



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ ELOIM SILVA DE MACÊDO

COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE DOIS PROGRAMAS COMERCIAIS
DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Caruaru, 2016.

JOSÉ ELOIM SILVA DE MACÊDO

**COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE DOIS PROGRAMAS COMERCIAIS
DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, em cumprimento às exigências para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. José Moura Soares

Caruaru, 2016

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4 - 1242

M141c Macedo, José Eloim Silva de.
 Comparação entre os resultados de dois programas comerciais de dimensionamento
 estrutural. / José Eloim Silva de Macedo. – 2016.
 105f. il. ; 30 cm.

 Orientador: José Moura Soares
 Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de
 Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2016.
 Inclui Referências.

 1. Projeto estrutural. 2. Estruturas. 3. Ferramentas – Projeto e Construção. I. Silva,
 Soares, José Moura (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2016-102)

JOSÉ ELOIM SILVA DE MACÊDO

**COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE DOIS PROGRAMAS COMERCIAIS
DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro
Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade
Federal de Pernambuco – UFPE, em cumprimento às
exigências para obtenção do grau de Bacharel em
Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. José Moura Soares

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o candidato JOSÉ
ELOIM SILVA DE MACÊDO aprovado com NOTA _____.

Caruaru, 11 de Julho de 2016.

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Moura Soares

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. M.Sc. Douglas Mateus de Lima

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Humberto Correia de Lima Júnior

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

*Dedico este trabalho à pessoa que guiada por
Deus me deu forças para continuar e conquistar
tudo que conquistei, pois nela me espelho,
sendo-a o maior exemplo que tenho e que
sempre terei. Obrigado Mãe.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, pelo privilégio deste momento tão significativo.

A minha mãe Sebastiana e meu padrasto José Roberto que nunca deixaram de acreditar em meus sonhos, com vocês aprendi o melhor desta vida. Obrigado pela educação, paciência, incentivo e contribuição, sem vocês eu não chegaria até aqui.

A minhas irmãs Sofia e Maria Clara, por toda colaboração, força e ombro amigo nas horas necessárias.

A minha noiva Jéssica Vasconcelos, pela força, incentivo e amor desprendidos, que foram de grande contribuição para a conclusão deste curso.

A todos os professores que durante a graduação foram eixos fundamentais para minha Formação.

Ao meu professor e amigo Dr. José Moura Soares, pela exigência, confiança depositada, incentivo, dedicação e por todos os ensinamentos, que levarei por toda vida.

Em especial a meu falecido pai e minha avó, que sempre olharam e intercederam por mim em todos os momentos da minha vida.

RESUMO

Na busca de agilidade e melhor desempenho na elaboração de projetos estruturais, engenheiros civis procuram ferramentas computacionais que o auxiliem durante sua vida profissional. Tais ferramentas são imprescindíveis atualmente na adequação ao mercado de trabalho deste profissional e, paulatinamente estão sendo integradas a estrutura curricular dos cursos de engenharia nas universidades brasileiras. Diversos programas auxiliam o engenheiro civil na elaboração de projetos estruturais. Cada programa apresenta sua particularidade em relação a configuração de parâmetros necessários na elaboração de um projeto estrutural, no cálculo, análise da estrutura e na apresentação dos resultados. Dentre esses programas, estão o Eberick e o CypeCAD, o primeiro é bastante difundido no Brasil fato que remete-se sua origem e o segundo é utilizado em diversos países sendo de origem espanhola. Esse trabalho contempla observar a forma de como é lançado a estrutura de um edifício de 10 pavimentos nestes programas, e quais tipos de análises e critérios adotados entre eles, bem como as diferenças resultantes nos esforços finais e quantitativos de materiais. De maneira geral, no que se refere ao quantitativo de materiais, o Eberick apresentou 24682 kg de aço e 353,2 m³ de concreto para a superestrutura, enquanto o CypeCAD apresentou 25335 kg e 336,13 m³, resultando em uma diferença de 2,58% para o aço e 5,08% para o concreto.

Palavras-chave: Estrutura. Programa de cálculo estrutural. Projeto estrutural.

ABSTRACT

STRUCTURAL DESIGN: ANALYSIS AND COMPARISON OF INTERNAL STRESSES AND EFFECTS ON A MULTI-STOREY BUILDING

In search of agility and performance in the development of structural projects, civil engineers seek computational tools to assist in their professional life. Such tools are now essential in adapting of this professional to the market and, gradually are being integrated into the curriculum of engineering courses in Brazilian Universities. Several programs help civil engineers in the development of structural projects. Each software has its particularity when it comes to configuration parameters required in the preparation of a structural design, calculation, structure analysis and presentation of results. Among these programs there are Eberick and CypeCAD, the first is widespread in Brazil due to its origin and the second is used in several countries given its Spanish origin. This research aims to observe the method the structure of a 10-storey building is designed on these softwares, and which types of analysis and criteria adopted on them, as well as the resulting differences in the final material and quantitative internal stresses and effects. In general, as regards the quantitative materials, Eberick presented 24682 kg of steel and 353.2 m³ of concrete for the superstructure, while the CYPECAD presented 25335 kg and 336.13 m³, resulting in a difference of 2, 58% for steel and 5.08% for the concrete.

Keywords: Structure. structural calculation program. structural design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Material rígido-plástico perfeito.	39
Figura 2 – Material elasto-plástico perfeito.....	39
Figura 3 – Arranjo estrutural e planta do pilar de intermediário	43
Figura 4 – Arranjo estrutural e planta do pilar de extremidade.....	44
Figura 5 – Arranjo estrutural e planta do pilar de canto.....	44
Figura 6 – Planta baixa do pavimento térreo.....	49
Figura 7 – Planta baixa do pavimento tipo.....	50
Figura 8 – Planta baixa do telhado e da casa de máquinas.....	51
Figura 9 – Corte A – A’	52
Figura 10 – Corte B – B’	53
Figura 11 – Convenção para pilares	54
Figura 12 – Planta de forma do térreo	55
Figura 13 – Planta de forma do pavimento tipo	56
Figura 14 – Planta de forma da cobertura e piso da casa de máquinas	57
Figura 15 – Planta de forma da mesa de motores.....	58
Figura 16 – Planta de forma do teto da casa de máquinas.....	58
Figura 17 – Corte C-C’ da planta de forma	59
Figura 18 – Janela inicial de criação dos pavimentos	63
Figura 19 – Materiais e durabilidade da estrutura	64
Figura 20 – Parâmetros de e combinação de ações do vento	65
Figura 21 – Configuração da carga de vento.....	65
Figura 22 – Parâmetros de dimensionamento.....	66
Figura 23 – Detalhamento dos resultados do dimensionamento	67
Figura 24 – Detalhamento de armação de bordo de lajes.....	68
Figura 25 – Lançamento dos elementos estruturais no “croqui” do Eberick	69
Figura 26 – Estrutura em 3D	69
Figura 27 – Análise estrutural	70
Figura 28 – Janela de análise estrutural.....	71
Figura 29 – Janela de processamento da estrutura	71
Figura 30 – Relatório da análise estática linear.....	72
Figura 31 – Janela de criação dos pavimentos	73
Figura 32 – Dados gerais de entrada	74

Figura 33 – Combinações de ações	75
Figura 34 – Carga do vento no CypeCAD	76
Figura 35 – Inserção de plantas e parâmetros.....	76
Figura 36 – Edição de grupos e suas cargas	77
Figura 37 – Pórtico do exemplo pelo Eberick e CypeCAD	77
Figura 38 – Coeficiente de redistribuição de negativos	78
Figura 39 – coeficiente de engastamento na última planta.....	79
Figura 40 – Armadura de pele em vigas.....	79
Figura 41 – Inserção de mascaras dwg/dxf	80
Figura 42 – Inserção dos pilares da estrutura	81
Figura 43 – Inserção das vigas, lajes, paredes e carregamentos da estrutura	81
Figura 44 – Pórtico 3D	82
Figura 45 – Janela de processamento da estrutura	83
Figura 46 – Relatório de erros	83
Figura 47 – Momentos fletores nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD na direção X e Eberick.....	85
Figura 48 – Momentos fletores nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD na direção Y e Eberick.....	86
Figura 49 – Esforço cortante do Tipo 1 no CypeCAD e no Eberick.....	87
Figura 50 – Deslocamentos nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD (mm) e Eberick (cm).....	88
Figura 51 – Armadura longitudinal positiva na direção X no CypeCAD e Eberick.....	88
Figura 52 – Armadura longitudinal positiva na direção Y no CypeCAD e Eberick	89
Figura 53 – Momento fletor na V29 (Eberick) em kN.m.....	91
Figura 54 – Momento fletor da V947 a V952 (CypeCAD) em kN.m.....	91
Figura 55 – Flechas na V29 no Eberick (mm)	93
Figura 56 – Flechas da V947 a V952 no CypeCAD (mm)	93
Figura 57 – Esforço cortante na V27 no Eberick (kN).....	94
Figura 58 – Esforço cortante da V344 a V345 no CypeCAD (kN).....	94
Figura 59 – Armadura longitudinal da viga V29.....	95
Figura 60 – Armadura da V947 a V952 (CypeCAD).....	96
Figura 61 – Detalhamento pilar P5 no Tipo 1(Eberick)	97
Figura 62 – Detalhamento pilar P5 no Tipo 1(CypeCAD).....	98
Figura 63 – Deslocamento da estrutura (Eberick).....	99
Figura 64 – Deslocamento da estrutura (CypeCAD)	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantitativo geral das lajes do Tipo 1.....	89
Tabela 2 – Valores de momento fletor da viga V344 a V345 (CypeCAD) e a V27 (Eberick)	90
Tabela 3 – Valores do esforço cortante da viga V344 a V345 (CypeCAD) e a V27(Eberick)	95
Tabela 4 - Comparativo de materiais entre as vigas.....	97
Tabela 5 - Quantitativos do pilar P5 no tipo 1.....	98
Tabela 6 -- Quantitativos gerais	100

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA).....	17
Quadro 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	18
Quadro 3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	19
Quadro 4 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$	25
Quadro 5 – Valores de coeficiente γ_{f2}	26
Quadro 6 – Coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares- parede.....	26

LISTA DE SÍMBOLOS

- E_{ci} – módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
- E_{sc} – módulo de deformação secante do concreto
- α_t – coeficiente de ponderação do módulo de deformação secante
- α_e – parâmetro em função da natureza do agregado
- c_{min} – cobrimento mínimo
- Δc – tolerância de execução
- c_{nom} – cobrimento mínimo acrescido da tolerância
- f_{ck} – valor característico a compressão do concreto
- F_d – valores de cálculo das ações
- γ_f – coeficientes de ponderação de ações
- γ_{f1} – coeficientes de ponderação de ações que considera a variabilidade das ações
- γ_{f2} – coeficientes de ponderação de ações que considera a simultaneidade de atuação das ações
- γ_{f3} – coeficientes de ponderação de ações que considera os possíveis erros de avaliação das ações, seja por deficiência nos cálculos de dimensionamento, seja por desvios gerados durante a construção.
- γ_g – coeficientes de ponderação para as ações permanentes
- γ_q – coeficientes de ponderação para as ações variáveis diretas (acidentais)
- γ_ε – coeficientes de ponderação para efeitos de deformações impostas (ações indiretas)
- γ_p – coeficientes de ponderação para proteção
- γ_{eg} – coeficientes de ponderação para as ações permanentes devido a retração do concreto
- γ_n – coeficiente de ponderação adicional
- Ψ_0 – fator de redução de combinação para estado-limite último
- Ψ_1 – fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço
- Ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço
- F_{gk} – ações permanentes diretas
- F_{qk} – ações variáveis diretas
- F_{q1k} – ação variável principal direta
- F_{q1exc} – ação variável principal direta excepcional
- $F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço
- F_{egk} – ações indiretas como a retração

$F_{\varepsilon qk}$ – ações indiretas permanentes como a temperatura

σ_y – tensão de escoamento do aço

ε_y – deformação específica de escoamento do aço

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Regulamentadora Brasileira

ELU – Estado Limite último

ELS – Estado Limite de Serviço

ELS-F – Estado limite de serviço de formação de fissuras

ELS-W – Estado limite de serviço de abertura das fissuras

ELS-DEF – Estado limite de serviço de deformação excessiva

ELS-VE – Estado limite serviço de vibrações excessivas

ELS-CE – Estado limite de serviço de compressão excessiva

ELS-D – Estado limite de serviço de descompressão

ELS-DP – Estado limite de serviço de descompressão parcial

TCC – Trabalho de Conclusão de Curso

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	JUSTIFICATIVA	19
1.2	MOTIVAÇÃO.....	19
1.3	OBJETIVOS	20
1.3.1	Objetivo geral	20
1.3.2	Objetivos específicos	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	CONCRETO ARMADO	21
2.1.1	Resistência à compressão	21
2.1.2	Resistência à tração.....	22
2.1.3	Massa específica	22
2.1.4	Módulo de elasticidade	22
2.1.5	Aços para concreto armado	23
2.1.6	Durabilidade da estrutura.....	23
2.1.6.1	Classe de agressividade ambiental.....	23
2.1.6.2	Relação água/cimento	24
2.1.6.3	Cobrimento nominal	25
2.2	QUALIDADE E SEGURANÇA DA ESTRUTURA.....	26
2.2.1	Estados limites	26
2.2.1.1	Estado limite último (ELU)	27
2.2.1.2	Estado limite de serviço (ELS)	27
2.2.2	Ações	28
2.2.2.1	Ações permanentes	29
2.2.2.2	Ações variáveis	29
2.2.2.3	Ações excepcionais.....	30
2.2.4	Coeficiente de ponderações das ações	31
2.2.5	Combinações das ações	34
2.2.5.1	Combinações últimas.....	34
2.2.5.2	Combinações de serviço	36
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL	37
2.3.1	Análise linear	37
2.3.2	Análise linear com redistribuição	38

2.3.3	Análise não linear	38
2.3.4	Análise Plástica.....	38
2.3.5	Análise através de modelos físicos	40
2.4	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	40
2.4.1	Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem	40
2.5	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	41
2.6	ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	42
2.6.1	Lajes.....	42
2.6.2	Vigas	42
2.6.3	Pilares	43
2.6.3.1	Pilar intermediário	43
2.6.3.2	Pilar de extremidade	43
2.6.3.3	Pilar de canto	44
2.6.4	Fundações	45
2.7	CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	46
2.7.1	Eberick.....	46
2.7.2	CypeCAD	47
2.8	MODELAGEM NOS PROGRAMAS	47
3	METODOLOGIA.....	48
3.1	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO.....	48
3.2	EDIFÍCIO MODELO	48
3.3	ESCOLHA DOS MATERIAIS UTILIZADOS	59
3.4	AÇÕES VARIÁVEIS E PERMANENTES NA ESTRUTURA.....	60
3.5	MODELAGEM NO SOFTWARE EBERICK.....	62
3.5.1	Configurações do projeto	62
3.5.2	Dimensionamento no Eberick.....	68
3.5.3	Análise da estabilidade global.....	70
3.6	MODELAGEM NO SOFTWARE CYPECAD	72
3.6.1	Configurações do projeto	73
3.6.2	Dimensionamento no CypeCAD.....	80
3.6.3	Análise da estabilidade global.....	82
4	RESULTADOS E DISCURSÃO	84
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	102

REFERÊNCIAS	103
--------------------------	------------

1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das cidades e consequente o crescimento populacional, aumenta-se a necessidade da verticalização urbana, ou seja, o número de edifícios com múltiplos pavimentos torna-se uma proposta para esse novo modelo de vida urbana que se apresenta na atualidade. De modo a fornecer o suporte necessário para o estudo de edifícios, novas técnicas e tecnologias voltadas para a elaboração de projetos estruturais vêm ganhando espaço e se tornando cada vez mais presente na vida dos engenheiros civis.

Segundo Kimura (2007), diante do avanço tecnológico existente, todas as etapas na elaboração de um projeto de um edifício (que vai do lançamento dos dados, dimensionamento, análise estrutural e detalhamento dos elementos até a impressão dos desenhos e das formas), são possíveis de ser feitas em menor tempo e com maior velocidade, fazendo-se uso da rapidez e precisão que a informática proporciona.

Assim, a engenharia civil vem desenvolvendo diversos *softwares* que auxiliam na elaboração de projetos. Especificamente na área de estruturas, a partir do *software* é possível calcular os esforços atuantes, dimensionar e detalhar a estrutura, tornando-se uma ferramenta importante na competitividade entre esses profissionais que buscam elaborar projetos eficientes e econômicos em curto prazo. “Hoje em dia, fica muito difícil imaginar o cálculo de uma grande estrutura de uma forma 100% manual!” (KIMURA, 2007, p.8).

Atualmente há muitos programas de dimensionamento estrutural e análise de esforços, dentre eles tem-se o Eberick e o CypeCAD, programas comerciais bastante utilizados nos escritórios de engenharia, programas que realizam cálculos estruturais e a análise da estrutura. Uma análise não criteriosa pode gerar deslocamentos excessivos, que por sua vez, levar à ruína da superestrutura.

Segundo Süsssekind (1981), a análise estrutural consiste na determinação dos esforços e das deformações em que as estruturas estão submetidas mediante as solicitações de agentes externos (cargas, ação do vento, movimento de apoios, etc).

Assim, é importante salientar que apesar da rapidez e eficiência presentes em *softwares*, o conhecimento prático e teórico da análise detalhada de certos critérios de segurança e desempenho precisam estar presentes nos projetos estruturais, e cabem ao engenheiro a responsabilidade e o compromisso de consultar e interpretar as normas de projeto vigentes como também corrigir quaisquer erros que virão a ocorrer, pois um bom projeto deve garantir o conforto, a estabilidade e a durabilidade da estrutura.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com a grande competitividade na área de engenharia civil, a rapidez e a eficiência com qualidade a elaboração de projetos estruturais, constituem uma das características principais para se lançar no mercado, pois estará à frente aquele profissional que possuí-las.

É importante, pois, que os profissionais da engenharia que atuam projetando estruturas de concreto armado saibam quais considerações os programas fazem nos cálculos e como eles modelam as estruturas. Além disso, é importante que esses profissionais saibam a origem dos resultados que os programas fornecem e tenham conhecimento teórico necessário para a solução de possíveis problemas que podem vir a ocorrer durante a elaboração do projeto (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010).

Este trabalho busca através do uso de *softwares* específicos para cálculo estrutural, mostrar como os mesmos podem ser eficientes para o desenvolvimento de projetos estruturais com a utilização de concreto armado, concomitante à exploração de diversos conhecimentos teóricos adquiridos pelo engenheiro civil ao longo do curso de graduação. Assim, este trabalho, para além da teoria, busca uma prática para aquilo que o espera fora da Universidade, visando sempre a segurança, fator esse decisivo em projetos, como também um diferencial no mercado que a cada dia torna-se mais competitivo.

1.2 MOTIVAÇÃO

A principal motivação deste trabalho é o aprendizado adquirido no dimensionamento estrutural de uma edificação e da análise do comportamento da estrutura mediante os esforços atuantes, utilizando ferramentas computacionais que auxiliam os engenheiros atuantes no mercado de trabalho. As experiências adquiridas durante a execução das tarefas irão proporcionar a consolidação de conhecimentos teóricos, além de aprimorar as habilidades do autor no manuseio e na utilização das técnicas informatizadas aplicadas no trabalho.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo o aprendizado de *softwares* de dimensionamento estrutural e a análise comparativa dos esforços atuantes nos elementos estruturais de concreto armado de um edifício com múltiplos pavimentos.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Dimensionar, analisar e detalhar o projeto estrutural de um edifício de 10 pavimentos em concreto armado, utilizando os *softwares* comerciais Eberick e CypeCAD;
- b) Analisar os deslocamentos e esforços atuantes na estrutura com o CypeCAD em condições semelhantes ao carregamento imposto no Eberick;
- c) Comparar os resultados da análise, armadura gerada, quantitativo de materiais e deslocamentos entre os *softwares*.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um material composto por concreto (cimento + agregado miúdo + agregado graúdo) e barras de aço, que são colocadas em seu interior. As barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração da estrutura em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da sua resistência a compressão). Outra função das barras de aço é a sua serventia no aumento da capacidade de carga das peças comprimidas (ARAÚJO, 2010).

O funcionamento conjunto desses dois materiais só é possível graças à aderência. De fato, se não houvesse aderência entre o aço e o concreto, não haveria o concreto armado. Devido à aderência, as deformações das barras de aço são praticamente iguais às deformações do concreto que as envolve. Em virtude de sua baixa resistência à tração, o concreto fatura na zona tracionada do elemento estrutural. Desse momento em diante, os esforços de tração passam a ser absorvidos pela armadura. Isso impede a ruína brusca da estrutura [...] (ARAÚJO, 2010, p. 2).

Uma das propriedades do concreto armado é a sua adaptabilidade a qualquer forma estrutural, mediante a sua composição, atendendo a diversas concepções arquitetônicas (GIONGO, 2007).

2.1.1 Resistência à compressão

Uma das características importantes do concreto é a sua resistência à compressão, havendo diversos fatores que influenciam na sua resistência quando endurecido, entre os quais pode-se citar a relação entre o quantitativo de cimento, agregado e água (traço) e a idade do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007).

A determinação da resistência do concreto a compressão é feita através de ensaios de corpo de prova cilíndricos, moldados conforme estabelece a ABNT NBR 5738 (2003) e são rompidos segundo os preceitos da ABNT NBR 5739 (2007) (ABNT NBR 6118, 2014).

No item 8.2.4 da ABNT NBR 6118 (2014), na omissão da idade do corpo de prova ao executar os ensaios, as resistências referem-se à idade de 28 dias.

2.1.2 Resistência à tração

O concreto não possui uma boa resistência a tração, porém a mesma pode ser relacionada com a capacidade da peça que está sujeita a esforços cortantes e diretamente com a fissuração, devido a isso é necessário conhecê-la (CARVALHO, 2007).

A resistência a tração indireta e a resistência a tração na flexão, são obtidas segundo o item 8.2.5 da ABNT NBR 6118 (2014), através de ensaios realizados segundo duas normas: ABNT NBR 7222(2010) e ABNT NBR 12142 (2010).

2.1.3 Massa específica

O valor da massa específica, segundo o item 8.2.2 da ABNT NBR6118 (2014), está compreendido entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 , aplicando aos concretos secos em estufas, porém quando a massa específica não for conhecida, pode-se adotar para o concreto armado 2500 kg/m^3 e 2400 kg/m^3 para o concreto simples, sendo esses valores adotados para efeito de cálculo.

2.1.4 Módulo de elasticidade

O item 8.2.8 da ABNT NBR 6118 (2014) retrata que para obter-se o módulo de elasticidade (E_{ci}) deve seguir o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522 (2008), sendo nesta norma considerado o módulo de deformação tangencial inicial, obtido passados 28 dias após sua aplicação.

Ainda no item 8.2.8 da ABNT NBR 6118 (2014), o módulo de elasticidade tangente inicial pode ser obtido de maneira empírica, quando não realizados ensaios, estimando o valor do módulo usando as Equações (1) e (2):

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 * \alpha_e * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (2)$$

Na qual,

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_e = 0,9$ para calcário;

$\alpha_e = 1,0$ para arenito.

Na qual, E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Já o módulo de deformação secante (E_{cs}) pode ser obtido seguindo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou na ausência de ensaio, o mesmo pode ser estimado pela Equação (3):

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (3)$$

Na qual, α_i é dada pela Equação (4):

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4)$$

2.1.5 Aços para concreto armado

Segundo o item 8.3.7 da ABNT NBR 6118 (2014), os aços CA-25 e CA-50 podem ser considerados de alta ductilidade e assim utilizados nos projetos de estruturas de concreto armado, pois eles atendem aos valores característicos de resistência de escoamento estabelecidos na ABNT NBR 7480(2007).

2.1.6 Durabilidade da estrutura

Devido a mecanismos químicos e mecânicos as estruturas de concreto armado acabam se danificando e comprometendo a sua durabilidade. Então, um grande desafio hoje é buscar meios e técnicas de melhoramento dos mecanismos protetores, a fim de evitar a ruína da estrutura.

2.1.6.1 Classe de agressividade ambiental

As condições do meio ambiente onde a obra está inserida são de fundamental importância no dimensionamento de uma estrutura, pois esse meio pode apresentar uma

agressividade que está relacionada às ações físicas e químicas que podem atuar sobre a estrutura de concreto, independente das ações mecânicas, da retração hidráulica entre outras previstas no dimensionamento da estrutura (ABNT NBR 6118, 2014).

Segue abaixo o Quadro 1 das classes de agressividade ambiental segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, presente no item 6.4.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado
^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). ^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove. ^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.1.6.2 Relação água/cimento

A durabilidade das estruturas de concreto é dependente das características desse concreto, sua resistência e da espessura e qualidade do cobrimento da armadura (ABNT NBR 6118, 2014).

O item 7.4.2 da ABNT NBR 6118 (2014) fornece um quadro (Quadro 2) entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto, onde estabelece requisitos mínimos para se conseguir adquirir uma boa durabilidade da estrutura, quando não há ensaios comprobatórios de desempenho.

Quadro 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.1.6.3 Cobrimento nominal

Segundo o item 7.4 da ABNT NBR 6118 (2014), a espessura da camada de concreto é responsável pela proteção da armadura inserida ao longo da estrutura. Uma camada que tem por início a área externa do elemento estrutural que está em contato com o meio ambiente e término no estribo.

Para garantir o cobrimento mínimo é considerado no projeto e a execução, um cobrimento nominal, segundo a Equação (5):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c \quad (5)$$

Na qual,

c_{nom} é cobrimento mínimo acrescido da tolerância;

c_{min} é cobrimento mínimo;

Δc é Tolerância de execução.

A tolerância de execução deve ser maior ou igual a 10 mm e reduzido para 5 mm quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade de medidas na execução.

Segue abaixo o Quadro 3 que relaciona o cobrimento nominal de viga, pilares e lajes, com uma tolerância de execução de 10 mm e, em função da classe de agressividade ambiental.

3.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

2.2 QUALIDADE E SEGURANÇA DA ESTRUTURA

A fim de manter um bom desempenho funcional da estrutura e evitar o seu colapso, o item 5.1.1 da ABNT NBR 6118 (2014), estabelece critérios de verificação de segurança que asseguram um o bom funcionamento e a qualidade da estrutura. Tais estados limites devem ser verificados.

2.2.1 Estados limites

De acordo com o item 4.1 da NBR 8681 (2004), os estados limites são subdivididos em: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), esses estados limites devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto estrutural com eles constituídos e dependem dos tipos de materiais de construção empregados. Os estados limites considerados em projeto marcam os estágios a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.

O projeto estrutural deve apresentar uma conveniente margem de segurança e deve garantir a estabilidade, o conforto e a durabilidade da estrutura (não apresentar corrosão, fissuração excessiva, etc.). Quando uma estrutura não preenche mais os requisitos de segurança e utilização, atingindo o seu estado limite (BASTOS, 2006).

2.2.1.1 Estado limite último (ELU)

“O estado-limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura” (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007, p. 47).

O item 10.3 da ABNT NBR 6118 (2014), retrata que a segurança das estruturas devem ser verificada e essas verificações são em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, sendo admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações normais e tangenciais, no seu todo ou em parte, desde que se respeite a capacidade da estrutura de se adaptar plasticamente, definida nessa mesma norma, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais.
- c) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando os efeitos de segunda ordem, no seu todo ou em parte.
- d) Provocado por solicitações dinâmicas, também explicitadas nessa mesma norma.
- e) De colapso progressivo da estrutura;
- f) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando exposição ao fogo, no seu todo ou em parte, conforme a ABNT NBR 15200 (2012);
- g) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando ações sísmicas, no seu todo ou em parte, conforme a ABNT NBR 15421 (2006);
- h) Que podem ocorrer eventualmente em casos especiais

2.2.1.2 Estado limite de serviço (ELS)

Esse estado limite está relacionado à durabilidade das estruturas, ao conforto do usuário nessa construção, como também à aparência e à boa utilização funcional das estruturas em geral, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados (ABNT NBR 6118, 2014).

O item 3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), retrata que a segurança das estruturas devem ser verificadas e essas verificações são em relação aos seguintes estados-limites de serviço:

a) *Formação de fissuras (ELS-F)*

Estado em que se inicia a formação das fissuras nos elementos estruturais.

b) *Abertura das fissuras (ELS-W)*

Estado em que as fissuras abertas já estão no limite permitido especificado no item 13.4.2 da referida norma.

c) *Deformação excessiva (ELS-DEF)*

Estado em que as deformações na estrutura já atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção, previstos no item 13.4.2 da norma.

d) *Vibrações excessivas (ELS-VE)*

Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

e) *Compressão excessiva (ELS-CE)*

Estado em que as tensões de compressão atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

f) *Descompressão (ELS-D)*

Estado no qual, a tensão normal é nula, podendo ser em um ou mais pontos, não havendo tração no restante da peça. Essa verificação é mais usual em concreto protendido.

g) *Descompressão parcial (ELS-DP)*

Estado em que garante a compressão na seção transversal, onde há armaduras ativas. Essa verificação é mais usual em concreto protendido.

2.2.2 Ações

Todo agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num elemento estrutural é denominado de ação. “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 56).

As ações podem ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, para estabelecimento das regras de combinação das ações e essa classificação é feita levando-se em consideração o tempo de atuação dessas ações (ABNT NBR 8681, 2004).

2.2.2.1 Ações permanentes

Ações permanentes são aquelas em que seus valores são praticamente constantes ao longo de toda vida da construção e as ações que aumentam no tempo, tendendo a valor-limite constante. Essas ações devem ser levadas em consideração nos cálculos de dimensionamento, consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. (ABNT NBR 6118, 2014)

O item 11.3 da ABNT NBR 6118 (2014) dividi essas ações em duas:

a) Ações permanentes diretas

Os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos estruturais permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas (ABNT NBR 8681, 2004, p. 3).

b) Ações permanentes indiretas

Essas ações são impostas devido a retração do concreto em sua cura, a fluência do concreto, sendo essa última devido a aplicação de uma carga por longo tempo ou a ação do seu peso próprio com o um tempo, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e proteção. (ABNT NBR 6118, 2014)

2.2.2.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que variam de intensidade de forma significativa ao longo da vida útil da construção. Vários efeitos são considerados como ações variáveis, tais como forças de impacto, efeitos do vento, variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio, entre outras. As cargas acidentais das construções também são consideradas. (ABNT NBR 8681, 2004)

O item 11.4 da ABNT NBR 6118 (2014) classifica essas ações em duas:

a) Ações variáveis diretas

Essas ações possuem uma maior probabilidade de ocorrência, assim elas devem ser levadas em consideração no projeto de um dado tipo de construção (ABNT NBR 8681, 2004).

Há cargas que podem ser previstas na construção e durante a construção, tais provenientes do seu próprio uso, como por exemplo, cargas móveis, frenação ou aceleração. A ação do vento deve ser levada em consideração, pois esses esforços exigiram um pouco mais da estrutura, é recomendado que os esforços relativos à ações do vento devem ser determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123 (1988). Como também a ação

da água, estando ela em reservatório e sua carga é significativa no dimensionamento (ABNT NBR 6118, 2014).

b) Ações variáveis indiretas

São ações especiais que há uma pequena probabilidade de ocorrência, e são de diversas naturezas e estão também relacionadas com a localização da construção.

Ação da temperatura afeta a estrutura, essa variação é causada pela variação de temperatura atmosférica e pela insolação direta, considerada uniforme. Essa variação depende do local onde a construção está inserida e das dimensões dos elementos estruturais que a compõe (ABNT NBR 6118, 2014).

Outras ações é as provenientes de choques ou vibrações, consideradas essas como ações dinâmicas, e está relacionada as condições de uso que a construção está sujeita e a possibilidade de fadiga deve ser levada em consideração no dimensionamento dos elementos estruturais (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2.2.3 Ações excepcionais

As estruturas estão sujeitas a carregamentos, cujos efeitos não podem ser controlados. Os valores desses carregamentos estão definidos nas normas brasileiras específicas para os mesmos e possuem valores distintos para cada caso particular. (ABNT NBR 6118, 2014)

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também pode ser levada em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos de utilização e valores raros de utilização (ABNT NBR 8681, 2004, p.3).

2.2.3 Valores de cálculo

Os valores de cálculo (F_d) das ações são obtidos a partir de valores representativos, valores que levam em consideração diversos fatores que influenciam no carregamento e diversas combinações de ações. Para isso, multiplicam-se os esforços por respectivos coeficientes de ponderação γ_f (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2.4 Coeficiente de ponderações das ações

O item 11.7 da ABNT NBR 6118 (2014), afirma que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , sendo esse obtido pela Equação (6):

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad (6)$$

Na qual,

γ_{f1} - considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} - considera a simultaneidade de atuação das ações ($\gamma_{f2} = \Psi_0, \Psi_1$ ou Ψ_2 , Quadro 5);

γ_{f3} - considera os possíveis erros de avaliação das ações, seja por deficiência nos cálculos de dimensionamento, seja por desvios gerados durante a construção.

O desdobramento do coeficiente de ponderação (ou de segurança) em coeficientes parciais permite que os valores gerais especificados para γ_f possam ser discriminados em função das peculiaridades dos diferentes tipos de estruturas e de materiais de construção considerados (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007, p. 52).

O índice do coeficiente γ_f pode ser alterado a fim de identificar a ação considerada, pois em um projeto as ações a serem consideradas podem ser de várias naturezas, por exemplo: γ_g , γ_q , γ_e , γ_p para as ações permanentes, variáveis diretas (acidentais), efeitos de deformações impostas (ações indiretas) e proteção, respectivamente (ABNT NBR 6118, 2014).

A ABNT NBR 6118 (2014), mostra nos itens 11.7.1 e 11.7.2, os valores do coeficiente γ_f relativos aos estados limite últimos (ELU) e aos estados-limite de serviço (ELS), respectivamente.

2.2.4.1 Coeficientes de ponderação para estado-limite último (ELU)

Os valores para os coeficientes $\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}$, para a verificação nos estados-limite último são apresentados nas Tabelas 11.1 e 11.2 do item 11.7.1 da ABNT NBR 6118 (2014) e no Quadro 4 e 5.

Para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança de estrutura, como pilares e pilares-paredes com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n [...] (ABNT NBR 6118, 2014, p. 64).

Essa correção (coeficiente γ_n) se deve ao aumento da chance de ocorrência de falhas na construção e de desvios relativos significativos.

Segue abaixo o Quadro 4, com os valores de γ_f , obtido pela multiplicação de γ_{f1} e γ_{f3} , contidos na NBR 6118 (2014).

Quadro 4 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
onde <i>D</i> é desfavorável, <i>F</i> é favorável, <i>G</i> representa as cargas variáveis em geral e <i>T</i> é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.								

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Ainda nessa mesma norma há os valores de γ_{f2} (Quadro 5), que serão utilizados nas combinações, mediante a situação para qual a estrutura será prevista.

Quadro 5 – Valores de coeficiente γ_{f2} .

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Quando refere-se a pilares, tem-se os coeficientes adicionais (γ_n), cujos valores estão presentes no Quadro 6, e seus valores variam de acordo com a menor dimensão do pilar.

Quadro 6 – 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).

Na qual,

Ψ_0 é o fator de redução de combinação para estado-limite último;

Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço;

Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço.

2.2.4.2 Coeficientes de ponderação para estados-limite de serviço (ELS)

Conforme o item 11.7.2 da ABNT NBR 6118 (2014), para o estado-limite de serviço o coeficiente de ponderação das ações é dado pela Equação (7):

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (7)$$

Em que γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação desejada e:

$\gamma_{f2} = 1$, para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \Psi_1$, para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \Psi_2$, para combinações quase permanentes.

2.2.5 Combinações das ações

O carregamento considerado no elemento estrutural é definido pela combinação de ações que leva em conta a probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período pré-estabelecido (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007).

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limite último e ao estados-limite de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de serviço, respectivamente (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007, p.54).

Nas combinações, as ações variáveis devem ser tomadas em parcelas que produzem efeitos desfavoráveis segurança, já as ações permanentes devem ser tomadas em sua totalidade, e esses valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007).

O item 11.8 da ABNT NBR 6118 (2014), define as combinações necessárias para a verificação do estado limite ultimo e de serviço, conforme abaixo.

2.2.5.1 Combinações últimas

As ações permanentes devem estar presentes em todas as combinações de ações (ABNT NBR 6118, 2014), por apresentar pequena variação durante a vida útil da construção, e a ABNT NBR 6118 (2014), classifica as combinações últimas em:

a) Normais (concreto armado)

Em cada combinação última normal, onde tem-se ações variáveis atuando, uma das ações variáveis é considerada como a principal, atuando com o seu valor característico F_k , e as demais ações variáveis, serão consideradas secundárias, e seus valores de atuação serão reduzidos de combinação $\Psi_0 * F_k$, conforme a NBR 8681(2004).

Em um caso geral, mesmo combinações onde as cargas permanentes sejam reduzidas de $\gamma_g=1$, devem ser consideradas. Porém no caso de estruturas usuais de edifícios, as combinações que consideram essa redução, não precisam ser consideradas (ABNT NBR 6118, 2014).

As combinações normais são expressas pela Equação (8):

$$F_d = \gamma_g * F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} * F_{\varepsilon gk} + \gamma_q * (F_{q1k} \sum_{j=1}^m \Psi_0 * F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} * \Psi_{0\varepsilon} * F_{\varepsilon qk} \quad (8)$$

Na qual:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon gk}$ representa as ações indiretas como a retração;

$F_{\varepsilon qk}$ representa as ações indiretas permanentes como a temperatura;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas, onde F_{q1k} é escolhida como principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_{\varepsilon}, \gamma_q$ são coeficientes de ponderação das ações;

$\Psi_0, \Psi_{0\varepsilon}$ são fatores de redução de combinação para estado-limite último.

b) Especiais ou de construção

Para esse caso vale a mesma combinação última normal, tendo ainda os termos com os mesmo significados. Porém, quando a duração da ação variável principal F_{q1k} for muito curta, o Ψ_0 pode ser substituído por Ψ_2 (ABNT NBR 6118, 2014).

Conforme o item 11.8.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014), nas combinações últimas especiais ou de construção, cada combinação devem conter as ações permanentes e as ações variáveis especiais, quando existirem, com os seus respectivos valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, seguindo a redução de combinação segundo a ABNT NBR 8681(2004).

c) Excepcionais

Analogamente a combinação última especial ou de construção, quando a duração da ação variável principal F_{q1exc} for muito curta, o Ψ_0 pode ser substituído por Ψ_2 (ABNT NBR 8681, 2004).

Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8681(2004). Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo e incêndio (ABNT NBR 6118, 2014, p. 66).

A combinação é expressa pela Equação (9):

$$F_d = \gamma_g * F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} * F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q * \sum_{j=1}^m \Psi_0 * F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} * \Psi_{0\varepsilon} * F_{\varepsilon qk} \quad (9)$$

Na qual, F_d é a ação excepcional e as demais variáveis expressas na Equação (9) não se diferenciam das retratadas nas combinações últimas normais na Equação (8).

2.2.5.2 Combinações de serviço

Segundo o item 11.8.3 da ABNT NBR 6118 (2014), as combinações de serviços são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura e devem ser verificadas para:

a) *Quase permanentes*

Nessa combinação de serviço é admitido que as ações atuem na estrutura durante uma grande parte do período de vida da estrutura, pode-se ainda considerar esse estado limite na verificação do estado –limite de deformação excessiva, segundo a ABNT NBR 6118 (2014),

Conforme a ABNT NBR 8681 (2004), consideram-se os valores $\Psi_2 * F_{qk}$ como as ações variáveis nessas combinações, pela Equação (10):

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^m F_{gik} + \sum_{j=1}^m \Psi_{2j} * F_{qjk} \quad (10)$$

Na qual, $F_{d,ser}$ é o valor correspondente das ações para combinação de serviço.

b) *Frequentes*

Segundo o item 11.8.3.1 da ABNT NBR 6118 (2014), muitas ações se repetem durante o período de vida da estrutura, tendo que considerar essas ações nos cálculos de dimensionamento da estrutura, onde a combinação dessas ações será utilizada na verificação de estado-limite de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas.

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), F_{q1} é a ação variável principal, nessas combinações, e é tomadas com o seu valor frequente $\Psi_1 * F_{q1,k}$ e as demais ações variáveis presentes com seus valores quase permanentes $\Psi_2 * F_{qk}$, expressos na Equação (11):

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^m F_{gik} + \Psi_1 * F_{q1,k} + \sum_{j=1}^m \Psi_{2j} * F_{qjk} \quad (11)$$

c) *Raras*

A atuação nessa combinação de serviço não é tão frequente, e só deve ser considerada com a frequência de ocorrência de algumas vezes durante o período de vida da estrutura. Sua

consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras. (ABNT NBR 6118, 2014)

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), consideramos o F_{q1} como ação variável principal e tomamos o seu valor característico $F_{q1,k}$, seguido de todas as outras com seus valores frequentes $\Psi_1 * F_{qk}$, resultando na Equação (12):

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^m F_{gik} + F_{q1,k} + \sum_{j=1}^m \Psi_{1j} * F_{qjk} \quad (12)$$

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Conforme Süsskind (1981), a análise estrutural consiste na determinação dos esforços e das deformações em que as estruturas estão submetidas mediante as solicitações de agentes externos (cargas, ação do vento, movimento de apoios, etc). Com isto, pode-se calcular os esforços internos (Momentos fletores, Momentos torsores, esforços normais, esforços cortantes) nos elementos estruturais.

“A análise estrutural é uma etapa muito importante. De nada adianta dimensionar as armaduras de uma maneira extremamente refinada se os esforços calculados não traduzem a realidade que a estrutura estará sujeita” (KIMURA, 2007, p.38).

O item 14.5 da ABNT NBR 6118 (2014) apresenta cinco tipos de análise estrutural, todos admitem que seus modelos possuem pequenos deslocamentos, diferenciam pelo material presente na estrutura.

2.3.1 Análise linear

Nessa análise é admitido o comportamento elástico-linear, ou seja, a lei de Hooke é válida, com isso irá existir uma proporcionalidade entre a tensão e deformação e ausência de deformações residuais num ciclo carregamento-descarregamento. Referente à análise global, análise do conjunto da estrutura, a seção bruta de concreto dos elementos estruturais determinam as características geométricas. E nas análises locais, análise do elemento estrutural isolado, para cálculo das eventuais fissurações e deslocamento que devem ser considerado (BASTOS, 2006).

O valor utilizado para o módulo de elasticidade deve, em princípio, ser considerado o secante (E_{cs}), definido na ABNT NBR 6118 (2014).

Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados-limites de serviço. É possível estender os resultados para verificações de estado limite último, mesmo com tensões elevadas, desde que se garanta a ductilidade dos elementos estruturais (BASTOS, 2006, p.2).

2.3.2 Análise linear com redistribuição

Esse tipo de análise ocorrerá quando houver a redistribuição das ações e efeitos, determinados em uma análise linear para as combinações do estado limite último (ELU) na estrutura, respeitando as condições de equilíbrio e ductilidade da mesma. Devem-se recalcular todos os esforços internos de modo a manter o equilíbrio dos elementos estruturais e da estrutura completa (BASTOS, 2006).

“As verificações de combinações de carregamento de estado limite de serviço (ELS) ou de fadiga podem ser baseados na análise sem redistribuição. De uma maneira geral é desejável que não haja redistribuição de esforços em serviço” (BASTOS, 2006, p.3).

2.3.3 Análise não linear

Nessa análise é considerado o comportamento não linear dos materiais (não linearidade física), e toda a resposta da estrutura às ações e esforços ocorre na maneira em que essa estrutura foi concebida, considerando a sua geometria, e nessa análise todas as condições de equilíbrio, ductilidade e de compatibilidade devem ser satisfeitas (BASTOS, 2006).

“Análises não lineares são permitidas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 96).

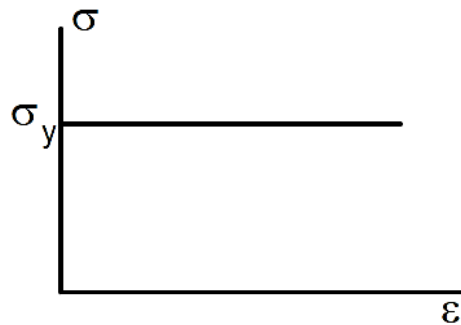
2.3.4 Análise Plástica

Essa análise ocorre quando as não linearidades física poderem ser consideradas, para isso é admitido que os materiais em uso tem o comportamento rígido-plástico perfeito conforme Figura 1, ou elasto-plástico perfeito de acordo com Figura 3. Para esse tipo de análise deve ser usado apenas para as verificações do estado-limite último (ELU) (ABNT NBR 6118, 2014).

Segue abaixo, na Figura 1, a representação gráfica do comportamento do material rígido-plástico perfeito, onde se pode notar que a deformação torna-se constante com a

aplicação de uma tensão de escoamento. Esse tipo de comportamento de material difere do real comportamento dos elementos estruturais.

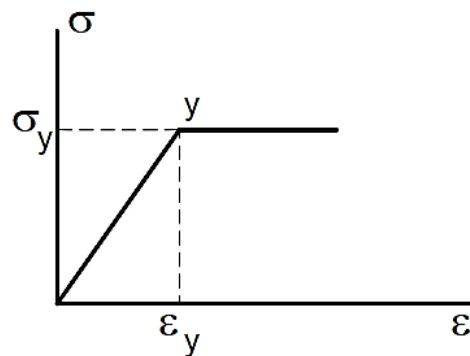
Figura 1 – Material rígido-plástico perfeito.



Fonte: Bastos (2006).

A representação gráfica do comportamento do material elasto-plástico perfeito, representada na Figura 2, mostra que esse tipo de material representa uma linearidade ascendente entre a deformação e a tensão aplicada no material, onde torna-se constante ao atingir a tensão de escoamento do material.

Figura 2 – Material elasto-plástico perfeito.



Fonte: Bastos (2006)

Segundo o item 14.5.4 da ABNT NBR 6118 (2014), não pode-se adotar a análise plástica em estruturas reticuladas quando:

- a) há consideração dos efeitos de segunda ordem global;
- b) a ductilidade não for suficiente para que as configurações adotadas sejam atingidas.

Na ocorrência de carregamentos cíclicos em que haja fadiga, deve-se evitar o cálculo plástico, observando-se as prescrições contidas na Seção 23 (ABNT NBR 6118, 2014).

2.3.5 Análise através de modelos físicos

“Essa análise é baseada no comportamento de modelos físicos da estrutura real e de mesmo material, com semelhanças mecânicas, após ensaios” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 96).

Conforme o item 14.5.6 da ABNT NBR 6118 (2014), deve-se ter uma boa interpretação dos resultados, como também, devem ser obtidos resultados para todos os estados limites, sejam eles últimos ou de serviço que serão empregados na análise estrutural. Nos ensaios, devem ser reproduzidas todas as ações, condições e possíveis influências que possam vir a ocorrer na vida útil da estrutura.

“Esse tipo de análise é apropriada quando os modelos de cálculos são insuficientes ou estão fora do escopo desta norma” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 86)

2.4 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

“A análise da estabilidade global de um edifício de concreto armado é um item fundamental durante a elaboração do projeto estrutural” (KIMURA, 2007, p. 421).

Os edifícios devem ser projetados para apresentar uma necessária estabilidade devida a ações verticais ou horizontais que atuam na estrutura, essa análise é chamada de estabilidade global. Que se dividem em efeitos de primeira ordem, quando os esforços são calculados a partir da geometria inicial da estrutura, ou seja, sem deformação, e são os efeitos de segunda ordem que são aqueles advindos da deformação da estrutura (BASTOS, 2006).

A análise de segunda ordem global de edifícios é indispensável nos dias atuais, entre os vários motivos pode-se citar que a tecnologia do concreto sofreu grandes avanços e tornou possível a execução de concretos de elevada resistência, que podem ultrapassar os 50 MPa, ocasionando estruturas mais esbeltas (MONCAYO, 2011).

2.4.1 Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem

“A avaliação da estabilidade global de edifícios pode ser realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem” (MONCAYO, 2011, p. 30).

Nessa avaliação, tem-se o um processo simplificado chamado γ_z (Gama-z), que multiplica os momentos de primeira ordem por um coeficiente γ_z . Esse processo baseia-se na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas, devido a aplicação de ações verticais

aplicadas na estrutura que contém nós deslocados, sucedem-se segundo uma progressão geométrica (MONCAYO, 2011 apud VASCONCELOS, 2000).

“Há casos excepcionais em que não se deve aplicar esse processo simplificado, por exemplo, quando se tem vigas de transição, quando se tem estruturas que já possuem deslocamentos devidos a carregamentos verticais, entre outros” (MONCAYO, 2011, p. 18 apud VASCONCELOS, 2000).

Um dos processos que pode ser utilizado para a análise de segunda ordem com uma aplicação relativamente simples e que oferece estimativas satisfatórias desses defeitos é o processo P-Delta ou Método da Carga Lateral Fictícia. Esse processo consiste em um cálculo iterativo onde o efeito dos deslocamentos sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes (MONCAYO, 2011 apud LOPES, SANTOS & SOUZA, 2005).

Primeiramente é feita uma análise de primeira ordem, considerando o carregamento horizontal e o vertical. Os deslocamentos dos nós (Δ) obtidos para cada pavimento serão transformados em forças horizontais fictícias a serem consideradas na estrutura para nova análise (MONCAYO, 2011, p. 18 apud BUENO, 2009).

2.5 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O início do lançamento da estrutura de um edifício de vários andares começa pelo pavimento-tipo, com a escolha da posição das vigas e pilares neste pavimento que em geral segue a repetição no projeto de edifício de múltiplos pavimentos (ROCHA, 1986).

Conforme Rocha (1986), após inserir a posição dos elementos estruturais, deve-se verificar a pertinência dos locais escolhidos nos demais pavimentos do edifício, a fim de manter uma homogeneidade entre pavimentos. Porém, caso não tenha condições de manter a posição dos elementos estruturais em alguns pavimentos, deve-se alterar, se possível, a posição dos pilares nos referidos pavimentos, ou seja, outros pavimentos terão estruturas independentes.

Lançar a estrutura é também definir dimensões mínimas desses elementos estruturais, tendo que fazer uso de um pré-dimensionamento da estrutura estimando cargas que irão vir a atuar na mesma e utilizando-se das dimensões limites impostas pela ABNT NBR 6118 (2014), que detalha as prescrições de valores mínimas de diversos elementos estruturais, a fim de propiciar condições favoráveis de execução e evitar um desempenho inaceitável desses elementos.

2.6 ESTRUTURAS DE CONCRETO

Diversos elementos estruturais compõem os edifícios de concreto armado. Pode-se citar, como componentes desse sistema a global, as lajes, vigas e pilares ou a união destes elementos, tendo com exemplo, as escadas, essas são compostas por vigas e pilares (GIONGO, 2006).

2.6.1 Lajes

As lajes estão presentes nos pavimentos e coberturas dos edifícios formadas por placas de concreto armado, de superfície plana, onde recebem ações normais em seu plano, sejam permanentes ou acidentais e transferirem para outro elemento estrutural, geralmente vigas e pilares da estrutura (GIONGO, 2006).

Segundo Bastos (2005), as lajes destinam-se a receber as cargas oriundas das ações aplicadas numa construção (sobrecargas), essas cargas normalmente são de pessoas, móveis paredes, pisos, mas pode vir a ter variadas cargas dependendo da finalidade do projeto arquitetônico. Podem ocorrer ações externas, embora menos comum, geralmente aplicados as bordas das lajes (guarda-corpo). As ações nelas incidentes são normalmente transmitidas para as vigas de apoio, presentes nas bordas da laje e em seguida para os pilares, esses transmitem por sua vez as cargas para os elementos de fundação.

2.6.2 Vigas

Segundo o item 14.4.1.1 da ABNT NBR 6118 (2014, p.83), as vigas são: “Elementos lineares em que a flexão é preponderante”. As vigas são responsáveis por as ações provindas das lajes e com a finalidade de suportar esse esforço e transmití-lo para os pilares. (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010)

“São elementos estruturais que podem ser considerados como barras, e que podem estar submetidas a esforços de flexão, compressão, tração, cisalhamento e torção, sendo que o dimensionamento das armaduras da viga deve levar em conta todos esses esforços” (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010, p.22).

2.6.3 Pilares

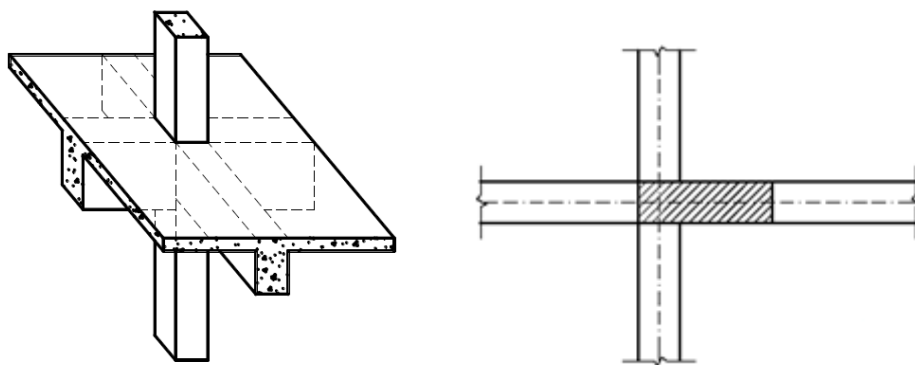
Segundo o item 14.4.1.2 da ABNT NBR 6118 (2014, p.84), os pilares são: “Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. Em outras palavras: são elementos estruturais que receberam as cargas provindas das vigas, paredes entre outros, com a função de transmiti-las para os elementos de fundação e manter a estabilidade da estrutura. De acordo com sua posição em um projeto, os pilares podem ser classificados como: pilar intermediário, pilar de extremidade e pilar de canto.

2.6.3.1 Pilar intermediário

Esses pilares encontram-se posicionados no encontro de vigas de um edifício, e é considerado a compressão centrada na situação de projeto. Pode-se admitir que os momentos fletores de 1º ordem que são transmitidos ao pilar sejam pequenos, podendo assim despreza-los. (BASTOS, 2006)

Na Figura 3 expõe-se a representação do pilar intermediário em planta e seu arranjo estrutural.

Figura 3 – Arranjo estrutural e planta do pilar de intermediário



Fonte: Bastos (2006).

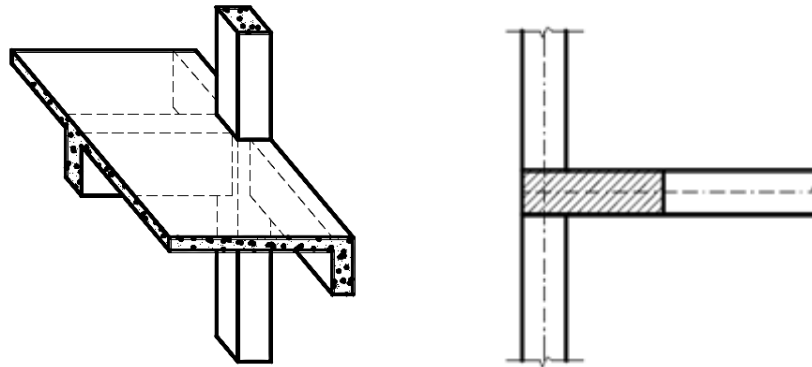
2.6.3.2 Pilar de extremidade

O pilar de extremidade, também chamados de pilares laterais ou de borda, encontra-se, de modo geral, posicionados nas bordas da edificação. Esse pilar é extremo para uma viga, ou seja, a viga não possui continuidade sobre o pilar, por isso o significado do seu nome. Para

considerações de projeto, ocorre nesse pilar a flexão composta normal, de corrente da não continuidade da viga (BASTOS, 2006).

Na Figura 4 expõe-se a representação do pilar de extremidade em planta e seu arranjo estrutural.

Figura 4 – Arranjo estrutural e planta do pilar de extremidade.



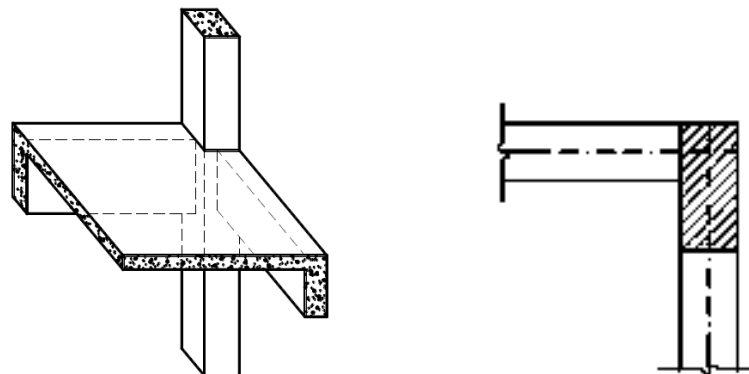
Fonte: Bastos (2006).

2.6.3.3 Pilar de canto

O nome se dá devido à posição que esse pilar se encontra na estrutura, posicionado no canto dos edifícios. Referente a projeto, ocorre à flexão composta oblíqua, devido a descontinuidade das vigas apoiadas no pilar (BASTOS, 2006).

Na Figura 5 expõe-se a representação do pilar de canto em planta e seu arranjo estrutural.

Figura 5 – Arranjo estrutural e planta do pilar de canto.



Fonte: Bastos (2006)

2.6.4 Fundações

As fundações são bastante importantes em um projeto estrutural, pois elas são responsáveis por transmitir todas as cargas provindas da estrutura no solo, a má execução da fundação ou a própria instabilidade da mesma, pode levar toda a obra ao colapso.

Para saber qual tipo de fundação usar, devem-se estudar as características do solo em que será implantada essa fundação, tais como deformabilidade e resistência. Além dessas características, um fator bastante importante é a escolha mediante as características da superestrutura em se acomodar plasticamente nesse solo, e as cargas atuantes (ARAÚJO, 2010).

Araújo (2010) descreve requisitos que uma boa fundação deve ter, segue abaixo esses requisitos:

- a) A fundação deve ser executada em uma profundidade a evitar danos futuros decorrentes de escavações na sua vizinhança, tais danos como, por exemplo, fissuração devido a recalques diferenciais;
- b) Deve apresentar segurança contra ruptura do solo;
- c) Deve ter compatibilidade entre os recalques e a capacidade de acomodação da estrutura, especialmente recalques diferenciais.

Pode-se classificar, de modo geral, as fundações em superficiais e profundas, sendo as sapatas e as placas de fundação, exemplos de fundações superficiais e as estacas, exemplos de fundação profunda. (ARAÚJO, 2010)

Emprega-se a sapata quando o terreno, já em sua superfície, apresenta resistência satisfatória para suportar as cargas da estrutura e é suficientemente homogêneo para evitar recalques diferenciais, já as placas (também denominada de “radier”) de fundação são empregadas para solos com menos resistência e menos homogêneo, ou para estruturas mais pesadas e com menor capacidade de acomodação. Utilizando as placas de fundação, consegue-se aumentar o contato com o solo e assim dissipar com mais eficiência toda a carga vinda da estrutura. (ARAÚJO, 2010)

Para solos que apresentam pouca resistência até uma grande profundidade, empregam-se as estacas ou tubulões. Essas estacas e/ou tubulões também resistem a solicitações horizontais importantes. (ARAÚJO, 2010)

2.7 CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Hoje tem-se a disposição diversos programas de cálculo estrutural, programas complexos, que permitem análises mais realísticas de todo o comportamento estrutural de uma construção, seja o comportamento global ou de um elemento, e o subsequente detalhamento e desenhos das estruturas (KIMURA, 2007).

“A utilização consciente desses programas requer que o engenheiro de estruturas tenha uma visão completa de várias possibilidades de modelagem estrutural, suas vantagens e deficiências” (KIMURA, 2007, p. 11).

Dentre os programas de cálculo estrutural existentes no mercado, a maior parte está adaptado à execução de projetos estruturais conforme recomenda as normas vigentes brasileiras.

Dois dos programas bastante utilizados para cálculo de esforços em estruturas das mais simples às mais complexas na engenharia são o CypeCAD e o Eberick.

2.7.1 Eberick

Com o aprimoramento tecnológico, surgiu em 1996 o lançamento do *software* Eberick para Windows, com interface gráfica em CAD, integrando totalmente o projeto de vigas, lajes, pilares e infraestrutura, ou seja, o cálculo de todo um edifício de forma integrada (ALTOQI, 2015).

O *software* Eberick é um programa nacional, produzido pela empresa AltoQi, uma empresa destinada a desenvolver e comercializar *softwares* voltados para a Engenharia, portanto seu funcionamento é baseado nas diretrizes das normas brasileiras vigentes, todavia não será preciso configurar o programa com as normas utilizadas no cálculo e dimensionamento estrutural.

Esse programa engloba as etapas de lançamento e análise da estrutura, além do dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, todo esse dimensionamento segue as normas técnicas vigentes (ALTOQI, 2015).

Com um sistema gráfico que proporciona um entendimento do comportamento da estrutura, através da visualização tridimensional da estrutura modelada facilitando a inserção de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. Podendo vir com diversos módulos de modo a atender diferentes interesses dos profissionais que o utilizam,

funcionando como recursos complementares ao sistema, dentre os módulos tem-se o Escadas, Lajes, Fundações entre outros. (AUTOQI, 2015)

2.7.2 CypeCAD

O *software* CypeCAD foi desenvolvido pela empresa espanhola CYPE Ingenieros, que atua no mercado a mais de 30 anos. Esse *software* é dedicado para cálculo, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado e estruturas mistas de concreto armado e aço, e fundamentado em diversas normas, e possui a norma brasileira de dimensionamento em concreto armado em seu banco de dados (CYPE, 2016).

O CypeCAD apresenta uma interface gráfica constituída de diversas ferramentas de análise e projeto para engenheiros que trabalham em diversas áreas, sejam elas em indústrias, transporte e na área estrutural em concreto armado. (MULTIPLUS, 2016)

O seu ambiente de modelagem é baseado em um objeto 3D, fornecendo ao usuário opções de análise e projetos completamente integrados através de sua interface, o CypeCAD tem se mostrado em bastante uso hoje no mercado. (MULTIPLUS, 2016)

2.8 MODELAGEM NOS PROGRAMAS

Como todo programa de cálculo, o usuário terá que fornecer informações características sobre o que será dimensionado, podendo assim o programa fazer uso desses dados e fornecer resultados.

Sendo assim, a primeira fase a ser executada é a de pré-dimensionamento, pois é nesta fase que se definem as diretrizes fundamentais de projeto como, os materiais construtivos a serem adotados, o sistema estrutural mais adequado, o levantamento dos carregamentos, a avaliação inicial das dimensões dos elementos estruturais e entendimento da importância, funcionalidade das partes que compõem a construção, entre outros.

Procedendo dessa forma, evitam-se problemas iniciais referentes a geometria do pórtico, porém, deve ser ressaltado que mesmo adotando essa fase de pré-dimensionamento, não exclui a possibilidade de modificação na estrutura ao decorrer do dimensionamento.

3 METODOLOGIA

Serão descritas a seguir a sequência necessária para o desenvolvimento do estudo proposto. Inicialmente será feita uma descrição do modelo geométrico do edifício, e será feita a configuração dos programas de acordo com as normas vigentes, depois serão apresentados os lançamentos dos elementos estruturais, nos programas Eberick e CypeCAD.

3.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO

O edifício modelo que será utilizado neste estudo, é o proposto em Araújo (2009), no que diz respeito a geometria dos pavimentos, porém com modificação no número de pavimentos (pavimentos-tipo adicionais). Esse edifício será composto por: um pavimento em pilotis, mais 8 pavimentos-tipo e uma cobertura, sendo considerado também o reservatório superior.

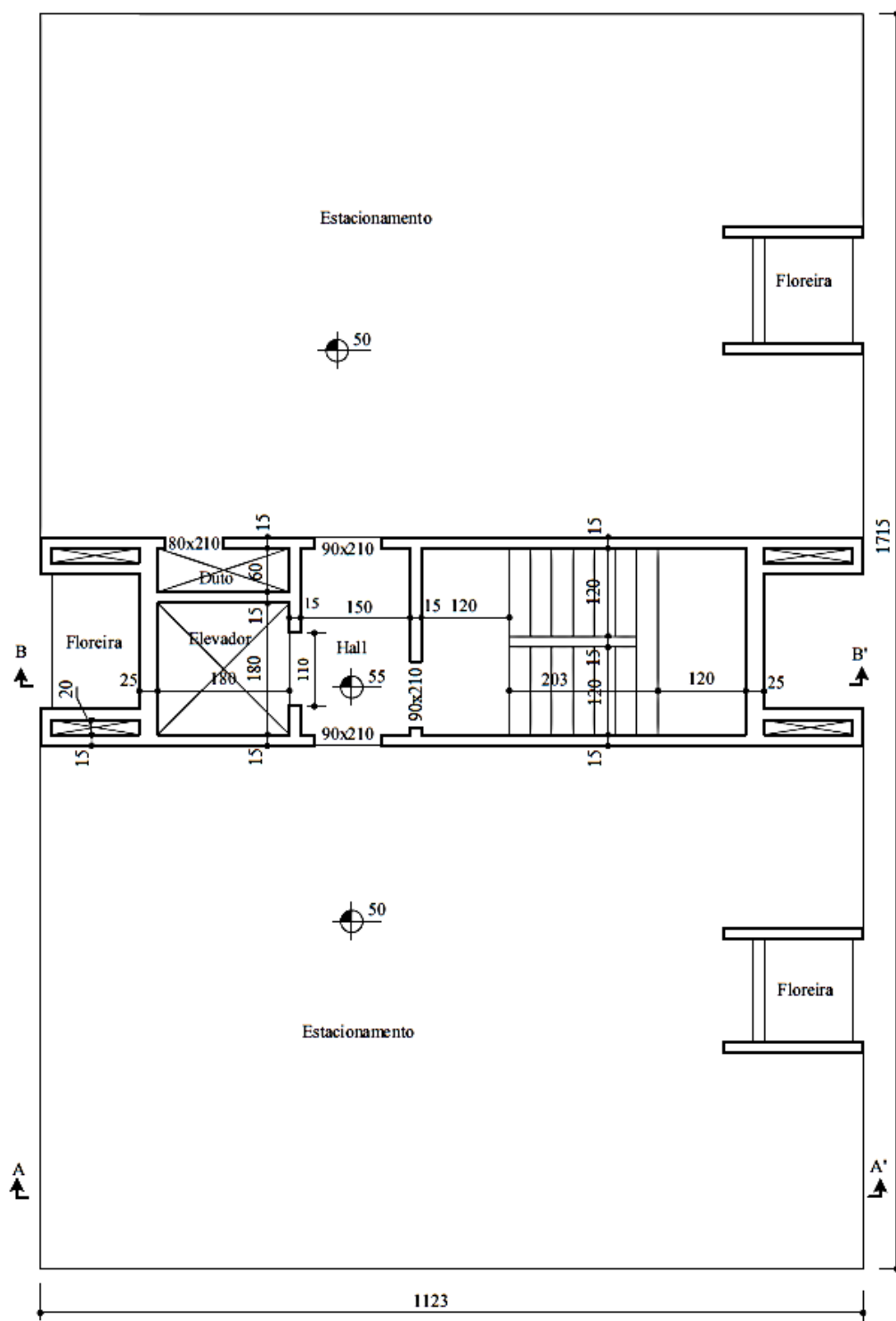
3.2 EDIFÍCIO MODELO

O edifício-modelo trata-se de um edifício residencial, com dois apartamentos por pavimento.

Nas Figuras 6 a 10 expõe-se o projeto arquitetônico do edifício de Araújo (2009) com todas as dimensões e seus detalhes, com vista à modelagem proposta nesse trabalho.

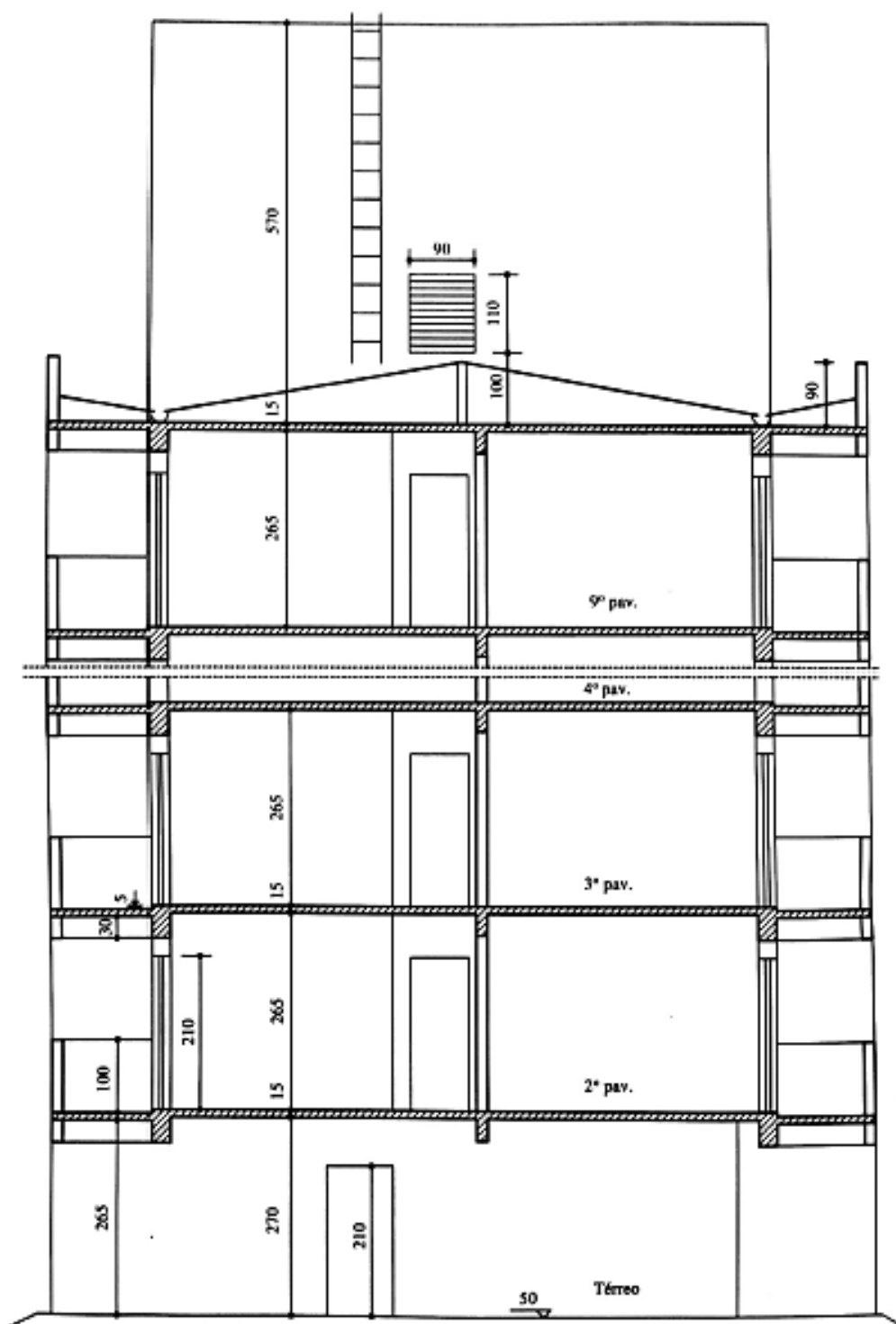
O que se refere ao pré-dimensionamento dos pilares, vigas e lajes, e suas respectivas locações, serão utilizados as plantas de forma determinadas por Araújo (2009) com algumas pequenas alterações.

Figura 6 – Planta baixa do pavimento térreo.



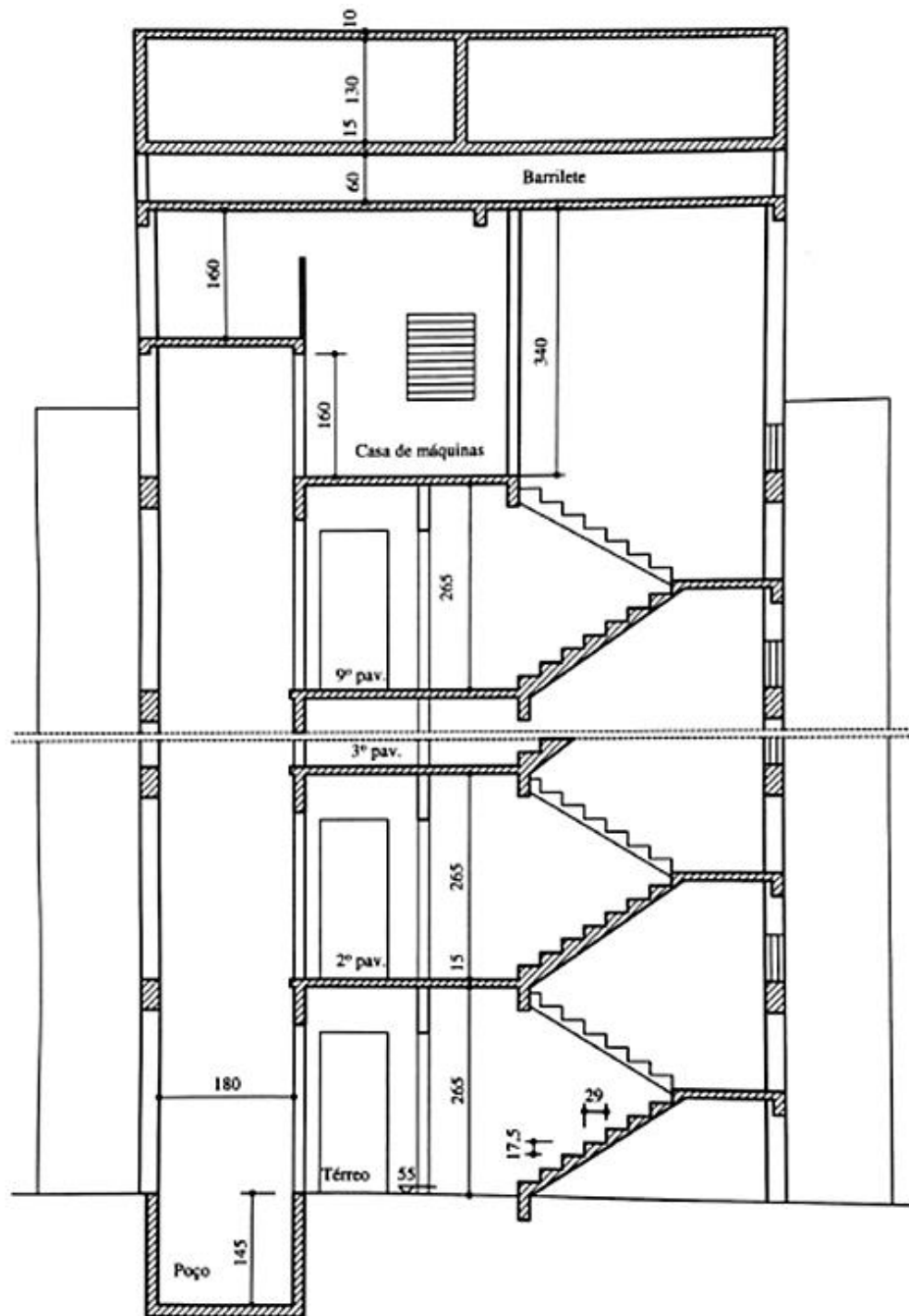
Fonte: Araújo (2009)

Figura 9 – Corte A-A'.



Fonte: Araújo (2009)

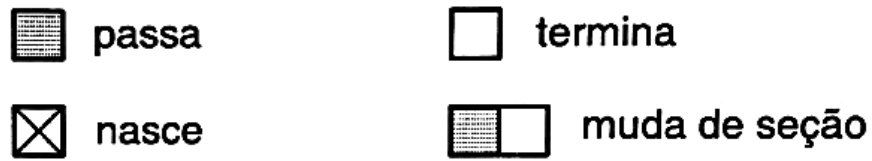
Figura 10– Corte B – B’.



Fonte: Araújo (2009)

Na Figura 11 apresenta-se a convenção na representação das seções dos pilares presentes nas plantas de forma.

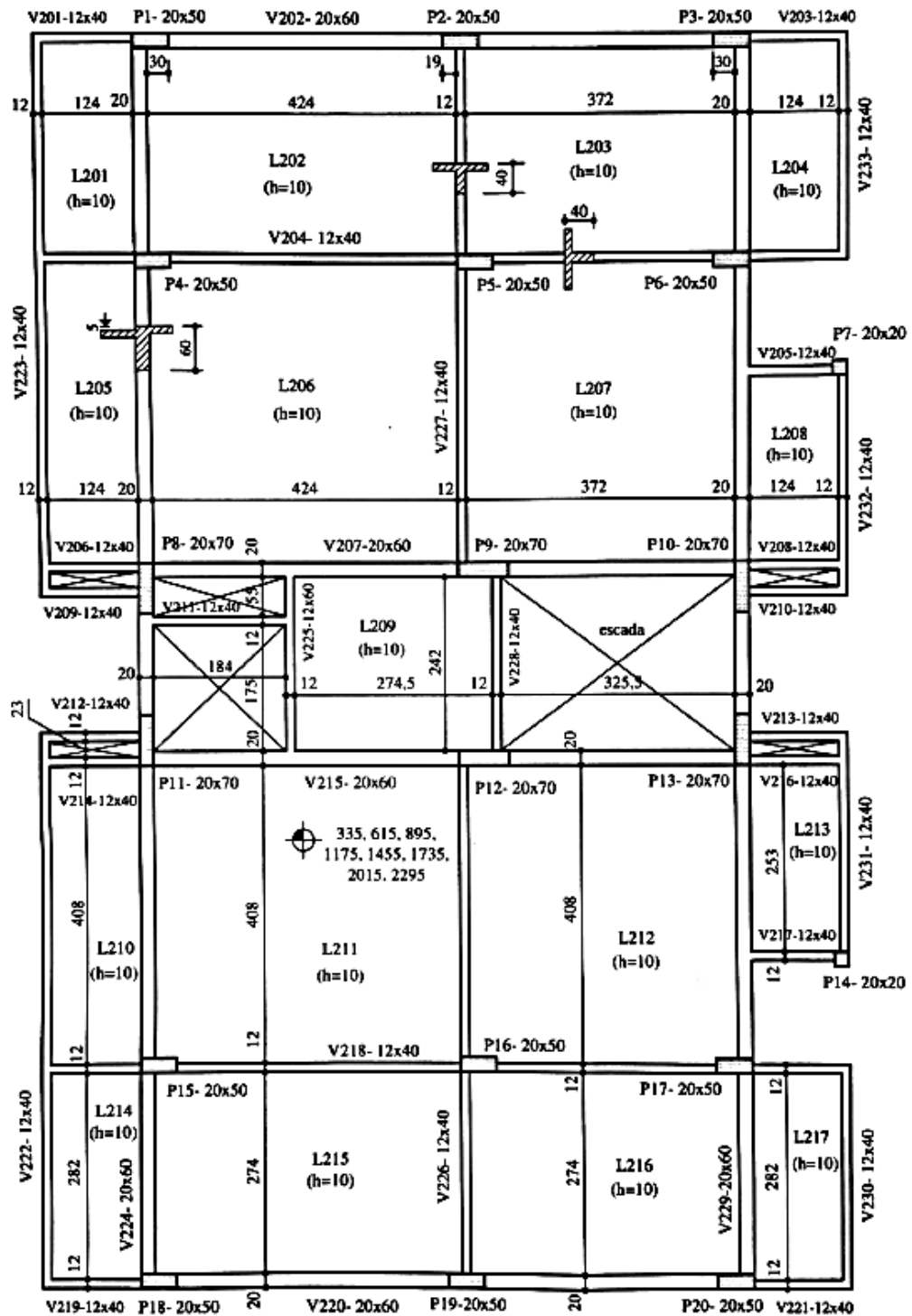
Figura 11 – Convenção para pilares



Fonte: Araújo (2009)

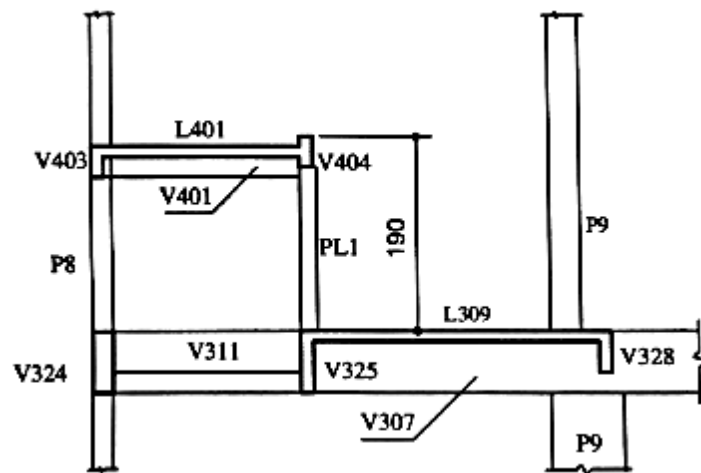
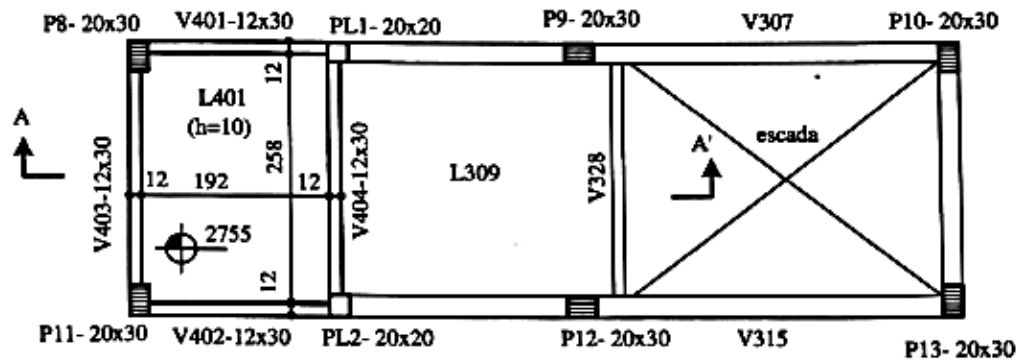
São apresentadas a seguir as plantas de forma que compõem o projeto. Inicialmente apresenta-se a forma do pavimento térreo (Figura 12), na sequência a do pavimento tipo (Figura 13), pavimento da cobertura e casa de máquinas (Figura 14), mesa de motores (Figura 15), teto da casa de máquinas (Figura 16) e o corte (Figuras 17).

Figura 13 – Planta de forma do pavimento tipo



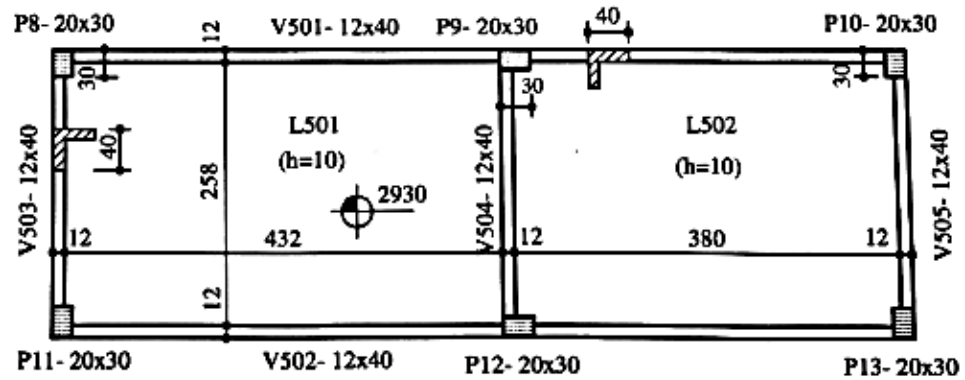
Fonte: Araújo (2009)

Figura 15 – Planta de forma da mesa de motores



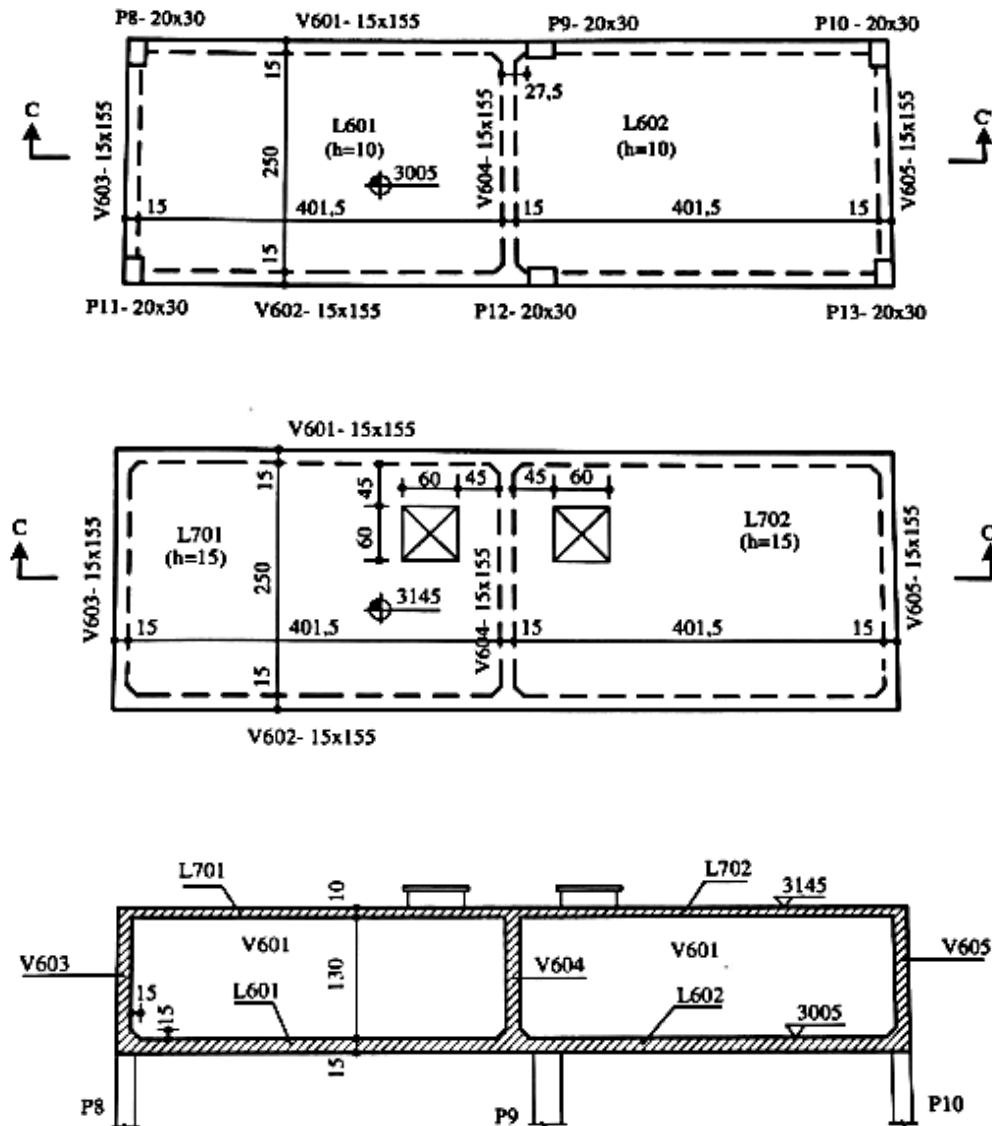
Fonte: Araújo (2009)

Figura 16 – Planta de forma do teto da casa de máquinas



Fonte: Araújo (2009)

Figura 17 – Corte C-C' da planta de forma



Fonte: Araújo (2009)

3.3 ESCOLHA DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Antes de iniciar os cálculos é necessário definir os materiais e suas propriedades mecânicas a serem utilizados na estrutura. Nessa estrutura será utilizado o concreto armado e a escolha dos materiais que o compõem faça limitada a sua disponibilidade comercial. Diante disso, emprega-se o aço CA-50 nos elementos estruturais que exigem barras com maior diâmetro, por exemplo, nas armaduras longitudinais de vigas, pilares, escadas e fundações. E

o aço CA-60 para os locais onde há uma limitação no tamanho das barras, por exemplo, os estribos e armadura das lajes.

Como mencionado esse edifício é residencial, então consideram-se com um ambiente interno seco e em uma zona urbana, longe de indústrias e do mar. Diante dessas informações enquadramos o nosso projeto na classe de agressividade ambiental II, e como a escolha da resistência à compressão do concreto depende da classe de agressividade ambiental, que de acordo com a NBR 6118(2014), a classe de resistência mínima exigida para o concreto para essa classe de agressividade escolhida é a classe C25 (concreto com $F_{ck}=25\text{MPa}$ aos 28 dias de idade). Sendo seu cobrimento nominal de 2,5cm para lajes e 3,0cm para vigas e pilares.

O módulo de elasticidade secante do concreto será calculado segundo as premissas presente no item 8.2.8 da NBR 6118(2014), considerando o agregado graúdo a ser utilizado o arenito e o $F_{ck} = 25 \text{ MPa}$ do concreto, com isso tem-se $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$.

3.4 AÇÕES VARIÁVEIS E PERMANENTES NA ESTRUTURA

As ações consideradas no dimensionamento da estrutura devem está de acordo com o exposto na ABNT NBR 6120(1980), além de conter algumas considerações, sendo assim, segue as cargas consideradas em cada pavimento.

a) Pavimentos Tipo e Cobertura

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m^3 ;
- Peso próprio de contra-piso: 21 kN/m^3 (4 a 6 cm para os pavimentos tipos e 3 cm para o pavimento de cobertura)
- Peso Próprio do bloco cerâmico (19x9x9) (considerando a alvenaria com o mesmo peso): 13 kN/m^3 ;
- Sobre carga de utilização: $2,0 \text{ kN/m}^2$, para cozinhas e corredores dos apartamentos, e $1,5 \text{ kN/m}^2$ para os demais cômodos;
- Peso Próprio do porcelanato: 26 kN/m^3 ;
- Sobre carga de utilização:
 - $2,0 \text{ kN/m}^2$, para corredores sem acesso ao público;
 - $2,0 \text{ kN/m}^2$, para varandas sem acesso ao público;
 - $3,0 \text{ kN/m}^2$, para corredores com acesso ao público;

- 2,0 kN/m², para cozinhas, dormitórios , sala, copa, banheiro, despensa, área de serviço e lavanderia.
- 0,5 kN/m², para cobertura;
- 7,5 kN/m², para a casa de maquinas.

b) Escadas

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m³;
- Peso próprio de revestimento: 1,2 kN/m²;
- Sobrecarga de utilização: 3,0 kN/m²
- Gradil de escadas: 0,5 kN/m.

c) Reservatório

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m³;
- 2 pessoas por quarto;
- 3 quartos por apartamento;
- 2 apartamentos por andar;
- 8 pavimentos tipo;
- População de 108 pessoas (2*3*2*8 = 96 pessoas)
- Consumo de 200 l/pessoa.dia;
- Aumento de 20% do volume total de consumo, destinado a incêndio.

Volume total de reservação é de 19200 litros, porém, segundo a ABNT NBR 5626(1998), o reservatório superior deve conter 2/5 desse volume de reservação, com isso, o nosso reservatório superior terá 9216 litros, que será dividido em dois reservatórios, cada um com 18432 litros. Com o volume a ser suportado pelo reservatório, pode-se calcular a carga que o mesmo suportará quando cheio. Para isso utilizamos da seguinte expressão, para a carga distribuída no fundo do reservatório (kN/m²):

$$g_{res} = \frac{p_{res}}{A_{res}} \quad (13)$$

Na qual,

p_{res} é o peso do volume de água;

A_{res} é Área do fundo do reservatório.

Para uma área de $20,53 \text{ m}^2$, tem-se uma carga de $4,49 \text{ kN/m}^2$.

d) *Ações do vento na estrutura*

No dimensionamento estrutural, utilizando de *softwares*, alguns parâmetros devido à ação do vento precisam ser especificados. Essas ações foram determinadas a partir da ABNT NBR 6123(1988), foram feitas as seguintes considerações na determinação dos parâmetros abaixo:

- Velocidade básica do vento (V_0) igual a: 30 m/s , de acordo com esta norma, que apresenta o mapa de isopletas de velocidade básica do Brasil;
- Fator topográfico (S_1) para terreno plano ou fracamente acidentado: 1,00;
- Fator estatístico (S_3) para um fator estatístico a edificação enquadrada no Grupo 2 (Edificações para hotéis e residências): 1,00.

3.5 MODELAGEM NO SOFTWARE EBERICK

A primeira fase de cálculo da estrutura no Eberick será a geração das estruturas geométricas de todos os elementos. Surgindo avisos/erros, o programa emitirá mensagens que consequentemente encerrará o processo. A segunda fase consiste na solução do sistema, e a terceira fase é a obtenção dos esforços/deslocamentos de todas as hipóteses definidas pelo programa (MORAIS, 2014).

3.5.1 Configurações do projeto

Para se executar a análise do projeto, parâmetros devem ser fornecidos ao programa, tais como, materiais e durabilidade, ações e combinações, cargas de vento, parâmetros de projeto, definidos no item 3.2, parâmetros de dimensionamento e detalhamento.

a) Definição de parâmetros iniciais

Esses parâmetros são exigidos ao iniciar um novo projeto, tais como, o pé-esquerdo, cotas, número de pisos, entre outros, conforme a Figura 18.

Figura 18 – Janela inicial de criação dos pavimentos

	Pavimento	Altura (m)	Nível (m)	Lance
7	Tipo 6	2.80	16.80	7
8	Tipo 5	2.80	14.00	6
9	Tipo 4	2.80	11.20	5
10	Tipo 3	2.80	8.40	4
11	Tipo 2	2.80	5.60	3
12	Tipo 1	2.80	2.80	2
13	Térreo	3.35	0.00	1

Título:

Nível inferior: m

Lance inicial:

Fonte: Autor (2016)

b) Materiais e Durabilidade

É mostrado na Figura 19 a janela onde deve-se fornecer os dados definidos no item 3.2, tais como f_{ck} , bitolas máximas e mínimas de aço, classe de agressividade e cobrimento da armadura. Ainda nessa janela, pode-se fazer as configurações para um pavimento isolado, um elemento estrutural específico, ou para toda a estrutura. Como toda estrutura tem as mesmas propriedades e características em todos elementos estruturais, estas configurações são mantidas.

Figura 19 – Materiais e durabilidade da estrutura

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-25	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-25	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-20	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

Fonte: Autor (2016)

c) Ações variáveis, permanentes na estrutura e suas combinações

Para as combinações de carregamento, são definidos os fatores de combinação e coeficientes de ponderação seguindo as diretrizes da norma de concreto armado, porém esses valores podem ser alterados pelo o usuário, caso deseje majorar ou minorar determinado carregamento na estrutura. A alteração desses fatores e coeficientes influenciará em todo o dimensionamento da estrutura.

Na janela aberta pelo programa (Figura 20), o usuário poderá alterar os valores de coeficientes de ponderação para as diversas combinações de carregamento conforme o tipo de solicitação que ocorreram na estrutura, como vento, cargas acidentais e o peso próprio da estrutura.

Figura 20 – Parâmetros de e combinação de ações do vento

Fonte: Autor (2016)

d) Ações do vento na estrutura

Para o programa Eberick, a aplicação da força do vento é realizada de forma automática, basta que as dimensões do edifício estejam definidas. As configurações do vento serão as mesmas adotadas no itens 3.6 deste modelo. O Eberick leva somente o coeficiente de arrasto em consideração, e não os coeficientes de pressão externa e interna. Segue na Figura 21 a janela de configuração da carga devido ao vento presente no Eberick.

Figura 21 – Configuração da carga de vento

Fonte: Autor (2016)

e) Parâmetros de dimensionamento

Alguns dados, aqueles referentes aos diversos elementos estruturais, devem ser inseridos no programa para que o mesmo fique configurado de acordo com os interesses do engenheiro e conforme a norma ABNT NBR 6118 (2014), possibilitando prosseguir com o dimensionamento. O programa disponibiliza ao usuário a opção de alterar qualquer dado, pressupondo que o mesmo saberá a finalidade desta informação, ou que essa adequação esteja em conformidade com alguma alteração da norma de concreto que poderá vir a existir, como mostra a Figura 22.

Figura 22 – Parâmetros de dimensionamento

Fonte: Autor (2016)

f) Parâmetros de detalhamento

Algumas características de detalhamento da apresentação dos resultados dos elementos estruturais devem ser editadas pelo usuário, para que todas as informações calculadas sejam expressas nas pranchas geradas pelo o programa com todo o dimensionamento. Na Figura 23 é mostrada tais informações que compreendem a escala dos

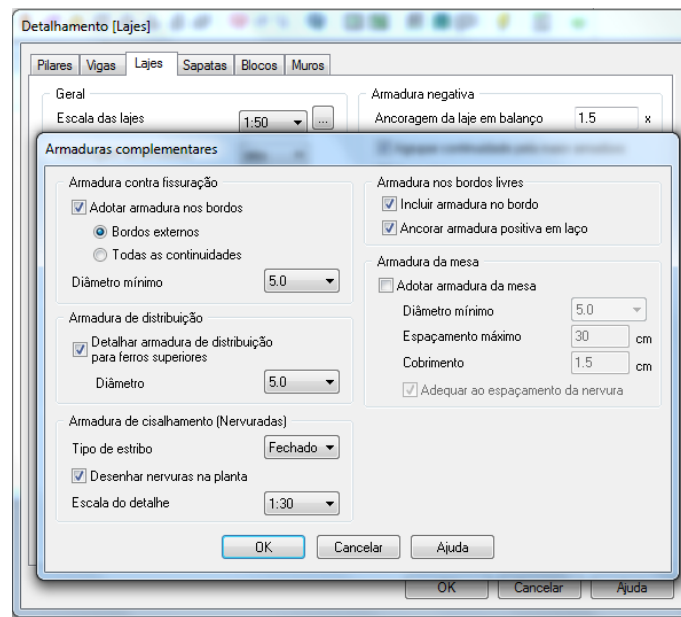
desenhos, alinhamento e o nível de detalhamento dos mesmos, além de permitir o gerenciamento. Esse detalhamento é feito para cada elemento estrutural individualmente.

Figura 23 - Detalhamento dos resultados do dimensionamento

Fonte: Autor (2016)

O Eberick não considera as lajes engastadas automaticamente, ficando essa decisão para o calculista, caso o calculista deseje adicionar armadura negativa para combater a fissuração nos bordos sobre as vigas, este último recurso pode ser ativado também no Eberick através da janela Detalhamento, como mostra a Figura 24.

Figura 24 - Detalhamento de armação de bordo de lajes



Fonte: Autor (2016)

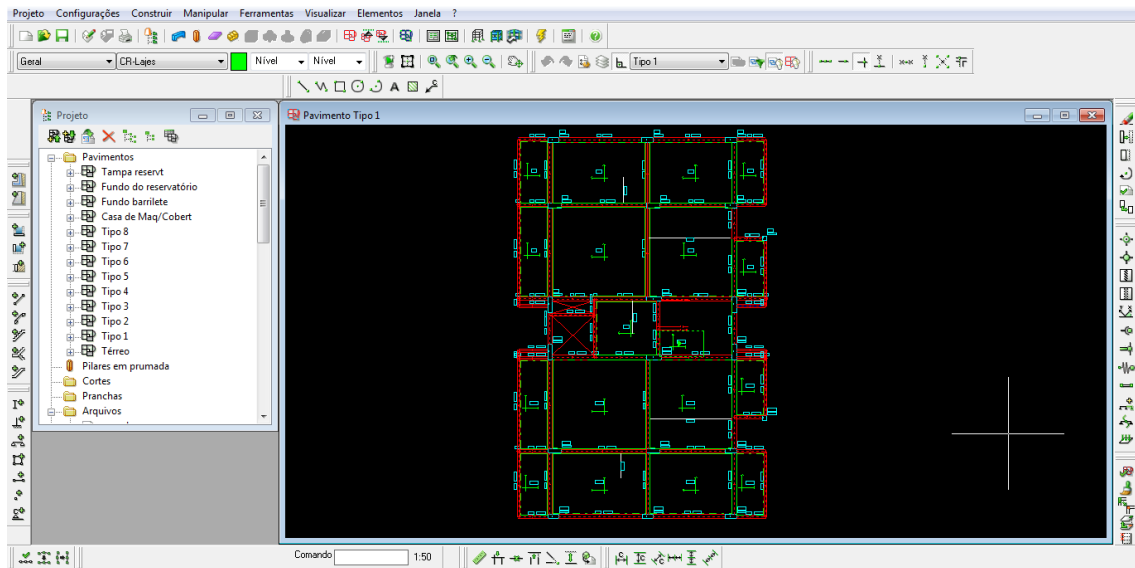
3.5.2 Dimensionamento no Eberick

A partir daqui serão mostradas de maneira geral, as etapas inerentes para a concepção do projeto estrutural conforme a rotina de cálculo do Eberick, tais etapas são as seguintes:

a) Lançamento dos Elementos Estruturais (Pilares, vigas, lajes, escadas, etc.)

Nessa etapa, foram lançados todos os elementos estruturais, tendo por base o projeto arquitetônico previamente inserido no ambiente de “Croqui” do programa. O arquivo arquitetônico foi carregado em formato dwg/dxf, as dimensões e posicionamento dos elementos estruturais foram iguais ao projeto piloto do livro de Araújo (2009). O projeto arquitetônico deste autor é aqui utilizado, bem como o pré-dimensionamento dos referidos elementos. Esse procedimento é repetido para todos os pisos do edifício, conforme é mostrado na Figura 25, onde é de importante valia o posicionamento do eixo de coordenadas em todas as pranchas no “Croqui” do programa, sendo esse responsável por manter a linearidade geométrica da estrutura e a conformidade do posicionamento dos elementos estruturais.

Figura 25 – Lançamento dos elementos estruturais no “croqui” do Eberick

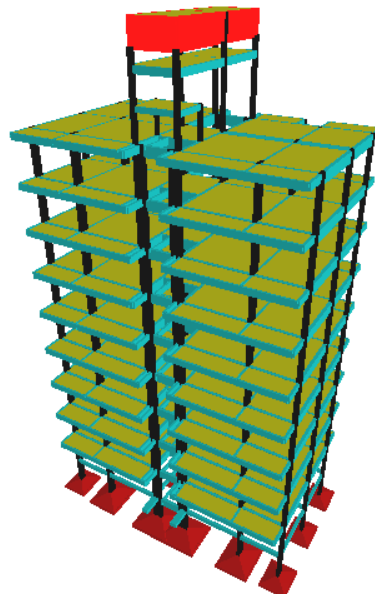


Fonte: Autor (2016)

g) Visualização do pórtico espacial da estrutura e seu alinhamento

Na verificação de alinhamentos da estrutura, pode-se constatar erros referentes à geometria do edifício como o alinhamento de vigas e a prumada de pilares, e assim corrigir adequadamente, e por fim analisar seus esforços e deslocamentos. De posse destas informações, pode-se gerar uma visualização da estrutura 3D dos elementos, como pode-se ver na Figura 26.

Figura 26 – Estrutura em 3D

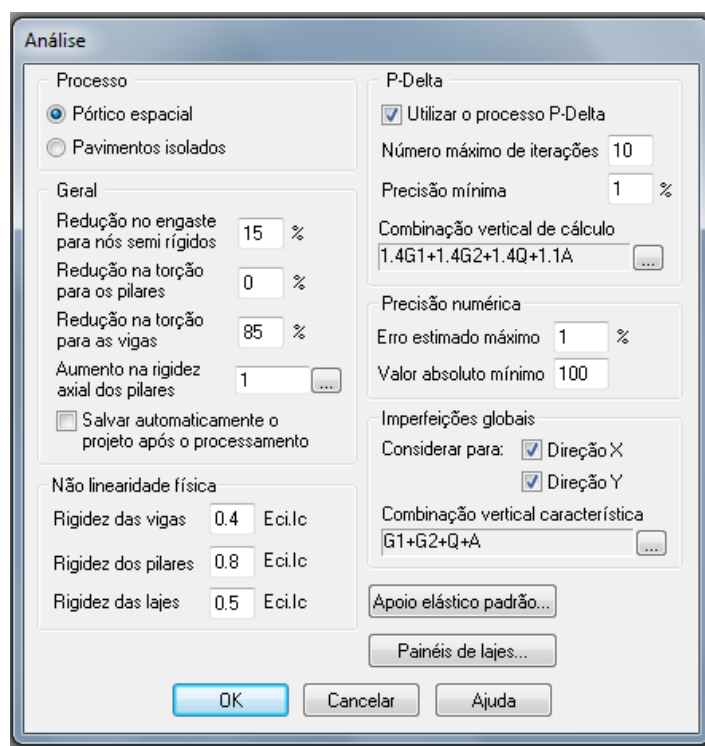


Fonte: Autor (2016)

3.5.3 Análise da estabilidade global

Na Figura 27 apresenta-se a janela do programa, onde é possível determinar qual o tipo de análise estrutural que será utilizado no processamento da estrutura. No presente trabalho optou-se por modelar o edifício como pórtico espacial. A estabilidade global (efeitos de segunda ordem) é considerada no cálculo pela consideração do processo P-Delta.

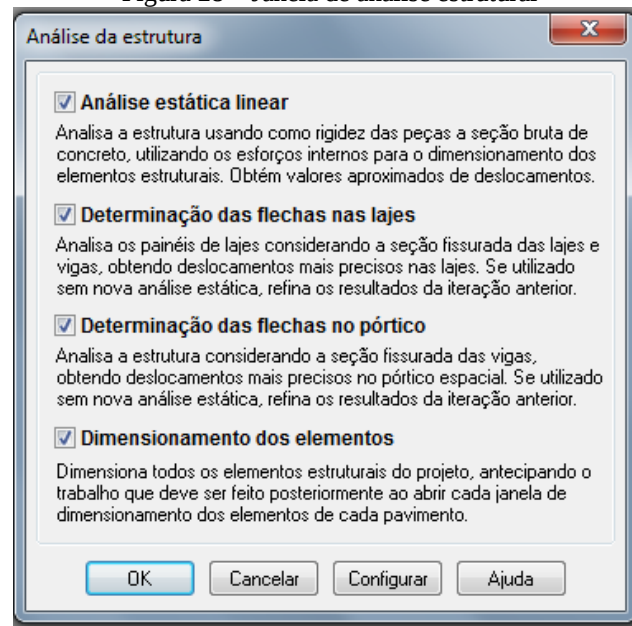
Figura 27 – Análise estrutural



Fonte: Autor (2016)

Após o processamento da estrutura, deve-se avaliar os possíveis avisos/erros encontrados nos relatórios emitidos pelo programa e analisando os esforços em cada componente estrutural que compõe cada pavimento, por fim, ajustar ou corrigir qualquer irregularidade que possa vir a existir, modificando as dimensões dos elementos estruturais caso seja necessário. Na Figura 28, pode-se escolher qual tipo de análise será feita e uma pequena descrição.

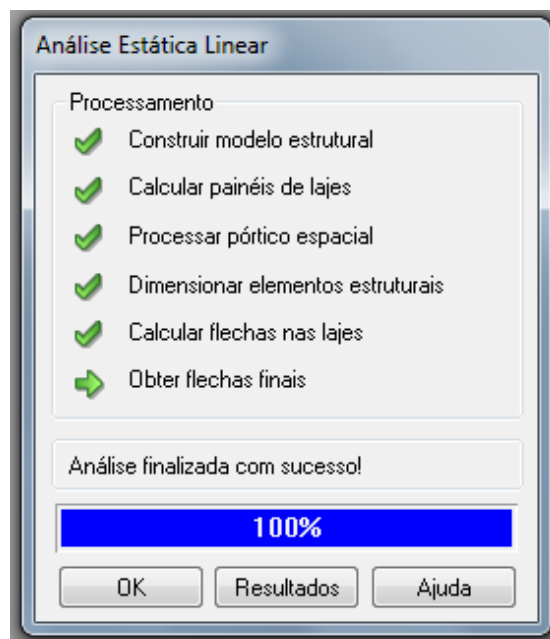
Figura 28 – Janela de análise estrutural



Fonte: Autor (2016)

Na Figura 29, pode-se verificar que toda a estrutura foi processada e que não ocorreu nenhum tipo de erro. Durante esse processamento analisa-se toda a geometria e ausência de informações relevantes ao dimensionamento estrutural. Logo após, pode-se verificar todos os esforços e deslocamentos estruturais.

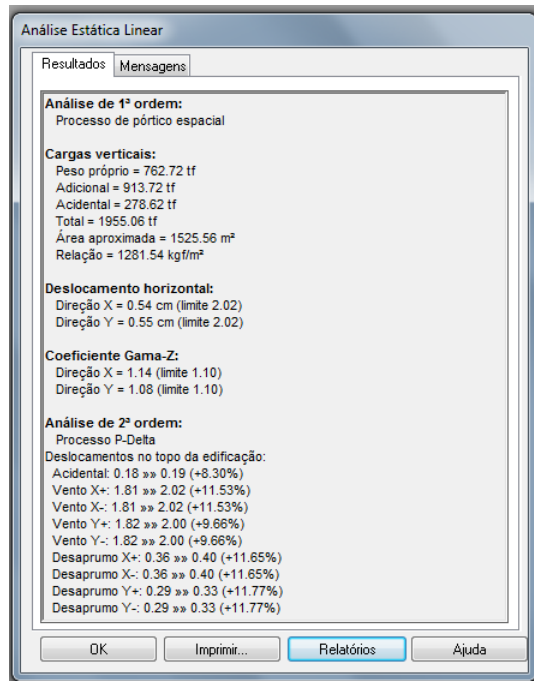
Figura 29 – Janela de processamento da estrutura



Fonte: Autor (2016)

Na Figura 30, encontra-se um exemplo de relatório emitido pelo programa, onde se apresenta possíveis avisos/erros que pode ser de origem geométrica do pórtico ou a cerca de erros relacionados com o dimensionamento dos elementos estruturais, além de fornecer a relação de carga por área, deslocamentos horizontais, parâmetros de deslocabilidade da estrutura.

Figura 30 – Relatório da análise estática linear



Fonte: Autor (2016)

3.6 MODELAGEM NO SOFTWARE CYPECAD

A primeira fase de cálculo da estrutura no CypeCAD será a geração das estruturas geométricas de todos os elementos. Surgindo avisos/erros, o programa emitirá mensagens que consequentemente encerrará o processo. A segunda fase consiste na solução do sistema, e a terceira fase é a obtenção dos esforços/deslocamentos de todas as hipóteses definidas pelo programa. (MORAIS, 2014)

No cálculo de pilares o usuário pode indicar os coeficientes de flambagem, onde é considerado a geometria da seção (b,h) e o comprimento de flambagem (de acordo com as condições de apoio). Outro item que é considerado pelo programa é o coeficiente de engastamento desses pilares nas vigas, onde este coeficiente varia de 0 a 1, sendo utilizado 0 é

articulado e 1 totalmente engastado, é também possível alterar os coeficientes de rigidez a torção e rigidez axial.

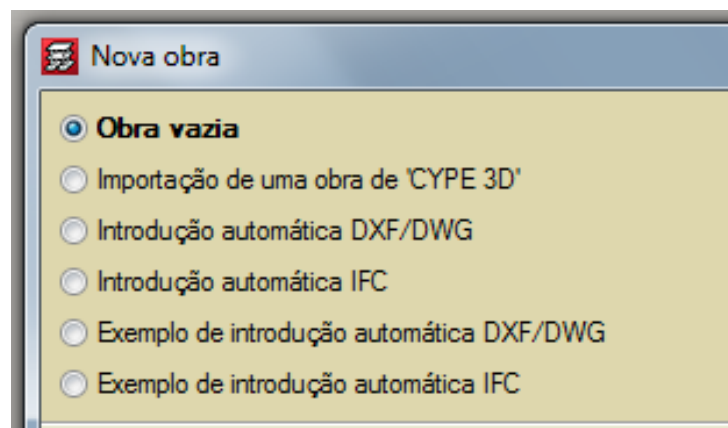
3.6.1 Configurações do projeto

Para se executar a análise do projeto, parâmetros devem ser fornecidos ao programa, tais como, materiais e durabilidade, ações e combinações, cargas de vento, parâmetros de projeto, definidos no item 3.2, parâmetros de dimensionamento e detalhamento, igualmente ao feito no Eberick.

a) Definição de parâmetros iniciais

Esses parâmetros são exigidos ao iniciar um novo projeto, tais como, o pé-esquerdo, cotas, número de pisos, dentre outros. O CypeCAD permite seis métodos de entrada de dados para a modelagem da estrutura. Neste trabalho, será utilizado a opção Obra vazia conforme a Figura 31.

Figura 31 – Janela de criação dos pavimentos



Fonte: Autor (2016)

Essa opção faz com que o usuário adicione cada elemento estrutural, colocando suas dimensões e seus parâmetros.

b) Materiais e Durabilidade

A Figura 32 mostra a janela onde deve-se fornecer os dados definidos no item 3.2, tais como f_{ck} , bitolas máximas e mínimas de aço, classe de agressividade e cobrimento da armadura. Ainda nessa janela, pode-se fazer as configurações para dimensionamento das ações impostas pelo vento, sismos, verificação a resistência ao fogo e as combinações a ser utilizado no cálculo de um elemento estrutural específico, ou para a toda a estrutura. Procurou-se neste trabalho uniformizar todos os parâmetros utilizados para a modelagens dos dois edifícios no programa. Ainda nessa janela pode-se alterar e atribuir parâmetros para o dimensionamento em aço e madeira.

Figura 32 – Dados gerais de entrada

Dados obra

Chave: **Projeto TCC**

Descrição: Projeto TCC

Normas: ABNT NBR 6118:2014, NBR 14762: 2001, NBR8800, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Betão armado

Betão

Lajes: C25, em geral

Fundação: C25, em geral

'Tubulões': C25, em geral

Pilares: C25, em geral

Muros: C25, em geral

Características do agregado: Arenito (19 mm)

Aço

Varões: CA-50 e CA-60

Pernos: ISO 898.C4.6

Perfis

Aço

Laminados e compostos: A-36 250Mpa

Enformados: A-36

Madeira

Serrada - Coníferas - C20

Alumínio extrudido

EN AW-5083 - F

Ações

Carga permanente e sobrecarga

☒ Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))

☐ Com ação sísmica

☐ Verificar resistência ao fogo

Estados limite (combinações)

Ações adicionais (cargas especiais)

Coeficientes de encurvadura

Pilares de betão

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Pilares de aço

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Ambiente

Maciços: CAA II

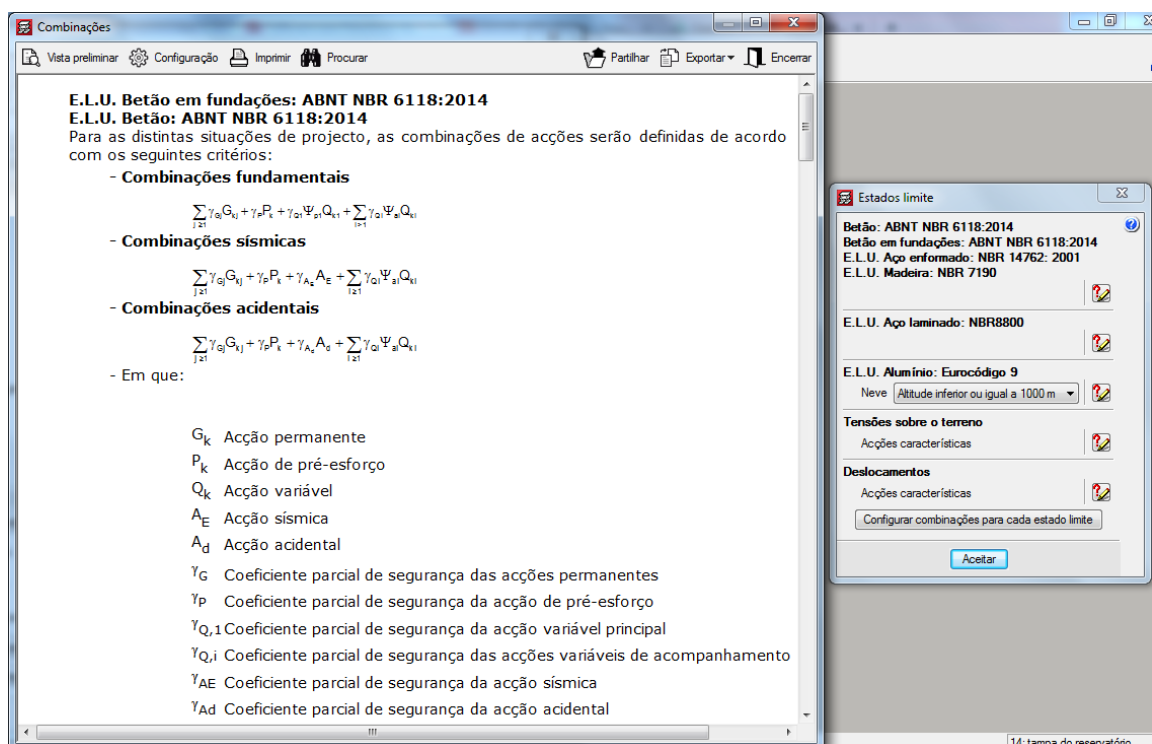
Aceitar

Fonte: Autor (2016)

c) *Ações variáveis, permanentes na estrutura e suas combinações*

Para as combinações de carregamento, o programa tem pré-definido, os fatores de combinação e coeficientes de ponderação seguindo as diretrizes da norma de concreto armado, podendo ter interferência do usuário. O programa fornece ao usuário a explicação das combinações de ações utilizadas no cálculo de dimensionamento, podendo ser visualizado na Figura 33.

Figura 33 – Combinações de ações

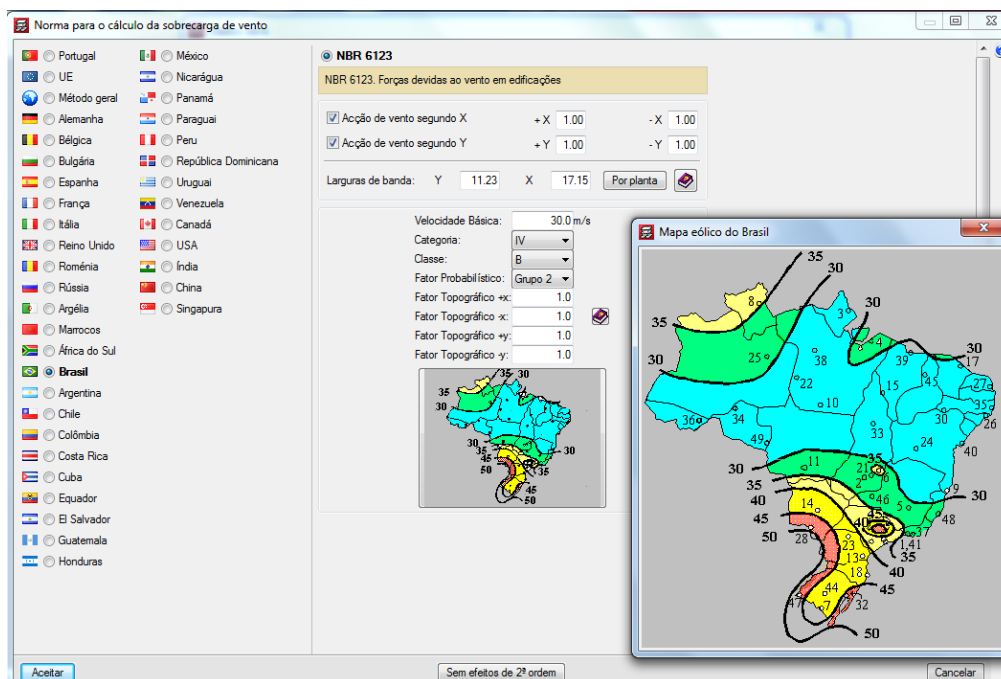


Fonte: Autor (2016)

d) *Ações do vento na estrutura*

De forma análoga ao Eberick, a aplicação da força do vento também é realizada de forma automática, basta que o modelo do edifício apresente suas dimensões claras. As configurações do vento serão as mesmas adotadas no itens 3.6 deste modelo. Expõe-se na Figura 34 a janela de configuração da carga devido ao vento presente no CypeCAD.

Figura 34 - Carga do vento no CypeCAD

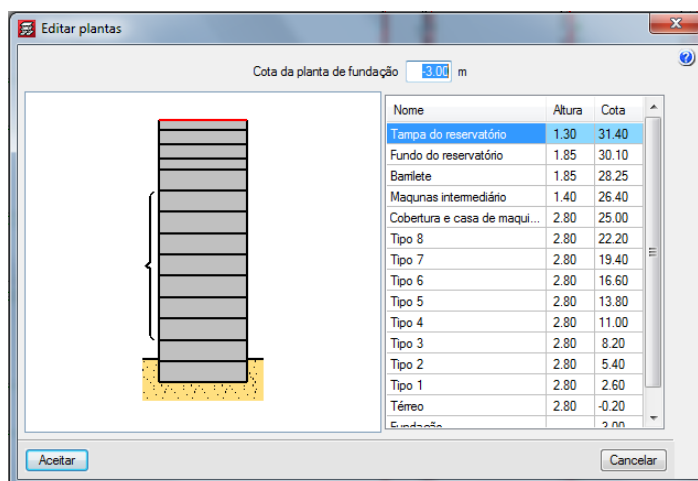


Fonte: Autor (2016)

e) Parâmetros de dimensionamento

Alguns dados iniciais, como o pé-esquerdo da edificação, quantitativos de pavimentos, e dados intrínsecos ao dimensionamento estrutural, dentre outros, devem ser inseridos inicialmente no programa para que o mesmo possa dar continuidade às demais etapas presentes no dimensionamento. Na Figura 35 estão presentes alguns dados iniciais, como pé-esquerdo, cota de fundação, dentre outros dados.

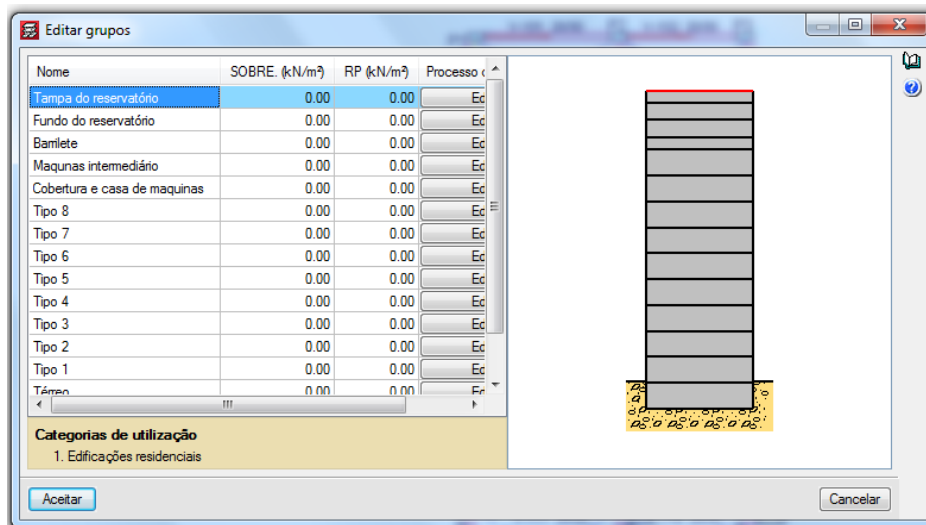
Figura 35 - Inserção de plantas e parâmetros



Fonte: Autor (2016)

Na criação e edição de grupos de pisos é definido o esquema vertical dos pavimentos da estrutura com o agrupamento daqueles semelhantes, por exemplo, o pavimento tipo. Tendo a opção de atribuir um carregamento de sobrecarga e de revestimento de paredes a cada pavimento, não precisando adicionar posteriormente essa sobrecarga, como mostrado na Figura 36.

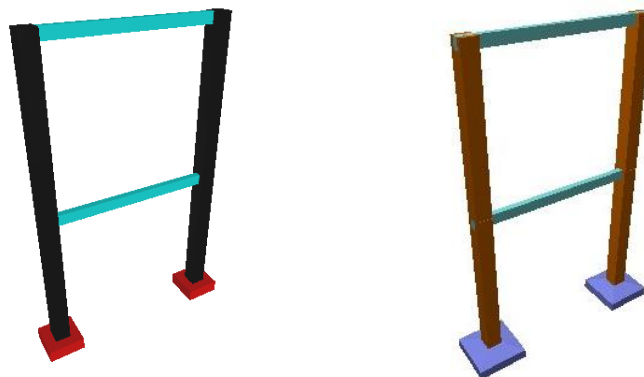
Figura 36 - Edição de grupos e suas cargas



Fonte: Autor (2016)

Caso seja adicionado o carregamento, o mesmo não só será atribuído às lajes desse pavimento, como também, para as vigas do mesmo, fazendo com que haja uma sobrecarga adicional nesse vigamento. Essa verificação foi feita utilizando-se de pórticos com as mesmas dimensões e propriedades, inseridos nos dois programas, como mostra a Figura 37.

Figura 37 - Pórtico do exemplo pelo Eberick e CypeCAD

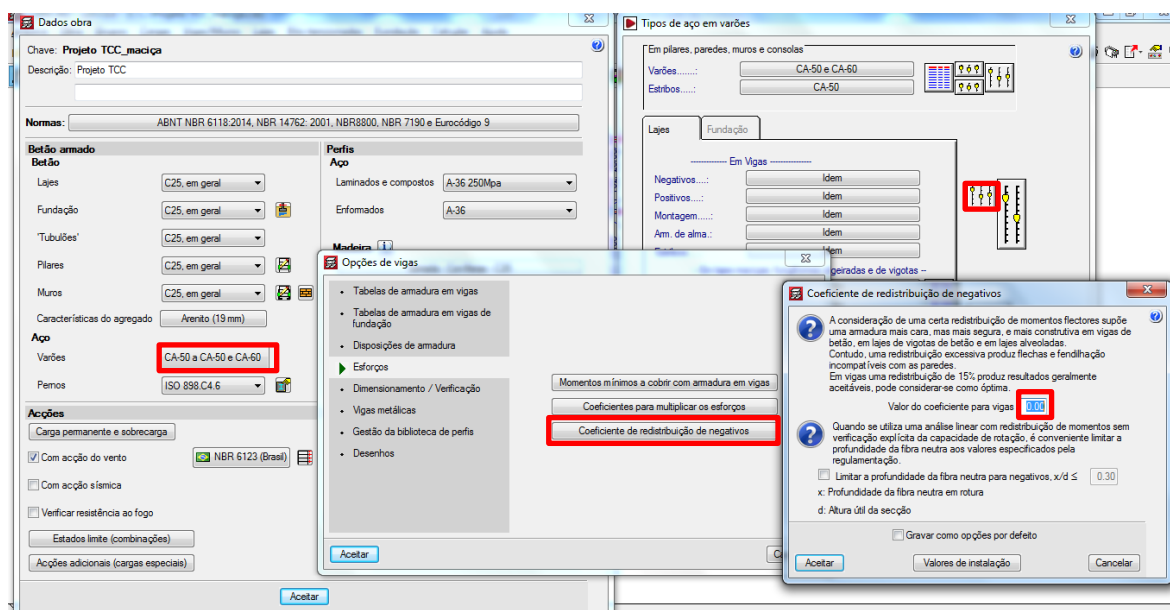


Fonte: Autor (2016)

Os grupos de pisos são criados para que as mesmas propriedades de um único pavimento seja possível de ser copiado para os demais pavimentos pertencentes ou não ao mesmo grupo. Fazendo isto, se tem maior velocidade na modelagem do edifício completo.

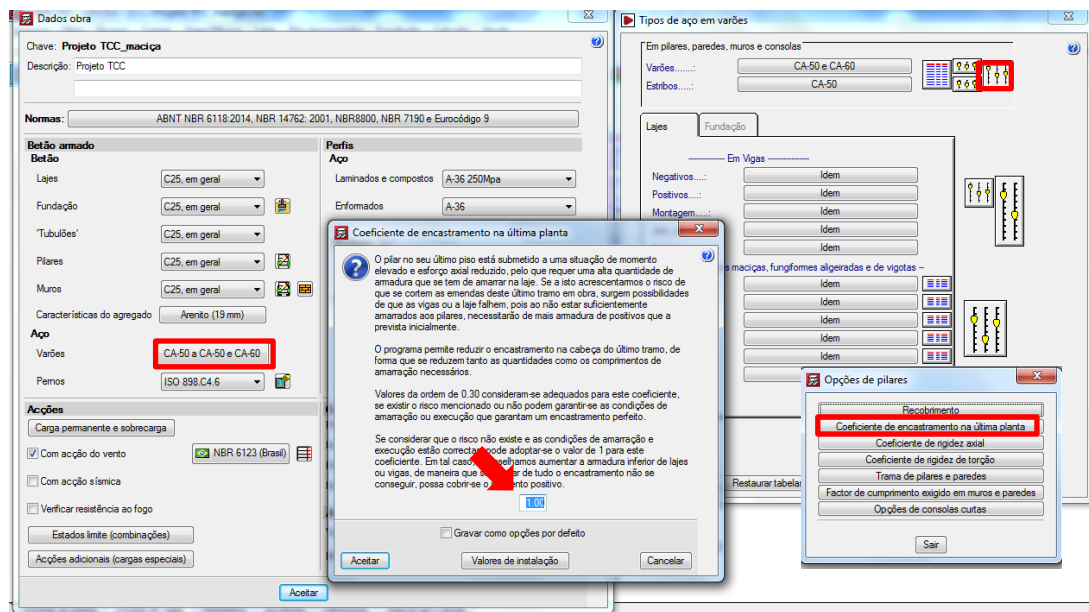
De modo a lançar uma estrutura semelhante a que foi projetada no Eberick, foi necessário alterar o coeficiente de redistribuição de negativos que estava com o valor de 15%, indo para 0% (Figura 38) e foi considerado o engastamento das vigas nos pilares presentes na última planta, modificando o fator multiplicativo do coeficiente de engastamento de 0,30 para 1,0 (Figura 39), considerando que as condições de execução na amarração das barras de aço estarão corretas. Utilizando-se como exemplo prático dessas alterações o pórtico exposto na Figura 37.

Figura 38 - Coeficiente de redistribuição de negativos



Fonte: Autor (2016)

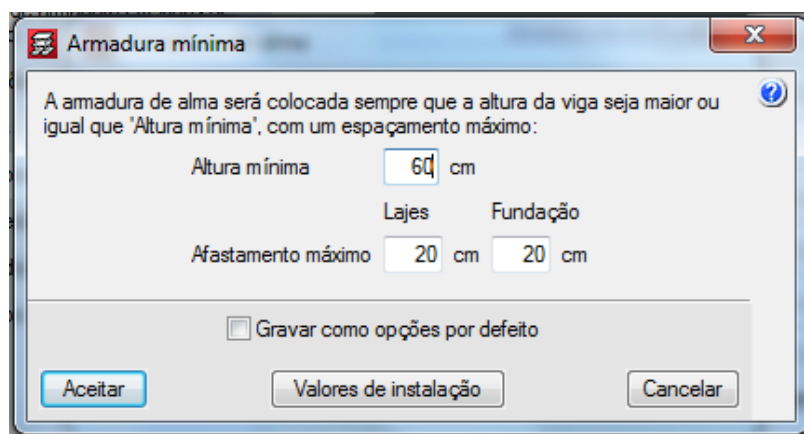
Figura 39 - Coeficiente de engastamento na última planta



Fonte: Autor (2016)

Em relação às configurações de armadura de pele, foi alterado o valor da altura mínima de 61 para 60 cm, conforme mostra na Figura 40, para que seja adicionada essa armadura nas vigas do CypeCAD ficando compatível com a modelagem feito no Eberick, que considera a altura mínima como sendo 60 cm. Essa armadura além de ter a função de minimizar a fissuração por tração do concreto e dar suporte a amarração do estribo, o seu peso, influenciará no orçamento de toda a obra.

Figura 40 - Armadura de pele em vigas

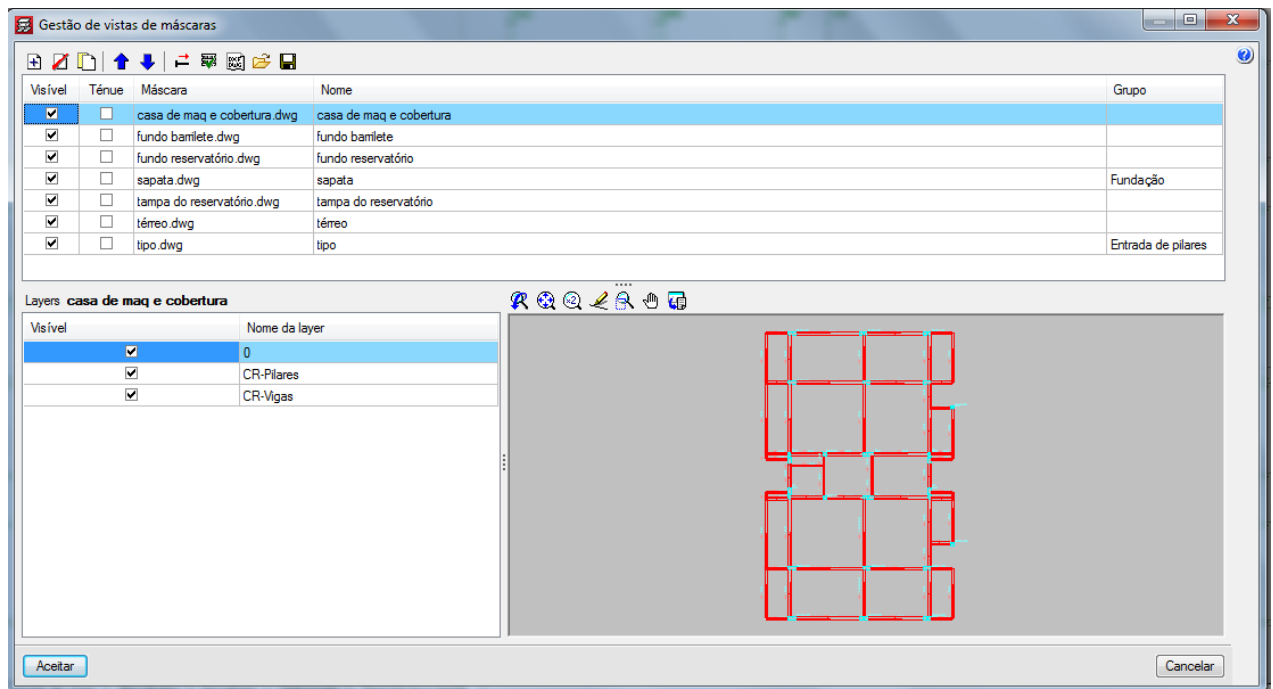


Fonte: Autor (2016)

f) Desenhos arquitetônicos

Quando se opta pela obra vazia, todos os elementos estruturais devem ser inseridos independentes, tendo-se o conhecimento dos vãos teóricos do pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Com a utilização do projeto arquitetônico (dwg/dxf), o processo de lançamento de estruturas torna-se mais eficiente, como pode-se verificar na Figura 41. Com isso, o usuário seleciona os arquivos dwg ou dxf para cada pavimento de modo que o desenho seja utilizado como uma máscara na modelagem da estrutura.

Figura 41 - Inserção de mascaras dwg/dxf



Fonte: Autor (2016)

Utilizou-se as plantas de forma obtidas no Eberick, de modo que a modelagem do edifício seja igual nas duas modelagens computacionais, conseqüentemente diminuindo os erros no dimensionamento, pois no Eberick estrutura já foi processada e analisada.

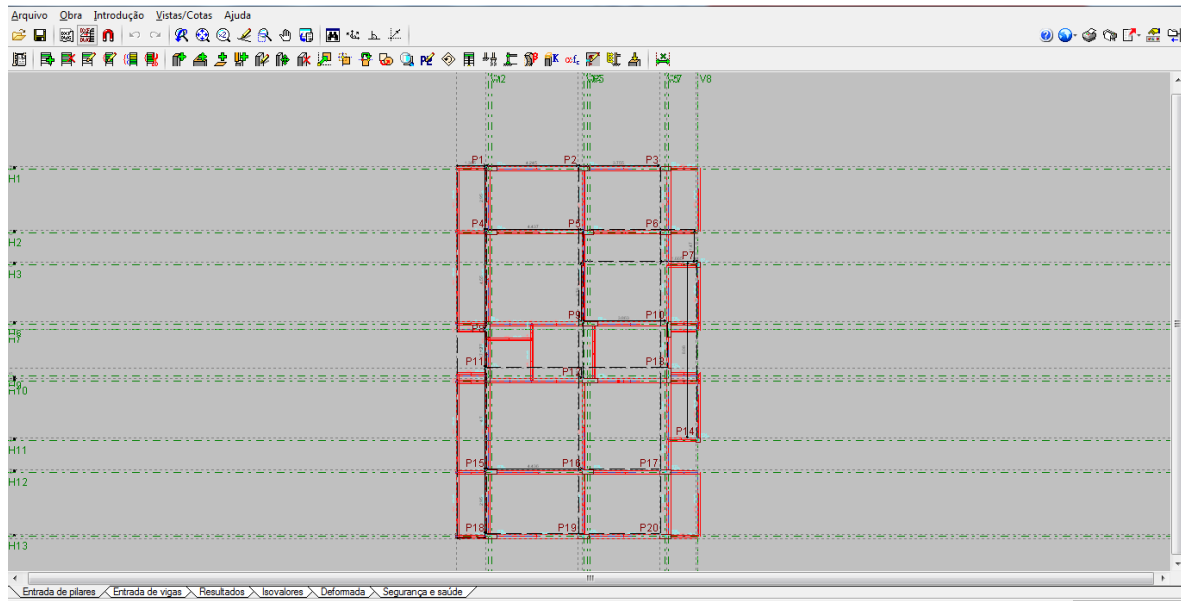
3.6.2 Dimensionamento no CypeCAD

Aqui serão mostradas de maneira geral, as etapas inerentes para a realização do projeto na estrutura do edifício em estudo no programa CypeCAD, tais etapas são as seguintes:

a) Elementos estruturais

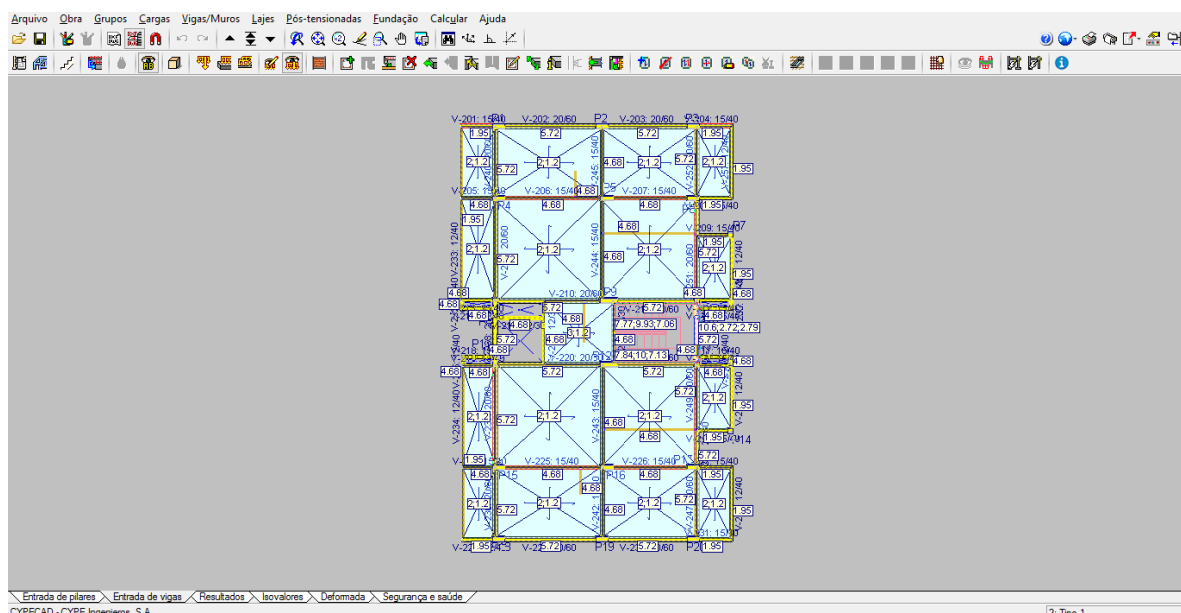
Nessa etapa, foram lançados todos os elementos estruturais, conforme o arquivo dwg/dxf do projeto arquitetônico previamente inserido nas abas “Entrada de pilares e Entradas de vigas” do programa, como é mostrado nas Figuras 42 e 43.

Figura 42 - Inserção dos pilares da estrutura



Fonte: Autor (2016)

Figura 43 - Inserção das vigas, lajes, paredes e carregamentos da estrutura



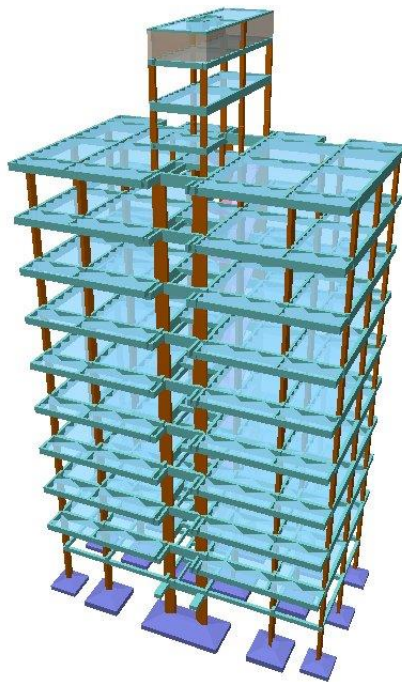
Fonte: Autor (2016)

O programa fornece vários tipos de vigas conforme a seu posicionamento em relação à laje (viga alta, embutida, de fundação, invertida, etc), precisando somente atribuir de antemão a dimensões da mesma. Com o seu lançamento de maneira simples e prática, esse software apresenta em sua barra de tarefas com opções de edição e ajustes nas vigas, como também, opções de vinculação e ajuste dessas em função do desenho arquitetônico.

b) Visualização do pórtico espacial da estrutura e seu alinhamento

Após a inserção dos elementos estruturais, a estrutura poderá ser visualizada em 3D (Figura 44), facilitando ao usuário a identificação dos diversos elementos estruturais e possíveis irregularidades geométricas na estrutura, possibilitando assim corrigi-la.

Figura 44 - Pórtico 3D



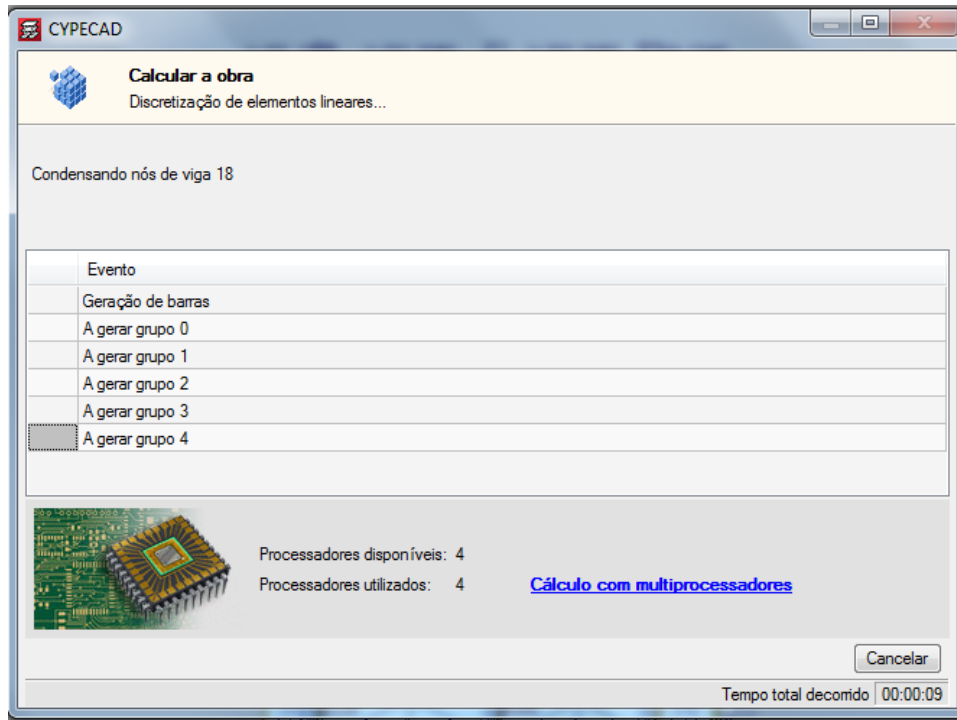
Fonte: Autor (2016)

3.6.3 Análise da estabilidade global

Após o termino de dimensionamento dos elementos estruturais, deve-se processar os esforços da estrutura, podendo ou não, processar a fundação que será em sapata isolada. Na Figura 45, está janela de processamento estrutural, onde é mostrado todas as etapas de cálculo

executadas. Cabe aqui ressaltar que a análise de estabilidade global da estrutura e a não linearidade geométrica P-Delta é utilizada.

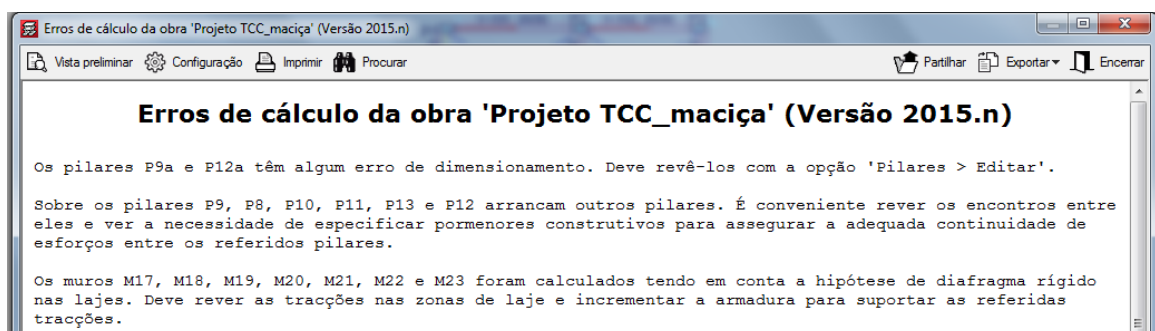
Figura 45 - Janela de processamento da estrutura



Fonte: Autor (2016)

Após o processamento da estrutura, deve-se avaliar as irregularidades encontradas, analisando os esforços em cada componente estrutural que compõe cada pavimento e, por fim, ajustar ou corrigir qualquer irregularidade existente, modificando as dimensões dos elementos estruturais caso seja necessário. Na Figura 46, pode-se verificar o relatório de avisos/erros emitido pelo programa, e assim analisar as providências para as devidas correções.

Figura 46 - Relatório de erros



Fonte: Autor (2016)

4 RESULTADOS E DISCURSÃO

Serão apresentados a seguir os resultados encontrados para os dois edifícios calculados conforme cada programa utilizado neste trabalho. Os resultados obtidos para os diversos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) serão expressos em função de carregamentos, esforços e detalhamento. Serão apresentados aqui por questões de quantidade de itens analisados, apenas algumas situações, comparando-se os resultados dos dois programas. Apesar da modelagem da estrutura ter sido a mesma, com as mesmas características físicas, geométricas e de carregamento semelhantes, os esforços gerados pelo CypeCAD e Eberick, possuem algumas variações. Tais variações são devidas provavelmente ao método de cálculo utilizado que difere de um para o outro. Durante as etapas de dimensionamento, muitos parâmetros devem ser alterados, a fim de tornar os seus resultados mais próximos.

Um dos motivos que tornam estes dois programas diferentes, está no fato do CypeCAD basear-se seus cálculos no Método dos Elementos Finitos (MEF), que considera a não linearidade física dos elementos ou a fissuração do concreto, enquanto o Eberick se baseia no Método Matricial de Rigidez Direta. (MORAIS, 2014)

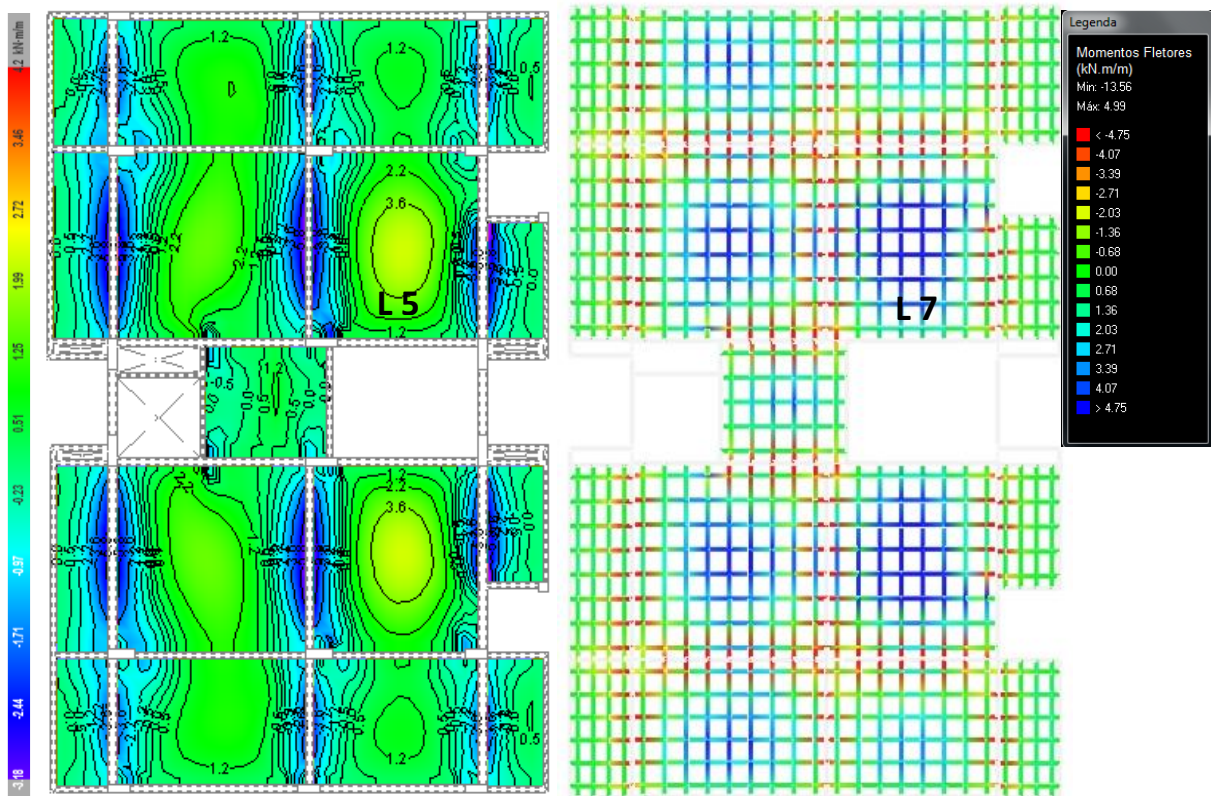
a) Análise do Painel de Lajes – Pavimento-tipo

Serão abordados os resultados em termos de esforços (momentos e esforços cortantes) e deslocamentos do pavimento-tipo de consiste de 17 lajes. Todas as lajes possuem geometria retangular, e particularmente nesse estudo será dada ênfase as lajes L7, calculada no Eberick e a laje L5 calculada no CypeCAD, cuja as dimensões e carregamento são as maiores presentes no painel. Apresenta-se também neste item, as armaduras necessárias para suportar esses esforços.

- *Momentos fletores*

Nas Figuras 47 e 48, é possível observar graficamente os momentos fletores presentes em todo o painel de lajes em estudo, destacando-se as lajes L5 e L7. É possível verificar que a visualização dos esforços no CypeCAD apresenta-se como mapa de isovalores, enquanto que no Eberick a forma de apresentação é diferente, comportando-se como uma grelha de isovalores, em ambas representações os valores dos esforços são representados por legendas de cores.

Figura 47 - Momentos fletores nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD na direção X e Eberick

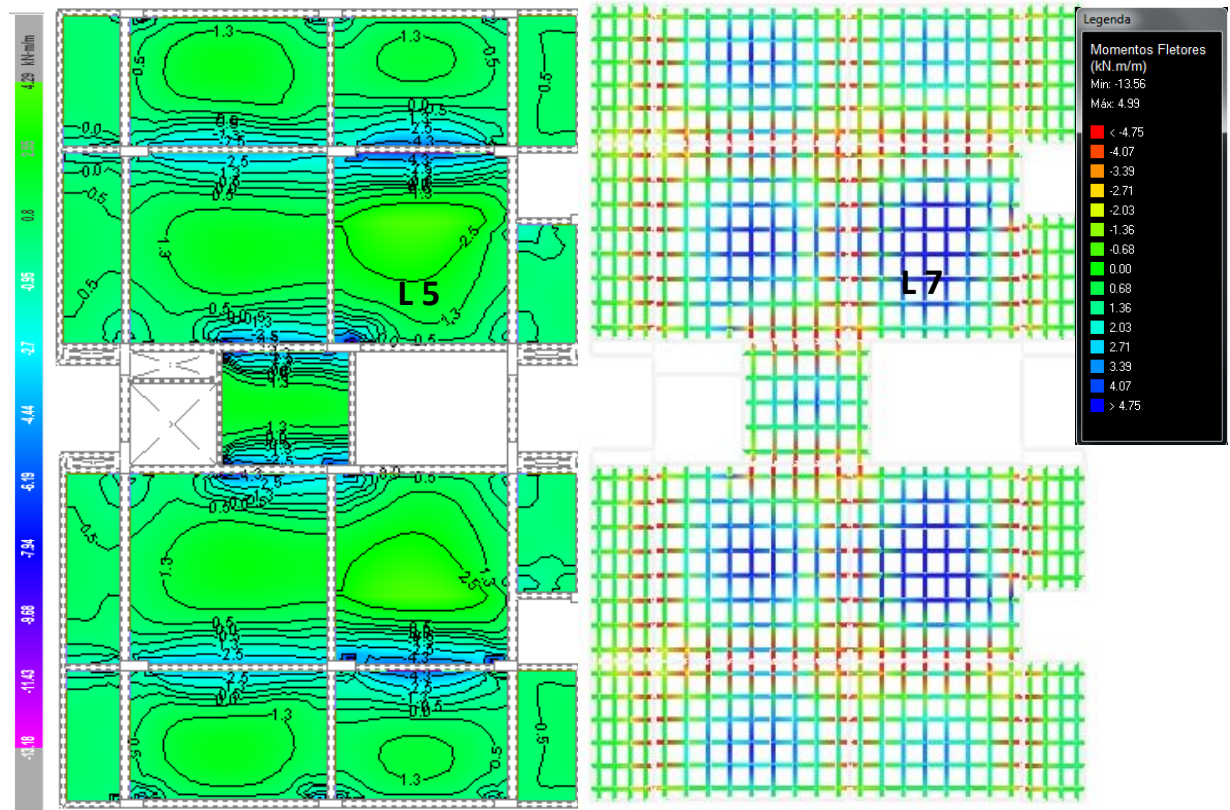


Fonte: Autor (2016)

Na Figura 47, apresenta-se o resultado do mometo fletor na direção X apresentado pelo CypeCAD e o momento fletor nas das direções (X,Y) apresentado pelo Eberick. Os valores de momento fletor são praticamente iguais nos dois programas e o máximo calculado para as lajes L5 e L7, foi de aproximadamente 4,2 kN.m encontrado no Eberick.

Na Figura 48, apresenta-se o resultado do mometo fletor na direção Y apresentado pelo CypeCAD e o momento fletor nas das direções (X,Y) apresentado pelo Eberick.

Figura 48 - Momentos fletores nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD na direção Y e Eberick

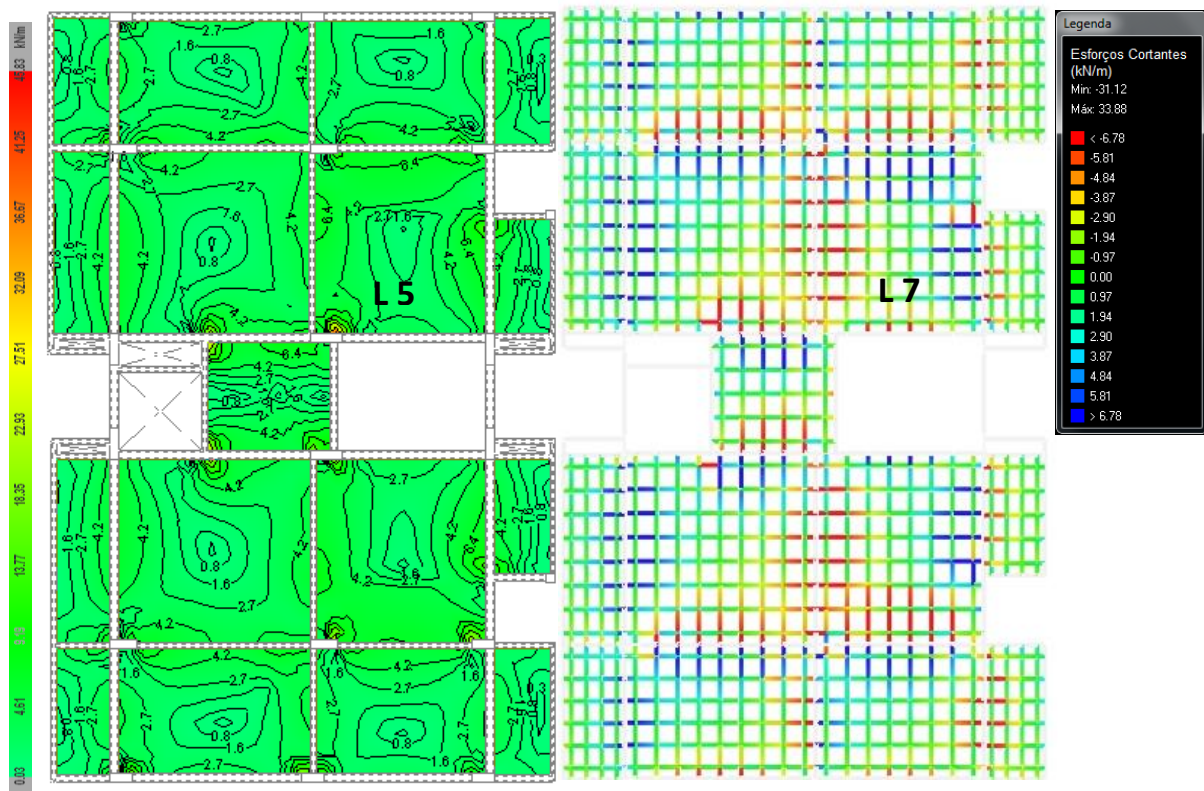


Fonte: Autor (2016)

- *Esforço cortante*

Na Figura 49 apresenta-se a distribuição dos esforços cortantes calculados para o painel de lajes através dos dois programas. Verifica-se que o valor máximo de cortante para a laje em estudo é 45,83 kN para o Cypecad, sendo o valor de máximo de 33,88 kN para o programa Eberick.

Figura 49 - Esforço cortante do Tipo 1 no CypeCAD e no Eberick

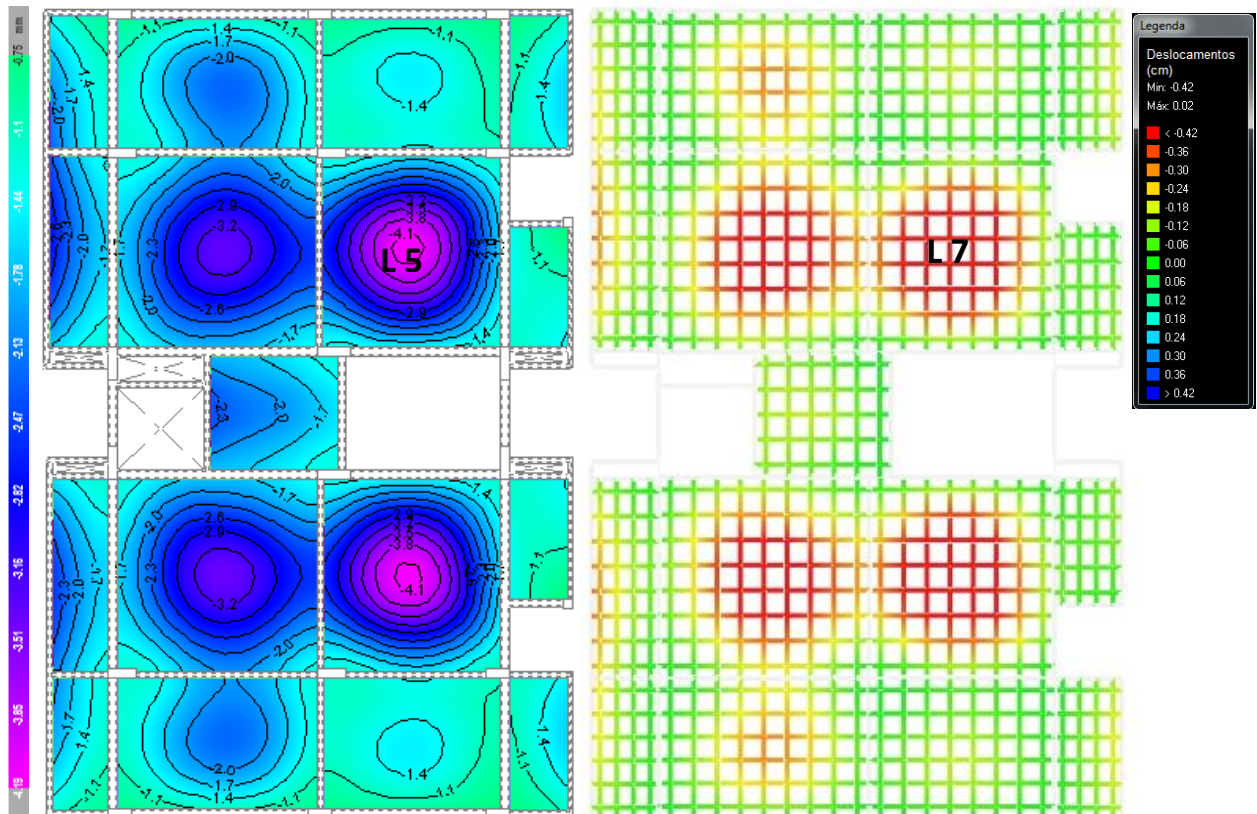


Fonte: Autor (2016)

- *Deslocamentos*

No que se refere aos deslocamentos, o máximo encontrado nos dois programas estão praticamente iguais. O Eberick apresentou um máximo de 0,42 cm, enquanto CypeCAD apresentou 0,419 cm, além de uma distribuição de deslocamento ao longo dos elementos estruturais semelhantes, como pode-se verificar na Figura 50.

Figura 50 - Deslocamentos nas lajes do Tipo 1 no CypeCAD (mm) e Eberick (cm)

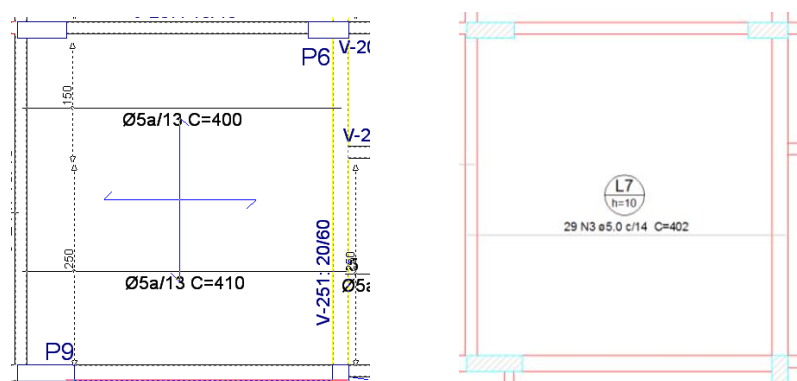


Fonte: Autor (2016)

- *Armadura*

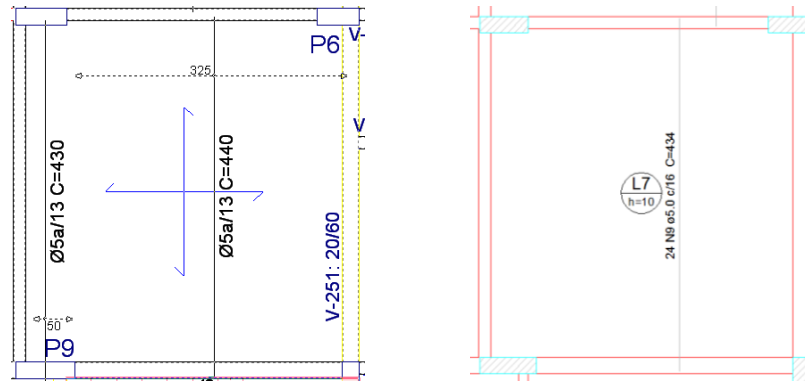
Nas Figuras 51 a 52, encontra-se a disposição das armaduras longitudinais positivas ao longo das lajes L7, presente no Eberick, e a L5, presente no CypeCAD. Percebe-se que há uma variação na disposição das armaduras entre os programas, variando comprimento, espaçamento entre as barras, porém a área de armadura dimensionada e a mesma.

Figura 51 - Armadura longitudinal positiva na direção X no CypeCAD e Eberick



Fonte: Autor (2016)

Figura 52 - Armadura longitudinal positiva na direção Y no CypeCAD e Eberick



Fonte: Autor (2016)

No quantitativo de consumo de concreto, os resultados obtidos entre os programas são iguais, porém no que se refere à armadura, os programas fazem considerações diferentes além da adoção de diâmetros distintos. O Eberick utiliza um maior número de barras de aço, o que explica o maior peso, cerca de 21% a mais em relação ao CypeCAD, de acordo com os dados presentes na Tabela 1.

Tabela 1 - Quantitativo geral das lajes do Tipo 1

Quantitativos das lajes no Tipo 1			
	Vol. Concr. em m ³	Aço em kg(+10%)	Aço/m ³
CypeCAD	14,44	796	55,12
Eberick	14,6	638	43,70
Eberick x CypeCAD	1,11%	-19,85%	-20,73%

Fonte: Autor (2016)

b) Análise da Viga

Serão abordados os resultados dos momentos fletores e deslocamentos do vigamento V29, presente no Eberick e o vigamento V947 a V952, presente no CypeCAD, que representam o mesmo vigamento com nomenclaturas diferentes.

- *Momento fletor*

Os valores de momento fletor analisados serão os máximos e mínimos presentes nos encontros dos pilares ou entre os mesmos. Na Figuras 53 e 54 está presente a envoltória do momento fletor do vigamento em estudo, imposta pelo carregamento permanente e o variável seguindo as combinações de cálculo. Nessa envoltória, suas linhas representam valores máximos e mínimos de momento combinado.

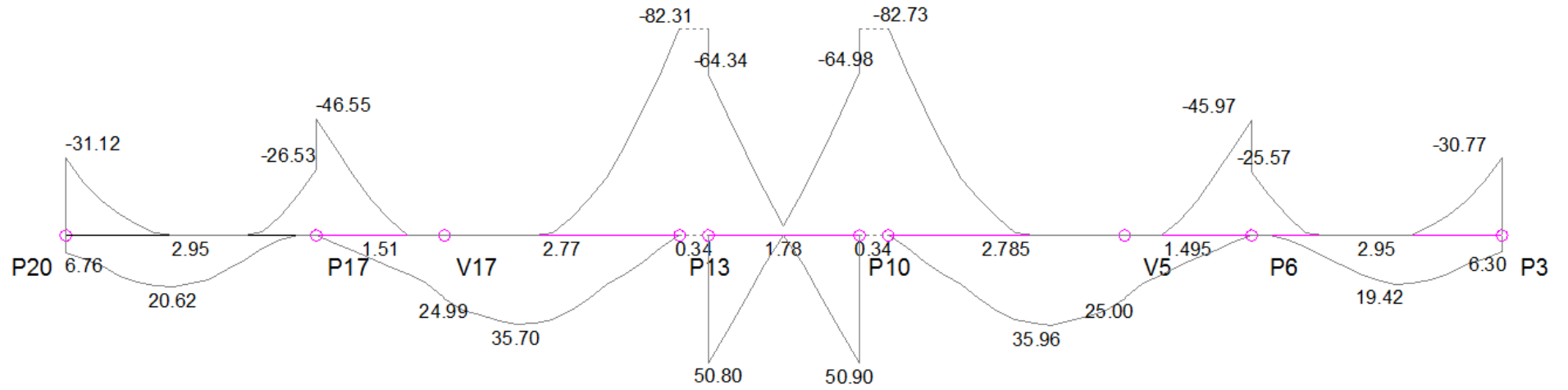
Em geral, há pouca variação entre os momentos fletores, sendo o momento fletor que mais se difere dos demais é o presente no pilar 20 (P20), essa distinção é somente de 12%, enquanto os demais variam entre -2 e 6%, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Valores de momento fletor da viga V344 a V345 (CypeCAD) e a V27 (Eberick)

Momento fletor de Cálculo(kN.m)			
	Eberick	CypeCAD	Eberick x CypeCAD
P20	-31,12	-27,8	12%
P17-P20	20,62	19,48	6%
P17	-46,55	-45,61	2%
P13-P17	35,7	34,49	4%
P13	-82,31	-80,83	2%
P10	-82,73	-83,35	-1%
P6-P10	35,96	34,85	3%
P6	-45,97	-46,86	-2%
P3-P6	19,42	19,18	1%
P3	-30,77	-29,08	6%

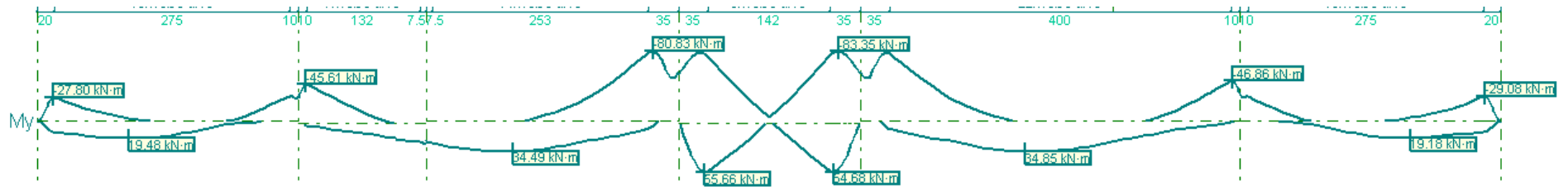
Fonte: Autor (2016)

Figura 53 - Momento fletor na V29 (Eberick) em kN.m



Fonte: Autor (2016)

Figura 54 - Momento fletor da V947 a V952 (CypeCAD) em kN.m



Fonte: Autor (2016)

- *Flecha*

Nas Figuras 55 e 56, está a representação das flechas do vigamento V29, presente no Eberick e o vigamento V947 a V952, presente no CypeCAD. Os valores analisados dessas flechas serão as presentes aos encontros da viga nos pilares.

Como pode-se observar na Figura 55, nos pontos onde estão os pilares, há um deslocamento, então no Eberick o deslocamento do pilar é contabilizado, além da flecha deferida representada na flecha total.

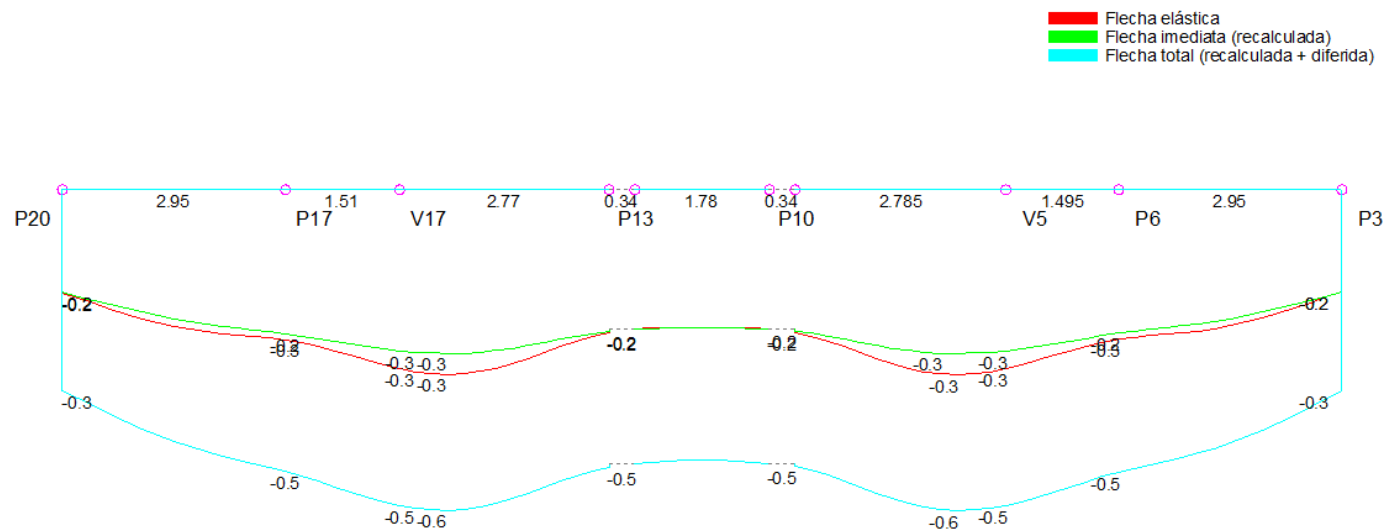
Na Figura 55, a flecha imediata recalculada é aquela após a inserção das armaduras na viga, onde há um aumento na sua rigidez.

Na Figura 56, tem-se que:

- A flecha inst. é a flecha imediata;
- A flecha inf. é a flecha indeferida;
- A flecha act. é a flecha total (imediata+ indeferida).

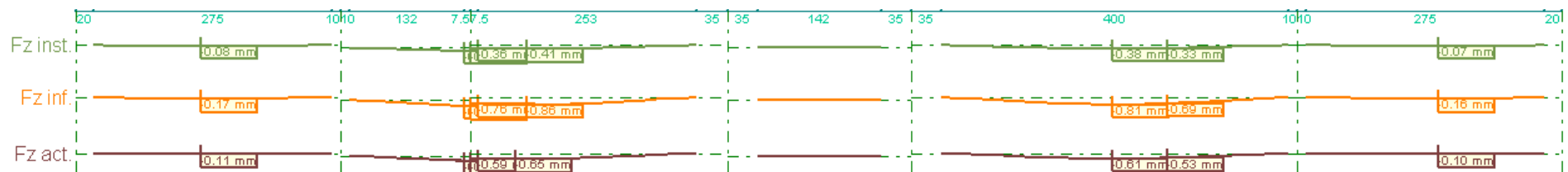
As maiores flechas são encontradas entre os pilares P17 e P13, nos dois programas atingindo um maior valor no CypeCAD, valor correspondente a 0,65 mm.

Figura 55 - Flechas na V29 no Eberick (mm)



Fonte: Autor (2016)

Figura 56 - Flechas da V947 a V952 no CypeCAD (mm)

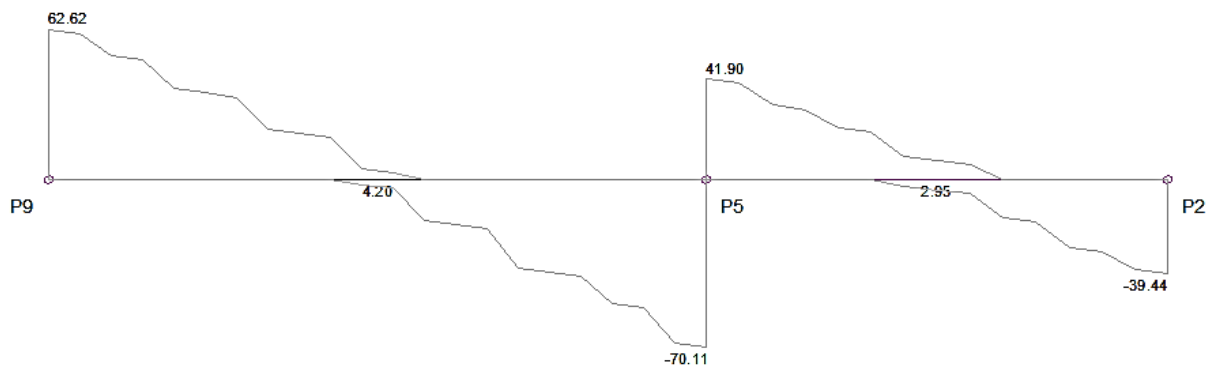


Fonte: Autor (2016)

- *Esforço cortante*

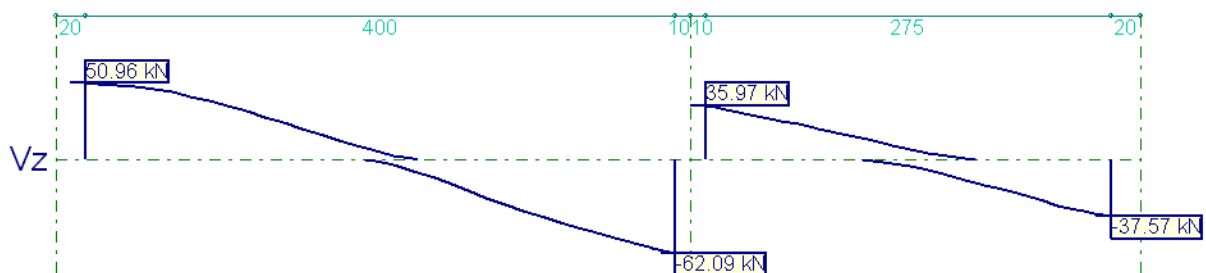
Serão abordados os resultados dos esforços cortantes e a armadura do vigamento V27, presente no Eberick e o vigamento V344 e V345, presente no CypeCAD, que representam o mesmo vigamento com nomenclaturas diferentes. Nas Figuras 57 e 58, está presente o diagrama dos esforços cortantes em que a viga analisada está submetida. A comparação dos valores de esforço cortante serão os máximos e mínimos presentes no encontro de pilares e vigas.

Figura 57 - Esforço cortante na V27 no Eberick (kN)



Fonte: Autor (2016)

Figura 58 - Esforço cortante da V344 a V345 no CypeCAD (kN)



Fonte: Autor (2016)

Diferentemente dos momentos fletores, houve uma variação considerável no eixo central dessa viga. Os maiores esforços cortantes estão presentes no pilar P5, nos dois programas. Sendo que o máximo está presente no programa Eberick, com o valor de -70,11 kN, conforme os valores presentes na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores do esforço cortante da viga V344 a V345 (CypeCAD) e a V27(Eberick)

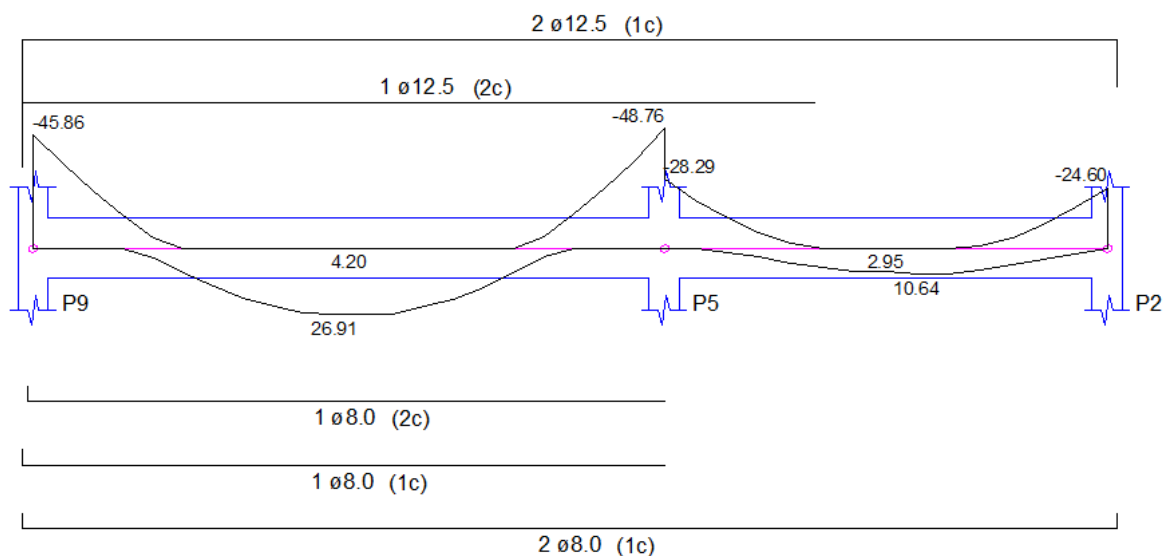
Esforço Cortante de Cálculo(kN)			
	Eberick	CypeCAD	Eberick x CypeCAD
P9	62,62	50,96	23%
P5-	-70,11	-62,09	13%
P5+	41,9	35,97	16%
P2	-39,44	-37,57	5%

Fonte: Autor (2016)

- *Armadura longitudinal*

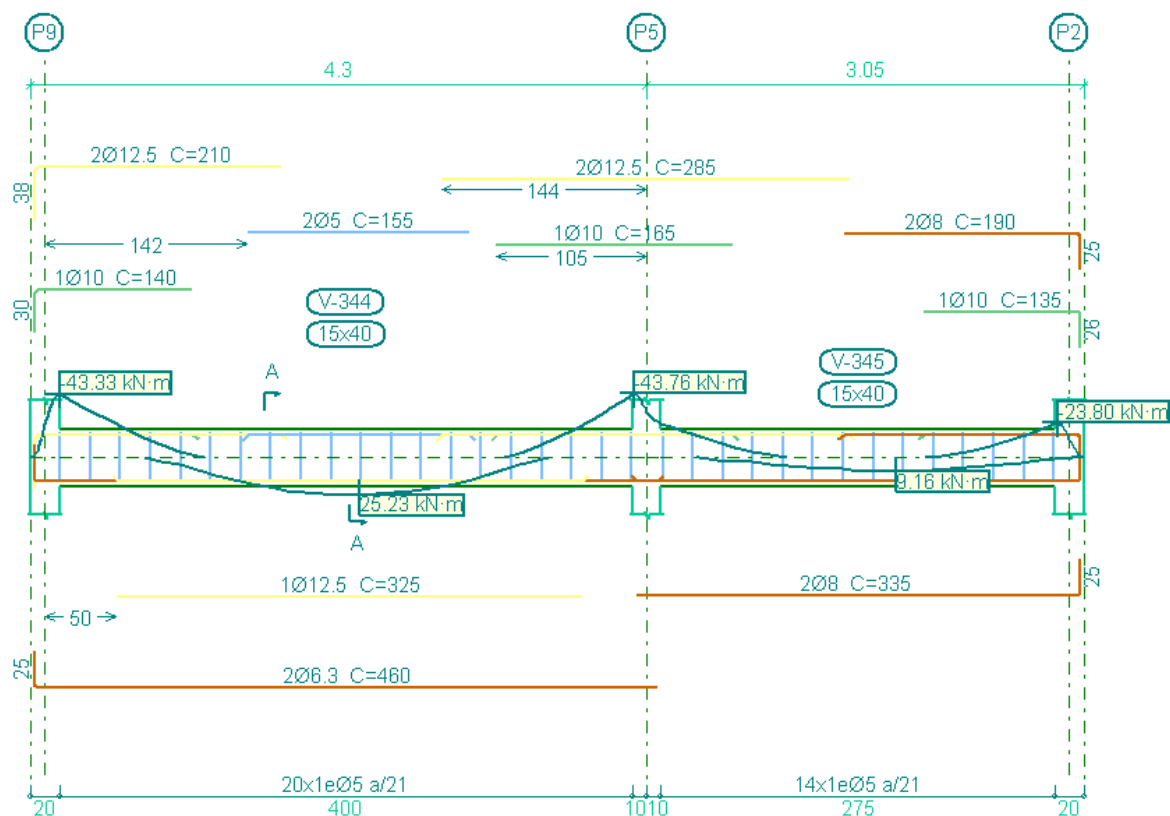
Tanto o CypeCAD quanto o Eberick detalham as armaduras levando em consideração que o comprimento máximo de um vergalhão é 12 m. A disposição da armadura dimensionada por esses programas, estão expostas nas Figuras 59 e 60.

Figura 59 - Armadura longitudinal da viga V29



Fonte: Autor (2016)

Figura 60 - Armadura da V947 a V952 (CypeCAD)



Fonte: Autor (2016)

O Eberick descreve o quantitativo de armadura e o volume de concreto por elemento estrutural individualmente, como também o da obra inteira. Analogamente, o CypeCAD também disponibiliza essas informações sobre cada elemento estrutural ou sobre o pórtico em que esses elementos estão inseridos ou a obra inteira. O comparativo das vigas em estudo será mostrado na Tabela 4.

No que se refere ao volume de concreto, não há variação entre os dois programas. Porém no quantitativo de armadura, segundo os dados presentes na Tabela 4, o CypeCAD apresenta o menor peso de aço, cerca de 40% a menos em comparação ao Eberick, por ter um maior número de barras que contemplam toda a viga.

Tabela 4 - Comparativo de materiais entre as vigas

Quantitativos da viga			
	Vol. Concr. em m ³	Aço em kg	Aço/m ³
CypeCAD	0,44	27,5	62,50
Eberick	0,44	39,2	89,09
Eberick x CypeCAD	0,00%	42,55%	42,55%

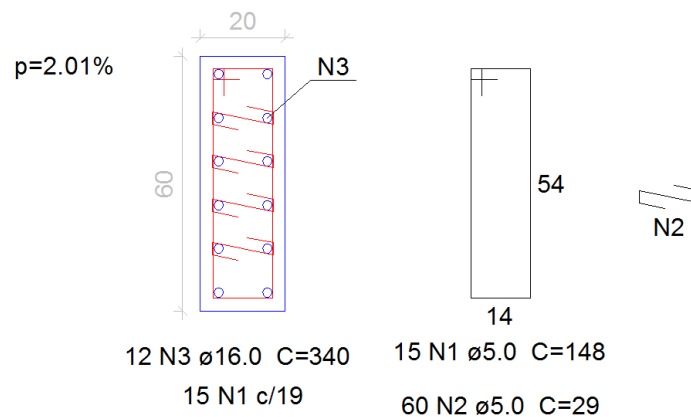
Fonte: Autor (2016)

c) Análise do Pilar

O pilar analisado será o P5, presente no Eberick e no CypeCAD, onde será mostrado o detalhamento e quantitativo de armadura desse pilar.

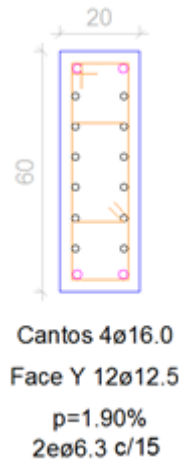
Analizando o detalhamento do pilar ao passar no pavimento Tipo 1, que corresponde ao segundo pavimento do edifício, tem-se um menção do comportamento do mesmo ao longo de sua prumada, como mostrado nas Figuras 61 e 62.

Figura 61 - Detalhamento pilar P5 no Tipo 1(Eberick)



Fonte: Autor (2016)

Figura 62 - Detalhamento pilar P5 no Tipo 1(CypeCAD)



Fonte: Autor (2016)

Nota-se que o CypeCAD adota um arranjo diferente da armadura na direção vertical, porém a área de armadura dimensionada são as mesmas nos dois programas. O CypeCAD apresenta um maior número de barras de menor diâmetro, enquanto o Eberick opta por um número menor de barras, porém com diâmetros maiores. No que se refere ao estribo, o espaçamento desses no CypeCAD é menor, cerca de 15 cm. Há aproximadamente 10% de diferença na taxa de armadura entre os dois programas.

O programa fornece as informações de quantitativos por pavimento. Abaixo na Tabela 5 será expresso o quantitativo referente ao primeiro pavimento.

Tabela 5 - Quantitativos do pilar P5 no tipo 1

Quantitativos pilar P5 no Tipo 1			
	Vol. Concr. em m ³	Aço em kg(+10%)	Aço/m ³
CypeCAD	0,58	162,4	280,00
Eberick	0,62	163,4	263,55
Eberick x CypeCAD	6,90%	0,62%	-5,88%

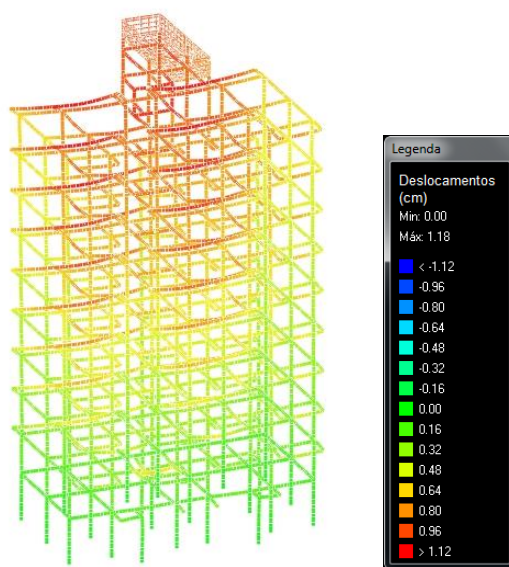
Fonte: Autor (2016)

Segundo as informações presentes na Tabela 5, o pilar no Eberick consome um maior volume de concreto juntamente com um maior peso de aço em relação ao pilar no CypeCAD com as mesmas dimensões. No que se refere ao volume, essa diferença ocorre devido às alturas consideradas no cálculo serem distintas.

d) Comportamento global da estrutura

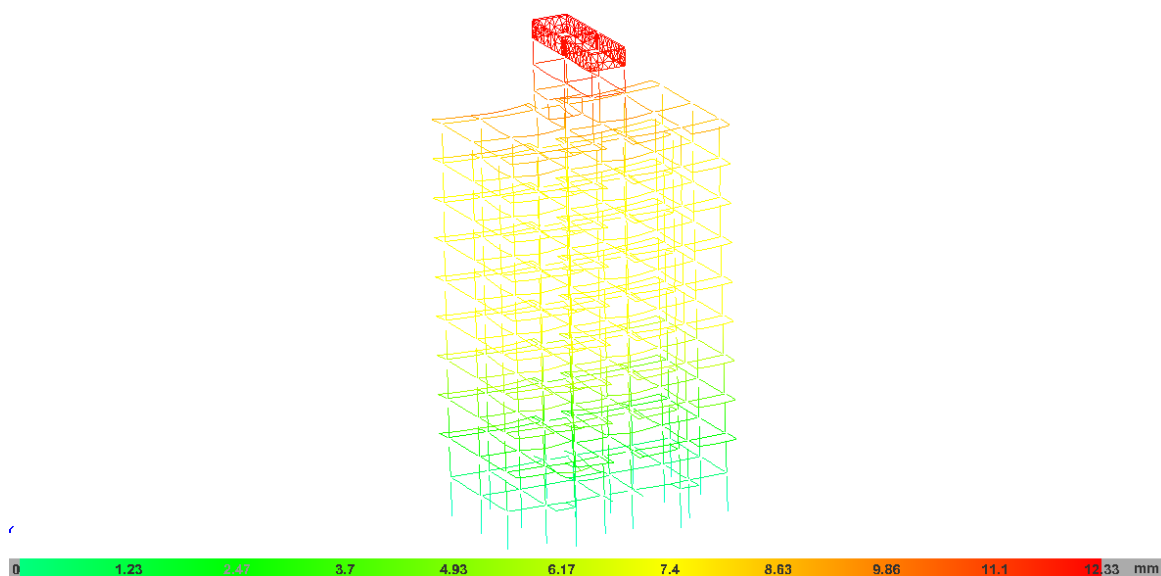
Nas Figuras 63 e 64, encontra-se a variação dos deslocamentos sofridos em toda a estrutura, pelos dois programas, que levam em consideração os carregamentos verticais e horizontais sofridos pela mesma.

Figura 63 – Deslocamento da estrutura (Eberick)



Fonte: Autor (2016)

Figura 64 - Deslocamento da estrutura (CypeCAD)



Fonte: Autor (2016)

É importante analisar os deslocamentos globais ocorridos pela estrutura, devido à ação de cargas horizontais que atuam na mesma e que podem gerar deslocamentos excessivos que podem comprometer a estrutura. Nos dois programas, os deslocamentos são aceitáveis segundo critérios previstos na ABNT NBR 6118(2014).

e) Quantitativo Geral

No que se refere ao quantitativo de materiais consumidos pela superestrutura do edifício, segue um resumo com o comparativo entre os programas na Tabela 6.

Tabela 6 -- Quantitativos gerais

Quantitativos Gerais			
	Vol. Concr. em m ³	Aço em kg(+10%)	Aço/m ³
CypeCAD	336,13	25335	75,37
Eberick	353,2	24682	69,88
Eberick x CypeCAD	5,08%	-2,58%	-7,29%

Fonte: Autor (2016)

Em geral, analisando a Tabela 6, verificou-se que não houve praticamente nenhuma diferença de consumo de aço e volume de concreto entre esses dois programas. Tendo em vista que os valores de peso de aço apresentados, ainda possuem 10% de perdas. Assim os dois programas estudados apresentam a mesma viabilidade econômica.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O uso de programas de análise e cálculo estrutural é hoje uma ferramenta indispensável nos escritórios de engenharia, pois ajudam na competitividade frente ao mercado de trabalho devido ao aumento de produtividade nos projetos estruturais, maiores análises e considerações de ações que podem vir a atuar na estrutura.

Mesmo com um sistema automatizado no dimensionamento estrutural, um nível de conhecimento técnico e normativo é exigido do usuário, tornando-o apto a solucionar erros que podem ocorrer durante esse processo.

Apesar de ter literatura vasta sobre a utilização desses programas, detalhes importantes utilizados durante o dimensionamento, não são de fácil ajuste e compreensão, forçado o engenheiro a utilizá-lo e seguir num estudo prático, buscando suporte no próprio programa como também a empresa responsável.

Neste trabalho foram analisados alguns elementos estruturais escolhidos do edifício, analisando-se esforços, deslocamentos e a armadura dimensionada.

Os esforços analisados tiveram pequenas diferenças, destacam-se os valores dos momentos fletores atuantes na viga em estudo que variaram cerca de 12 %, além dos deslocamentos sofridos pelas lajes que foram iguais. Outro fator importante está no quantitativo consumido de concreto e aço em toda a estrutura, o Eberick apresentou 24682 kg de aço e 353,2 m³ de concreto para a superestrutura, enquanto o CypeCAD apresentou 25335 kg e 336,13 m³, resultando em uma diferença de 2,58% para o aço e 5,08% para o concreto.

De fato, nota-se que os programas de cálculo e dimensionamento estrutural auxiliam o engenheiro nos projetos, entretanto, não substituem o papel do engenheiro, ficando ele responsável pela tomada de decisão diante de problemas que podem surgir nas etapas de dimensionamento, seguindo as normas técnicas vigentes, além de conhecimentos adquiridos durante a sua experiência profissional.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir serão apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Análise comparativa entre os esforços provindos do dimensionamento de elementos estruturais utilizando programas e o cálculo analítico desse dimensionamento;
- Utilização dos programas aqui utilizados no suporte para pesquisas na área de estruturas;
- Analisar comparativa entre as cargas atuantes devido ao vento, utilizando-se os coeficiente de pressão externos, e internos e o cálculo desenvolvido pelos programas Eberick e CypeCAD;
- Análise comparativa do dimensionamento entre os programas aqui utilizados e outros softwares de cálculos estruturais;
- Simulação do comportamento da estrutura de um edifício sob ação de sismos, utilizando o CypeCAD e o SAP2000.

REFERÊNCIAS

ALTOQI. Disponível em: < <http://www.altoqi.com.br/institucional>>. Acesso em : 25 de outubro de 2015.

ALTOQI. Disponível em: < <http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v8#overview-tab>>. Acesso em: 25 de outubro de 2015.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado: Um exemplo completo**. Vol. 1; 2 ed. Rio Grande: Ed. Dunas, 2009.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto**. Vol. 1; 3 ed. Rio Grande: Ed. Dunas, 2010.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. NBR 7480**. Rio de Janeiro, 2007, p. 13.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. NBR 8681**. Rio de Janeiro, 2004, versão corrigida, p. 18.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Cargas para cálculos de estruturas. NBR 6120**. Rio de Janeiro, 1980, p. 5.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. NBR 12142**. Rio de Janeiro, 2010, p. 5.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. NBR 7222**. Rio de Janeiro, 2010, p. 5.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. NBR 8522**. Rio de Janeiro, 2008, p. 16.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova. NBR 5739**. Rio de Janeiro, 2007, p. 9.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. NBR 5738**. Rio de Janeiro, 2003, p. 9.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações. NBR 6123**. Rio de Janeiro, 1988, p. 66.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Instalação predial de água fria. NBR 5626**. Rio de Janeiro, 1998, p. 41.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2014, p. 238.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200.** Rio de Janeiro, 2012, p. 48.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. NBR 15421.** Rio de Janeiro, 2006, p. 26.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula: lajes de concreto.** Bauru, São Paulo, 2005.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula: vigas de concreto.** Bauru, São Paulo, 2006.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E. DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 88p, 2009.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. F. **Cálculo e dimensionamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118: 2003. 3 ed. São Carlos: Ed. EdUFSCar, 2007.

CYPE. Disponível em: < http://www.cype.pt/cype_ingenieros/>. Acesso em :13 de julho de 2016.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado:** Projeto estrutural de edifícios. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas (Notas de aula), São Carlos, 2007.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** Cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1 ed. São Paulo: Ed. PINI, 2007. LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47, Olinda. **Anais...** Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2005.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 2011. Dissertação de mestrado para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Engenharia Civil (Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MORAIS, J. C. P.; **Estudo comparativo das configurações e resultados entre os programas CypeCAD e Eberick para dimensionamento de estrutura em concreto armado:** Quais as fundamentais ações que dependem diretamente do profissional para que este tenha o melhor resultado em termos de economia e viabilidade técnica. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Pós Graduação em Engenharia Estrutural, Centro Universitário Augusto Motta, Rio de Janeiro.

MULTIPLUS. Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/CypeCAD/>>. Acesso em: 01 de junho de 2016.

ROCHA, Anderson Moreira da. **Concreto armado**. Vol. 1; 24 ed. São Paulo: Ed. Nobel, 1986.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de análise estrutural**: estruturas isostáticas. Vol. 1; 6 ed, São Paulo: Ed. Globo, 1981.

VASCONCELOS, A. C. **Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª Ordem?** Artigo Biblioteca Digital TQS, São Paulo, 2000.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO R. **Análise comparativa de resultados obtidos em softwares de dimensionamento de estruturas em concreto**. 2010. Trabalho de Conclusão de curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.