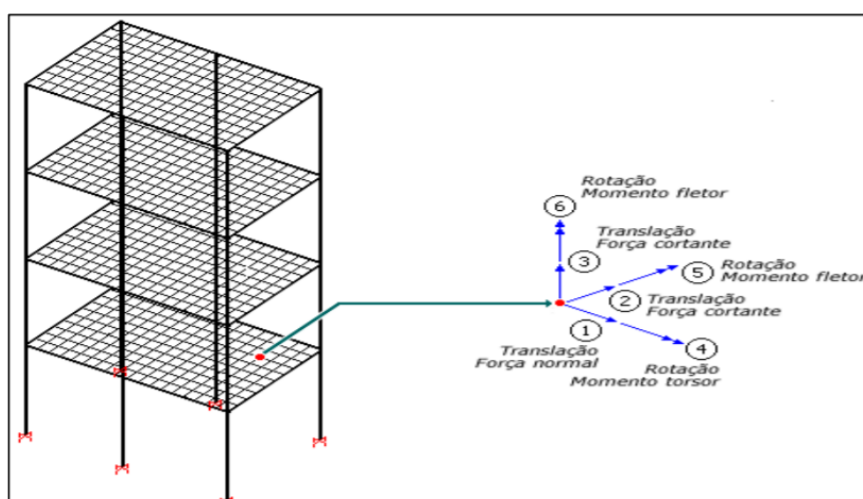
O modelo de pórtico espacial pode ser empregado também em edifícios com assimetria, pois o modelo leva em consideração a interação entre todos os elementos

da estrutura devido a existência de seis graus de liberdade em cada nó do pórtico (FONTES, 2005).

2.5.5.1 Pórtico espacial com vigas e lajes em grelha

Este é um modelo em que as lajes entram na análise, juntamente com as vigas em cada pavimento, através do sistema de grelhas, considerando assim o efeito que as lajes exercem sobre a estrutura como um todo, sendo esse efeito chamado de “diafragma rígido” (CHAGAS, 2012). Porém as lajes são calculadas de forma independente do pórtico. Na Figura 33 pode-se observar o modelo de pórtico espacial com grelha em vigas e lajes, aplicado na análise de estruturas em *softwares* comerciais.

Figura 33 - Pórtico espacial com grelha em vigas e lajes.



Fonte: Sistema TQS de informática LTDA (2014).

2.5.5.2 Pórtico espacial composto por vigas, lajes e pilares

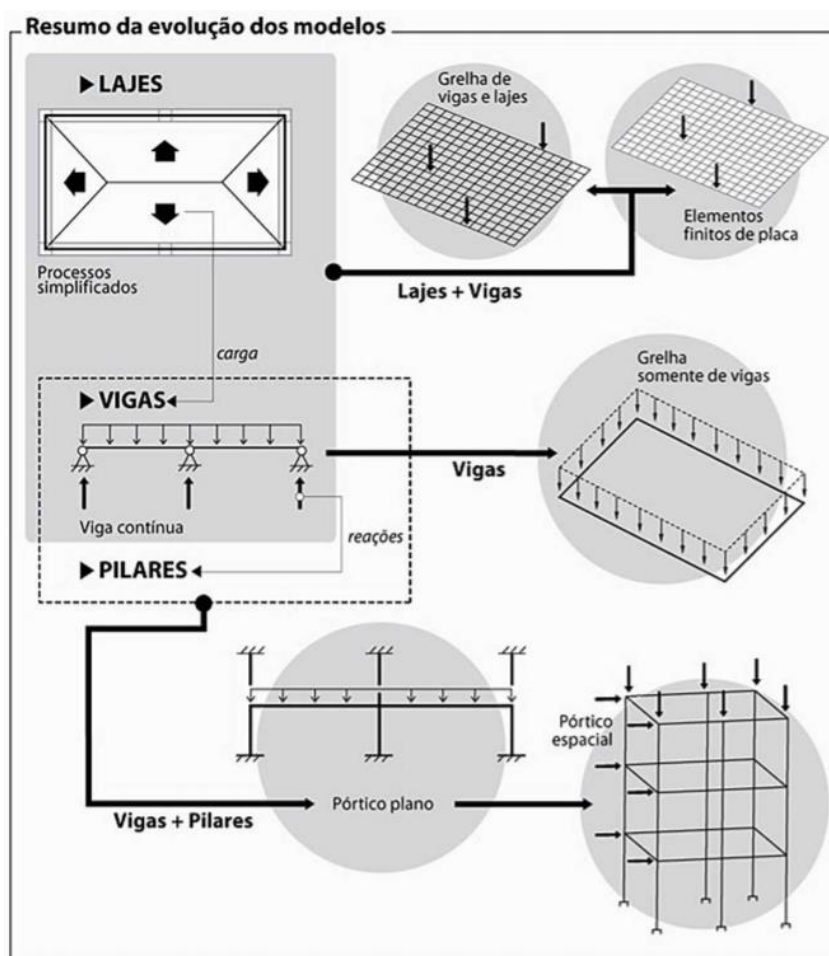
Este modelo estrutural é o mais implementado pelos *softwares* de dimensionamento estrutural, Eberick e TQS. Segundo Koerich (2017), o Eberick chama esse modelo de “modelo integrado de análise” pois permite adotar uma análise integrada entre a grelha das lajes e o pórtico formado por vigas e pilares, gerando análises mais refinadas e próximas do comportamento real da estrutura.

Já para o TQS, esse modelo leva o nome de Modelo VI e as grelhas não estão mais presentes, de forma que as malhas de barras das lajes estejam inseridas no próprio modelo espacial.

Sendo assim, com as ações sendo exercidas no pórtico, o conjunto formado por vigas, pilares e lajes se deforma de uma maneira compatível, distribuindo as ações entre os elementos de acordo com o equilíbrio de toda a estrutura.

Além dos modelos apresentados, existem diversas formas diferentes de analisar e calcular uma estrutura. A escolha do modelo estrutural a ser utilizado na realização de um projeto, deve ser feita por um engenheiro e nunca por um programa computacional (Figura 34). Segundo Kimura (2007), “a busca pelo melhor modelo estrutural deve ser encarada como um paradigma durante toda a atividade profissional de um Engenheiro de Estruturas”.

Figura 34 - Resumo da evolução dos modelos estruturais.



Fonte: KIMURA (2007).

2.6 ESTADOS LIMITES

O conceito de estado limite de estruturas de concreto armado é utilizado para definir o grau de confiabilidade da estrutura (DUMÊT, 2008). Os estados limites estão relacionados ao grau de desempenho da estrutura, de acordo com os parâmetros requeridos pela ABNT NBR 6118 (2014), e são divididos em dois tipos, o estado limite último e o estado limite de serviço (OLIVEIRA, 2017).

2.6.1 Estado Limite Último

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), estado limite último, ou ELU, corresponde à máxima capacidade portante da estrutura, sendo que sua simples ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção.

Conforme o item 10.3 da mesma norma, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em partes, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Estado-limite último de colapso progressivo;
- Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200 (2012);
- Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421 (2006);
- Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Segundo Kimura (2007), o estado-limite último trata-se de uma condição última, indesejável para todo Engenheiro. São definidos diversos coeficientes de segurança ao longo do projeto estrutural de tal forma a evitar esse tipo de situação.

2.6.2 Estado Limite de Serviço

O ELS, ou Estado Limite de Serviço, também conhecido como estado limite de utilização, está diretamente relacionado com a influência direta no conforto do usuário em questões de aparência do edifício, uma vez que este estado limite está diretamente ligado à deformação da edificação.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), está relacionado também à durabilidade e boa utilização das estruturas, com relação as máquinas e aos equipamentos suportados pelas edificações.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço definidos no item 3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), sendo eles: formação de fissuras (ELS-F), abertura de fissuras (ELS-W), deformações excessivas (ELS-DEF) e vibrações excessivas (ELS-VE).

2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Kimura (2007), a análise estrutural é uma etapa muito importante, pois de nada adianta dimensionar as armaduras de uma maneira extremamente refinada, sendo que os esforços calculados não traduzem a realidade que a estrutura está sujeita. O dimensionamento das estruturas baseia-se nesta etapa, que é uma das fases do projeto estrutural em que o engenheiro levanta os esforços internos e externos da estrutura perante as ações impostas.

Com os pilares, vigas e lajes devidamente posicionados e suas dimensões definidas, os esforços e deslocamentos são calculados a partir da análise estrutural, e em seguida podem-se introduzir elementos, cancelar, mudar dimensões, pré-dimensionar a armadura e retomar o processo de cálculo conforme os resultados obtidos.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a análise estrutural tem como objetivo determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço e deve ser efetuado por pelo menos um destes:

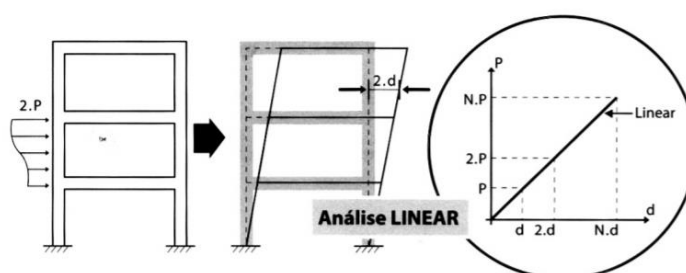
- Análise linear;
- Análise linear com redistribuição;
- Análise plástica;
- Análise não linear;
- Análise através de modelos físicos.

2.7.1 Análise linear

A análise linear é a mais comum durante a graduação, nela, a resposta da estrutura, tem um comportamento proporcional ao acréscimo de cargas, como identificado na Figura 35 (KIMURA, 2007).

Segundo Barboza (2008), nesse tipo de análise os materiais que constituem a estrutura assumem um comportamento elástico-linear, que pode também ser definido como o comportamento proporcional citado anteriormente.

Figura 35 - Comportamento linear.



Fonte: KIMURA (2007).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os resultados da análise linear geralmente são empregados para a verificação de estados-limites de serviço, mas podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite último, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

Esta análise leva em consideração os estudos feitos pelo cientista inglês Robert Hooke, que dá nome a Lei de Hooke. Isso porque existe uma relação linear

entre a tensão e deformação e em consequência disso, há uma constante de proporcionalidade que depende do tipo de material utilizado, chamado Módulo de Elasticidade.

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

sendo,

σ – Tensão atuante

E – Módulo de elasticidade longitudinal do material

ε – Deformação específica longitudinal

2.7.2 Análise linear com redistribuição

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), na análise linear com redistribuição, os efeitos dos esforços são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU. Nesse caso, as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas.

De acordo com Fontes (2005), esta análise promove uma redução de momentos fletores nos apoios de vigas contínuas, e como consequência, os momentos fletores nos vãos aumentam. Esta redistribuição possibilita uma economia de armadura visto que os valores dos momentos negativos e positivos se aproximam.

2.7.3 Análise plástica

Ao contrário de um comportamento elástico, o comportamento plástico se difere pela perda da capacidade do corpo de retornar à sua configuração original. Segundo Barboza (2008), quando a tensão de escoamento é atingida, o corpo deixa de apresentar elasticidade e passa a se comportar no regime plástico.

De acordo com o item 14.5.4 da ABNT NBR 6118 (2014), a análise plástica deve ser usada apenas para verificações de ELU, e a análise plástica de estruturas reticuladas não pode ser adotada quando se consideram os efeitos de segunda ordem global e quando não houver suficiente ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas.

Na análise plástica, admite-se que o concreto armado trabalha na iminência da ruptura, apresentando um comportamento correspondente a uma fase posterior à

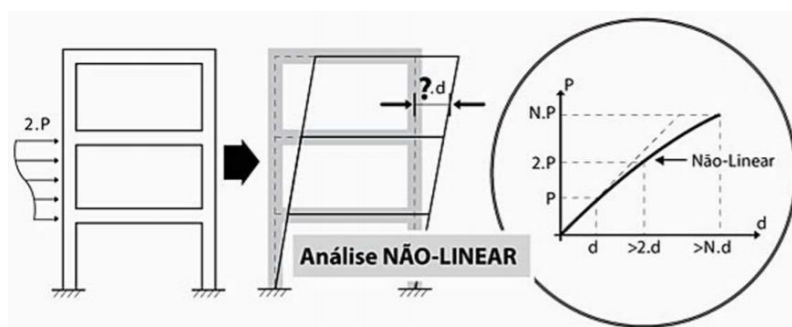
da análise não linear de seu diagrama de tensão-deformação, caracterizada por escoamento de armaduras e pelo progresso de linhas de plastificação ao longa da sua estrutura. Admite-se, pois, neste tipo de análise, um comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito para concreto armado, permitindo uma determinação adequada do valor da carga máxima que ele pode ser submetido numa solicitação, carga esta conhecida como carga de ruína ou carga última (DUARTE, 1998).

2.7.4 Análise não linear

As análises não-lineares dificilmente são abordadas durante a graduação em Engenharia Civil, em função da sua complexidade. Pode-se dizer que uma análise é não-linear, quando a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, é desproporcional à medida que um carregamento é aplicado (KIMURA, 2007).

Neste caso, a Lei de Hooke não é válida e diferentemente da análise linear, esta análise não possui um módulo de elasticidade fixo e definido, pois este agora pode variar em cada ponto da relação tensão e deformação (FONTES, 2005). A Figura 36 ilustra uma análise não-linear e seu diagrama de força x deslocamento.

Figura 36 - Comportamento não-linear.



Fonte: KIMURA (2007).

De acordo com Barboza (2008), são diversas as causas da não-linearidade, mas usualmente divide-se em duas: a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica. Uma análise completamente não-linear exige esforços computacionais muito grandes e geralmente é indispensável a utilização de programas computacionais, devido ao fato de que toda a geometria da estrutura, bem como suas

armaduras (estimadas por análise linear), devem ser previamente conhecidas, o que requer um cálculo iterativo longo e demorado, mas que ao final da análise têm-se novos esforços, permitindo o cálculo de uma armadura diferente.

2.7.5 Análise através de modelos físicos

Segundo o item 14.5.6 da ABNT NBR 6118 (2014), “na análise através de modelos físicos, o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhança mecânica”, ou seja, realizar ensaios em protótipos que sejam similares a estrutural real.

Segundo Fontes (2005), a análise através de modelos físicos tem múltiplos objetivos, dentre eles: Demonstrar o comportamento de certas estruturas, seja com o caráter pedagógico ou o de pesquisa; Checar a validade de procedimentos analíticos utilizados, geralmente no caso de estruturas cuja teoria ainda não se encontra consolidada no meio técnico e participar diretamente na concepção de estruturas, sendo este objetivo o que mais exige precisão na semelhança mecânica entre modelo e estrutura real, e na interpretação dos dados obtidos.

Obrigatoriamente, devem ser obtidos resultados para todos os estados limites último e o de serviço a serem empregados na estrutura.

2.8 HISTÓRICO DO EBERICK

De acordo com o site Alto-QI (2020), a empresa foi fundada em 1989 e sediada em Florianópolis/SC, já com o intuito de criar *softwares* relacionados a engenharia, facilitando o cálculo estrutural em concreto armado com maior exatidão e praticidade.

Logo de início, foi estudado um programa que trabalhasse com o cálculo de vigas em uma estrutura de concreto armado, dando origem a uma linha computacional chamada PROVIGA, PROLAJE, PROPILAR e PROINFRA, ou seja, a análise do comportamento da estrutura não acontecia de forma integrada entre os elementos estruturais (SILVA, 2018).

Com o avanço da tecnologia, em 1996 surge o *software* Eberick voltado para o Windows, no tipo CAD com o qual se poderia desenvolver projetos de vigas, lajes, pilares, de forma integrada, concebendo o projeto estrutural. Na época, já possuía uma série de ferramentas e um excelente gráfico para a entrada de dados, obtendo também os recursos de dimensionamento e detalhamento de alguns tipos de fundação, como: bloco sobre estacas, blocos e sapatas.

Durante os anos, novas versões e atualizações do *software* foram aparecendo, se tornando um programa cada vez mais completo e preciso na hora de realizar o cálculo estrutural.

O Eberick pode ser utilizado para elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas (modelagem e análise). Possui recursos que agilizam as etapas de modelagem, realiza a análise da estrutura, o dimensionamento das peças estruturais, a compatibilização com as demais disciplinas de projeto e a geração de pranchas finais contendo detalhamentos das armaduras e planta de formas, entre outros.

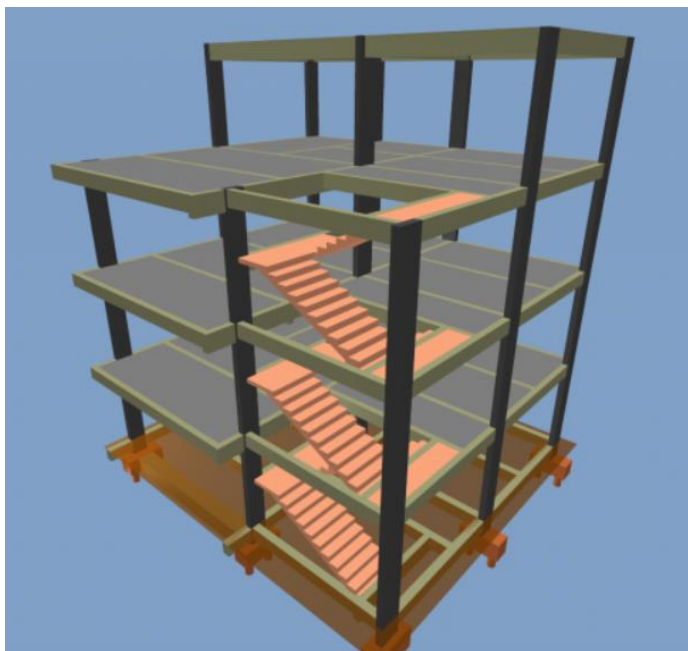
O modelo estrutural utilizado pelo Eberick é o modelo de pórtico espacial, constituído pelas vigas e pilares da edificação, sendo as lajes dimensionadas pelo modelo de grelhas separadas do pórtico (Figura 37).

A ordem de cálculo da estrutura segue o seguinte processo: primeiramente é lançado o pórtico espacial da estrutura, posteriormente, pelo modelo de grelhas, os painéis de laje são lançados e calculados; as reações das lajes são transmitidas às vigas nas quais se apoiam, ou seja, o pórtico espacial recebe o carregamento calculado pelas lajes e os demais carregamentos inseridos, como os de parede, de vento e os acidentais; o pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais (SILVA, 2018).

Os materiais são adotados pelo *software* com comportamento físico elástico linear para todos os pontos da estrutura.

A versão do *software* a ser utilizada neste trabalho é o AltoQi Eberick 2020, lançado em 2020 e atualizado conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 37 - Exemplo de prédio residencial projetado no Eberick.



Fonte: MaisEngenharia – AltoQI (2018).

2.9 HISTÓRICO DO TQS

De acordo com a página da empresa TQS Informática Ltda (2020), o CAD/TQS é um sistema computacional gráfico, destinado à elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural. É desenvolvido e comercializado pela TQS Informática Ltda, que vem pelos últimos 20 anos atuando no mercado simplificando os processos para a Engenharia Civil Estrutural.

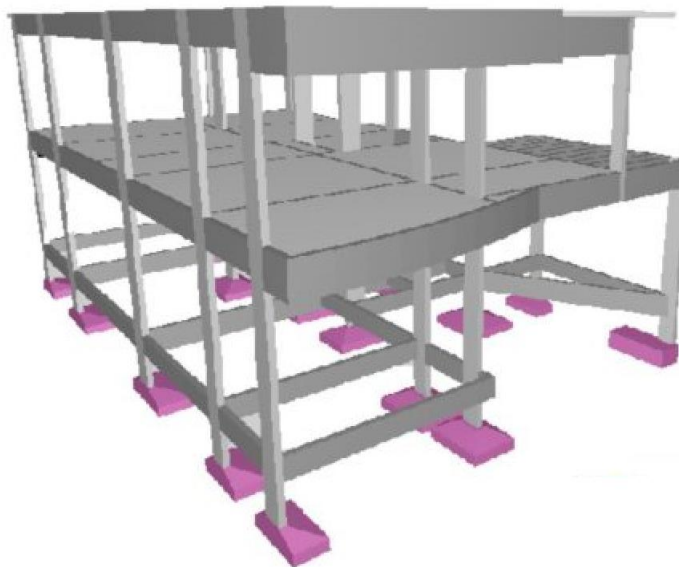
Seus processos envolvem todas as etapas de um projeto, desde a concepção estrutural, passando pela análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras, até a emissão de plantas finais, todos atualizados conforme a última versão da ABNT NBR 6118 (2014).

Este *software* possui diversos modelos estruturais disponíveis para cálculo, chamados de Modelos I, II, III, IV e V, sendo que a versão mais atualizada do CAD/TQS, já possui um modelo estrutural chamado Modelo VI, em que toda a estrutura é analisada por um único pórtico espacial (Figura 38), e não mais por um conjunto de pórticos espaciais e grelhas.

No CAD/TQS, com relação a análise estrutural, a não linearidade física e geométrica para efeitos de segunda ordem e estabilidade global, são consideradas de maneira aproximada, e o *software* considera ainda um outro parâmetro, denominado

como FAVt. Este parâmetro, conhecido também como um amplificador dos esforços horizontais, leva em conta os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, além das horizontais, e o resultado final depende da grandeza das forças horizontais, como o vento, considerações estas não realizadas pelo parâmetro γ_z (CAD/TQS MANUAL III – ANÁLISE ESTRUTURAL, 2017).

Figura 38 - Exemplo de prédio residencial projetado no CAD/TQS.



Fonte: Página do TQS (s/d).

3 METODOLOGIA

O trabalho a ser desenvolvido trata-se de uma pesquisa aplicada, exploratória, estudo de caso e qualitativa. Pois a pesquisa qualitativa considera que há uma relação entre o mundo real e o sujeito, valoriza muito a observação, seja ela indireta, direta ou participativa. A interpretação dos fenômenos e a atribuição de significados são básicas no processo de pesquisa qualitativa (SANTOS; NASCIMENTO, 2016).

A fim de cumprir os objetivos deste trabalho, foi feita uma revisão bibliográfica sobre os conceitos essenciais para se realizar o cálculo estrutural e fazer o lançamento da estrutura proposta nos *softwares* comerciais apresentados.

3.1 CONCEPÇÃO DO PROJETO

O projeto estrutural a ser concebido foi feito com base no projeto arquitetônico de um pequeno edifício residencial localizado na cidade de Pato Branco – PR (ANEXO A), disponibilizado por uma empresa local de arquitetura, que foi calculado originalmente em concreto armado e lajes maciças. O edifício residencial é composto por subsolo (fundação), pavimento térreo, pavimento superior, cobertura e compartimento da caixa d'água, com suas respectivas cotas representadas na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2 - Nível dos pavimentos, em metros.

Pavimento	Cota da estrutura (m)
Compartimento da caixa d'água (teto)	9,25
Cobertura	6,05
Pavimento superior	3,15
Pavimento térreo	0,00
Subsolo (fundação)	-0,50

Fonte: Autoria própria (2020).

Para que os resultados pudessem ser comparados, foi lançado em ambos *softwares* a mesma estrutura em concreto armado, com dimensões de vigas, lajes e pilares pré-definidas pela empresa que concedeu o projeto, assim como suas

posições em planta. As Tabelas 3 e 4 representam as dimensões das vigas adotadas e seus pavimentos. A maioria das vigas possuem mais de um vão, estando estas divisões de vãos demonstradas nos APÊNDICES A, B, C e D.

Tabela 3 - Dimensões das vigas e seus respectivos pavimentos.

Nomenclatura/ Pavimentos	VIGAS PAVIMENTO TÉRREO (baldrame)	VIGAS PAVIMENTO SUPERIOR	VIGAS PAVIMENTO COBERTURA
V1	14cm x 35cm	14cm x 25cm	14cm x 25cm
V2	14cm x 35cm	14cm x 40cm	14cm x 30cm
V3	14cm x 35cm	14cm x 35cm	14cm x 35cm
V4	14cm x 35cm	14cm x 45cm	14cm x 30cm
V5	14cm x 35cm	14cm x 45cm	14cm x 30cm
V6	14cm x 35cm	18cm x 45cm	14cm x 30cm
V7	14cm x 35cm	14cm x 45cm	18cm x 35cm
V8	18cm x 35cm	18cm x 50cm	14cm x 30cm
V9	14cm x 35cm	14cm x 30cm	14cm x 30cm
V10	14cm x 35cm	14cm x 30cm	14cm x 30cm
V11	14cm x 35cm	14cm x 40cm	14cm x 30cm
V12	14cm x 35cm	14cm x 40cm	16cm x 30cm
V13	14cm x 35cm	14cm x 40cm	14cm x 30cm
V14	14cm x 35cm	20cm x 15cm	14cm x 25cm
V15	14cm x 35cm	16cm x 45cm	16cm x 40cm
V16	14cm x 35cm	18cm x 45cm	14cm x 25cm
V17	14cm x 35cm	14cm x 25cm	-
V18	14cm x 35cm	14cm x 45cm	-
V19	-	14cm x 25cm	-
V-(PATAMAR) Escada	-	14cm x 30cm	-
V-(PATAMAR) Escada	-	14cm x 30cm	-

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 4 - Dimensões das vigas do pavimento caixa d'água.

VIGAS PAVIMENTO CAIXA D'ÁGUA	
Vigas - Reservatório	Seção
V1	14cm x 20cm
V2 - Inclinação	14cm x 20cm
V3 - Inclinação	14cm x 20cm
V4 - Inclinação	16cm x 20cm

Fonte: Autoria própria (2020).

Os pilares também foram lançados conforme disponibilizados, respeitando os limites da ABNT NBR 6118 (2014), que no item 13.2.3 afirma que em qualquer caso não são permitidos pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm². Neste

mesmo item, a norma ressalta que a dimensão ideal mínima para pilares é de 19 cm, salvo para casos especiais, como o do projeto em questão, onde é necessário dimensões inferiores, sendo assim precisa-se majorar os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional de acordo com esta dimensão. A Tabela 5 apresenta as dimensões, áreas das seções e posições dos pilares lançados no projeto em ambos *softwares*.

Tabela 5 - Dimensões dos pilares.

PILARES			
Numeração	Seção	Área da seção (cm²)	Posição
P1	14cm x 26 cm	364	Canto
P2	14cm x 26 cm	364	Canto
P3	14cm x 30 cm	420	Canto
P4	14cm x 30 cm	420	Borda
P5	16cm x 45 cm	720	Borda
P6	14cm x 30 cm	420	Borda
P7	14cm x 30 cm	420	Borda
P8	18cm x 30 cm	540	Central
P9	14cm x 30 cm	420	Borda
P10	14cm x 30 cm	420	Borda
P11	14cm x 30 cm	420	Canto
P12	14cm x 30 cm	420	Borda
P13	14cm x 40 cm	560	Central
P14	14cm x 35 cm	490	Central
P15	16cm x 40 cm	640	Borda
P16	16cm x 30 cm	480	Canto
P17	16cm x 40 cm	640	Borda
P18	14cm x 35 cm	490	Canto
P19	14cm x 35 cm	490	Central
P20	14cm x 30 cm	420	Central
P21	14cm x 30 cm	420	Borda
P22	14cm x 30 cm	420	Central
P23	18cm x 35 cm	630	Canto
P24	18cm x 40 cm	720	Borda
P25	18cm x 45 cm	810	Canto
P26	16cm x 30 cm	480	Central
P27	16cm x 40 cm	640	Borda
P28	16cm x 50 cm	800	Central
P29 - Inclinado	16cm x 25 cm	400	Canto
P30	14cm x 30 cm	420	Borda
P31	14cm x 30 cm	420	Canto
P32	14cm x 30 cm	420	Canto

Fonte: Autoria própria (2020).

Com relação as lajes, os únicos pavimentos que as possuem são o pavimento superior e cobertura, todas contendo 12 cm de espessura, e cada uma possui sua parcela de carregamento conforme sua utilização residencial de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6120 (2019) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Sendo que para as lajes do pavimento superior foi considerada uma carga acidental de 1,5 kN/m² e para as lajes da cobertura uma carga acidental de 0,5 kN/m².

Além das dimensões demonstradas anteriormente, os dois *softwares* foram configurados igualmente, com a mesma classe de concreto para a estrutura, classe de agressividade ambiental, cobrimentos, mesmas ligações/vinculações entre os elementos e mesmas cargas atuantes, disponibilizadas pela empresa (Tabela 6).

Tabela 6 - Informações padronizadas para a análise estrutural.

Modelo Estrutural Eberick	Grelhas + Pórtico Espacial
Modelo Estrutural TQS	Modelo IV
Material	Concreto Armado
Classe de Agressividade	II - Moderada - Urbana
Classe do Concreto	C30
Cobrimentos	Viga - 3 cm
	Pilar - 3 cm
	Lajes - 2,5 cm
	Fundação - 3 cm

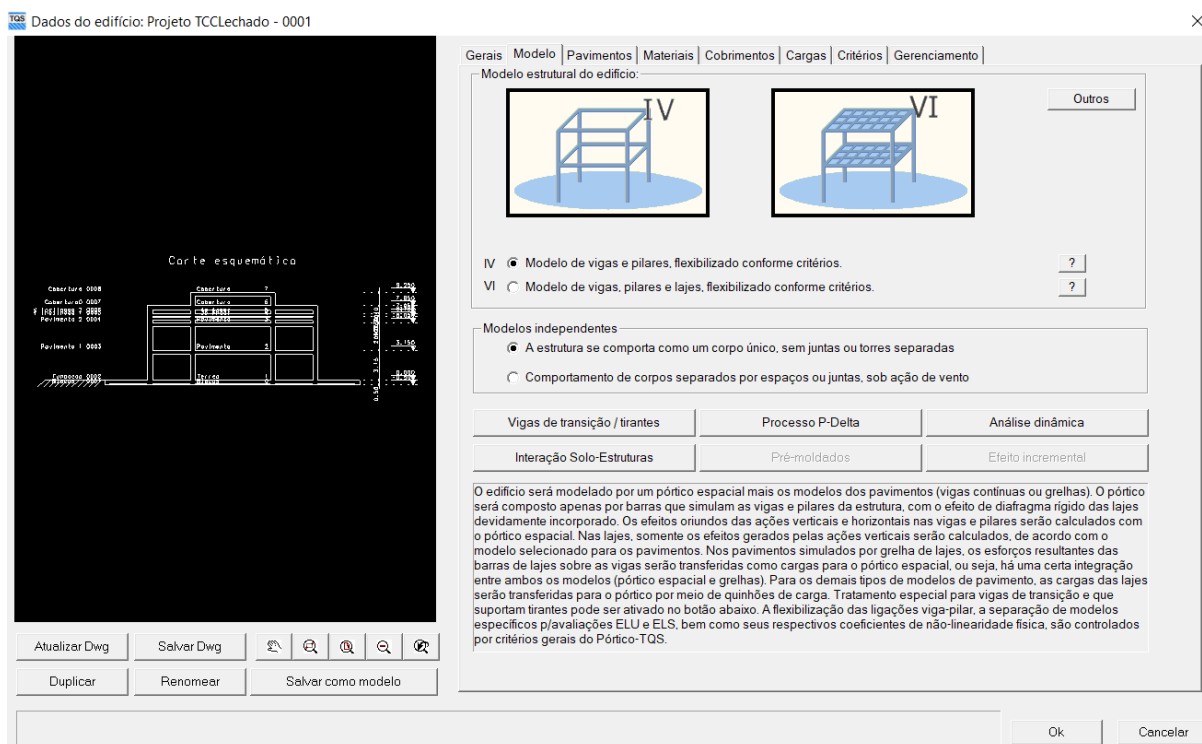
Fonte: Autoria própria (2020).

3.1.1 Lançamento estrutural TQS

O primeiro passo no *software* TQS, é criar um edifício novo, nomeá-lo, configurar os pavimentos e seus respectivos pés-direitos, assim como a maneira com que o edifício deverá ser analisado e demais informações de materiais e cobrimentos, conforme informações da tabela 6.

O TQS gera um pequeno corte esquemático ao lado destas configurações iniciais, onde é possível conferir a altura e níveis dos pavimentos do edifício, conforme demonstra a Figura 39.

Figura 39 - Configurações iniciais do edifício.



Fonte: Autoria própria (2020).

No caso do edifício em questão, alguns pavimentos possuem elementos inclinados, como vigas e pilares, assim como elementos de escada. Nesta situação, é necessário criar pavimentos novos e pavimentos auxiliares apenas para o lançamento destes elementos, causando assim uma “poluição” de informações/pavimentos no corte esquemático acima, a partir do pavimento superior, que é onde estes elementos se encontram.

Após configurado o edifício, na árvore de edifícios do programa, é necessário selecionar os pavimentos criados e inserir a planta de referência arquitetônica para auxiliar no lançamento das vigas, pilares e lajes. Assim que a inserção for concluída pode-se dar início ao lançamento dos elementos estruturais.

Os primeiros elementos estruturais a serem lançados foram os pilares, começando pela planta do subsolo (fundação), inserção dos blocos de estacas nos pilares necessários, e após concluído passou-se para o pavimento térreo para o lançamento das vigas baldrame e demais pilares que nasciam nas vigas deste pavimento. No pavimento térreo não foram utilizadas lajes, sendo estas adicionadas apenas no pavimento superior e cobertura. O mesmo processo de lançamento dos elementos foi tomado para todos os pavimentos, dentro do Modelador Estrutural do programa, respeitando as dimensões exemplificadas nas tabelas acima e adicionando

corretamente as demais cargas acidentais, de alvenaria e de uso dos pavimentos (Figura 40).

Figura 40 – Exemplo do lançamento dos elementos estruturais do pavimento superior no TQS.

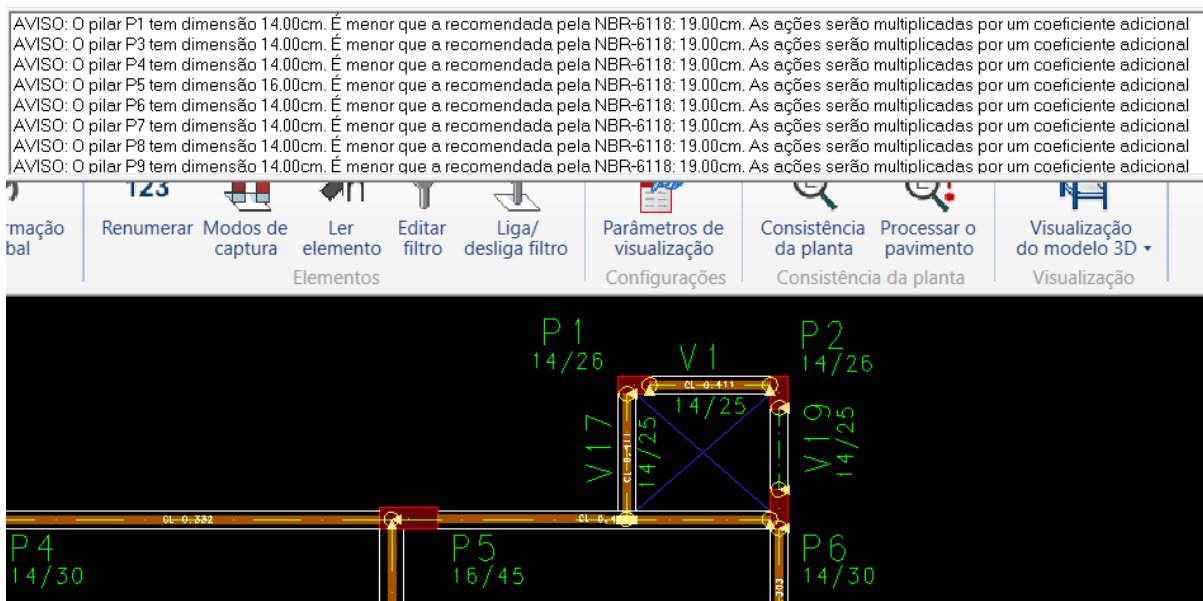


Fonte: Autoria própria (2020).

Sempre que o lançamento dos elementos em cada planta era concluído, processava-se para que fosse gerado um relatório de consistência da planta, apontando quaisquer avisos e erros que possam ter sido cometidos durante o lançamento, podendo assim serem corrigidos para evitar problemas no processamento global do edifício posteriormente.

Todos os erros que surgiram na consistência da planta de todos os pavimentos foram corrigidos, como problemas de vinculações, dimensões e etc, sobrando apenas alguns avisos, como mostra a Figura 41, sendo a maioria referente a dimensão dos pilares e sua devida majoração por um coeficiente adicional, como foi citado anteriormente.

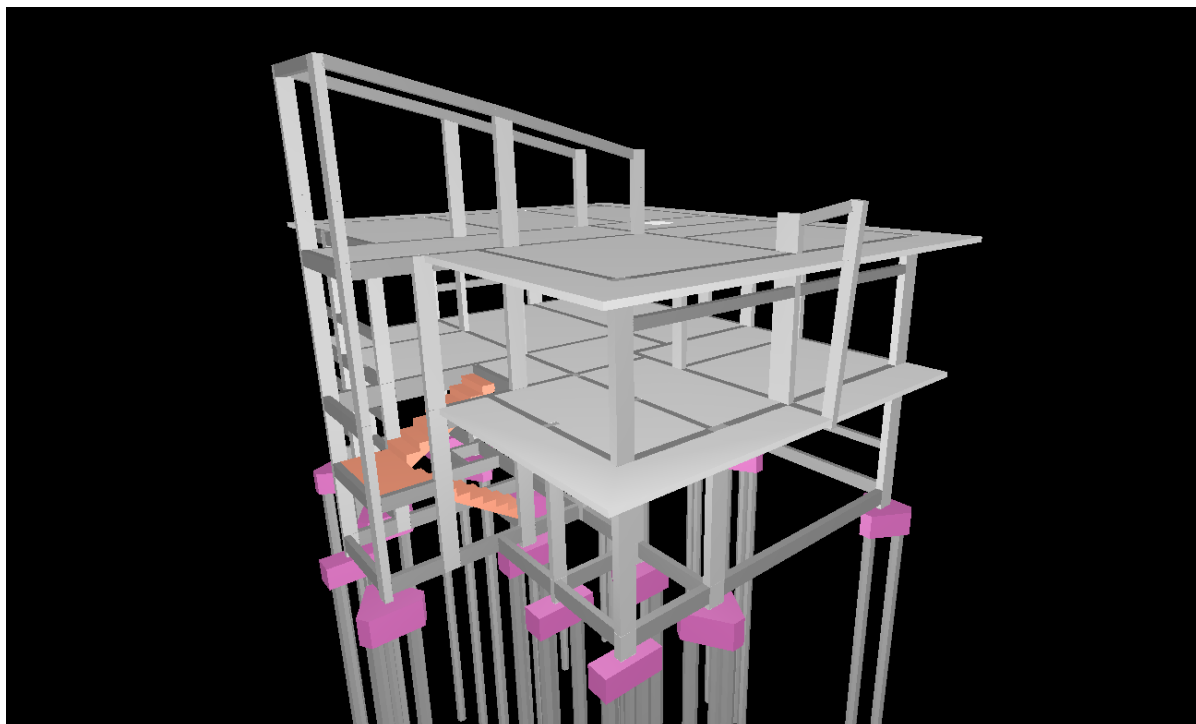
Figura 41 - Relatório de avisos e erros de consistência da planta.



Fonte: Autoria própria (2020).

Após todos elementos de todos os pavimentos lançados, foi gerado um pórtico de visualização 3D da estrutura, para conferir a posição dos elementos em geral e visualizar o resultado final do lançamento (Figura 42).

Figura 42 - Estrutura 3D no TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

Com o lançamento da estrutura concluído e corrigido, foi possível fazer o processamento global do edifício, onde são gerados os cálculos dos esforços, dimensionamentos e detalhamentos das armaduras e elementos estruturais (Figura 43).

Figura 43 - Processamento Global TQS.

Processamento Global X

Planta de formas

Não processar

Processar plantas extraídas (LDFs)

Extração gráfica e processamento

Desenhar planta de formas

Lajes

Não processar

Esforços, processo simplificado

Esforços e desenho

Escadas

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Grelhas

Gerar o modelo Limpar

Desenho de dados

Extração do desenho de grelha

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para lajes

Grelha não linear (flechas) Parâmetros

Vigas

Não processar

Somente esforços

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Incêndio

Verificar elementos estruturais a incêndio

Pórtico espacial

Gerar o modelo Limpar

Processamento do modelo

Transferência de esforços para vigas

Transferência de esforços para pilares

Pilares

Processamento paralelo

Gravação de geometria e cargas verticais

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Estruturas metálicas mistas

Elementos metálicos

Fundações

Não processar

Dimensionamento, detalhamento

Dimensionamento, detalhamento, desenho

Outros

Forçar reprocessamento

Mostrar avisos/erros

Somente esforços

Esforços e armaduras

Pré-moldados

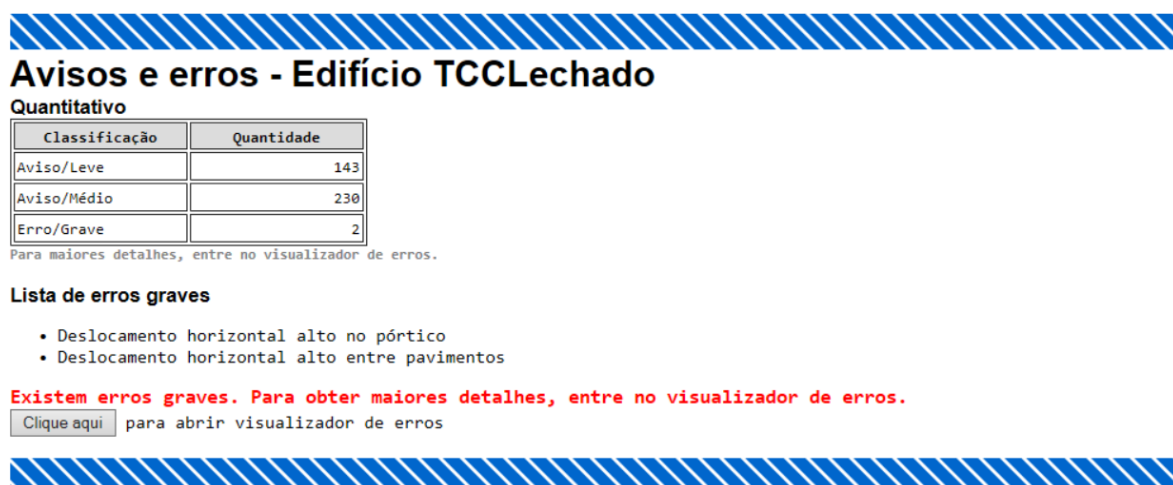
OK Cancelar

Não processar fundações.

Fonte: Autoria própria (2020).

O processamento global do edifício também gerou um relatório de avisos e erros provindos do dimensionamento e detalhamento da estrutura, assim como um resumo estrutural e visualizador de erros, contendo informações para uma verificação geral do edifício (Figura 44).

Figura 44 - Avisos e erros processamento global TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

Os erros e avisos graves encontrados estão relacionados com o deslocamento horizontal do edifício, principalmente do pavimento do compartimento da caixa d'água, onde o *software* recomendou que a estrutura fosse enrijecida. Portanto, aumentou-se a dimensão das vigas do pavimento da caixa d'água, aumentando a rigidez do mesmo e diminuindo seu deslocamento horizontal, corrigindo o erro indicado pelo *software*.

3.1.2 Lançamento estrutural Eberick

O primeiro passo, assim como no *software* anterior, foi criar um novo edifício e definir algumas informações como nome, local onde o projeto será salvo e os pavimentos com seus respectivos níveis e alturas (Figura 45).

Figura 45 - Criando o edifício no Eberick.

Novo projeto (passo 2 de 2) ×

Pavimentos

Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)
Caixa d'agua	1	320.00	925.00
Cobertura	1	290.00	605.00
Pavimento Superior	1	315.00	315.00
Terreo	1	150.00	0.00

Nível do solo (cm):

Fonte: Autoria própria (2020).

Afim de definir as mesmas informações disponibilizadas anteriormente, foi aberto o painel de configurações dos materiais e durabilidade da estrutura a ser lançada (Figura 46).

Figura 46 - Configurações de materiais e durabilidade.

Materiais e durabilidade

Aplicação

Projeto inteiro

Por pavimento

Pavimento

- Caixa d'agua
- Cobertura
- Pavimento Superior
- Terreo

Avisos

Todas as informações estão definidas corretamente

Geral

Classe de agressividade: II (moderada)

Dimensão do agregado: mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="2.5"/> cm	<input type="text" value="3"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Pilares	C-30	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="2.5"/> cm	<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Lajes	C-30	<input type="text" value="2.5"/> cm		<input type="text" value="3"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Reservatórios	C-30	<input type="text" value="3"/> cm			<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Blocos	C-30			<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Sapatas	C-30			<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Tubulões	C-30			<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Muros	C-30			<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>
Radier	C-30			<input type="text" value="4.5"/> cm	<input style="border: 1px solid gray;" type="button" value=" Bitolas... "/>

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: mm

Contato com a água: mm

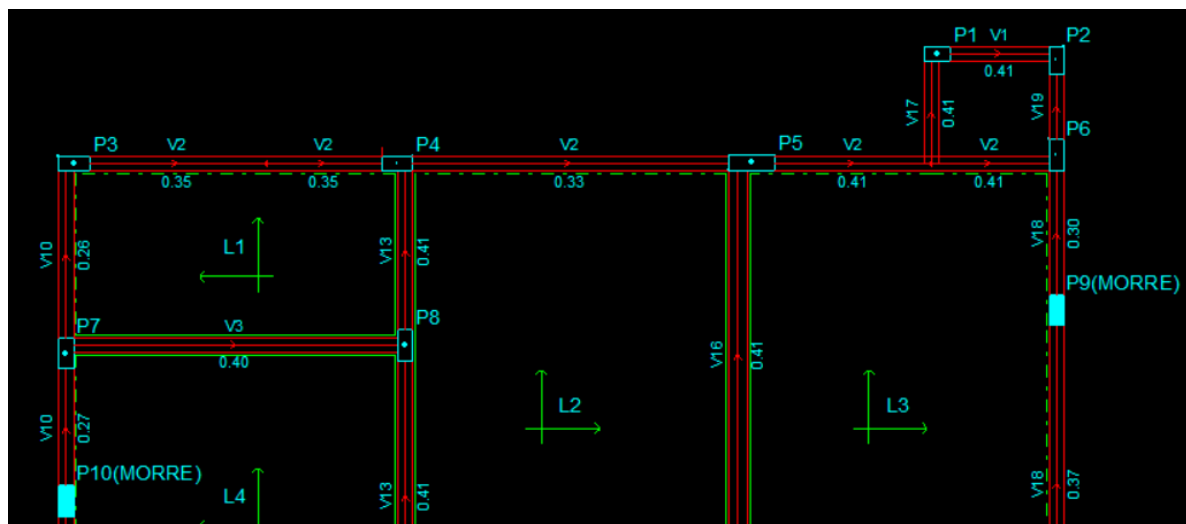
Demais peças: mm

Combinações: Frequentes

Fonte: Autoria própria (2020).

Para dar início ao lançamento estrutural, foi necessário inserir o desenho de arquitetura no croqui de desenho do programa, onde além de todos os elementos estruturais, foram inseridas também as cargas atuantes nas vigas e lajes e suas vinculações, seguindo o mesmo processo de lançamento do *software* anterior (Figura 47).

Figura 47 - Exemplo do lançamento dos elementos estruturais do pavimento superior no Eberick.



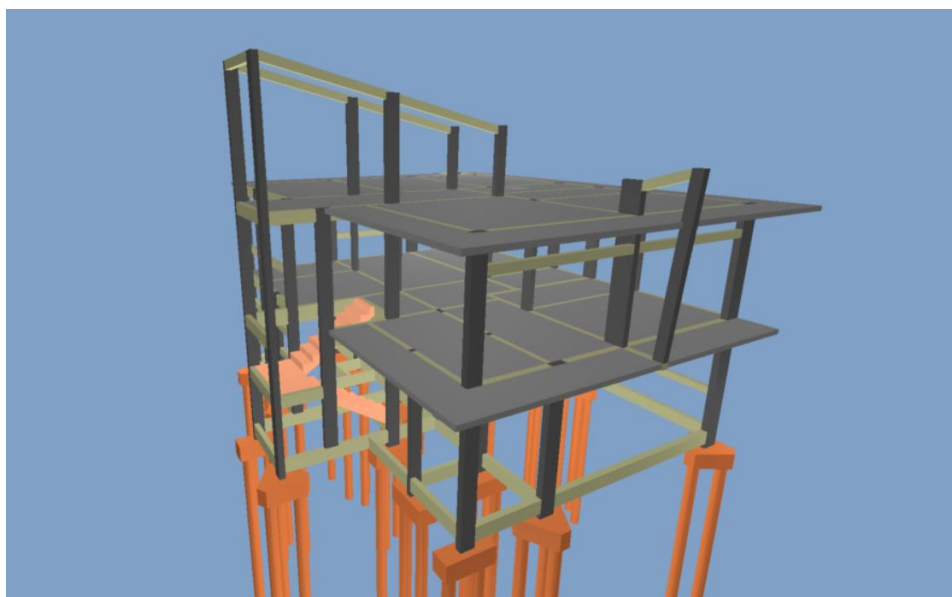
Fonte: Autoria própria (2020).

O Eberick possui alguns comandos, onde após o lançamento estrutural, é possível verificar se existem erros em cada planta do projeto. Sendo estas verificações chamadas de:

- Verificar lançamento (Verifica os erros no lançamento do pavimento);
- Verificar alinhamento (Verifica erros de precisão no alinhamento de barras);
- Detectar proximidades (Verifica a proximidade entre nós);
- Verificar todas as prumadas (Verifica a prumada de todos os pilares do pavimento).

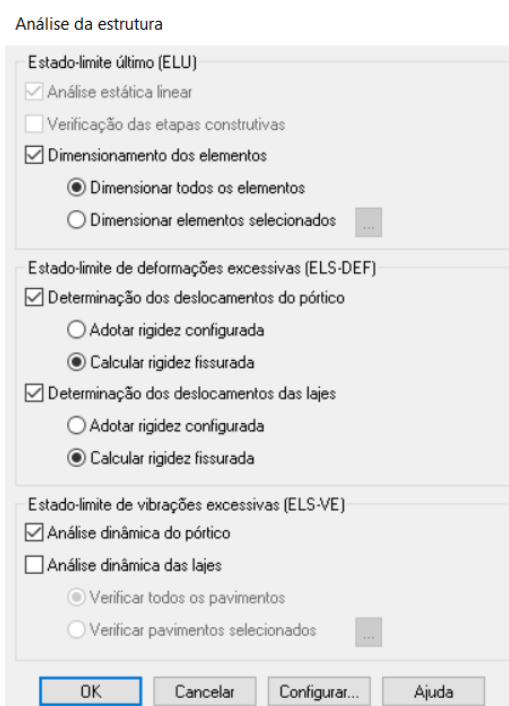
Todas estas verificações foram feitas, surgindo apenas avisos na última verificação mencionada, pois o projeto possui um pilar inclinado (P29) onde sua prumada não é constante.

Após concluído o lançamento da estrutura e feitas as verificações, foi gerado um Pórtico 3D do edifício para a análise final do resultado do lançamento (Figura 48).

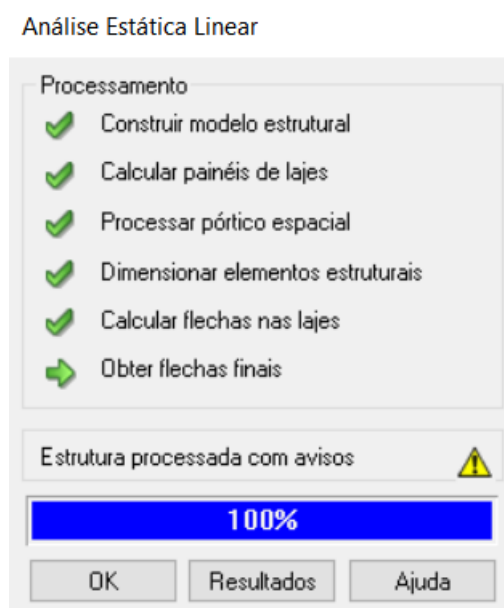
Figura 48 - Estrutura 3D no Eberick.

Fonte: Autoria própria (2020).

Com o modelo 3D correto e sem erros no lançamento, foi possível processar a estrutura, na aba “Estrutura” e depois “Processar”, onde o programa dimensiona todos os elementos e gera demais avisos e/ou erros oriundos deste processo. A Figura 49 apresenta as opções existentes para o processamento da estrutura, bem como as que foram adotadas, e a Figura 50 apresenta o resultado do processamento.

Figura 49 - Processamento da estrutura no Eberick.

Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 50 - Resultado do processamento.

Fonte: Autoria própria (2020).

O resultado do processamento no Eberick não possuiu erros graves, pois os mesmos erros apontados pelo TQS já haviam sido corrigidos anteriormente no lançamento da estrutura no Eberick.

Concluído o processamento em ambos os *softwares*, o trabalho passou para a análise destes resultados, a fim de comparar alguns critérios que cada *software* utilizou no dimensionamento e detalhamento das vigas, lajes e pilares.

As lajes comparadas em ambos os programas são as lajes L10 e L11, tanto seus esforços encontrados, sendo eles positivos e negativos, como seu dimensionamento e detalhamento. As vigas a serem comparadas são as vigas V16, por ser uma viga interna do pavimento inferior, a viga V18 por ser a maior viga externa do pavimento superior, e a V2 por ser uma viga inclinada do compartimento da caixa d'água. Quanto aos pilares, o pilar que terá seu dimensionamento e detalhamento analisado será o pilar P11, por ser um dos maiores pilares externos da estrutura.

4 RESULTADOS

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL – CÁLCULO DOS ESFORÇOS

4.1.1 Lajes

Foi identificado que em ambos os *softwares*, existem diversos processos distintos para o dimensionamento dos painéis de lajes, chamados pelo Eberick de “Modelo Simplificado” ou “Modelo Completo”, e pelo TQS de “Grelha de vigas e lajes”, “Vigas contínuas e lajes por processos simplificados” ou “Grelha somente de vigas”, todos de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014).

No Modelo Simplificado do Eberick, o dimensionamento dos painéis de lajes é feito pelos esforços máximos de flexão, sendo essa uma situação que favorece a execução da laje, apresentando um detalhamento mais simples e com menor tempo de processamento. Porém, não é um modelo adequado quando levado em consideração o consumo de materiais, como por exemplo o aço, gerando um aumento no seu consumo, e também torna-se inadequado por não considerar os momentos volventes (Wood&Armer), tendo o projetista que verificar à parte esta análise (QiSUPORTE, 2020).

Já no Modelo Completo, os esforços são obtidos em cada barra da grelha, calculando ponto a ponto a composição entre os momentos de flexão e torção, sendo possível obter esforços finais para dimensionamento que já cobrem os momentos volventes nas lajes. Este modelo calcula também a armadura necessária ponto a ponto, tanto para faces inferiores como superiores da laje, podendo ser dispostas pelo programa em faixas, com os diagramas existentes, e não apenas pelo esforço máximo em toda a lajes (QiSUPORTE, 2020).

O Projetista pode escolher no Eberick através de qual modelo as lajes devem ser dimensionadas, dentro das abas “Estruturas” → “Projeto” → “Análise” → “Painéis de Lajes” → “Modelo Simplificado ou Modelo Completo”, conforme mostra a Figura 51.

Figura 51 - Modelos para dimensionamento de lajes Eberick.

Painéis de lajes

Espaçamento das faixas Lajes maciças <input type="text" value="50"/> cm Número mínimo de faixas em uma direção <input type="text" value="4"/> Capitéis <input type="text" value="15"/> cm Regiões maciças <input type="text" value="15"/> cm Vigas de fundação <input type="text" value="20"/> cm Paredes <input type="text" value="50"/> cm		Grelha não linear Continuidades Redistribuição máxima <input type="text" value="15"/> % Aplicar para taxas de armadura maiores que <input type="text" value="0.3"/> % Demais Casos Redistribuição máxima <input type="text" value="15"/> % Aplicar para taxas de armadura maiores que <input type="text" value="0.5"/> % Nº máximo de iterações <input type="text" value="10"/>	
Aberturas Dispensar de tratar como aberturas os furos que atendam simultaneamente Dimensão máxima <input type="text" value="20"/> cm Distância entre furos maior que <input type="radio"/> L/2 <input checked="" type="radio"/> 40 cm <input type="checkbox"/> Distância do apoio maior que L/4		Paredes Concentrar armadura no topo / base para tração superior a <input type="text" value="10"/> tf Região de interesse <input type="text" value="15"/> % h Coeficiente de empuxo <input type="text" value="0.5"/>	
Modelo para dimensionamento <input type="radio"/> Simplificado <input checked="" type="radio"/> Completo		Escadas Modelo para análise <input checked="" type="radio"/> Pavimentos independentes <input type="radio"/> Projeto inteiro <input checked="" type="checkbox"/> Desconsiderar o pilar para distância menor que <input type="text" value="20"/> cm	
Pilar Distância mínima para considerar pilar dentro da laje <input type="text" value="20"/> cm			

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autoria própria (2020).

Já no TQS, o processo de dimensionamento das lajes depende do tipo de Modelo Estrutural definido ao criar o novo edifício e modelos selecionados para os pavimentos, conforme apresentado na Figura 39.

Nos edifícios modelados pelos Modelos II e III, as lajes podem ser calculadas através dos processos “Vigas contínuas e lajes por processos simplificados” ou “Grelha somente de vigas”, sendo esses processos embasados nas tabelas de dimensionamento e levantamento de esforços de autores como Czerny e Marcus.

Estas tabelas também são constantemente utilizadas para o dimensionamento de lajes no processo manual, ensinado em escolas de Engenharia, visto que não é necessário utilizar a teoria dos elementos finitos, utilizada na Analogia de Grelha. Ele é um processo simplificado, mas não recomendado, pois Czerny e Marcus ao elaborarem essas tabelas consideraram que as vigas são indeformáveis, o que não acontece na maioria dos casos de distribuição das cargas das lajes sobre as vigas.

Modelos mais atuais do TQS, como os Modelos IV e VI, passam a analisar as lajes através de processos mais completos, como o processo de “Grelha de vigas e

lajes”, onde as solicitações utilizadas no dimensionamento das lajes presentes no piso em questão, são os esforços obtidos em todos os alinhamentos de cada barra da grelha, para cada painel de laje, utilizando métodos de elementos finitos. Além disso, neste processo, nas lajes planas modeladas por grelha, os esforços modificados pelo processo Wood&Armer (que transforma a torção numa flexão equivalente) são coerentemente considerados no dimensionamento e detalhamento de lajes.

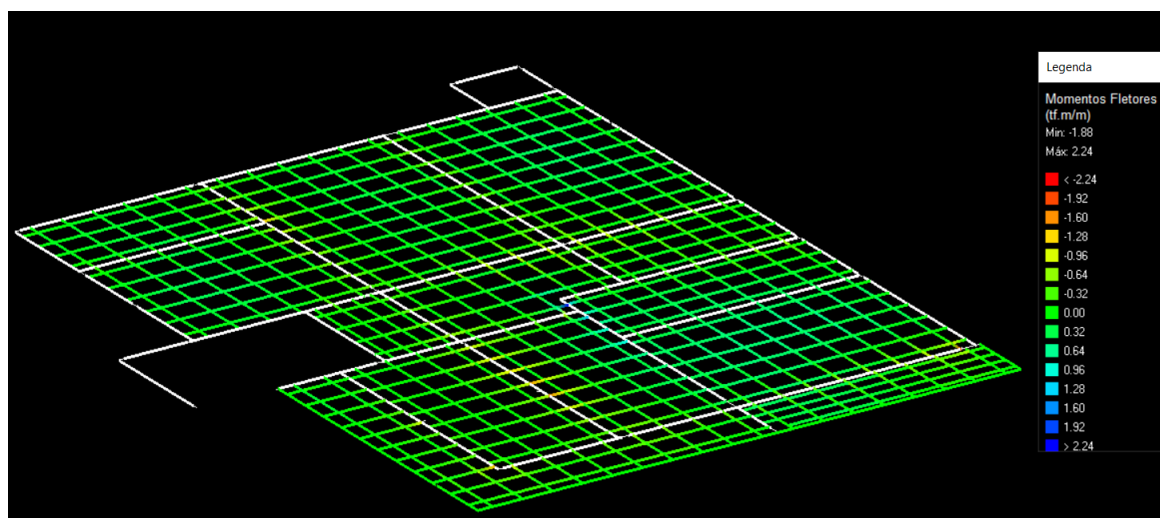
Com relação as lajes, a principal diferença entre os Modelos IV e VI é que no primeiro, apenas os efeitos gerados pelas ações verticais nas lajes são calculados, e a distribuição das cargas das lajes nas vigas do pórtico espacial é realizada automaticamente, por meio da transferência das reações das barras de lajes presentes no modelo de grelha.

Já no Modelo VI, as lajes passam a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, situação essa não flagrada pelos demais modelos, e representa também um novo modelo de análise estrutural, onde cada elemento estrutural (lajes, vigas e pilares), são representados por um único pórtico espacial, utilizado para a obtenção dos esforços para dimensionamento de todos os elementos estruturais do edifício de uma só vez.

Segundo o TQS Docs (2020), o modelo V foi mantido no sistema apenas para compatibilidade com processamentos antigos e não pode ser definido para edifícios novos. Já o Modelo I, não é recomendado pelo programa, por ser um processo completamente manual.

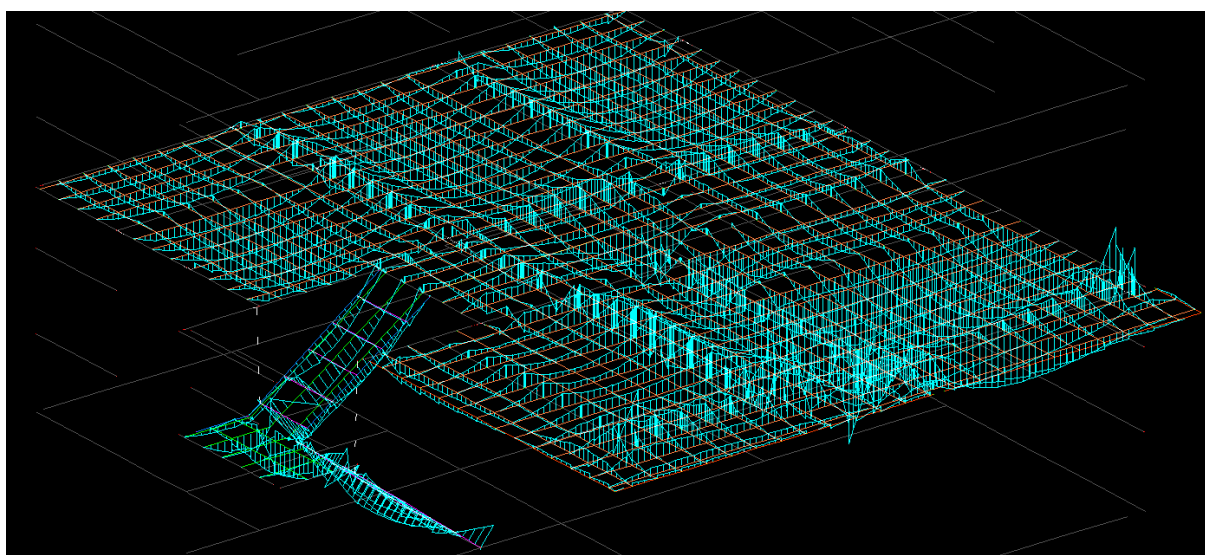
O modelo de dimensionamento utilizado no Eberick foi o Modelo Completo e no TQS o Modelo IV, por possuírem configurações e processos de cálculo similares. As grelhas do pavimento superior geradas pelo Eberick e pelo TQS estão representadas nas Figuras 52 e 53, respectivamente.

Figura 52 - Grelha de momentos fletores das lajes do pavimento superior, gerada pelo Eberick.



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 53 - Grelha de momentos fletores das lajes do pavimento superior, gerada pelo TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

O Eberick apresenta seus resultados na grelha de momentos fletores através de uma escala de cores, sendo possível visualizar qual foi o momento fletor encontrado, com o próprio cursor do *mouse*, selecionando o ponto desejado. Já no TQS, é possível visualizar o comportamento dos momentos fletores na grelha, através dos seus diagramas encontrados, tanto como seus pontos de máximos e mínimos.

Apesar das estruturas lançadas em ambos os *softwares* serem idênticas e os processos de cálculo similares, foi observado uma diferença nos valores obtidos dos momentos fletores dos pavimentos, e picos de momentos negativos discrepantes com os valores usuais esperados, perceptíveis principalmente no *software* TQS.

De acordo com o arquivo de critérios do TQS, os pilares são simulados por apoios, e se os mesmos forem considerados como simples restrições posicionadas nos seus centros de gravidade, essas diferenças e picos de esforços na grelha aparecem, refletindo num mau dimensionamento das armaduras nessas regiões. Uma maneira de contornar essa situação, é alterar dentro do *software* na edição de Grelhas-TQS, os pilares para serem simulados como apoios elásticos independentes, com isso, no extremo de cada barra de laje e viga que se apoia diretamente no pilar, é adicionada uma “mola” como restrição.

A rigidez dessas molas é atribuída de forma aproximada, dentro de dois critérios definidos no TQS como LEPMOL e REDMOL, permitindo que o Engenheiro faça ponderações no cálculo da rigidez dessas molas, gerando assim resultados mais condizentes com a realidade. As molas não foram utilizadas e calculadas neste trabalho.

O dimensionamento das armaduras em ambos os *softwares* é calculado a partir dos momentos gerados nas faixas de grelha dos pavimentos, que permite definir um melhor conjunto de armaduras dependendo dos esforços atuantes em cada região da laje. Estes esforços geram tanto momentos positivos (suportados pelas armaduras inferiores das lajes), como momentos negativos (suportados pelas armaduras superiores das lajes) e momentos torsões (suportados pelas armaduras de canto).

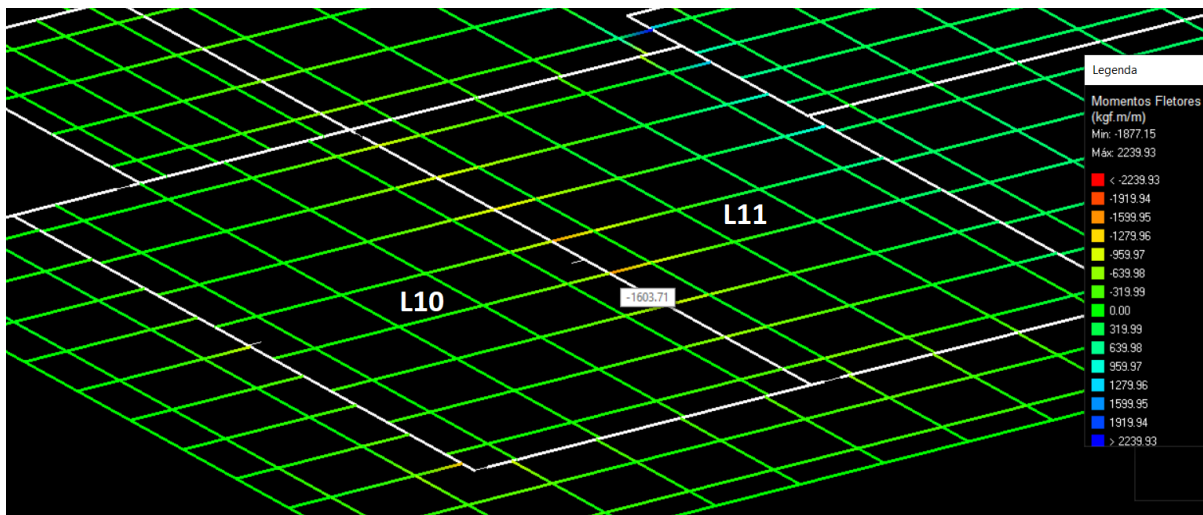
Os momentos negativos aparecem principalmente em lajes engastadas entre si, sendo assim necessário armaduras nestas continuidades, afim de suportar estes momentos.

No cálculo manual, estas armaduras seriam dimensionadas a partir de uma compatibilização dos momentos fletores negativos máximos que chegam de cada lado da laje engastada, encontrados a partir das tabelas de Marcus e Czerny, sendo este momento compatibilizado, o maior valor entre a média dos momentos máximos que chegam de cada lado ou 80% do valor do maior momento. Já os *softwares*, por poderem calcular os momentos de maneira mais otimizada e pelo método dos elementos finitos, ao calcularem os esforços em cada barra da grelha, dimensionam estas armaduras utilizando o maior momento fletor gerado entre ambos os lados de lajes contíguas.

Na Figura 54, é possível verificar as barras da grelha calculados pelo Eberick entre as lajes engastadas L10 e L11, e seu momento fletor calculado na continuidade. O maior esforço de momento fletor negativo calculado pelo Eberick entre o primeiro

vão da continuidade entre essas lajes foi de $-1603,71 \text{ kgf.m/m}$, estando este esforço já majorado (Md).

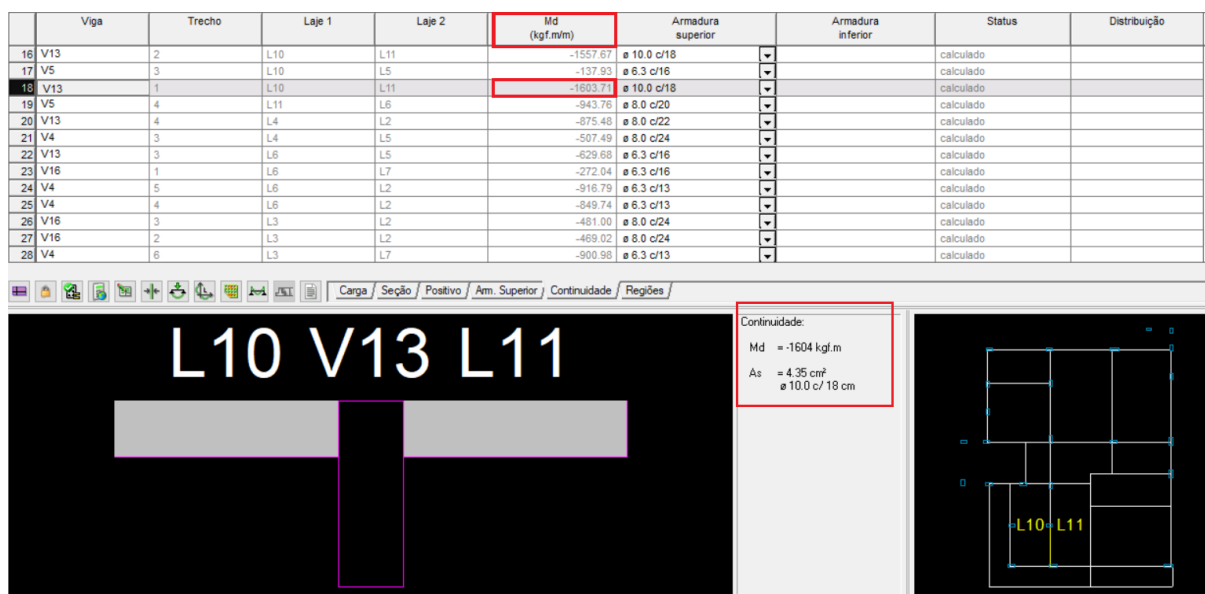
Figura 54 - Momentos fletores entre as grelhas das lajes L10 e L11, Eberick.



Fonte: Autoria própria (2020).

Ao verificar os valores de cada barra da grelha entre essas lajes, percebeu-se que esse foi o maior valor de momento fletor negativo encontrado de ambos os lados, e o mesmo valor foi utilizado para o cálculo das armaduras superiores de continuidade, conforme demonstra a Figura 55 a seguir.

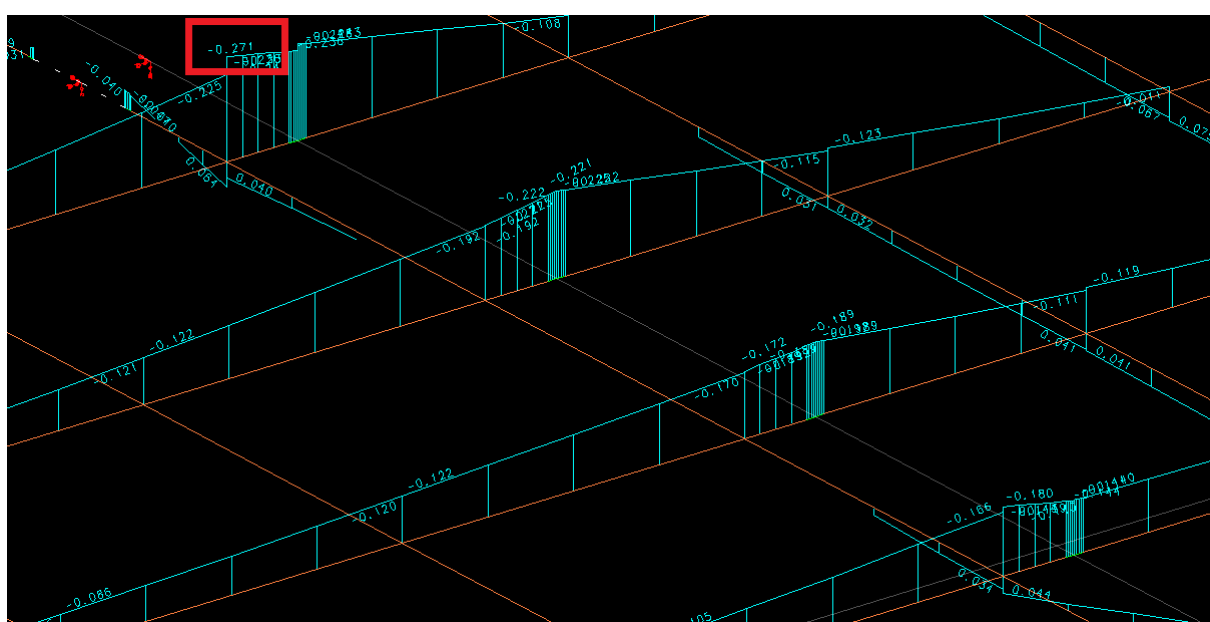
Figura 55 - Momento fletor negativo utilizado para o cálculo das armaduras de continuidade, Eberick.



Fonte: Autoria própria (2020).

Com relação ao *software* TQS, ao comparar os momentos fletores gerados na grelha entre as mesmas lajes, identificou-se que o maior momento fletor negativo característico (M_k) encontrado entre ambos os lados, foi de $-0.271 \text{ tf.m}/0,4\text{m}$, que equivale a um $M_d = -948.5 \text{ kgf.m/m}$, localizado no mesmo ponto do maior momento fletor negativo deste vão na grelha do Eberick. De acordo com os resultados do *software*, este foi o M_d utilizado para o dimensionamento das armaduras de continuidade neste vão (Figura 56).

Figura 56 - Momentos fletores entre as grelhas das lajes L10 e L11, TQS.



Fonte: TQS (2020).

Já ao analisar os momentos positivos da mesma laje L11, nas direções X e Y, responsáveis pela adição de armaduras inferiores (positivas), os *softwares* também apresentaram diferenças em seus valores, como é possível verificar na Tabela 7 apresentada a seguir. Apesar da diferença causada pelo diferente método de cálculo de grelha de cada programa, os valores encontrados são seguros e seguem as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 7 - Momentos fletores positivos da laje L11.

Software	LAJE L11 (kgf.m/m)	
	Mdx	Mdy
Eberick	1378	455
TQS	738,5	668,5

Fonte: Autoria própria (2020).

4.1.2 Vigas

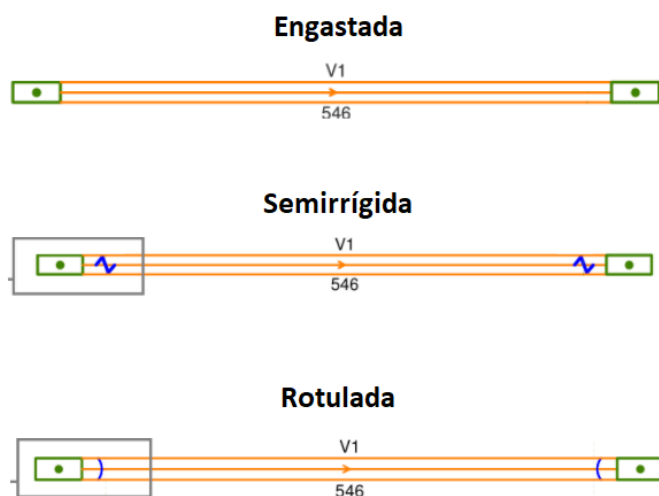
O levantamento de esforços nas vigas, tanto no Eberick quanto no TQS, não difere muito um do outro. Isso porque o processo de cálculo e análise de uma viga é mais simples quando comparado as diversas análises possíveis de lajes conforme mostrado anteriormente.

No manual teórico do *software* TQS Docs (2020), no tópico relacionado a determinação dos momentos fletores em vigas, é exposto que o método utilizado por eles para os cálculos destes esforços é o Método da Propagação dos Momentos. Método esse, de acordo com a empresa, extremamente simples, fazendo parte do curriculum das principais escolas de engenharia civil. Como referência, o *software* TQS ainda indica a obra de José Mandacarú Guerra – Resolução de Vigas Contínuas pelo Processo de Propagação de Momentos (1949).

Ambos os *softwares* seguem perfeitamente todos os parâmetros, critérios e condições da ABNT NBR 6118 (2014), e por ser uma análise mais simples, os resultados gerados se aproximam entre os *softwares* assim como resultados gerados pelo cálculo manual ensinado nas universidades de engenharia. A principal diferença dos resultados encontrados entre estes programas ocorre na definição dos apoios e suas vinculações.

Conforme citado anteriormente, ao serem lançados os pilares no *software* TQS, eles são considerados como simples restrições posicionadas nos seus centros de gravidade, podendo ser adotado molas para diminuir a rigidez da ligação. No Eberick, é possível adotar três diferentes vinculações entre as ligações de vigas e pilares, sendo elas vinculações Engastadas, Semirrígidas ou Rotuladas (Figura 57).

Figura 57 - Diferentes vinculações entre vigas e pilares, Eberick.



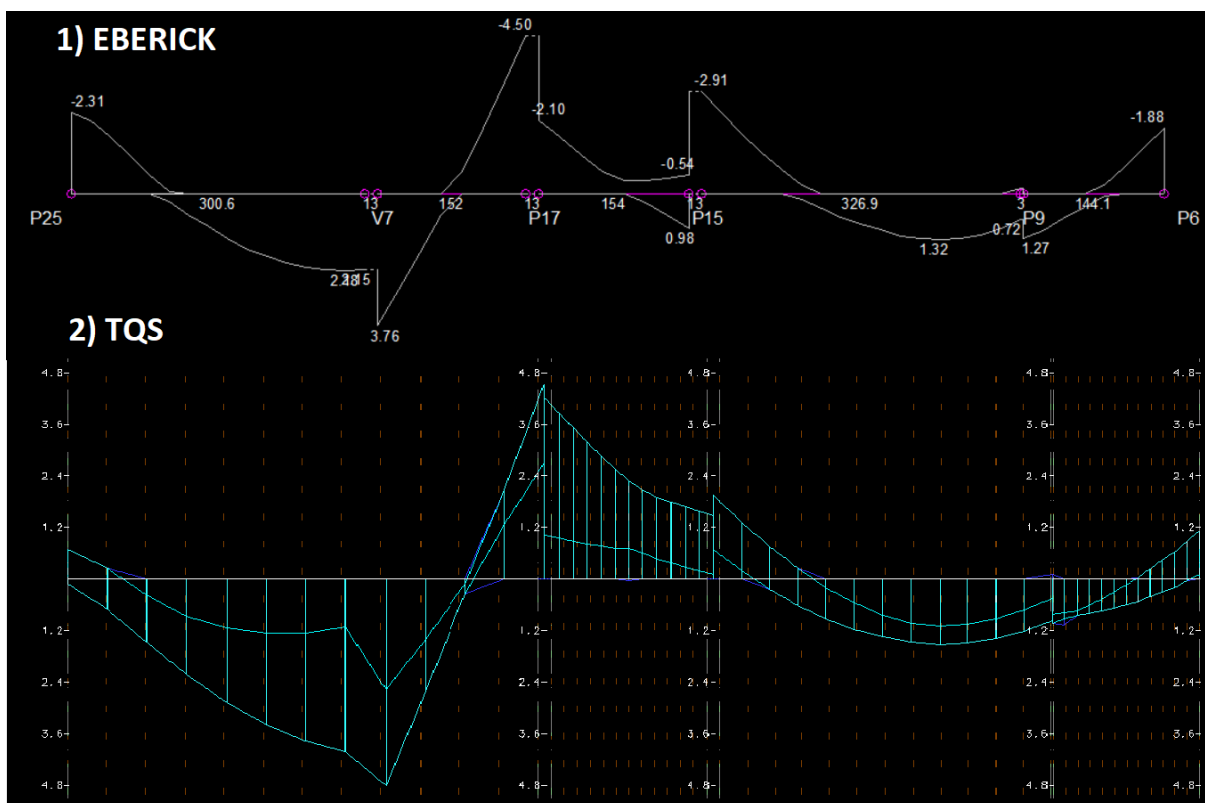
Fonte: AltoQi Suporte (2020).

A vinculação engastada é lançada por padrão pelo programa, e ela garante que não haja rotações relativas entre a viga e o pilar no nó do apoio. Ou seja, ocorre uma transferência de momentos da viga para o pilar por possuírem a mesma rotação naquele ponto. A vinculação semirrígida não garante a rigidez total da ligação, existindo sempre certa deformação e fissuração do elemento, e a vinculação rotulada é a mais flexível dentre as três, adotando que o momento que a viga repassa ao pilar é nulo.

Adotar as vinculações corretas de vigas é de extrema importância para a execução do projeto, visto que elas interferem diretamente nos esforços, deslocamentos e estabilidade global da edificação.

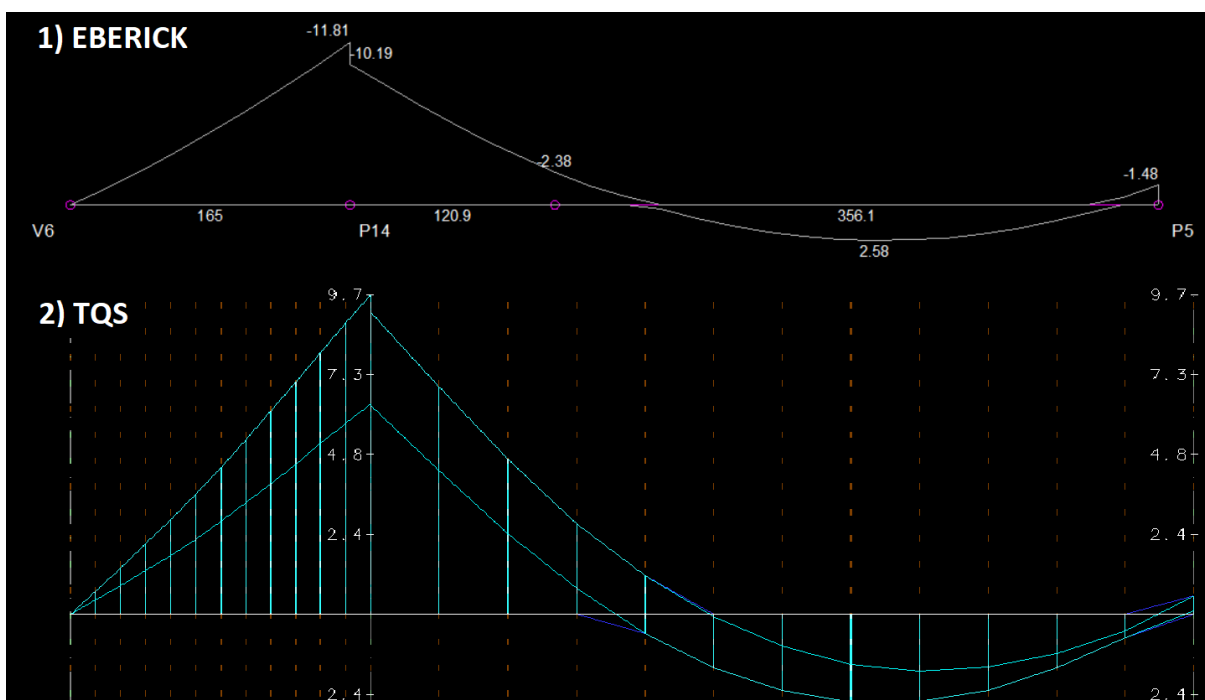
Nas Figuras 58, 59 e 60, são apresentados, respectivamente, os diagramas de momentos fletores gerado por ambos os *softwares* para as vigas V18, por ser a maior viga externa do pavimento superior, a V16 por ser uma viga interna do mesmo pavimento e a V2 por ser uma viga inclinada da cobertura/caixa d'água. Os diagramas do Eberick apresentam os valores dos momentos fletores de cálculo (M_d) enquanto o TQS apresenta os valores dos momentos fletores característicos (M_k), sendo necessário multiplica-los por 1,4 para obter resultados passíveis de comparação.

Figura 58 - Diagramas de momentos fletores da viga V18 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.



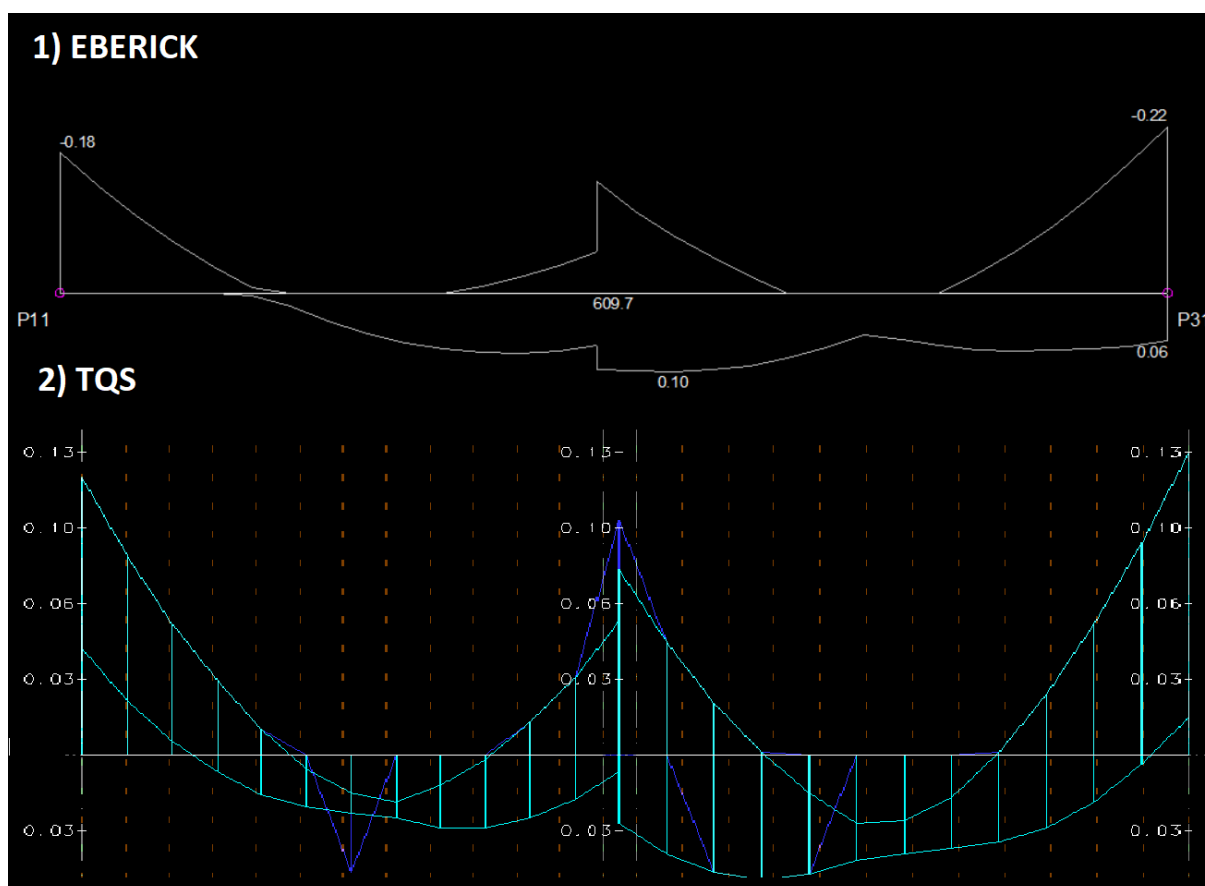
Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 59 - Diagramas de momentos fletores da viga V16 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 60 - Diagramas de momentos fletores da viga inclinada V2 em tf.m - Eberick apresenta valores majorados enquanto o TQS valores característicos.



Fonte: Autoria própria (2020).

Para todas as vigas, os apoios foram considerados conforme lançamento padrão dos *softwares* (engastados) para que seja possível realizar uma comparação justa. Acredita-se que a divergência de valores entre os *softwares* acontece devido as possíveis diferenças de transferências de esforços para as vigas, advindos das diferentes maneiras que os *softwares* calculam as grelhas de lajes, e demais configurações de flexibilização dos apoios e rigidez dos materiais que os *softwares* consideram.

As Tabelas 8 e 9 transcrevem os valores máximos positivos e negativos dos diagramas de momentos fletores mostrados nas Figuras 58, 59 e 60 de ambos os *softwares*, já majorados, para melhor comparação. Apesar da diferença já esperada, o formato dos diagramas e curvas são semelhantes, mostrando que há uma coerência dos resultados mesmo considerando diferentes vigas de diferentes partes da estrutura. Além dos valores dos momentos fletores, também estão representados nas referidas tabelas os valores máximos dos esforços cortantes dessas vigas, utilizados posteriormente para o dimensionamento das armaduras transversais.

Tabela 8 - Valores máximos dos momentos fletores e esforços cortantes positivos e negativos, Eberick e TQS, para as vigas V18 e V16 do pavimento superior.

Software/Vigas	V18 (pav. superior)				V16 (pav. superior)			
	Md máx + (tf.m)	Md máx - (tf.m)	Vd máx + (tf)	Vd máx - (tf)	Md máx + (tf.m)	Md máx - (tf.m)	Vd máx + (tf)	Vd máx - (tf)
Eberick	3,760	-4,500	3,090	-6,130	2,580	-11,810	7,330	-8,620
TQS	6,720	-6,160	9,920	-8,960	3,640	-13,580	7,980	-9,240

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 9 - Valores máximos dos momentos fletores e esforços cortantes positivos e negativos, Eberick e TQS, para uma viga inclinada da cobertura.

Software/Vigas	V2 - INCLINADA (cobertura)			
	Md máx + (tf.m)	Md máx - (tf.m)	Vd máx + (tf)	Vd máx - (tf)
Eberick	0,100	-0,220	0,210	-0,240
TQS	0,630	-0,182	0,203	-0,224

Fonte: Autoria própria (2020).

4.1.3 Pilares

O processo de cálculo dos pilares, de acordo com a empresa AltoQI (2020), fundadora do Eberick, é feito através de esforços de flexo-compressão reta ou oblíqua, e pode ser considerado mais complexo, devido a envoltória das diversas combinações de carregamentos por exemplo. Isso porque, diferentemente do que acontece com as vigas, não se sabe qual a combinação que resultará na situação crítica.

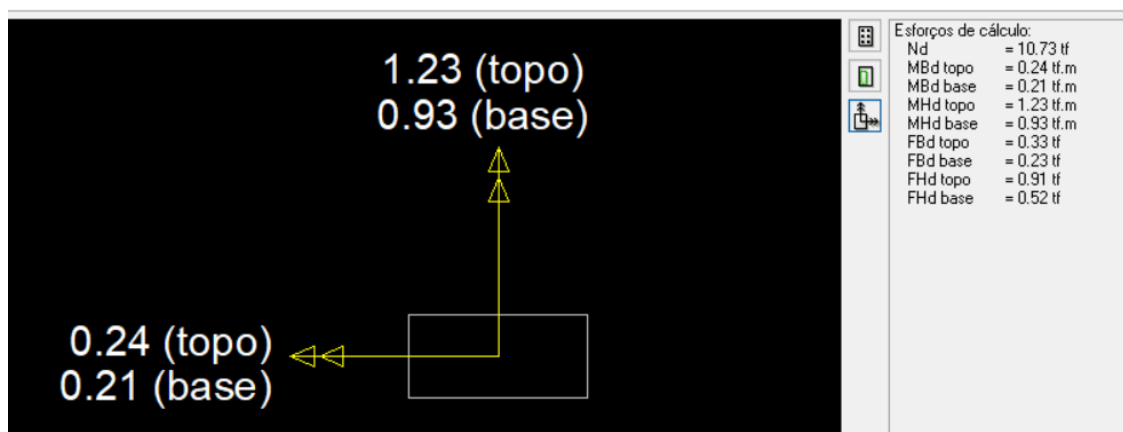
Notou-se que, em alguns pilares do projeto, o Eberick emitiu um aviso alertando que determinados pilares possuíam carga nula ou negativa, ou seja, o pilar estava sofrendo uma situação de tração (tirante) não sendo assim calculado pelo programa. Para que o Eberick calcule esse pilar, é necessário ativar uma opção chamada “Permitir carga nula e negativa” nas opções de critérios de projeto do *software*, para ele ser então dimensionado.

O Eberick adota como condições básicas, para o cálculo dos pilares: a desconsideração das cargas aplicadas ao longo da barra do pilar; e calcular apenas pilares cuja maior dimensão em planta seja inferior a cinco vezes a sua menor

dimensão. Caso contrário, conforme definido na ABNT NBR 6118 (2014), o programa irá considerá-lo um pilar parede.

A seguir, na Figura 61, é possível observar os esforços de cálculo obtidos pelo *software* Eberick do Pilar P11, no lance do pavimento superior, sendo este o pilar externo mais alto de todo o projeto, alcançando desde a fundação até o compartimento da caixa d'água.

Figura 61 - Esforços de cálculo do Pilar P11, Eberick.



Fonte: Autoria própria (2020).

Os valores dos momentos encontrados acima, de acordo com o arquivo de critérios do programa, foram encontrados através do cálculo do momento mínimo, recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014) item 11.3.3.4.3, para estruturas reticuladas, afim de substituir o efeito das imperfeições locais nos pilares, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, dado através da equação:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h)$$

sendo h a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m), e N_d a força normal de cálculo.

A opção de utilizar o momento mínimo para o cálculo dos pilares já está selecionada por padrão, e o *software* recomenda também este método de cálculo quando o modelo de cálculo da estrutura não contemplar corretamente os momentos nos pilares, como por exemplo, em situação onde a força do vento for desconsiderada.

Quanto ao *software* TQS, o processo de levantamento dos esforços nos pilares também é por padrão feito através do uso do momento mínimo, conforme encontrado no arquivo de critérios. Além deste processo de cálculo, é também

possível selecionar caso seja a preferência do engenheiro, outros dois critérios (Figura 62).

Figura 62 - Processos de cálculos para pilares disponíveis no TQS.

Cálculo

i Processo de cálculo

Momento mínimo ($M_{1,dmin}$)

Desaprumo + falta de retilineidade $f(\theta_1)$

Somente falta de retilineidade $f(\theta_1)$

i Análise conjunta no pilar-padrão c/ N, M, 1/r

Não — Sim

Fonte: TQS (2020).

Quanto aos esforços encontrados no Pilar P11, o TQS exibe essas informações de maneira diferente do *software* anterior, em diagramas espaciais e diversas abas do projeto, portanto a comparação dos resultados pode ser vista na Tabela 10:

Tabela 10 - Esforços encontrados por ambos os softwares no pilar externo P11.

Esforços/Softwares		EBERICK	TQS
P11	Nd (tf)	10,730	7,880
	My,topo (tf.m)	0,240	0,278
	Mz,topo (tf.m)	1,230	0,930

Fonte: Autoria própria (2020).

Além dos esforços apresentados na Tabela 10, a Tabela 11 apresenta as cargas totais dos pilares que chegam na fundação, em tonelada-força, calculadas por cada *software*. Como em ambos os *softwares* se adotou as configurações padrões de lançamento (sem molas no TQS e vigas engastadas nos pilares no Eberick), a diferença total entre estes valores em cada programa foi de cerca de 13%, mostrando uma coerência entre valores e um lançamento correto da estrutura.

Tabela 11 - Cargas totais que chegam na fundação, em tonelada-força.

PILARES		Carga total na fundação	
Numeração	Seção (cm)	Eberick (tf)	TQS (tf)
P3	14x30	9,3	6,8
P4	14x30	9,4	8,8
P5	16x45	15,6	14,3
P6	14x30	15,2	13,5
P8	18x30	14,1	12,0
P10	14x30	10,3	10,4
P11	14x30	10,7	7,9
P13	14x40	25,2	23,8
P14	14x35	27,6	23,3
P15	16x40	11,8	9,7
P16	16x30	8,9	4,2
P17	16x40	21,0	17,0
P19	14x35	20,9	21,0
P21	14x30	5,5	5,2
P22	14x30	11,3	8,8
P23	18x35	8,9	3,3
P24	18x40	22,3	26,8
P25	18x45	21,9	17,9
TOTAL:		269,9	234,7

Fonte: Autoria própria (2020).

4.2 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

4.2.1 Lajes

Considerando as lajes L10 e L11, cujos esforços foram demonstrados no item 4.1.1, na Tabela 12 são apresentadas a área de aço calculada por ambos os *softwares* e qual armadura negativa foi selecionada para resistir ao momento negativo nesta continuidade.

Tabela 12 - Área de aço e armaduras calculadas pelos softwares.

Armaduras negativas de continuidade - Lajes L10 e L11		
Softwares	Área de aço (As) - cm ²	Armadura definida
EBERICK	4,35	∅ 8.0 mm c/12 cm
TQS	2,09	∅ 6.3 mm c/15 cm

Fonte: Autoria própria (2020).

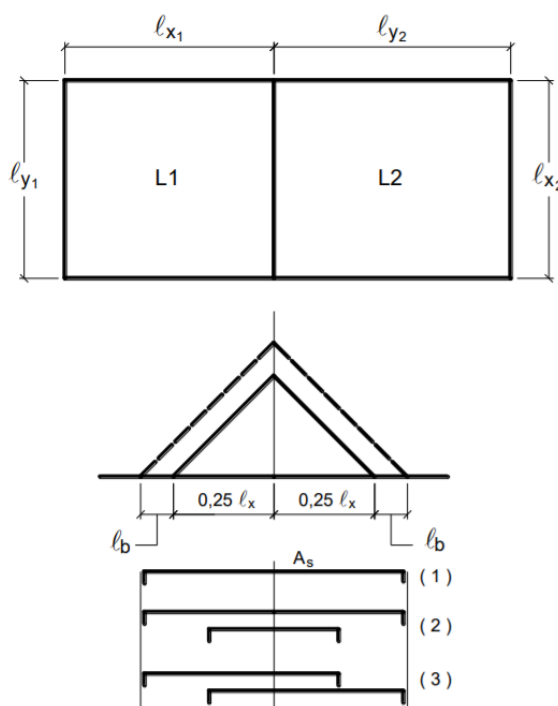
A área de aço é calculada através do momento fletor solicitante de cálculo, que conforme mostrado anteriormente, divergiram significativamente entre um *software* e outro nas lajes devido a diferentes critérios na consideração dos apoios e cálculo da grelha conforme citado. Apesar da diferença, ambos os *softwares* calculam as áreas de aço e dimensionam as armaduras adequadamente e conforme descreve precisamente a ABNT NBR 6118 (2014). A principal diferença com relação a adoção de critérios entre os *softwares* se encontra no detalhamento das armaduras.

Sobre armaduras negativas de continuidade, a ABNT NBR 6118 (2014) não especifica o comprimento necessário das barras destas armaduras negativas, sendo necessário procurar diferentes critérios expostos na bibliografia da Engenharia de Estruturas.

O autor e Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos, da UNESP Bauru – SP (2015), cita para o detalhamento destas armaduras o critério recomendado pela NB 1 de 1978. Neste critério é suposto um diagrama triangular para o momento fletor negativo sobre a borda comum às duas lajes engastadas, sendo possíveis 3 opções de arranjos. O arranjo de número 1 é o mais simples, contudo possui um maior consumo de aço, sendo os arranjos 2 e 3 mais econômicos (Figura 63).

Porém, os arranjos 2 e 3 preveem o escalonamento das armaduras, o que a ABNT NBR 6118 (2014) não permite para este caso.

Figura 63 - Extensão da armadura negativa nos apoios com continuidade entre lajes.



Fonte: BASTOS (2015).

Quanto aos *softwares*, o TQS oferece duas opções para o comprimento e detalhamento destas barras, que podem ser observadas na Figura 64.

Figura 64 - Comprimento mínimo das armaduras de continuidade TQS.

A imagem mostra a interface de configuração do TQS para o comprimento mínimo das armaduras de continuidade. O título é "Comprimento mínimo". Abaixo dele, há uma seção "Cálculo de comprimento mínimo [KL26]" com duas opções de rádio: "Verifica 1/n do maior dos menores vãos contíguos" (desselecionada) e "Só cobre o diagrama" (selecionada). Abaixo disso, há uma seção "Comprimento mínimo" com um campo de entrada contendo o valor "80" e a unidade "cm".

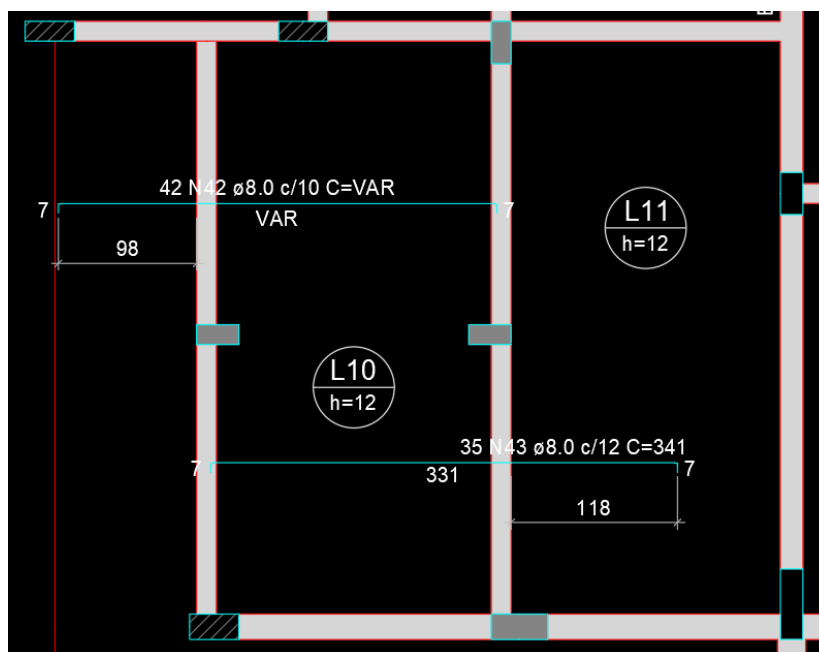
Fonte: TQS (2020).

A primeira opção, de acordo com o arquivo de critérios do TQS, assume que um ferro negativo no apoio deve ter comprimento igual a 1/4 (um quarto) do maior dos menores vãos das lajes contíguas ao apoio considerado. Este critério deve ser usado obrigatoriamente em lajes calculadas por processo simplificado (onde não se sabe exatamente a extensão dos momentos negativos), ou em qualquer processo a critério do engenheiro. Também é possível utilizar outro divisor, separadamente para os apoios intermediários e apoios de borda (podendo este ser diferente de 4).

A segunda opção é a opção padrão e já vem selecionada quando se escolhe processar o edifício por processos não-simplificados, como é o caso, e essa opção restringe o comprimento das armaduras de continuidade de acordo com o diagrama de momentos fletores, cobrindo toda a extensão da parte mais solicitada, não podendo ser menor que 80 cm (padrão do software), ou algum outro valor de acordo com o engenheiro projetista.

Quanto ao *software* Eberick, ele automaticamente detalha o comprimento das armaduras negativas de acordo com o diagrama de momentos fletores, exatamente como a segunda opção do TQS, porém sem pedir para o engenheiro selecionar um comprimento mínimo, podendo estes detalhes serem alterados manualmente depois. Isso faz com que, em alguns casos, o comprimento das armaduras seja diferente para cada lado da continuidade, sendo necessária uma cota longitudinal à armadura que fixe sua posição em relação à continuidade (Figura 65).

Figura 65 - Detalhamento das armaduras Lajes L10 e L11, Eberick.

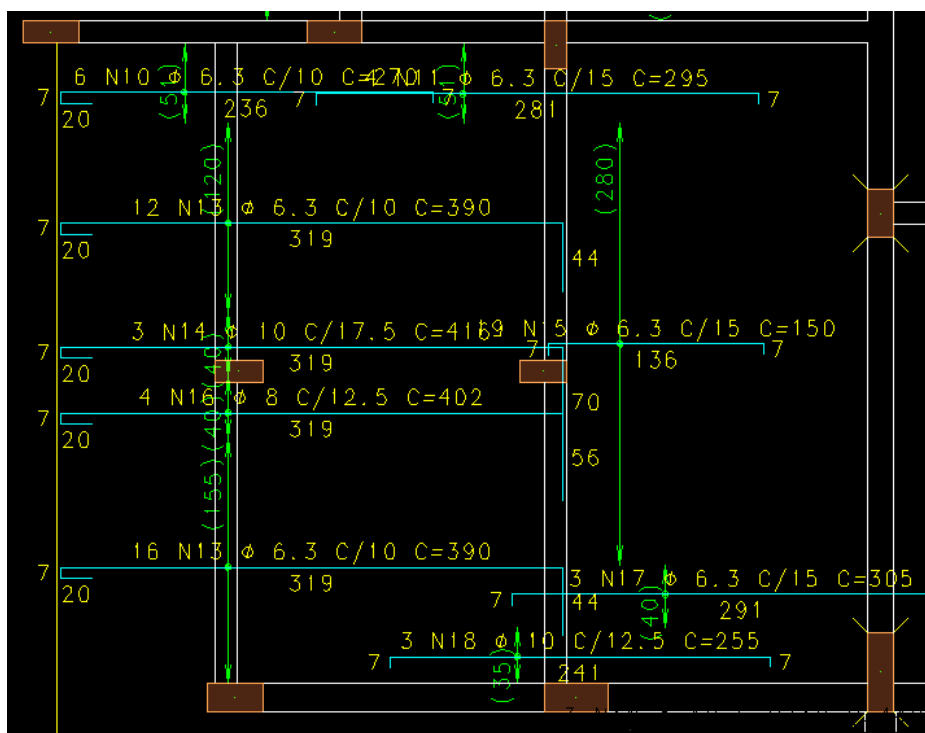


Fonte: Autoria própria (2020).

Além disso, o *software* Eberick possui um critério padrão já selecionado, que pode ser alterado caso o engenheiro projetista queira, onde o programa irá agrupar automaticamente as armaduras na continuidade pela maior armadura no trecho. Isso porque, muitas vezes, num contorno de laje pode existir vigas com mais de um trecho, devido a diferença de carregamento ou existência de pilares, por exemplo. Portanto, se esta opção estiver habilitada, ela otimiza o detalhamento de modo a especificar apenas uma armadura no trecho, cobrindo os esforços em todos os trechos adjacentes, como foi feito e demonstrado na figura 63 anteriormente.

Com relação a este critério de detalhamento e desenho das armaduras, o TQS apresenta automaticamente todas as armaduras calculadas nos diferentes trechos e mudanças de carregamento (Figura 66), sendo necessário agrupar, excluir ou editar estas armaduras caso necessário, manualmente, na aba “Edição Rápida de Armadura” do programa.

Figura 66 - Detalhamento das armaduras Lajes L10 e L11, TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

Quanto ao dimensionamento e detalhamento das armaduras positivas de ambas as lajes, foi identificado uma proximidade e coerência maior entre ambos os *softwares*, ocorrendo diferenças expressivas apenas onde os momentos fletores positivos se distanciaram mais, conforme mostrado na Tabela 7. A Tabela 13 a seguir mostra os resultados encontrados e definidos pelos programas.

Tabela 13 - Área de aço e armaduras calculadas pelos softwares.

Armaduras positivas - Lajes L10 e L11			
Lajes/Softwares		EBERICK	TQS
LAJE L10	Asx (cm ²)	1,21	1,86
	Armadura em x	φ 5.0 mm c/16 cm	φ 6.3 mm c/15 cm
	Asy (cm ²)	1,21	2,10
	Armadura em y	φ 5.0 mm c/16 cm	φ 6.3 mm c/12,5 cm
LAJE L11	Asx (cm ²)	2,62	2,42
	Armadura em x	φ 6.3 mm c/11 cm	φ 6.3 mm c/12,5 cm
	Asy (cm ²)	1,33	6,76
	Armadura em y	φ 6.3 mm c/20 cm	φ 10 mm c/10 cm

Fonte: Autoria própria (2020).

Ambos os *softwares*, tanto para armaduras positivas como para armaduras negativas, oferecem diferentes opções de diâmetro de aço e distanciamento entre as

barras que supram a área de aço calculada, dando possibilidade ao engenheiro de escolher uma bitola maior ou menor, dentro dos limites de segurança daquele trecho.

O processo de dimensionamento destas armaduras também não difere entre os *softwares*, seguindo perfeitamente todos os parâmetros recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014). Quanto ao comprimento destas barras positivas, esta mesma norma cita que:

Nas lajes armadas em uma ou em duas direções, em que seja dispensada armadura transversal de acordo com 19.4.1, e quando não houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença dos momentos volventes nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio (ABNT NBR 6118, 2014).

Com relação a ancoragem da armadura das lajes nos apoios, ambos os *softwares* permitem escolher a adoção ou não de ganchos. No *software* Eberick, além de poder escolher preferencialmente por ancoragem reta ou gancho, o engenheiro ainda pode definir um detalhamento opcional com 50% de traspasse das barras na mesma seção, mesmo quando as prescrições do Tabela 9.3 da ABNT NBR 6118 (2014) permitirem o traspasse de 100% das barras na mesma seção (Figura 67).

Figura 67 - Critérios de detalhamento de lajes, Eberick.

Detalhamento [Lajes]

Pilares Vigas Lajes Sapatas Blocos Muros

Geral

Escala das lajes: 1:50

Ancoragem da armadura: reta

Evitar o traspasse de 100% das barras na mesma direção

Representar nome conforme simbologia da forma

Hachurar vigas no detalhamento

Otimizar detalhamento

Redução da indicação: 25 %

Separar plantas

Regiões maciças

Armaduras positivas em X e Y

Armaduras negativas em X e Y

Aberturas

Adotar armadura de reforço em furos

Separar detalhamento das aberturas

Escala: 1:50

Armadura no apoio

Distância máxima para detalhar armadura até a extremidade do apoio: 15 cm

Armadura negativa

Ancoragem da laje em balanço: 1,5 x

Agrupar continuidade pela maior armadura

Cotar dobras

Cotas na planta

Positivas

Exibir linhas de chamada

Negativas

Negativas adicionais

Cotar direção principal

Descrição das armaduras

Armaduras positivas: Completa

Distância em relação à extremidade: 40 cm

Armaduras negativas: Completa

Usar fundo opaco

Arm. complementares... Escadas...

Reservatórios... Detalhes típicos...

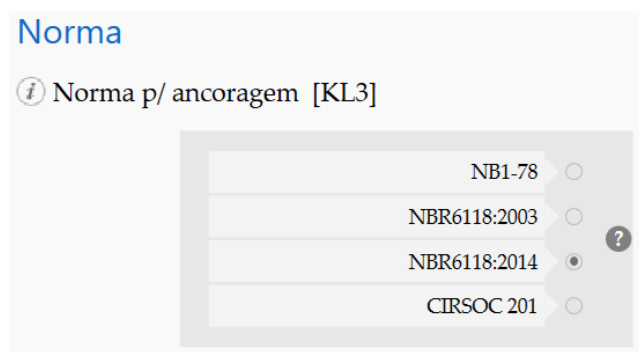
OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick (2020).

No caso de lajes com bordos livres, caso seja selecionada a opção de ancoragem reta, as armaduras serão ancoradas utilizando a largura útil das vigas, descontando o cobrimento das armaduras neste elemento. Caso seja escolhido ancorar com ganchos, o Eberick verifica se a espessura da laje é suficiente para o detalhamento dos ganchos com ângulo de 180°. Se a espessura da laje for maior que a necessária para o detalhamento com gancho, é dada preferência para o gancho de 90° em relação ao de 180°.

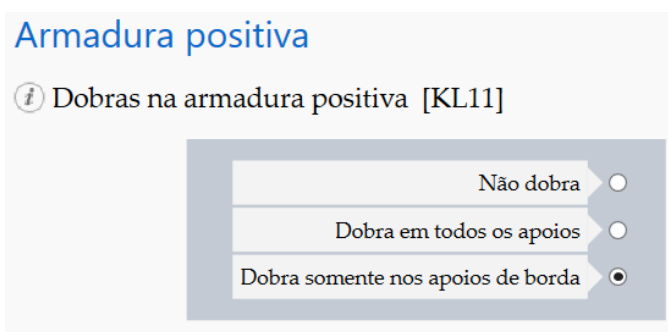
Já o *software* TQS oferece 4 opções de normas diferentes para ser feita a ancoragem (Figura 68) e 3 opções para o detalhamento das dobras/ganchos de armaduras positivas, sendo elas: não dobrar em nenhum caso (ancoragem reta), dobrar em todos os apoios ou dobrar somente nos apoios de borda (sendo essa a opção padrão de detalhamento do *software*). Neste caso, o ferro será dobrado nos 2 lados e a dobra terá a espessura da laje menos duas vezes o recobrimento, podendo ser escolhido um recobrimento alternativo para as dobras (Figura 69).

Figura 68 - Opções de normas para o detalhamento da ancoragem, TQS.



Fonte: TQS (2020).

Figura 69 - Opções de dobras, TQS.



Fonte: TQS (2020).

4.2.2 Vigas

Conforme já foi citado, o levantamento dos esforços nas vigas em ambos os *softwares* foi semelhante, apresentando diagramas com mesma curvatura e mesmo pontos de momentos máximos e mínimos, diferenciando apenas nos valores.

A seguir apresenta-se o processo de dimensionamento e detalhamento das armaduras da viga V18, a maior viga externa do pavimento superior, realizado por ambos os *softwares*. Na tabela 14 é possível observar as áreas de aço e armaduras selecionadas nos pontos onde ocorrem os momentos máximos positivos (As inferior e armadura inferior) e negativos (As superior e armadura superior).

Tabela 14 - Armaduras e áreas de aço da viga V18.

Armaduras positivas e negativas (pontos de momento máximos) - VIGA V18			
Viga/Softwares		EBERICK	TQS
V18	As,sup (cm²)	2,70	4,90
	Armadura superior	4 ϕ 10.0 mm	4 ϕ 12.5 mm
	As,inf (cm²)	2,16	4,00
	Armadura inferior	3 ϕ 10.0 mm	2 ϕ 16.0 mm

Fonte: Autoria própria (2020).

Como pode ser observado, a diferença entre as áreas de aço é expressiva. Essa diferença pode ser explicada pela diferença dos momentos fletores conforme mostrado anteriormente, e ao contactar o serviço de suporte dos *softwares* para entender melhor sobre a diferença encontrada, a resposta adquirida foi com relação a rigidez da ligação nos apoios novamente.

Para o dimensionamento e detalhamento das armaduras da viga contínua à flexão, o TQS adota dois processos de cálculo diferentes para a adoção das armaduras na flexão positiva e flexão negativa.

O roteiro de operações do TQS para o cálculo da armadura positiva, de acordo com o arquivo de critérios do programa, acontece na seguinte ordem:

- Cálculo de armaduras (método aproximado) para 13 pontos por vão;
- Cálculo de flechas (estádio II) e bitolas de fissuração;
- Cálculo da armadura para a seção de momento máximo, iterativamente;
- Cálculo da armadura de compressão nos apoios adjacentes do vão;
- Seleção da bitola versus número de barras a ser adotada;
- Determinação dos pontos de corte das barras selecionadas;

- Agrupamento de barras;
- Ancoragem das barras longitudinais nos extremos;
- Cálculo da flecha no estádio I;
- Cálculo da armadura lateral;
- Detalhamento das armaduras de porta-estribos positivos.

Já o roteiro para o dimensionamento das armaduras negativas nas vigas (flexão negativa), segue a seguinte ordem:

- Cálculo das armaduras (método aproximado) à direita e à esquerda do apoio (as dimensões e as solicitações dos vãos podem ser diferentes);
- Seleção da bitola mais adequada para detalhamento por apoio;
- Cálculo da armadura para a seção à esquerda e à direita do apoio iterativamente;
- Cálculo do número de barras na seção;
- Determinação dos pontos de corte das barras selecionadas;
- Agrupamento de barras;
- Ancoragem das barras longitudinais nos extremos;
- Cálculo da armadura de compressão no meio do vão;
- Detalhamento das armaduras de porta-estribos negativos.

Em resumo, o dimensionamento à flexão pelo TQS das armaduras nas vigas é realizado iterativamente. O TQS-Vigas adota um valor para a altura útil da viga, e com base no A_s calculado é determinado o número de camadas real e o novo valor da altura útil. Com isso, o dimensionamento da seção é realizado novamente com o objetivo de adotar uma altura útil que seja menor que a altura útil calculada exatamente (TQS DOCS, 2020).

De acordo com o arquivo de critérios do TQS, as deduções teóricas para o dimensionamento à flexão de vigas em que o programa se baseou seguiram a publicação do autor Prof. Dr. Péricles Brasiliense Fusco – 1976 “Flexão Simples e Composta - EPUSP - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações”, afirmando que este método é o utilizado em todo curriculum de escolas de engenharia (TQS DOCS, 2020).

Com relação ao processo de dimensionamento das vigas realizado pelo *software* Eberick, o arquivo de critérios do programa estabelece um roteiro baseado nos seguintes pontos, simplificadaamente:

- Na região central de cada vão das vigas, e sobre os apoios são tomados momentos fletores máximos para dimensionamento;
- Calcula-se a armadura necessária para resistir a cada um destes momentos máximos;
- Devido à variação no diagrama, pode-se cortar algumas das barras, apenas para cobrir o diagrama.

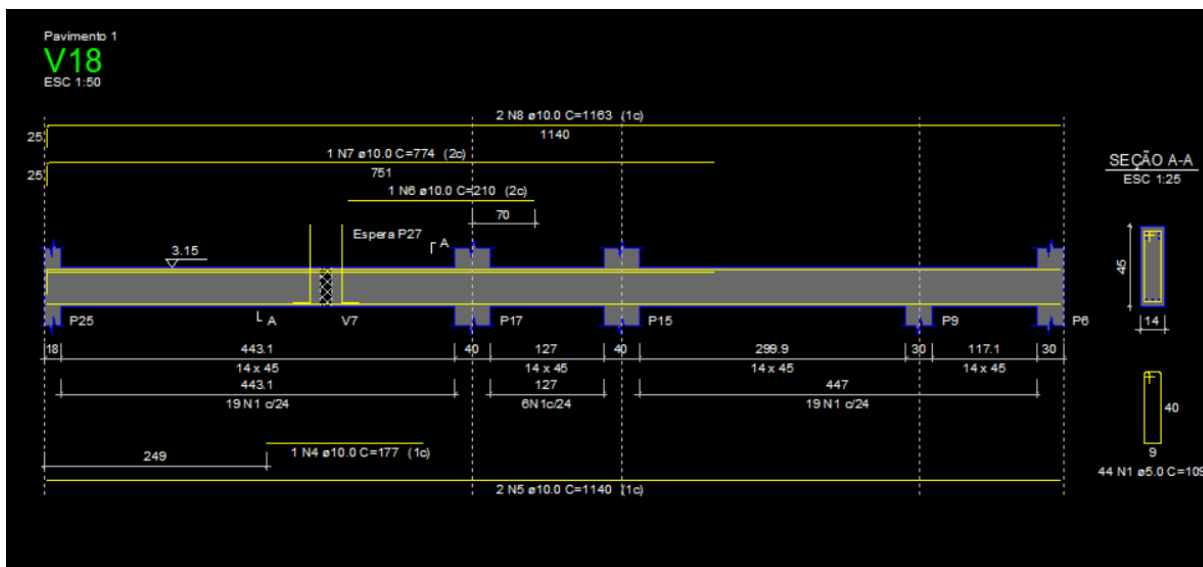
De acordo com a empresa, o dimensionamento das armaduras transversais também segue o mesmo princípio. Incluindo diversos casos de carregamento e modificando apenas o diagrama de esforços internos a ser utilizado. Portanto, ao invés de existir apenas um diagrama, existe um para cada combinação de carregamento, sendo o dimensionamento feito com base na envoltória destes diagramas.

Para o dimensionamento e detalhamento das armaduras de compressão longitudinal, o Eberick utiliza um critério da ABNT NBR 6118 (1980) na consideração do diâmetro máximo destas armaduras, sendo este 21 \varnothing para aços CA-25 ou CA-32, e 12 \varnothing para aços CA-40, CA-50 e CA-60. Isso porque a ABNT NBR 6118 (2014) não faz menção a esta limitação. Já o TQS afirma que a armadura de compressão pode assumir valores quaisquer, sem limites, apenas emitindo um aviso quando esta armadura de compressão longitudinal atingir valores superiores aos especificados pelo próprio engenheiro no arquivo de critérios.

Quanto a qualquer outro cálculo ou limites utilizados pelos *softwares* (como relação máxima entre altura e CG da armadura, taxa de armadura máxima, tensões mínimas e máximas), ambos os programas seguem rigorosamente os critérios e recomendações adotados pela ABNT NBR 6118 (2014).

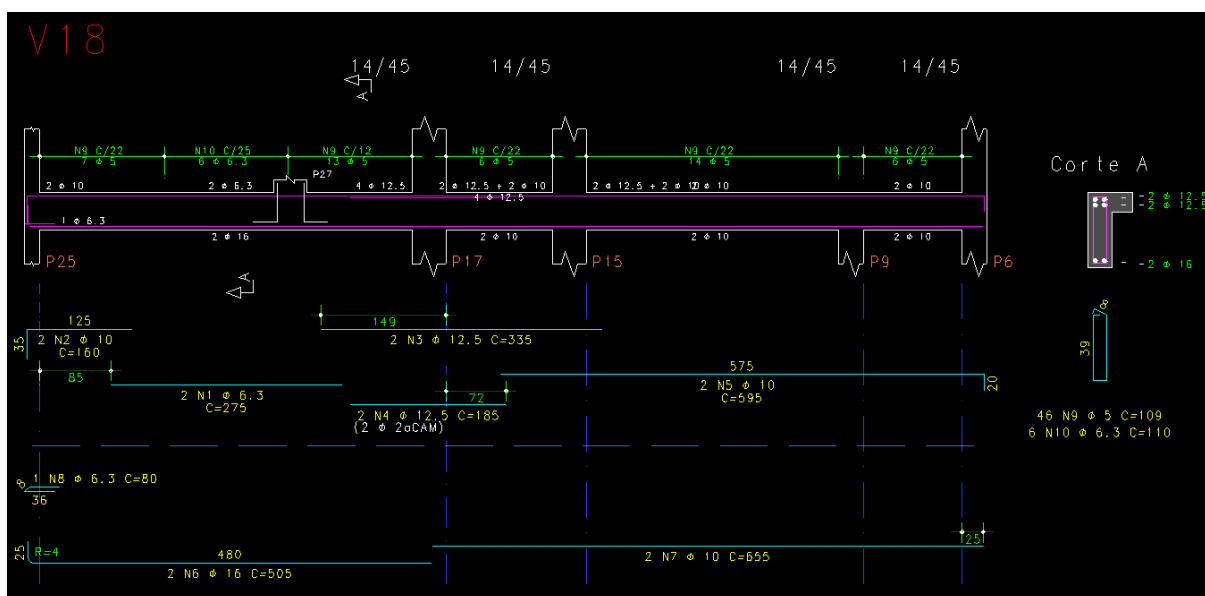
Nas figuras 70 e 71, é possível observar a disposição destas armaduras calculadas pelos *softwares*, Eberick e TQS, respectivamente.

Figura 70 - Disposição das armaduras na viga V18, Eberick.



Fonte: Eberick (2020).

Figura 71 - Disposição das armaduras da viga V18, TQS.



Fonte: TQS (2020).

Com relação a ancoragem das armaduras de vigas, ambos os *softwares* são bem flexíveis quanto aos critérios utilizados, recomendando algumas opções padrões de ancoragem estabelecidos por norma, mas possibilitando ao projetista definir seus próprios critérios.

A ABNT NBR 6118 (2014), no item 18.3.2.4, afirma que os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais satisfazendo a mais severa das seguintes condições: caso exista momentos positivos a ancoragem deve ser realizada utilizando as armaduras obtidas

através do dimensionamento da seção; em apoios extremos, as armaduras devem ser capazes de resistir a uma força de tração onde $F_{Sd} = (a_l / d) V_d + N_d$ (sendo V_d a força cortante no apoio, N_d é a força de tração eventualmente existente, a_l o valor do deslocamento do diagrama de momentos fletor paralelo ao eixo da viga e d a altura útil da viga), garantindo a ancoragem da diagonal de compressão; e por último, em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,v\tilde{a}o}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{v\tilde{a}o}$), de modo que:

— $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,v\tilde{a}o})$, se M_{apoio} for nulo ou negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{v\tilde{a}o}$;

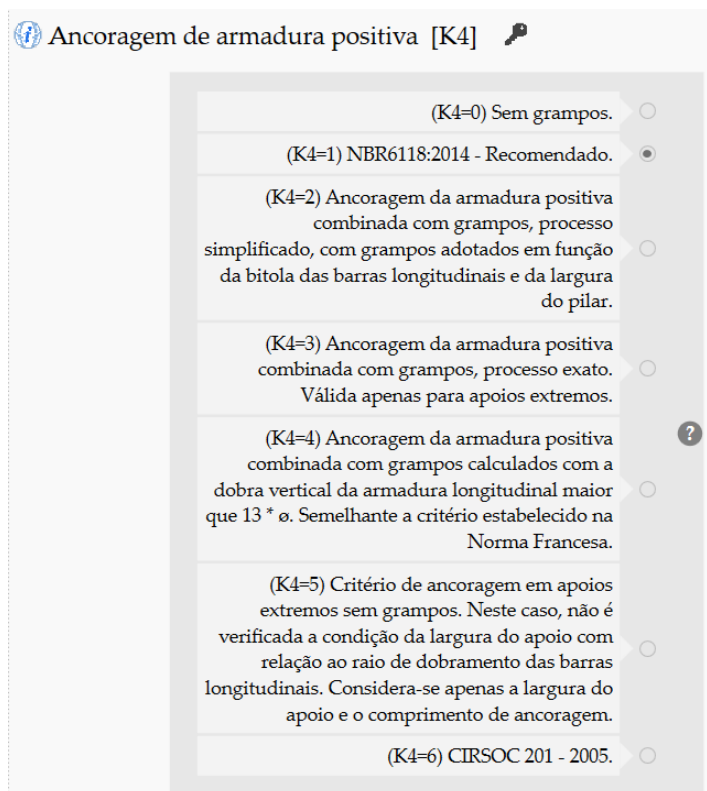
— $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,v\tilde{a}o})$, se M_{apoio} for negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| > 0,5 M_{v\tilde{a}o}$.

Em resumo, as barras longitudinais devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- l_b , nec conforme item 9.4.2.5;
- $r + 5,5\phi$;
- 60 mm.

Os critérios disponíveis no TQS possibilitam ao engenheiro escolher diferentes maneiras de ancorar tanto a armadura positiva como a negativa. Para a ancoragem da armadura positiva, a opção padrão selecionada é de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), mas podendo ser alterada, como apresentado na Figura 72.

Figura 72 - Opções de ancoragem da armadura positiva, TQS.




Fonte: TQS (2020).


Além das opções acima, foi observado também em outras vigas do projeto e no arquivo de critérios, que o programa permite realizar a ancoragem em mais de uma camada de armaduras e impõe o uso de ganchos apenas em barras com dobras definidas, limitando o comprimento do gancho em $13 \varnothing$.

Quanto a ancoragem da armadura negativa, o TQS possui os seguintes critérios conforme demonstra a Figura 73. As opções selecionadas são as opções padrão utilizadas pelo *software* e utilizadas no detalhamento das vigas do projeto.

Figura 73 - Opções de ancoragem da armadura negativa, TQS.

 Número de diâmetros para cálculo do comprimento vertical das armaduras nos extremos dos balanços


diâmetros

 Ferros retos e/ou com dobras [K16]

(K16=0) Conforme manual - Fluxograma geral.


(K16=1) Conforme manual - Fluxograma reduzido.

(K16=2) CIRSOC 201-2005.

 Redução do comprimento de ancoragem [K34]

(K34=0) Não reduz.

(K34=1) Reduz 33%.

 Limitação do comprimento das dobras verticais [K38]

(K38=0) Não limita dobra vertical e não altera área.

(K38=1) Limita dobra vertical e altera área.

(K38=2) Limita dobra vertical e não altera área.

Fonte: TQS (2020).

O *software* Eberick não possibilita diferentes opções de normas e não separa os critérios de ancoragem entre armaduras negativas e positivas como foi possível observar com o TQS. De acordo com os critérios de dimensionamento do programa, a ancoragem pode ser definida pelo engenheiro de maneira mais prática, selecionando apenas algumas opções-chave como pode ser observado na Figura 74 a seguir.

Figura 74 - Critérios de ancoragem nos apoios extremos, Eberick.

Ancoragem em apoio extremo

Permitir dispensa de lb quando possível
 Adotar ancoragem em laço
 Permitir ancoragem integral
 Diâmetro mínimo cm
 Espaçamento mínimo cm
 Número máximo de camadas
 Tratar diferenças de comprimento das barras a partir da 2ª camada

Fonte: Eberick (2020).

Conforme citado anteriormente, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o comprimento de ancoragem deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores: $l_{b,nec}$; $r + 5,5\phi$; ou 60mm. Como a primeira opção da figura anterior está selecionada por padrão, o Eberick calcula o comprimento de ancoragem sobre os apoios extremos verificando somente as condições $(r + 5,5\phi)$ e 60 mm, (desprezando $l_{b,nec}$) quando possível, ou seja, somente nos casos em que houver outras vigas perpendiculares chegando junto aos dois lados do apoio em análise e estas vigas possuírem a face inferior em nível igual ou inferior a face da viga (QISUPORTE, 2020).

A segunda opção, “Adotar ancoragem em laço”, quando selecionada, permite a utilização de grampos como complementação da ancoragem nos apoios extremos de vigas, sendo utilizado quando o comprimento do apoio possível para disposição da armadura longitudinal é menor que o comprimento de ancoragem necessário para barras com gancho. Caso a opção esteja desabilitada e a viga se enquadre neste caso, uma mensagem de erro é exibida pelo programa.

A opção de “ancoragem integral” se refere ao uso de grampos quando o comprimento do apoio é menor que o comprimento de ancoragem mínimo da armadura longitudinal, não podendo esta ser considerada para a ancoragem da viga no apoio extremo. Esta opção está desabilitada conforme configurações padrões do programa.

Além destas opções disponíveis na aba de dimensionamento da ancoragem do Eberick, o programa também disponibiliza outras opções de detalhamento da ancoragem conforme Figura 75.

Figura 75 - Detalhamento da ancoragem, Eberick.

Ancoragem

Representação
Tipo Reta ▾

Apoios extremos

Ponta reta mínima das barras ancoradas na extremidade 10 cm

Interromper gancho dentro da viga para redução até 5 cm

Ancorar dentro da viga sobre pilares extremos

Detalhar armadura sempre até a face do apoio

Detalhar positivos sempre com gancho

Detalhar negativos sempre com gancho

Comprimento mínimo da armadura no apoio 50 cm

Detalhar armadura até a face do apoio quando distância menor que 10 cm

Apoios intermediários

Comprimento mínimo 10 cm

Distância máxima para detalhar armadura até a extremidade do apoio 5 cm

OK
Cancelar
Ajuda

Fonte: Eberick (2020).

4.2.3 Pilares

De acordo com a empresa AltoQI, por não se saber inicialmente qual é a combinação de carregamentos que resultará na situação crítica dos pilares, diferentemente das vigas, o dimensionamento dos pilares acontece de maneira mais complexa. Isso porque os momentos fletores podem ocorrer em uma ou outra direção, sugerindo barras dispostas de maneira diferente. Além disso, de acordo com o programa, nem sempre a situação crítica ocorre para a carga vertical máxima (uma carga menor com momentos fletores maiores pode ser mais crítica).

No Eberick, após o programa sugerir previamente quais as armaduras necessárias para resistir o momento fletor calculado no pilar, o dimensionamento final das armaduras dos pilares se baseia em uma verificação de seção, chamada pelo programa de “Processo da Linha Neutra”.

Esse processo iterativo pode ser definido como a obtenção de momentos fletores internos resistentes de uma seção transversal, com base na armadura previamente dimensionada, onde o programa basicamente pesquisa uma posição para a linha neutra que deixe a seção em equilíbrio, ou seja, tanto a somatória das

cargas verticais (carga aplicada e reações no concreto e na armadura) seja igual a zero, assim como a somatória dos momentos em qualquer direção também seja zero. Sendo assim, o programa obtém momentos resistentes e comparam-se aos momentos aplicados, e caso forem maiores, a seção será considerada suficiente para resistir aos esforços aplicados.

No *software* TQS, não foram encontrados processos de dimensionamento ou verificações extras, além das que já são recomendadas pela ABNT NBR 6118 (2014), que são seguidas corretamente por ambos os programas.

Na Tabela 15, é possível observar o resultado do dimensionamento e detalhamento do Pilar P11 realizado pelos *softwares*. Ambos os programas apresentaram resultados semelhantes, visto que a diferença dos valores obtidos de momentos fletores e cargas nos pilares não foi expressiva, conforme demonstrado, anteriormente, no item 4.1.3 deste trabalho.

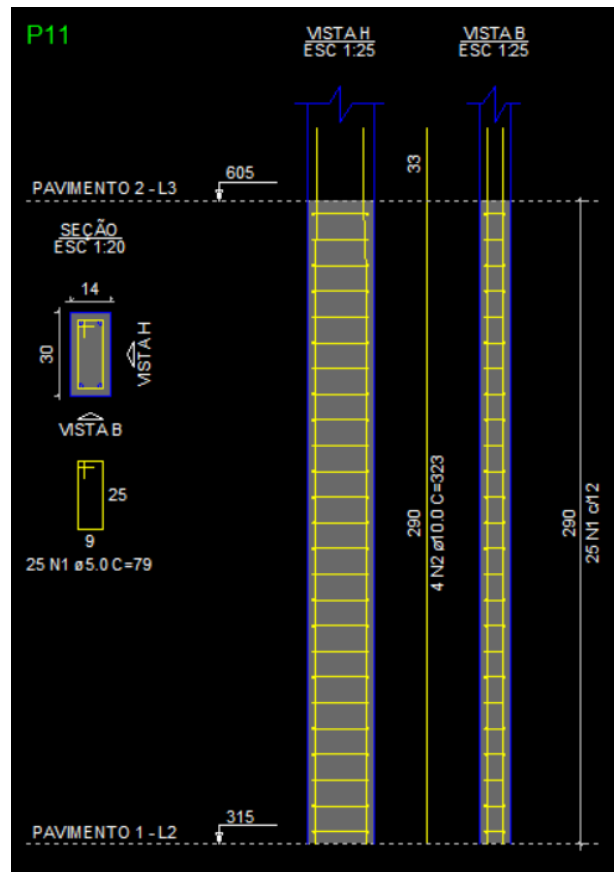
Tabela 15 - Comparação do dimensionamento das armaduras.

Dimensionamento/Softwares		EBERICK	TQS
P11	As (cm ²)	3,14	3,10
	Armadura longitudinal	4 ϕ 10.0 mm	4 ϕ 10.0 mm
	Armadura transversal	ϕ 5 mm c/12 cm	ϕ 5 mm c/12 cm

Fonte: Autoria própria (2020).

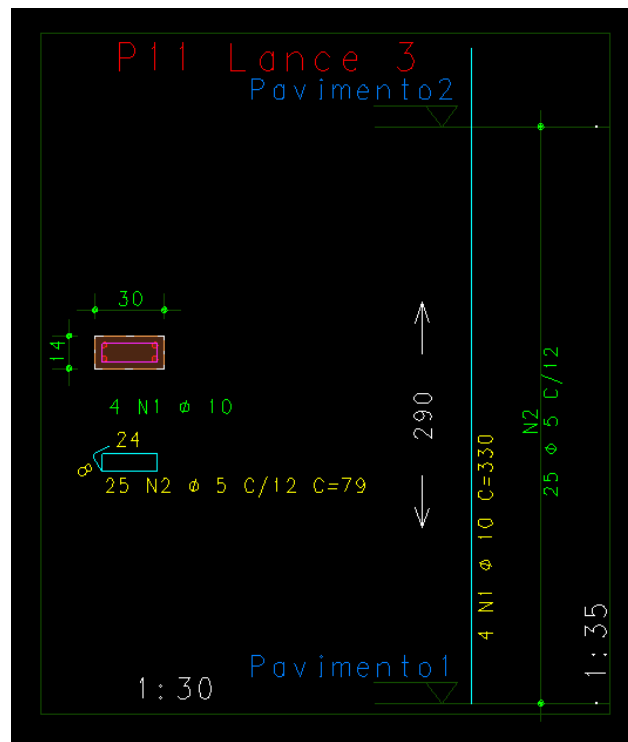
Quanto ao detalhamento destas armaduras, os dois programas realizaram de maneira semelhantes, assim como seu dimensionamento, demonstrando assertividade quanto as recomendações exigidas pela ABNT NBR 6118 (2014), podendo ser observado nas Figuras 76 e 77 para os softwares Eberick e TQS, respectivamente.

Figura 76 - Detalhamento das armaduras do Pilar P11, no lance superior, feito pelo Eberick.



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 77 - Detalhamento das armaduras do Pilar P11, no lance superior, feito pelo TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

Além do detalhamento que pode ser observado na Figura 76, o Eberick permite também selecionar outras opções e critérios na aba de detalhamento dos pilares do *software*, mostrados na Figura 78.

Figura 78 - Configurações de detalhamento dos pilares, Eberick.

Detalhamento [Pilares]

Pilares | Pilares PM | Vigas | Vigas PM | Lajes | Sapatas | Blocos | Muros

Fundações

Colocar estribos dentro da fundação

Ancoragem com gancho 90 nas barras longitudinais

Comprimento da ancoragem: cm

Altura do pilar da fundação:

Esperas para pilares

Caso a altura seja menor que a ancoragem do pilar

Representação da seção no detalhamento da viga

Comprimento das esperas:

Calculado

Definido pelo usuário

Escalas

Seções:

Cortes:

Escalar barras em corte:

Hachuras

Seções:

Vistas:

Estribos

Adotar estribos abertos na região de cruzamentos com as vigas

Permitir estribos múltiplos para:

Dimensão maior que: cm

Permitir que estribos suplementares protejam barras adjacentes

Distância máx. de proteção das barras longitudinais:

Quantidade máxima de barras protegidas:

Seção L aberto:

Diâmetro mínimo para estribo suplementar:

Otimização

Permitir ajuste automático da escala do corte

Desenhar estribo ao lado da seção para:

Dimensão maior que: m

Altura insuficiente para desenho da seção

Fonte: Autoria própria (2020).

O engenheiro calculista pode definir no próprio programa, se os estribos dos pilares devem chegar até dentro da fundação ou não, e se a ancoragem nas barras longitudinais deve ser feita com ganchos a 90° das barras no detalhamento. Ambas as opções já estão selecionadas por padrão pelo *software*, assim como o comprimento de ancoragem da parte reta do gancho, sendo esta de 20 cm.

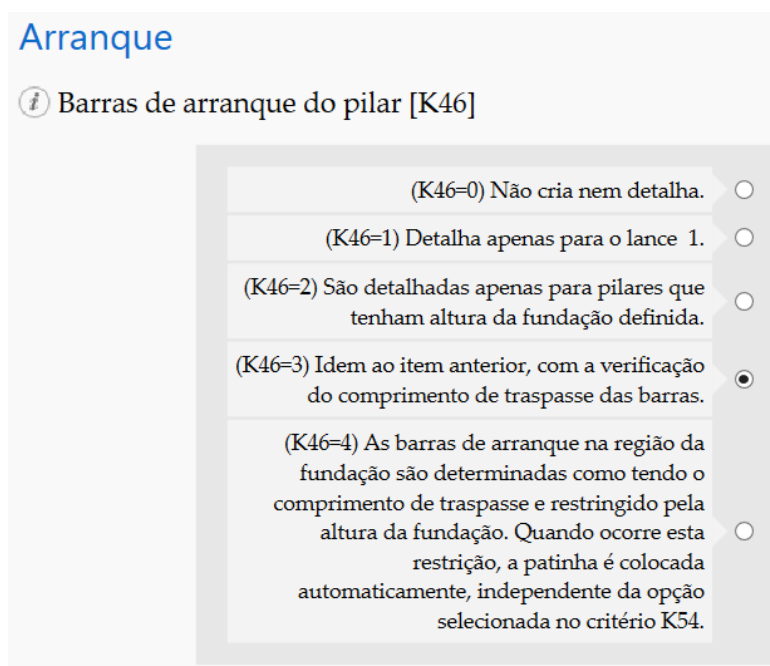
Quanto ao detalhamento das esperas dos pilares, o Eberick só o realiza quando o pilar não possuir erros no seu dimensionamento. Quando existir um pilar que se apoia no cruzamento de duas vigas, o detalhamento das esperas será feito apenas em uma delas, sendo esta a viga de maior rigidez, pois absorve maior carregamento.

O detalhamento das esperas em vigas ou lajes com altura menor que o comprimento de ancoragem do pilar pode ser definido em três opções:

- Não detalhar as esperas;
- Detalhar as esperas dos pilares, mas cabendo ao projetista verificar se a armadura é suficiente para a ancoragem do pilar;
- Detalhar aumentando a quantidade; onde o programa detalha as esperas com um aumento de armadura, sendo o cálculo deste aumento baseado no item 9.4.2.5 da ABNT NBR 6118 (2014). Para casos em que a altura da viga é inferior a 60% do comprimento de ancoragem, o detalhamento não é realizado, conforme limita a mesma norma.

Quanto ao TQS, no arquivo de critérios do programa não foi encontrado opções para dimensionamento e detalhamento das barras de espera dos pilares, sendo possível definir apenas algumas opções de detalhamento das barras de arranque dos pilares, como demonstra a Figura 79. Portanto, por padrão, as esperas dos pilares no TQS não são calculadas, e as barras de arranque são apenas calculadas para pilares que tenham altura da fundação definida, com a verificação do comprimento de traspasse das barras.

Figura 79 - Detalhamento das armaduras de arranque, TQS.



Fonte: Autoria própria (2020).

5 CONCLUSÃO

Conforme esperado, os resultados encontrados com o uso dos *softwares* apresentam diferenças. Isso acontece devido a diferentes considerações adotadas por cada *software* com relação a flexibilização de apoios e no cálculo de grelha adotado por cada um.

Para diminuir essa diferença e pico de valores, principalmente nas lajes e vigas, as particularidades como as molas no *software* TQS e vinculações no *software* Eberick deveriam ser estudadas mais profundamente, buscando trazer valores e situações mais reais de acordo com o comportamento da estrutura. O trabalho em questão buscava trazer uma comparação do dimensionamento e detalhamento de acordo com as configurações padrão e mais semelhantes entre cada *software*, mostrando essas possíveis diferenças como foram encontradas.

Apesar dos valores serem diferentes, todos os diagramas apresentaram curvatura e comportamento semelhantes, e as diferenças de valores também podem ser consideradas corretas e condizentes, visto que ambos os *softwares* seguem rigorosamente todos os parâmetros, critérios e condições da ABNT NBR 6118 (2014), estando todos os esforços solicitantes majorados e a resistência dos materiais minorada, obtendo assim um esforço para dimensionamento que provavelmente não será alcançado ao longo de toda a vida útil da estrutura. Portanto, as diferenças ficaram dentro do aceitável, e conclui-se que tanto o TQS como o Eberick convergiram para um dimensionamento semelhante.

Quanto a situações ou critérios de dimensionamento e detalhamento que não são explícitas de forma clara na ABNT NBR 6118 (2014), ambos os *softwares* oferecem uma flexibilidade grande ao projetista sobre quais critérios adotar, além de sugerirem também alguns parâmetros mais utilizados por calculistas, baseado na bibliografia de estruturas.

Foi perceptível que os programas de cálculo estrutural, como os estudados neste trabalho, são facilitadores na vida do Engenheiro Civil, principalmente para os que trabalham com a área de estruturas. Os dois programas realizam análises e verificações que o cálculo estrutural manual não permite, utilizando métodos de elementos finitos, proporcionando uma análise mais completa e realista do edifício.

Além disso, o trabalho permitiu obter um conhecimento mais aprofundado sobre a área de Engenharia de Estruturas, mostrando a complexidade e

responsabilidade que a análise estrutural exige do Engenheiro Civil, além de sua importância social visto que qualquer erro ou julgamento mal feito pode colocar em risco a vida de pessoas que venham a utilizar o edifício projetado, diretamente ou indiretamente.

Como sugestão para trabalhos futuros, tem-se a análise comparativa mais detalhada de uma estrutura simplificada, sendo possível analisar com maior profundidade os esforços atuantes na estrutura, variando-se as vinculações entre elementos que diminuam a rigidez dos apoios de ambos os *softwares* de forma semelhante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AltoQI Tecnologia Aplicada à Engenharia. **Critérios de Projeto**. 2020. Disponível em: <http://help.altoqi.com.br/Eberick/default.aspx#pageid=criterios_de_projeto>. Acesso em: 20 jun. 2020.

AltoQI Tecnologia Aplicada à Engenharia. **Configurações de análise – Painéis de lajes**. 2020. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360000349494-Configura%C3%A7%C3%B5es-de-an%C3%A1lise-Pain%C3%A9is-de-lajes>>. Acesso em: 15 jun. 2020.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto armado**. 2 ed., v. 4. Rio Grande: Dunas, 2003b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto**. Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis – Requisitos. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento**. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15522: Laje pré-fabricada - Avaliação do desempenho de vigotas e pré-lajes sob carga de trabalho**. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575: Desempenho de edificações habitacionais**. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto.** 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 7222: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.** 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1: Materiais metálicos — Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente.** 2013.

BANKI, A. L. **Modelos de análise de lajes de concreto armado.** Eberick. 2013. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/245/588/pt-br/modelos-de-an%C3%A1lise-de-lajes-de-concreto-armado.html>>. Acesso em: 14 nov. 2019.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório final de iniciação científica. Universidade Estadual Paulista, 2008. Disponível em: <<https://wwwp2.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Rel.%20Final%20Marcos.pdf>>. Acesso em: 10 nov. 2019.

BASTOS, P. S. dos S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Notas de aula, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 12 out. 2019.

BASTOS, P. S. dos S. **Lajes de concreto**. Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015. Disponível em: <<https://wwwp2.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>>. Acesso em: 25 nov. 2019.

BASTOS, P. S. dos S. **Pilares de concreto armado**. Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2017. Disponível em: <<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14026/material/Pilares.pdf>>. Acesso em: 14 nov. 2019.

BATTAGIN, A. F. **Uma breve história do cimento Portland**. 2009

BAZZO, W. A.; PEREIRA, L. T. V. **Introdução a engenharia**. Florianópolis: UFSC, 2000. Disponível em: <https://engeducs.files.wordpress.com/2011/08/introduc3a7c3a3o_a_engenharia_-_walter_antonio_bazzo_-_by_dvdcooper.pdf>. Acesso em: 27 set. 2019.

BORJA, E. V. **Concreto Armado – Lajes Maciças**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Rio Grande do Norte, 2020. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/edilbertoborja/construcoes-em-concreto-armado/lajes-macicas/laje-macica/view>>. Acesso em: 10 mar. 2020.

CARDOSO, R. do V. P. **Projeto estrutural em concreto armado**. 2013. 288 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

CHAGAS, Daniel Pereira. **Análise Comparativa entre Modelos Estruturais para Edifícios de Concreto Armado**. 2012. 71f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. Ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2017.

CUNHA, M. O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

Disponível em: <<https://abcp.org.br/basico-sobre-cimento/historia/uma-breve-historia-do-cimento-portland/>>. Acesso em: 13 out. 2019.

DUARTE, H. **Aspectos da análise estrutural das lajes de edifícios de concreto armado**. 1998, 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

DUMÊT, T. B. **Eng 118 – Estruturas de Concreto Armado I**. Notas de Aula. Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2008. Disponível em: <<https://vdocuments.mx/estruturas-de-concreto-armado-i-apostila-de-ufba-2008.html>>. Acesso em: 03 dez. 2019.

DUTRA, C. **Análise teórica e experimental de lajes cogumelo nervuradas em escala reduzida**. 2005. 194f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2005.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Projeto REENGE. EESC – USP, São Carlos, 2000.

FERREIRA, R. M. **Laje nervurada unidirecional com pré-laje treliçada e elemento de enchimento**. 2015. 65f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

FLÓRIO, M. C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. 2004. 213 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2005, 137p.

FONTES, F.F; PINHEIRO, L.M. **Análise de um edifício por vários modelos estruturais**. IN: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Trabalho SIMP0225, 2006, p.233-250.

INSTITUTO DE ENGENHARIA. **Quatro softwares de engenharia estrutural e suas funcionalidades**. 2015. Disponível em: <https://institutedeengenharia.org.br/site/noticias/exibe/id_sessao/4/id_noticia/9560/Quatro-softwares-de-engenharia-estrutural-e-suas-funcionalidades?fb_comment_id=1027815260603323_1028016083916574#f9d4518a64e93>. Acesso em: 27 set. 2019.

KAEFER, L. F. **A Evolução do Concreto Armado**. São Paulo, 1998.

KEMCZINSKI, P. G. **Cálculo e detalhamento de estrutura de concreto armado de um edifício residencial**. 2015. 121 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo, SP: Pini, 2007.

KOERICH, Rodrigo. **Por que trabalhar com um programa para cálculo estrutural nos projetos?**. AltoQi Tecnologia Aplicada a Engenharia, 2017. Disponível em:

<<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/programa-para-calculo-estrutural-nos-projetos/>>. Acesso em: 17 nov. 2019.

LINS, F. de F. V. **Comparativos entre modelos estruturais integrados de análise, formados por pórtico espacial e grelha, aplicados em estruturas de concreto armado de edifícios de múltiplos pavimentos**. 2010. 125 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

LISERRE, L. **Sistema computacional com geração de dados e visualização de resultados para estrutura de edifícios**. 2003. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

LISERRE, L.; RAMALHO; M. A. **Sistema computacional com geração de dados e visualização de resultados para estrutura de edifícios**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, v. 10, n. 46, p.33-59, 2008. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee46_33.pdf>. Acesso em: 20 set. 2019.

Mais Engenharia – AltoQI. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/bim/software-bim-veja-quais-sao-as-plataformas-disponiveis-no-mercado/attachment/271220181545913983capturadetela2018-12-2622-18-33/>>. Acesso em: 10 jun. 2020.

NAPPI, S. C. B. **Análise Comparativa entre lajes maciças, com vigotes pré-moldados e nervuradas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1993.

NASCIMENTO, S. S. O.; SANTOS, A. S. dos. **A pesquisa e suas classificações**. Universidade Estadual do Ceará, 2016. Disponível em: <http://www.uece.br/nucleodelinguasitaperi/dmdocuments/Classificacao_das_Pesquisas.pdf>. Acesso em: 05 abril 2020.

OLIVEIRA, H. L. **Modelos numéricos aplicados à análise viscoelástica linear e à otimização topológica probabilística de estruturas bidimensionais: uma abordagem pelo Método dos Elementos de Contorno**. 2017. 199 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

PINHEIRO, L. M; MUZARDO, C. D.; SANTOS S. P. **Estruturas de Concreto – Capítulo 3**. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Acos.pdf>>. Acesso em: 17 nov. 2019.

PINHEIRO, L. M; MUZARDO, C. D.; SANTOS S. P. **Lajes Maciças – Capítulo 11**. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>>. Acesso em: 20 nov. 2019.

PINHEIRO, L. M; MUZARDO, C. D.; SANTOS S. P.; CATOIA, T.; CATOIA, B. **Estruturas de Concreto – Capítulo 2**. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/02%20Concreto.pdf>>. Acesso em: 17 nov. 2019.

PORTO, T. B.; FERNANDES; D. S. G. **Curso básico de concreto armado – Conforme NBR 6118/2014**. Oficina de Textos, v. 1, 208 f, 2015. Disponível em: <<https://www.ofitexto.com.br/livro/curso-basico-de-concreto-armado>>. Acesso em: 15 nov. 2019.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Ziguarte Editora, São Paulo, 2001. 271 p.

SILVA, G. F. da. **Análise comparativa do projeto estrutural utilizando os softwares Eberick e TQS. Estudo de caso: edifício comercial em Pato Branco-PR**. 2018. 131 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2018.

SILVA, M. A. F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, 2005.

SOUZA, P. A. B. F. de. **Estudo do comportamento plástico, mecânico, microestrutural e térmico do concreto produzido com resíduo de porcelanato**. 2007. 232 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2007.

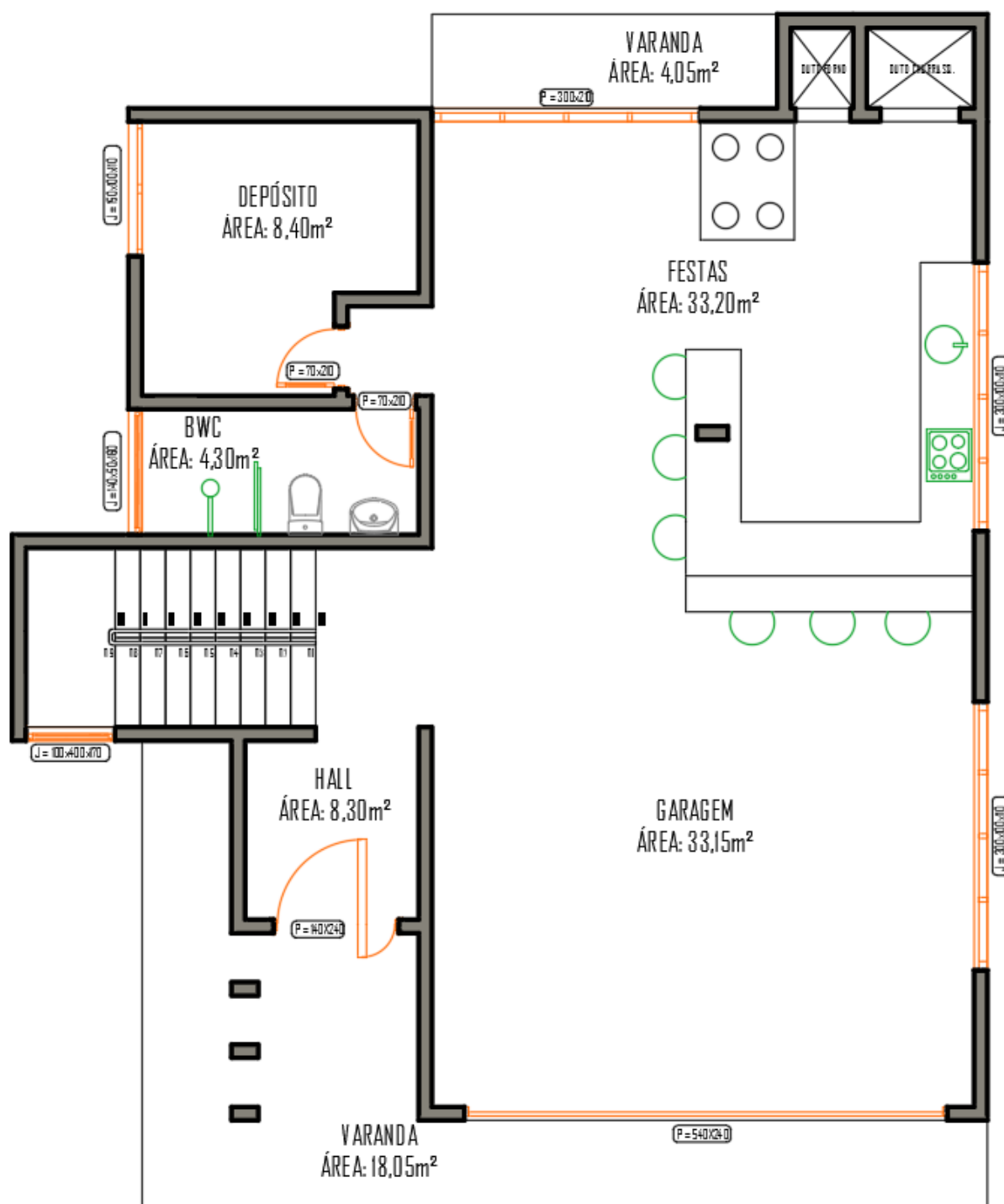
SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. **Lajes em concreto armado e protendido**. Niterói: EDUFF, 1998.

TQS DOCS. Disponível em: <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=0&language=pt-BR>>. Acesso em: 20 jul. 2020.

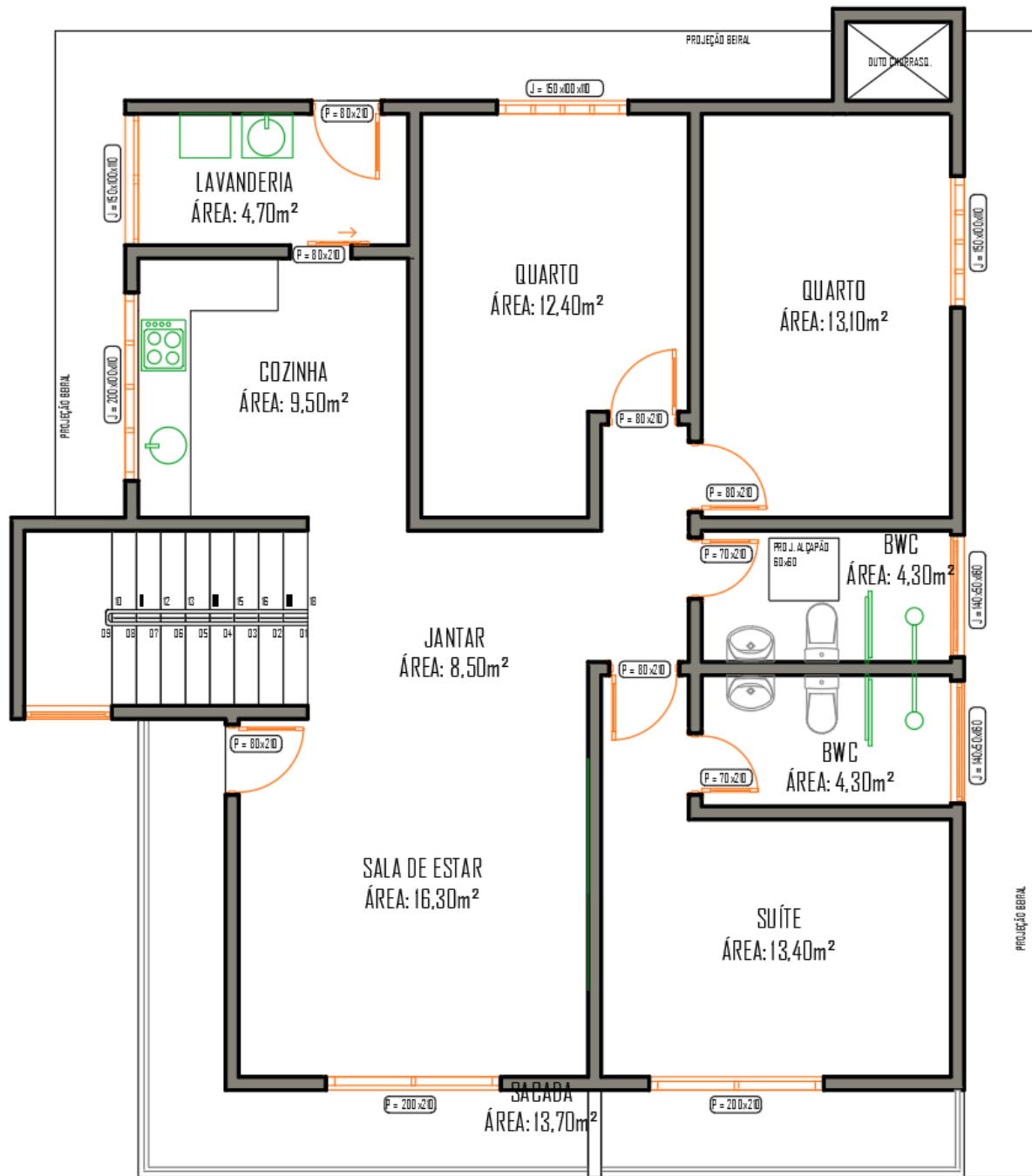
TQS DOCS. **Vigas – Flexão**. Disponível em: <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3761&language=pt-BR>>. Acesso em: 30 ago. 2020.

TQS Informática Ltda. **CAD/TQS – Manual III – Análise Estrutural**. São Paulo, 2017. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/cat_view/106-manuais-tqs>. Acesso em: 27 out. 2019.

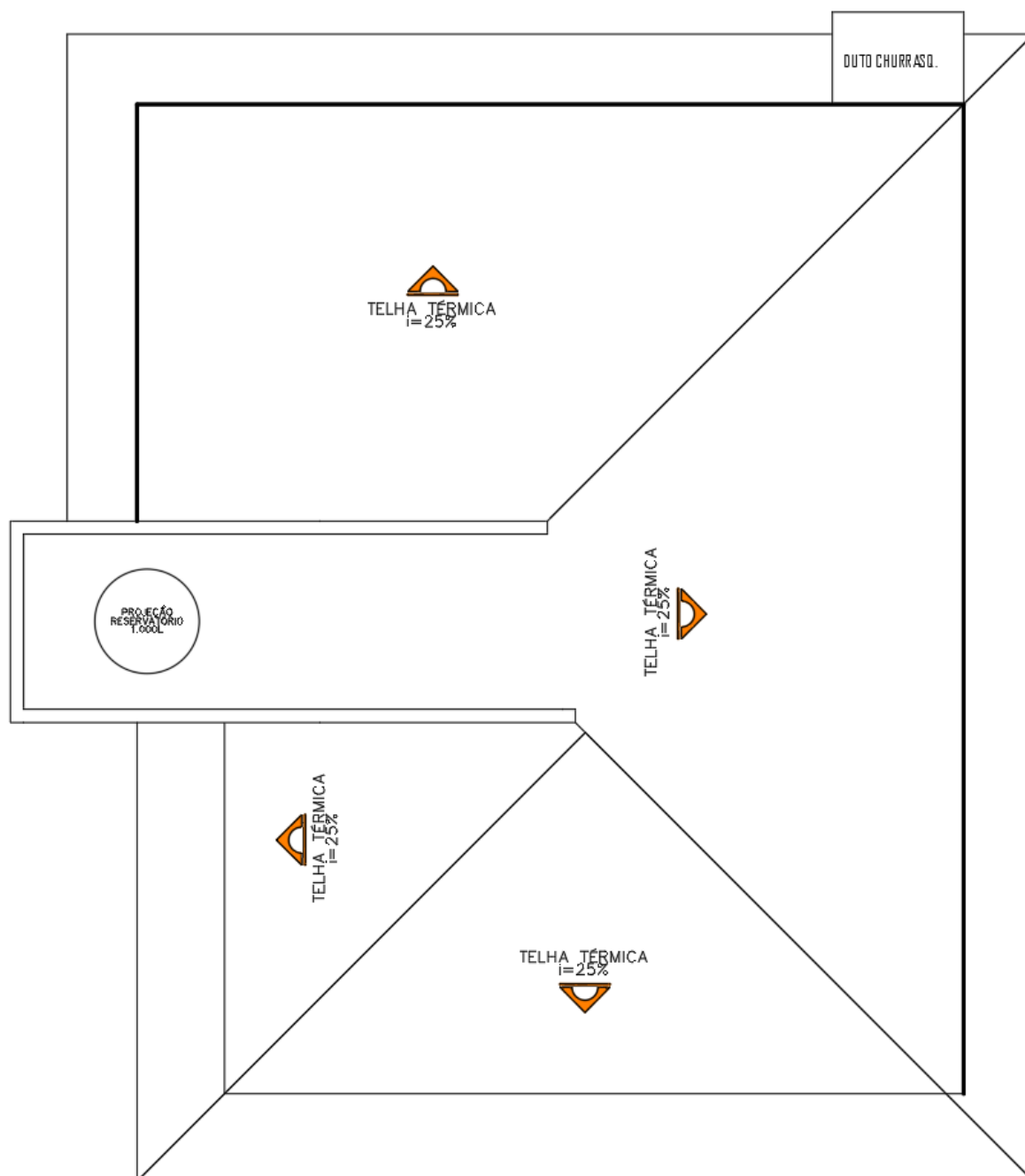
ANEXO A



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO
ÁREA: 126,81 m²

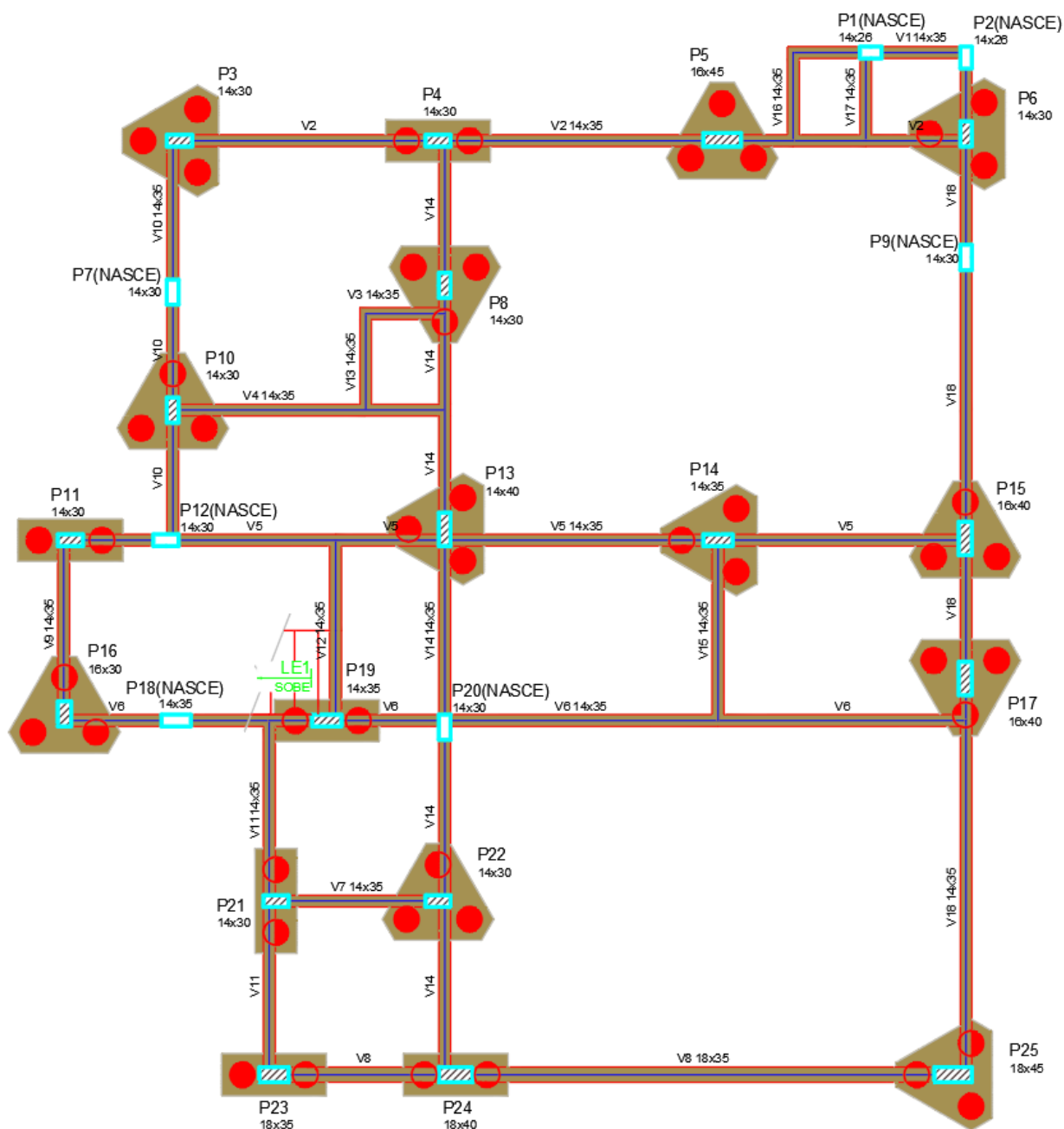


PLANTA BAIXA - PAVIMENTO SUPERIOR
ÁREA: 143,27 m²

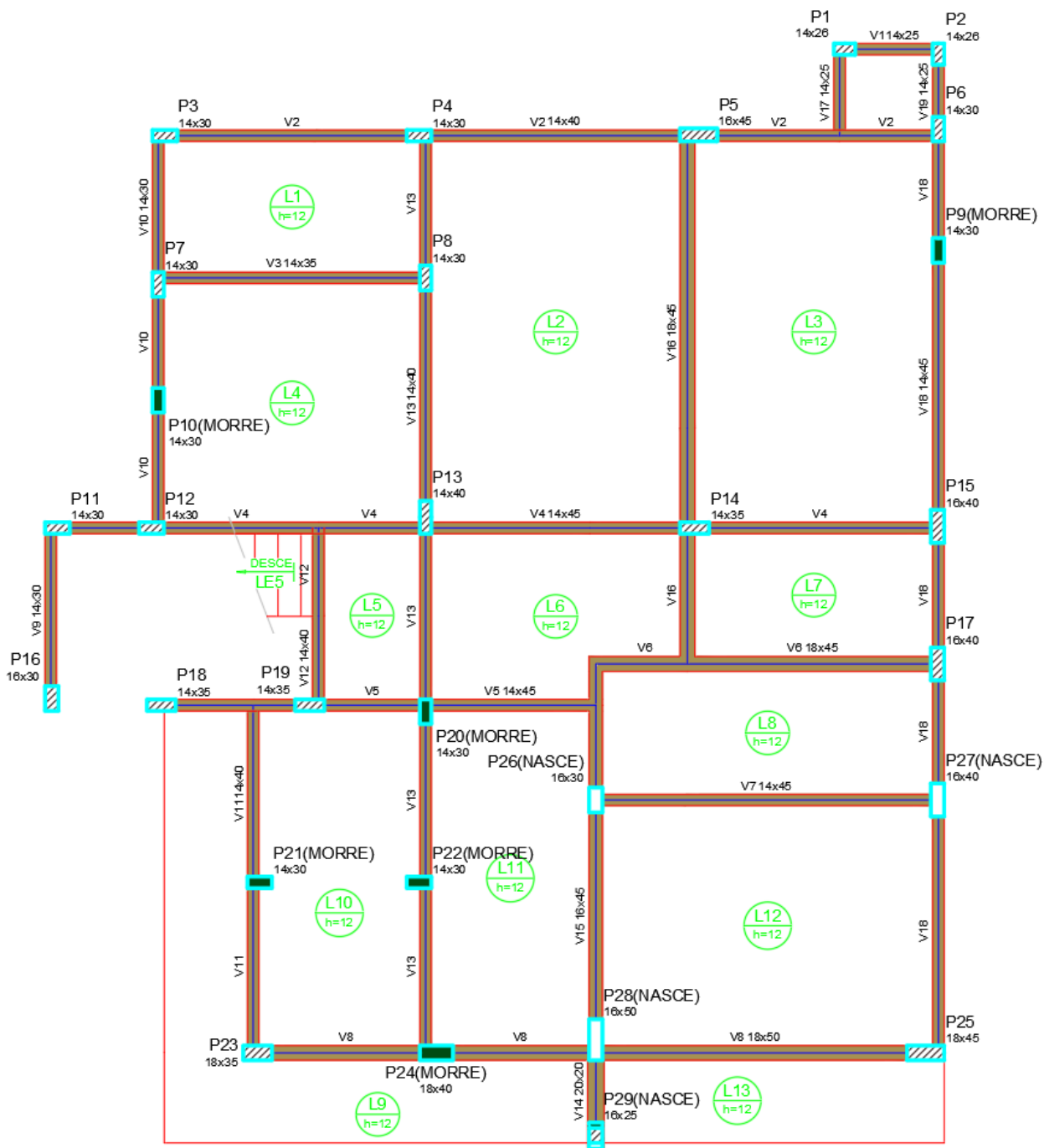


PLANTA DE COBERTURA
ÁREA: 142,43 m²

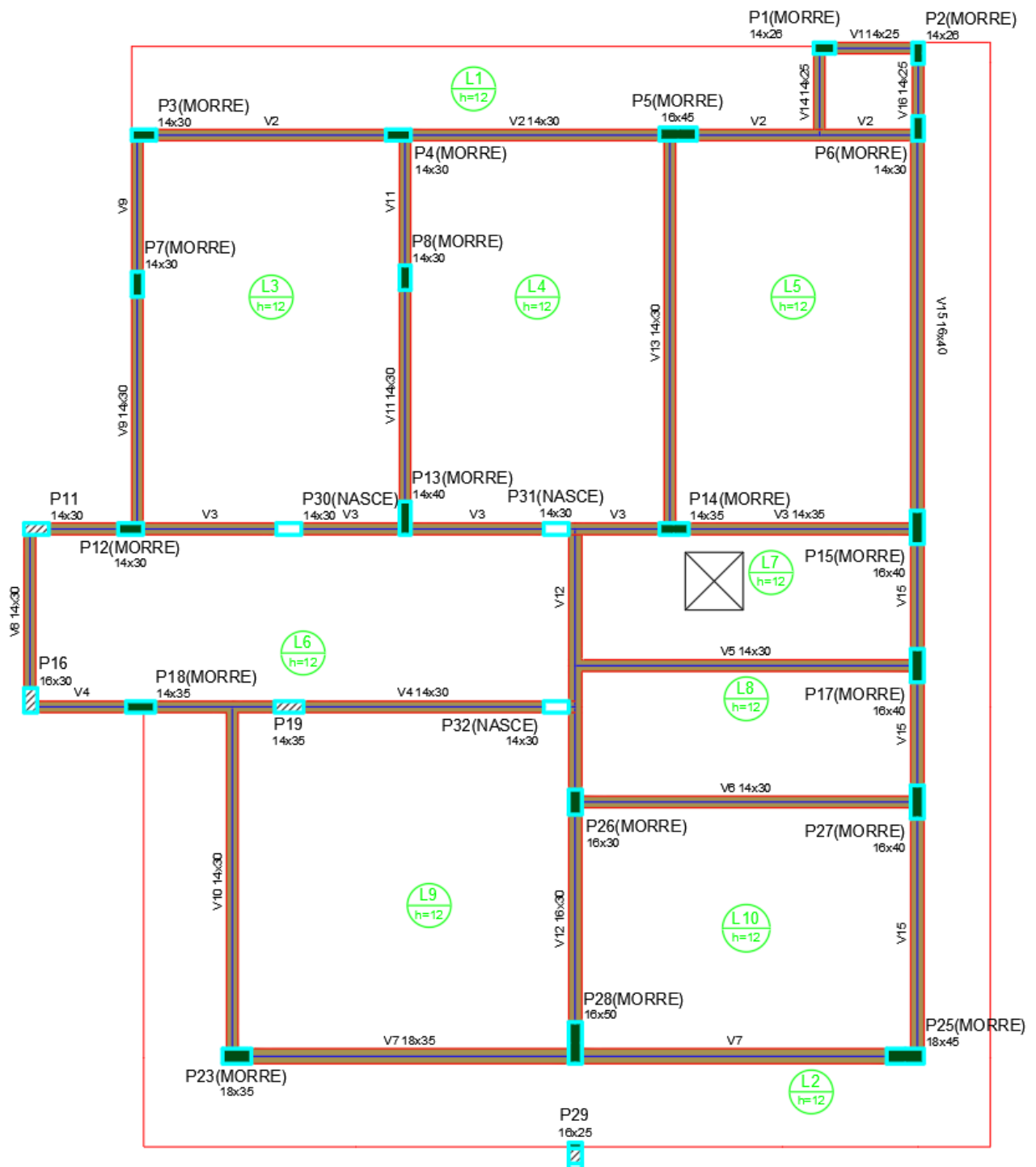
APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TÉRREO



APÊNDICE B – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO SUPERIOR



APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA



APÊNDICE D – PLANTA DE FORMAS DO COMPARTIMENTO DA CAIXA D'ÁGUA

