

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
DANIELA CRISTINA ALTHEIA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL: UM ESTUDO
DE CASO PARA MÉTODOS DIFERENTES**

CASCADEL - PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
DANIELA CRISTINA ALTHEIA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL: UM ESTUDO
DE CASO PARA MÉTODOS DIFERENTES**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Orientador: Engenheiro Civil Especialista
Ricardo Paganin

CASCADEL - PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

DANIELA CRISTINA ALTHEIA

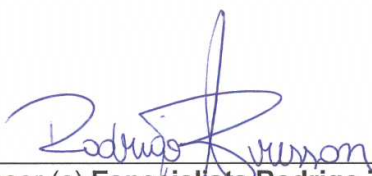
**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL: UM ESTUDO DE CASO PARA MÉTODOS
DIFERENTES**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor (a) **Especialista Ricardo Paganin**

BANCA EXAMINADORA



Orientador (a) Prof.^a **Especialista Ricardo Paganin**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor (a) **Especialista Rodrigo Techio Bressan**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenharia Civil



Professor (a) **Mestre Maria Vânia N. N. Peres**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenharia Civil

Cascavel, 20 de novembro de 2017.

DEDICATÓRIA

À minha mãe, Maristela, pela paciência, carinho, presença e apoio não somente nestemarco profissional, mas em todas as escolhas e conquistas da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha mãe, por todo o apoio que me foi dado ao longo desses anos, por todo o amor e compreensão nas dificuldades, por todas as condições que tive ao longo de minha vida, sem ela isso não seria possível.

Ao meu pai Edi Junior (in memoriam), que infelizmente não pode estar presente neste momento tão feliz da minha vida, mas que não poderia deixar de dedicar, pois se hoje estou aqui, devo muitas coisas a ele, por seus ensinamentos e valores passados. Sei que de seu lugar olha por mim.

Ao meu professor orientador Ricardo Paganin, pelo seu empenho, dedicação e competência nas diversas análises deste trabalho. Obrigada pelos ensinamentos, atenção e paciência ao longo deste período.

Ao meu namorado Hilário, por sempre se fazer presente e sempre acreditar em mim, mesmo em momentos que desacreditei, por todo o apoio e companheirismo incondicional.

Aos meus amigos e familiares, pelo apoio de forma direta ou indireta.

RESUMO

O projeto estrutural tem como objetivo, de uma forma geral, atender a todas as necessidades decorrentes da estrutura que se pretende construir, sendo o mesmo responsável por oferecer segurança e durabilidade para a edificação, além de também englobar as várias condições exigidas para realizar uma dada construção, bem como as restrições de cunho legal existentes. Tendo em vista a importância e a indispensabilidade do projeto estrutural, atualmente existem e vem sendo desenvolvidos diversos *softwares* no mercado com a função de executar o cálculo estrutural. Diante desse contexto, o presente trabalho apresenta um projeto em concreto armado de alguns elementos estruturais, como lajes, pilares e vigas de uma edificação, o qual serve de objeto para a realização de uma análise comparativa entre a utilização do método de cálculo manual e o programa computacional Eberick®, ambos dimensionados com base na NBR 6118 2014, aplicados a um edifício com quatro pavimentos tipo. A partir dessa análise comparativa foi possível verificar uma diferença nos cálculos estruturais relativa ao material necessário para a concretização da construção, especificadamente aço e concreto, na qual o cálculo realizado pelo método manual resultou em um consumo de 26,34% maior de aço e um consumo de 32,55% menor de concreto em relação ao obtido pelo cálculo utilizando o *software* Eberick.

Palavras-chave: Análise estrutural. Software. Concreto armado. Cálculo estrutural.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diferentes tipos de módulos de elasticidade	20
Figura 2: Gráfico tensão x deformação aço.....	21
Figura 3: Vãos efetivos.....	23
Figura 4: Curvatura das lajes.....	24
Figura 5: Lajes engastadas.....	25
Figura 6: Engaste de lajes.....	26
Figura 7: Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio.....	30
Figura 8: Altura útil	32
Figura 9: Classificação dos pilares	36
Figura 10: Cobrimento da armadura.....	37
Figura 11: Cobrimento nominal	37
Figura 12: Nós fixos e nós móveis	38
Figura 13: Planta baixa do pavimento tipo	40
Figura 14: Pórtico elaborado com <i>Ftool</i>	56
Figura 15: Pilar P1 no Eberick	58
Figura 16: Viga V1 Eberick.....	59
Figura 17: Carga da parede sobre a viga	59
Figura 18: Abertura sobre a viga	60
Figura 19: Laje L1 Eberick.....	61
Figura 20: Parede sobre a laje.....	62
Figura 21: Gráfico quantitativo de aço	63
Figura 22: Gráfico quantitativo de concreto.....	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classe de agressividade ambiental (CAA).....	18
Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	19
Tabela 3: Valores estimados de módulo de elasticidade	20
Tabela 4: Valor dos coeficientes de aderência.....	22
Tabela 5: Tipos de apoio das lajes	25
Tabela 6: Peso específico dos materiais	28
Tabela 7: Cargas acidentais	29
Tabela 8: Valores de coeficiente adicional	35
Tabela 9: Coeficientes de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s)	43
Tabela 10: Valores do coeficiente adicional.....	47
Tabela 11: Dimensionamento das Lajes do Pavimento Tipo	53
Tabela 12: Dados para cálculo das Lajes.....	54
Tabela 13: Dimensionamento das Vigas do Pavimento Tipo.....	55
Tabela 14: Dimensionamento das Vigas do Pavimento Tipo para dimensionamento dos Pilares.....	57

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_c - Peso específico do concreto

λ - Índice de esbeltez

$\rho_{mín}$ - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

$\varnothing$ - Diâmetro das barras da armadura

A - Área da seção cheia

A_c - Área da seção transversal do concreto

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

b - Largura

b_w - Largura da alma de uma viga

c - Cobrimento da armadura em relação a face do elemento

cm - centímetro

cm^2 - centímetro quadrado

d - Altura útil

d - Dimensão ou distância

e - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes

E - Módulo de elasticidade

ELU - Estado Limite Último

ELS - Estado Limite de Serviço

F_{cd} - Resistência de cálculo do concreto à compressão

F_{ck} - Tensão de compressão característico do concreto

g - Carga permanente

h - Altura

kN - Quilonewton

l - Comprimento

l - Vão

m - Metro

m^2 - Metro quadrado

M - Momento fletor

MPa - Megapascal

N_d - Força normal de cálculo

N_{sd} - Força normal solicitante

NBR - Norma Brasileira

q - Carga acidental

s - Espaçamento das barras

x - Altura da linha neutra

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	13
1.1 INTRODUÇÃO	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivos gerais	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3 JUSTIFICATIVA	14
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	15
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	15
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	15
CAPÍTULO 2	17
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1.1 Concreto Armado	17
2.1.2 Aço	21
2.1.3 Lajes	22
2.1.3.1 Vãos efetivos	22
2.1.3.2 Curvatura das lajes	23
2.1.3.3 Vinculação nas bordas	25
2.1.3.4 Espessura das lajes	26
2.1.3.5 Cargas atuantes nas lajes	27
2.1.3.5.1 Cargas permanentes	27
2.1.3.5.2 Cargas acidentais	29
2.1.3.6 Reações de apoio	30
2.1.3.7. Momentos fletores	31
2.1.3.8 Dimensionamento da armadura positiva	31
2.1.4 Vigas	33
2.1.4.1 Dimensões das vigas	33
2.1.4.2 Estádios de deformação	33
2.1.4.3 Domínios de deformação	34
2.1.5 Pilares	34
2.1.5.1 Dimensões dos pilares	35
2.1.5.2 Classificação dos pilares	35
2.1.5.3 Cobrimento da armadura	36

CAPÍTULO 3	39
3.1 METODOLOGIA	39
3.1.1 Tipo de estudo.....	39
3.1.2. Caracterização da amostra	39
3.2 CÁLCULO ESTRUTURAL.....	40
3.2.1 Lajes.....	40
3.2.1.1 Espessuras das lajes	40
3.2.1.2 Cargas atuantes	41
3.2.1.3 Peso próprio	41
3.2.1.4 Paredes	41
3.2.1.5 Cargas acidentais	42
3.2.2 Vigas	44
3.2.2.1 Esforços.....	44
3.2.2.2 Prescrições de norma	44
3.2.2.3 Dimensionamento da viga.....	45
3.2.3 Pilares.....	46
3.2.3.1 Esforços solicitantes.....	46
3.2.3.2 Definições normativas	47
3.2.3.3 Cobrimento da armadura.....	47
3.2.3.4 Índice de esbeltez.....	48
3.2.3.5 Imperfeições geométricas	49
3.2.4 Software Eberick.....	51
3.2.5 Análise dos dados	51
CAPÍTULO 4	52
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	52
4.1.1 Dimensionamento manual	52
4.1.1.1 Dimensionamento da laje.....	52
4.1.1.2 Dimensionamento da Viga V1	54
4.1.1.3 Dimensionamento do pilar P1.....	55
4.1.2 Dimensionamento com o <i>software Eberick</i>	57
4.1.2.1 Dimensionamento do pilar P1.....	58
4.1.2.2 Dimensionamento da viga V1.....	58
4.1.2.3 Dimensionamento da laje L1	60
4.1.2 Comparativo gráfico de quantitativo de materiais	62

CAPÍTULO 5	65
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
CAPITULO 6	67
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	67
REFERÊNCIAS.....	68
APÊNDICE A - COEFICIENTES PARA O CÁLCULO DOS MOMENTOS MÁXIMOS DAS LAJES - TABELAS DE CZERNY.....	71
APÊNDICE B - ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO	75
APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DO PAVIMENTO TIPO	77
APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO.....	80
APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO - PILARES	86

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um tipo de estrutura que apresenta alta resistência às tensões de compressão e baixa resistências a tensões de tração. Por essa razão, nesse tipo de estrutura são utilizadas armações feitas com barras de aço no seu interior, com a finalidade de resistir aos esforços de tração.

Ressalta-se que a armadura não necessariamente tem que ser de aço, mas pode ser de outro tipo de material, como por exemplo, fibra de carbono ou bambu (BASTOS, 2006). Entretanto, o aço é o material mais utilizado visto que possui coeficientes de dilatação térmica próximos ao do concreto e não se corrói com o ambiente alcalino do mesmo, garantindo a durabilidade do conjunto.

Até o final do século XIX, os avanços da teoria e da prática relacionados a estruturas de concreto armado permaneciam muito restritos, pois havia poucas publicações que disponibilizassem informações técnicas de um modo que pudesse ser empregado desembaraçadamente por engenheiros (VERGUTZ e CUSTÓDIO, 2010). Isto começou a mudar na virada do século, quando publicações de livros sobre a engenharia de concreto tornaram-se mais frequente, ao passo que os países começam a regulamentar o uso do concreto armado.

A partir de então, com acesso à informação e à infinidade de vantagens do uso do concreto armado, a construção civil vive uma era de crescimento e elaborações de projetos cada vez mais desafiadores, principalmente relativas à elaboração de projetos estruturais. Muito se deve a invenção do computador, dado que atualmente, dificilmente um projeto estrutural é desenvolvido manualmente sem o auxílio de algum *software*.

O uso de programas específicos para o dimensionamento estrutural abrange as funções básicas da engenharia, sendo elas a qualidade, segurança e economia, pois há um ganho de tempo e alta precisão de cálculo, uma vez que é realizada a simulação dos comportamentos físicos das estruturas bem próximo ao que ocorre na realidade.

Um dos *softwares* utilizado para o cálculo das estruturas, é o Ebérick®, um programa computacional desenvolvido pela empresa AltoQI, fundamentado nas normas técnicas vigentes. O programa engloba a etapa de lançamento e análise de estruturas em concreto armado, dimensionamento e o detalhamento dos elementos através de um pórtico espacial.

Considerando o papel de relevo ocupado pelo projeto estrutural e, especialmente, a considerável evolução de recursos disponíveis para a sua realização, visto o desenvolvimento de diversos *softwares* para tanto, o presente trabalho tem como objetivo principal realizar uma análise de uma estrutura em concreto armado, a partir da comparação entre os valores de cálculos obtidos manualmente e os resultados alcançados pelo *software* EBERICK®, para então verificar se existem diferenças significativas de cálculo entre os mesmos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

Comparar os resultados dos cálculos dos elementos estruturais de um edifício comercial de 4 pavimentos, calculados manualmente com os resultados obtidos pelo *software* Eberick®.

1.2.2. Objetivos específicos

- Levantar as cargas atuantes na edificação;
- Calcular os elementos estruturais de concreto pelo método manual;
- Calcular os elementos estruturais do concreto utilizando o *software* Eberick®;

1.3 JUSTIFICATIVA

A maioria dos problemas e desafios encontrados nas edificações advém da falta de concepção estrutural do engenheiro, dificuldade em identificar os principais desafios do projeto, posicionamento errôneo dos pilares e, principalmente, a má interpretação dos resultados da análise estrutural. O profissional muitas vezes não tem domínio a respeito do funcionamento das estruturas, não sabendo interpretar a entrada e a saída de dados inseridos no *software* (KOERICH, 2015).

Vale salientar que hoje em dia é praticamente impossível imaginar cálculos complexos

sendo elaborados de forma manual (KIMURA, 2007). Desta forma a informatização não veio para substituir os conceitos dos cálculos estruturais e sim, para aperfeiçoá-los e otimizar o tempo do profissional.

Diante das opções com que se depara um profissional, seja de realizar um cálculo estrutural utilizando um *software* ou ainda de se recorrer ao cálculo manual e, considerando ainda as necessidades contemporâneas atinentes à relação custo/benefício, o presente trabalho, ao realizar uma análise comparativas relativa a ambos os métodos, demonstra sua importância pelos resultados que fornece, pelos quais é possível aferir qual o mecanismo que oferece maior eficiência, possibilidade de superdimensionamento e precisão nos cálculos e quantidade de materiais necessários.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Quais são as divergências verificadas entre o cálculo estrutural feito manualmente e o cálculo feito pelo software Eberick® em relação a quantidade de material da estrutura?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

O cálculo manual tende a ser mais conservador, e ter menor quantidade e possibilidade de análise que o método computacional. Desta forma, a estrutura calculada computacionalmente tende a ter um menor consumo de matérias que aquela calculada manualmente.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi limitada aos cálculos estruturais referentes a lajes, vigas e pilares, com o levantamento das possíveis diferenças entre o cálculo manual e o cálculo pelo *software* Eberick® de um edifício comercial de 4 pavimentos tipo.

Este levantamento não terá análises de campo, restringindo-se apenas a verificações computacionais e manuais com a utilização de planilhas eletrônicas do Excel.

O dimensionamento delimita-se aos critérios de segurança e desempenho, conforme a NBR 6118/2014, que trata do dimensionamento de elementos de concreto armado e que visa permitir que as edificações desempenhem de forma satisfatória suas funções ao longo da sua vida útil.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Concreto Armado

Uma estrutura de concreto armado é composta por lajes, vigas e pilares, sendo uma ligação solidária de concreto com uma estrutura à tração, que em geral, é o aço. O aço, entretanto, não pode estar isolado ou pouco íntimo com o concreto que o rodeia, deverá estar atritado, trabalhando e deformando junto e igualmente com o concreto (BOTELHO e MARCHETTI, 2015).

A NBR 6118 (2014) em seu item 8.2.2, define que a massa específica do concreto armado pode ser adotada igual a 2500 kg/m^3 , sendo esta propriedade fundamental para a determinação do peso de uma peça deste material.

No item 6.4 da NBR 6118 (2014) é imposto que a classe de agressividade do ambiente está relacionada a fatores físicos e químicos que atuam sobre estruturas de concreto, independente das ações mecânicas. Ao analisar a tabela 6.1 desta mesma norma (Tabela 1), utilizando o tipo de ambiente em que a construção está localizada, é possível definir em qual classe de agressividade ambiental o projeto se enquadra. A classificação da agressividade tem a finalidade de impor limites aos demais parâmetros de durabilidade, como a classe de concreto e os cobrimentos mínimos.

Como apresentado na Tabela 1, a norma estabelece quatro classes de agressividade.

Tabela 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	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

NOTAS: 1) Pode-se admitir um micro-clima com classe de agressividade um nível mais branda 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).
2) Pode-se admitir uma classe de agressividade um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.
3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2014)

São enquadradas na classe de agressividade I (fraca) as estruturas expostas a uma atmosfera mais limpa, as quais não sofrem com as agressões químicas decorrentes da poluição urbana. Neste caso, o risco de deterioração da estrutura é insignificante. Por isso, é possível utilizar uma camada menos espessa de concreto sobre as armaduras. Classificam-se nesse grupo as edificações implantadas em ambientes rurais (NAKAMURA, 2011).

Já as estruturas construídas nas cidades, tanto comerciais, quanto residenciais, estão expostas às agressões químicas, como o gás carbônico e os cloretos presentes no mar. Desse modo, as mesmas se enquadram na classe de agressividade II (moderada). Este tipo de ambiente não tem tanta umidade, então, o risco de deterioração da estrutura é pequeno.

As estruturas construídas em cidades litorâneas expostas à atmosfera marinha estão sujeitas a um maior teor de umidade, além disso, a atmosfera possui agentes agressivos mais concentrados. Assim, classificam-se na classe de agressividade III (forte).

Por fim, tem-se a classe de agressividade IV (muito forte) onde se enquadram as estruturas construídas em locais com alto teor de umidade. Nesta categoria é necessária uma maior proteção, tendo em vista que o ambiente é extremamente agressivo ao concreto e às suas armaduras.

Para a escolha da classe do concreto, de acordo com o item 7.4.2 da NBR 6118 (2014), na falta de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na tabela 7.1 desta mesma norma (Tabela 2).

Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Tabela 7.1 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto					
Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655. 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

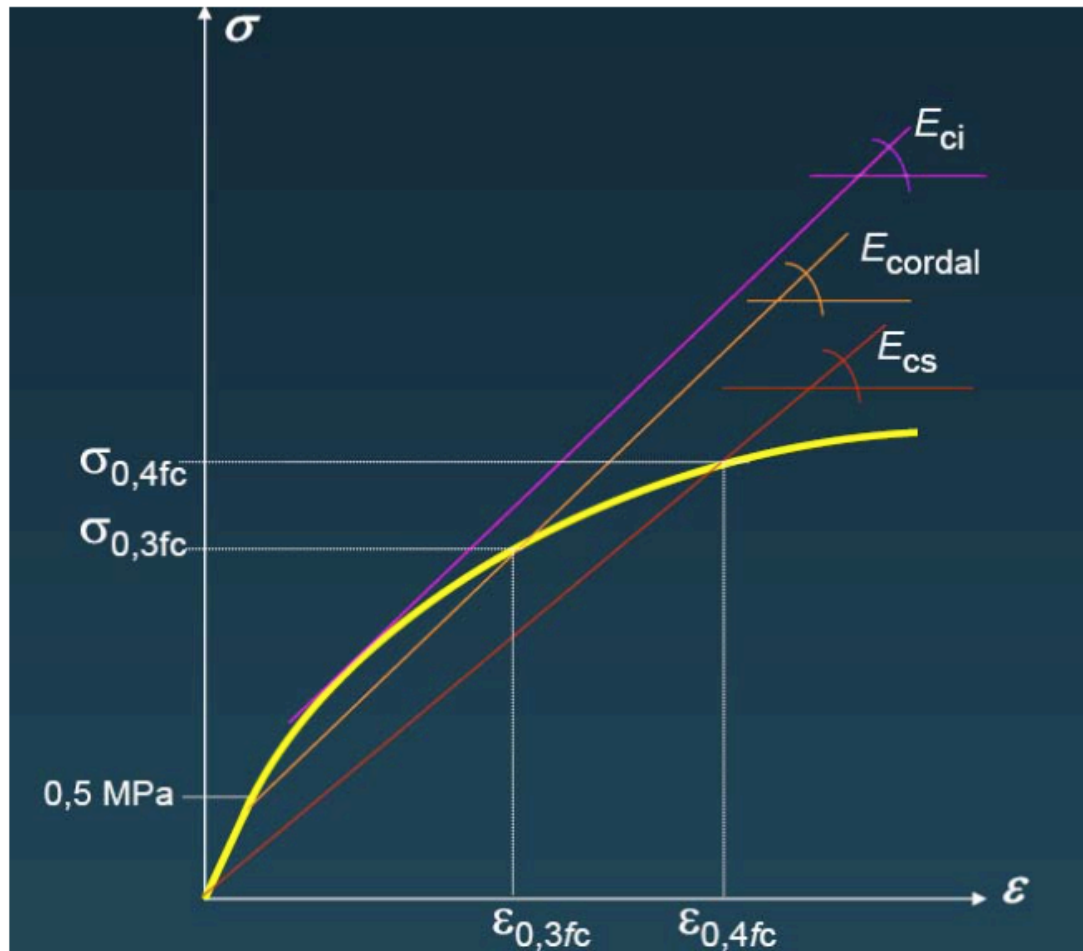
Fonte: NBR 6118 (2014)

Outro aspecto fundamental no projeto de estruturas de concreto é o módulo de elasticidade, que consiste na relação entre as tensões e as deformações na carga aplicada, sendo a máxima tensão que o material suporta sem sofrer deformação permanente (PINHEIRO; MUZARDO e SANTOS, 2004).

Como o módulo de elasticidade do concreto é calculado por meio de uma curva não-linear de tensão – deformação, três métodos são utilizados para essa finalidade (DJANIKIAN, 2010).

1. Módulo de Elasticidade Tangente é caracterizado pela reta tangente à qualquer ponto da curva do diagrama tensão – deformação (E_{ci}).
2. Módulo de Elasticidade Secante é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão – deformação que parte da origem, para uma determinada tensão considerada no ensaio (E_{cs}).
3. Módulo de Elasticidade Cordal, comparado ao módulo secante, ao invés da reta partir da origem, ela se inicia em um ponto com afastamento de 50 micro-deformações e 0,5 Mpa de tensão aplicada, a fim de se corrigir uma leve concavidade que surge no início da curva (E_{cordal}).

A Figura 1 ilustra os diferentes tipos de módulo de elasticidade obtidos a partir da curva tensão x deformação.

Figura 1: Diferentes tipos de módulos de elasticidade

Fonte: Battagin (2007)

A tabela 8.1 NBR 6118 (2014) apresenta valores estimados arredondados do módulo que podem ser utilizados no cálculo de projeto estrutural (Tabela 3).

Tabela 3: Valores estimados de módulo de elasticidade

Tabela 8.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

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

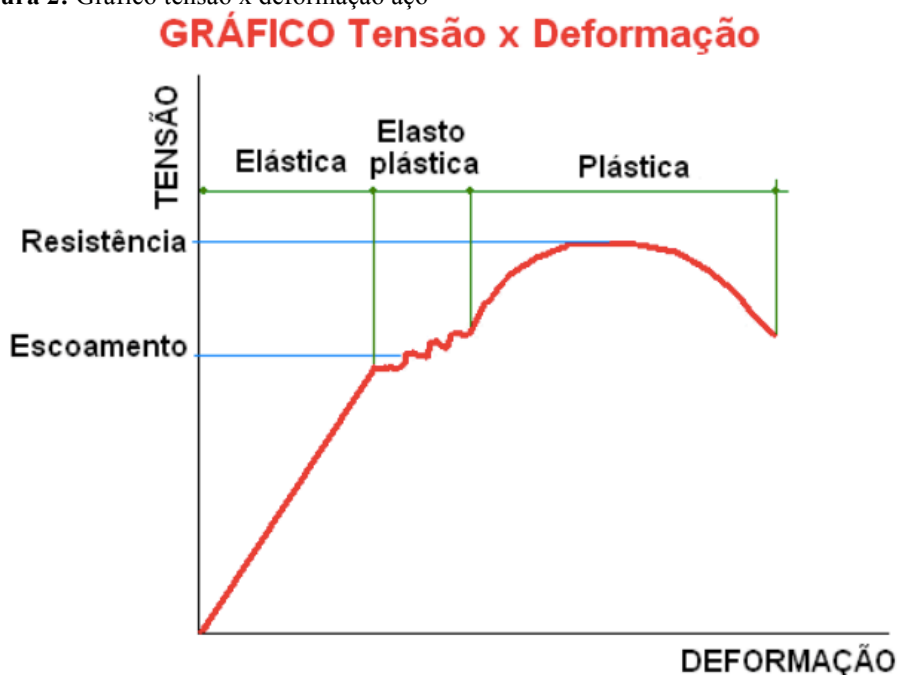
Fonte: NBR 6118:(2014)

2.1.2. Aço

Os aços utilizados para armadura nas peças de concreto necessitam desenvolver aderência perfeita e total com o material envolvente (FREITAS, 2007). Deste modo, a aderência é melhorada sensivelmente se as barras possuírem nervuras ou saliências na sua superfície (ALMEIDA, 2002).

Os aços utilizados no concreto são classificados como sendo os aços CA-25 e CA-50, os quais consistem em aços laminados a quente que não sofrem tratamento após a laminação. Suas características elásticas são alcançadas pela composição química adequada com o carbono, manganês, silício e cromo. Em geral, são caracterizados pela presença no diagrama tensão x deformação de um acentuado patamar de escoamento e grandes deformações de ruptura, como mostra a Figura 2 (FREITAS, 2016).

Figura 2: Gráfico tensão x deformação aço



Fonte: Freitas (2016)

Para os efeitos de cálculo, a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente η_1 , cujo valor está estabelecido na Tabela 4.

Tabela 4: Valor dos coeficientes de aderência

Superfície	η_1	η
Lisa (CA-25)	1,00	$\geq 1,0$
Entalhada (CA-60)	1,40	$\geq 1,5$
Nervurada (CA-50)	2,25	$\geq 1,5$

Fonte: NBR 6118 (2014) item 8.3.2

Para determinar o módulo de elasticidade do aço, segundo a NBR 6118 (2014), na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, pode-se admitir o valor igual a 210 GPa.

2.1.3 Lajes

Segundo a NBR 6118 (2014) item 14.4.2.1, as placas ou também denominadas lajes são elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano.

As edificações podem ser executadas com diferentes tipos de lajes, como as lajes maciças, lajes nervuradas, lajes cogumelo, além de diversos tipos de lajes pré-moldadas. A definição do tipo de laje a ser utilizado depende de considerações econômicas e de segurança (NICOLAU e TEIXEIRA, 2015).

2.1.3.1 Vãos efetivos

Esta etapa consiste em determinar os vãos livres (ℓ_o), os vãos efetivos (ℓ_{ef}), conforme mostra a Figura 3, e a relação entre os vãos efetivos. Com isso se define a disposição e detalhamento das armaduras.

Para o cálculo dos vãos efetivos das lajes, de acordo com a NBR 6118 (2014), quando os apoios puderem ser considerados suficientemente rígidos quanto a translação vertical, utiliza-se a Equação 01.

$$\ell_{ef} = \ell_o + a_1 + a_2 \quad (01)$$

Sendo:

$$a1 \leq \left\{ \frac{a1 \leq t1}{2} \right\}_{0,3.h} \quad a2 \leq \left\{ \frac{t2}{2} \right\}_{0,3.h}$$

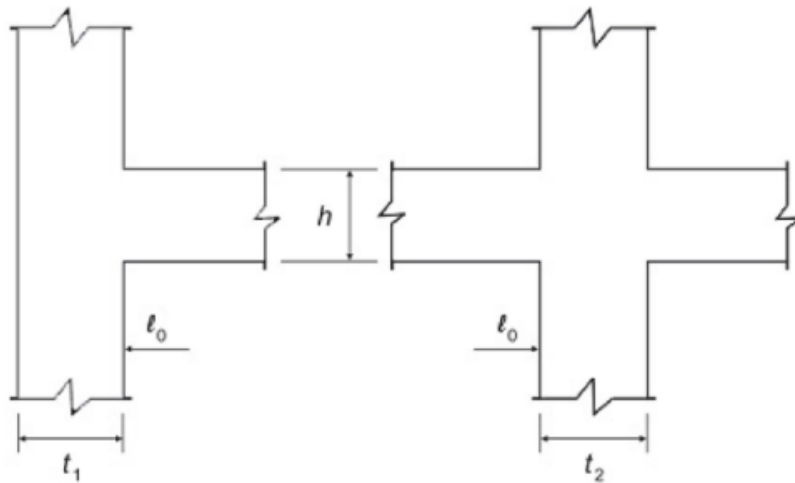
$a1$ – É o menor valor entre $t1/2$ e $0,3.h$;

$a2$ – É o menor valor entre $t2/2$ e $0,3.h$;

t – Comprimento do apoio paralelo ao vão da laje analisada

h – Espessura da laje.

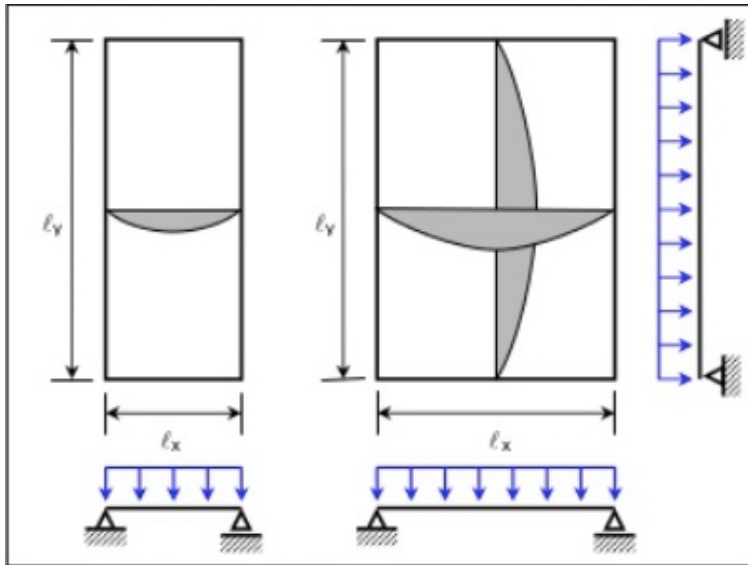
Figura 3: Vãos efetivos



Fonte: NBR 6118 (2014)

2.1.3.2 Curvatura das lajes

Uma classificação importante das lajes maciças é referente à direção ou direções da armadura principal. As lajes podem apresentar curvatura em uma ou em duas direções (BASTOS, 2015), conforme a Figura 4.

Figura 4: Curvatura das lajes

Fonte: Filho (2014)

As lajes armadas em uma só direção só possuem armação principal na direção do vão menor e uma armadura secundária na outra direção, já as armadas em duas direções possuem armação dos momentos positivos nas duas direções no meio do vão (BOTELHO e MARCHETTI, 2015).

As lajes armadas em uma direção têm relação entre o lado maior e o lado menor superior a dois, como mostra a Equação 02.

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} > 2,0 \quad (02)$$

Sendo:

ℓ_x - menor dimensão;

ℓ_y - maior dimensão.

Nas lajes armadas em duas direções, os esforços solicitantes são importantes segundo as duas direções principais da laje. A relação entre os lados é menor que dois (BASTOS, 2015) (Equação 03).

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \leq 2,0 \quad (03)$$

2.1.3.3 Vinculação nas bordas

As lajes apresentam condições de continuidade. Desta forma, as bordas das lajes podem apresentar três tipos de vinculação (FILHO, 2014), conforme Tabela 5.

Tabela 5: Tipos de apoio das lajes

Tipo de apoio	simplesmente apoiado	engastado	Livre (sem apoio)
representação			

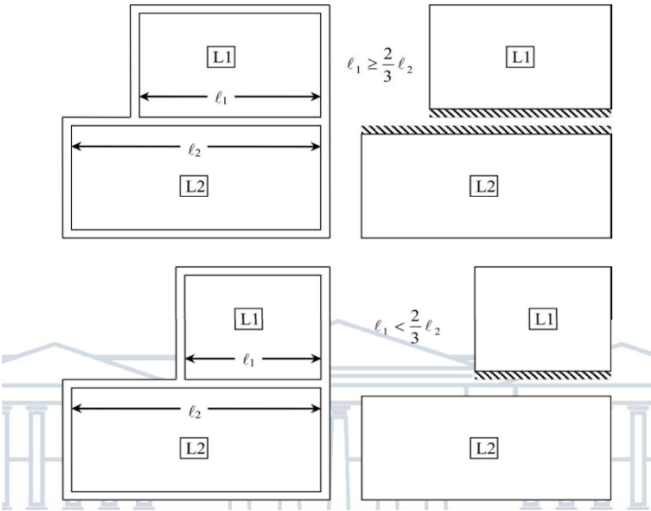
Fonte: Carneiro (2006)

O apoio simples é quando a extremidade da laje é considerada rotulada, assim, transmite à viga suporte somente cargas verticais e evita que momentos torçores sejam transmitidos para as vigas suportes (ARGENTA, 2012).

Nas bordas engastadas as rotações são impedidas, sendo o engastamento promovido pela laje adjacente. Uma diferença significativa entre as espessuras de duas lajes adjacentes pode limitar a consideração de borda engastada somente para a laje com menor espessura, admitindo-se simplesmente apoiada a laje com maior espessura (PINHEIRO *et al.*, 2003).

Quando sobre um apoio comum, duas lajes contínuas apresentarem diferentes dimensões, considera-se o engaste no vão maior se este for igual ou superior a 2/3 do vão menor (ARGENTA, 2012) (Figura 5).

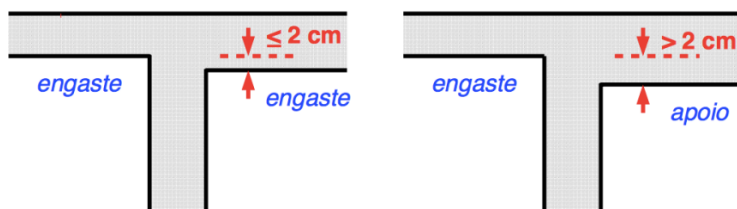
Figura 5: Lajes engastadas



Fonte: Filho (2014)

Uma laje não deve ser considerada engastada em outra que tenha uma espessura mais do que 2 cm inferior (ARGENTA, 2012) (Figura 6).

Figura 6: Engaste de lajes



Fonte: Filho (2014)

É considerada uma laje com borda livre quando a extremidade da laje não tiver nenhuma vinculação ao longo daquele lado, caracterizando-se pela ausência de apoios e apresentando deslocamentos verticais (FILHO, 2014).

2.1.3.4 Espessura das lajes

A definição da espessura das lajes deve atender às exigências de esforços solicitantes, como a força cortante e o momento fletor, para o estado limite último, assim como às verificações de estado limite de serviço (ARGENTA, 2012).

Segundo a NBR 6118 (2014) no item 13.2.4.1, nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7 cm para cobertura em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes

de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;

- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

2.1.3.5 Cargas atuantes nas lajes

Para definir as ações atuantes nas lajes, utiliza-se as normas NBR 6118 (2014), NBR 8681 (2003) e NBR 6120 (1980). Nas construções de edifícios correntes, geralmente as ações principais a serem consideradas são as ações permanentes (g) e as ações variáveis (q), chamadas pela norma de carga accidental. Destinam-se a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, normalmente de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de carga que podem existir em função da finalidade arquitetônica do espaço que a laje faz parte (BASTOS, 2015).

2.1.3.5.1 Cargas permanentes

A definição de cargas permanentes (g), segundo a NBR 6120 (1980), são aquelas ações que ocorrem com valores praticamente constante durante toda a vida da construção e são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

O peso próprio da laje é o peso do concreto armado que forma a laje maciça. Para o peso específico do concreto armado, a NBR 6118 (2014) enuncia o valor de 25 kN/m^3 .

Para o peso específico dos materiais de construção que eventualmente possam constituir os revestimentos de piso e da face interior da laje, podem ser entendidos, segundo a NBR 6120 (1980), conforme Tabela 6.

Tabela 6: Peso específico dos materiais

Materiais		Peso específico aparente kN/m ³
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gnaiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriúva, ipê róseo	10
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	75
Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico	21
	Vidro plano	26

Fonte: NBR 6120 (1980)

Toda carga é de volume (kN/m³), transformada em peso por m² para efeitos de cálculo (CARNEIRO, 2006).

Para o cálculo das cargas de parede sobre as lajes, deve ser determinada em função da laje ser armada em uma ou em duas direções e do tipo de unidade de alvenaria que compõe a parede (BASTOS, 2015).

O peso das paredes de tijolos cerâmicos é obtido da soma do peso dos elementos cerâmicos (tijolo) com o da argamassa de rejunte e de acabamento (reboco) (CARNEIRO,

2006). As divisórias definidas pelo projeto arquitetônico terão uma largura acabada de 15 cm, e o peso específico, executadas com tijolos cerâmicos furados, é dado por 13 kN/m². Desta forma, para o cálculo da alvenaria sobre a laje tem-se a Equação 04:

$$alv = \frac{\gamma_{alv} \cdot e \cdot h \cdot l}{A} \quad (04)$$

Sendo:

γ_{alv} = Peso próprio da alvenaria (kN/m²);

e = Espessura da alvenaria (m);

h = Pé direito da edificação (m);

l = Comprimento da parede sobre a laje (m);

A = Área da laje (m²).

2.1.3.5.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais são aquelas que atuam na estrutura em função de seu uso, tais como: pessoas, móveis e veículos. Os valores mínimos das cargas variáveis dependem da finalidade da edificação e estão especificados na tabela 2 da NBR 6120 (1980), conforme Tabela 7.

Tabela 7: Cargas acidentais

13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	3
	Corredor e sala de aula	
	Outras salas	
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	3

Fonte: NBR 6120 (1980)

2.1.3.6 Reações de apoio

O dimensionamento das lajes é realizado a partir dos momentos fletores, das forças cortantes e dos momentos de torção. As lajes são consideradas como faixas sucessivas de 1 m de largura, dispostas em uma ou duas direções, onde atuam os esforços solicitantes. Os esforços dependem do carregamento, das vinculações e dos vãos da laje (CARNEIRO, 2006).

A NBR 6118 (2014) prescreve que para o cálculo das reações de apoio nas lajes maciças retangulares com carga uniforme, podem ser feitas as seguintes aproximações:

- As reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os seguintes critérios: a posição da linha neutra (x) deve ser menor ou igual a 0,25 se o f_{ck} do concreto for até 50 MPa, como a mostra Equação 05:

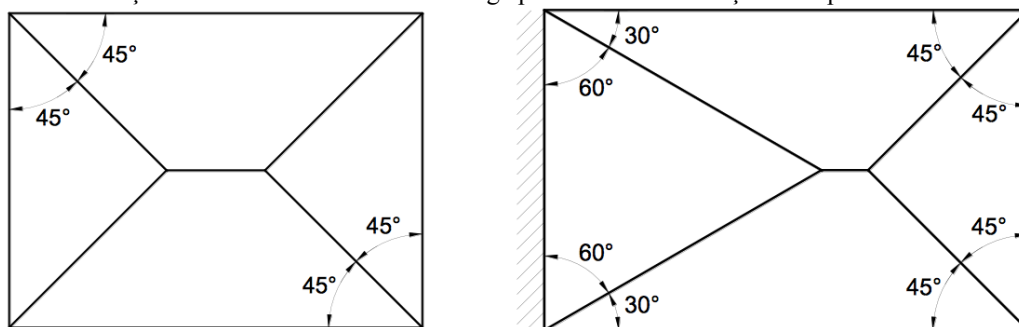
$$x/d \leq 0,25, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa e menor ou igual a } 0,15 \quad (05)$$

Caso o f_{ck} do concreto seja superior a 50 MPa utiliza-se a Equação 06:

$$\frac{x}{d} \leq 0,15, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (06)$$

- Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices. Utiliza-se 45° entre dois apoios do mesmo tipo, 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado e 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre. A Figura 7 mostra o esquema prescrito pela norma.

Figura 7: Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio



Fonte: Bastos (2015)

2.1.3.7. Momentos fletores

Podem ser utilizadas as tabelas de Bares, extraídas de Carvalho e Figueiredo (2012), para a realização dos cálculos dos momentos, de acordo as as Equações 7, 8, 9 e 10, bem como para obter os coeficientes μ e, então, coloca-los nas equações no fito de se ter os momentos positivos e negativos das lajes.

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_y^2}{100} \quad (07)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (08)$$

$$m'_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_y^2}{100} \quad (09)$$

$$m'_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (10)$$

Sendo:

M_x - Momento fletor positivo na direção x;

M_y - Momento fletor positivo na direção y;

p - Carga uniformemente distribuída em toda a laje.

2.1.3.8. Dimensionamento da armadura positiva

Após calcular os momentos fletores, passa-se a determinação das armaduras. O dimensionamento é feito admitindo-se a largura $b = 100$ cm, obtendo, dessa forma, uma área de aço por metro linear, que será disposto ao longo da laje no detalhamento (SANTOS, 2014).

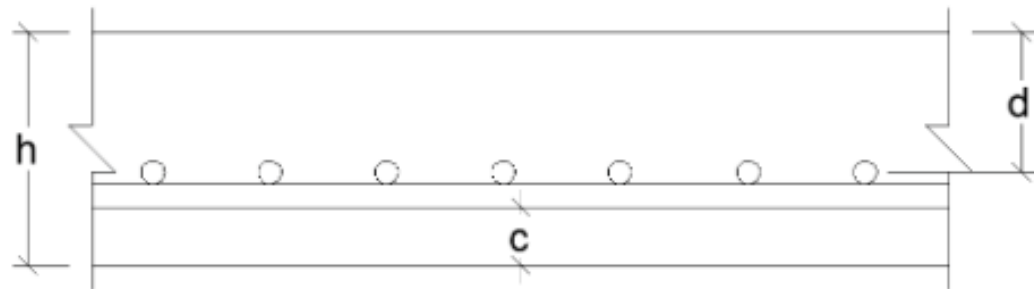
O item 19.3.3.2 da NBR 6118 (2014) define valores mínimos a serem utilizados como área de armadura para melhorar o desempenho, a ductilidade e a flexão, assim como para

controlar a fissuração. Esses valores são apresentados na tabela 19.1 da norma. No item 20.1, desta mesma norma, apresenta-se algumas condições quanto à disposição das armaduras.

- Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a $h/8$;
- As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento igual a $2.h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores;
- A armadura secundária deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal e deve haver no mínimo três barras por metro (uma a cada 33 cm).

Para a compreensão da posição da linha neutra (x), define-se a altura útil (d), que é a distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto (SANTOS, 2014), conforme a Figura 8.

Figura 8: Altura útil



Fonte: NBR 6118 (2014)

Para o cálculo da linha neutra utiliza-se as Equações 11, 12, 13 e 14:

$$x = \frac{d}{\lambda} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m d}{\alpha c \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right\} \quad (11)$$

$$d = \frac{(2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot l^*}{100} \quad (12)$$

$$l^* \leq \begin{cases} l_y \\ 0,7 \cdot l_x \end{cases} \quad (13)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (14)$$

Sendo:

f_{cd} - Resistência de cálculo a compressão do concreto;

f_{ck} - Resistência característica a compressão do concreto;

n - número de lados engastados da laje;

M_d - Momento fletor de cálculo;

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

α_c - Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão.

2.1.4 Vigas

Viga é um elemento estrutural das edificações geralmente usada no sistema laje-viga-pilar para transferir os esforços verticais recebidos da laje para o pilar ou para transmitir uma carga concentrada, caso sirva de apoio a um pilar. A viga transfere o peso das lajes e dos demais elementos às colunas (PINHAL, 2009).

2.1.4.1. Dimensões das vigas

De acordo com o item 13.2.2 NBR 6118 (2014), a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a das vigas parede, menor que 15 cm.

2.1.4.2 Estádios de deformação

O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura (GARCEZ, 2012). Às diversas fases pelas quais passa a seção de concreto, ao longo desse carregamento, dá-se o nome de estádios. Sendo eles:

- Estádio I (Elástico) - Início do carregamento, concreto não fissurado e comportamento elástico dos materiais. Neste estágio o concreto resiste a tração.
- Estádio II (Fissuração) - O concreto deixa de resistir a tração.

- Estádio III (Estado limite último) - Limite de ruptura.

De acordo com a NBR 6118 (2014), item 17.3.1, as estruturas trabalham no estágio I e parcialmente no estágio II.

2.1.4.3 Domínios de deformação

São situações em que pelo menos um dos materiais, aço ou concreto, atinge o seu limite de deformação (TEIXEIRA e NICOLAU, 2015). Os diversos casos possíveis de distribuição das deformações do concreto e do aço na seção transversal definem os domínios de deformação (GARCEZ, 2012). Sendo eles:

Domínio 2: O concreto é pouco solicitado e a armadura está em escoamento, sem ruptura a compressão do concreto.

Domínio 3: O concreto está adequadamente solicitado e a armadura está em escoamento, com ruptura à compressão do concreto.

Domínio 4: O concreto é muito solicitado e a armadura é pouco solicitada, com ruptura a compressão.

Em peças subarmadas, que possuem taxa de armadura muito pequena, geralmente se rompem no domínio 2. Neste caso, a ruptura ocorre por deformação excessiva da armadura, sem haver o esmagamento do concreto. No caso de peças normalmente armadas, a ruptura acontece no domínio 3 e as peças superarmadas rompem no domínio 4, em virtude do excesso de armação, o aço não chega a escoar e a ruptura ocorre por esmagamento do concreto (GARCEZ, 2012).

2.1.5 Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações (PINHEIRO, 2005).

Em um projeto estrutural, os pilares devem estar distantes entre 3,00m a 7,00m. Quanto mais distantes os pilares, maiores serão as alturas das vigas, pois estão limitadas pelas portas e janelas (ALMEIDA, 2006).

2.1.5.1 Dimensões dos pilares

De acordo com a NBR 6118 (2014), as exigências referem-se aos pilares cuja maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão. Quando essa condição não for atendida, o pilar deve ser tratado como pilar-parede.

A NBR 6118 (2014), item 13.2.3, impõe que a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n de acordo com o indicado na Tabela 8. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm²

Tabela 8: Valores de coeficiente adicional

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

Fonte: NBR 6118 (2014)

2.1.5.2 Classificação dos pilares

Para efeito de cálculo, os pilares dos edifícios podem ser classificados nos seguintes tipos: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto (Figura 9). Nesse sentido, com base em cada classificação é que são determinados os esforços de momento fletor nos pilares (BASTOS, 2017).

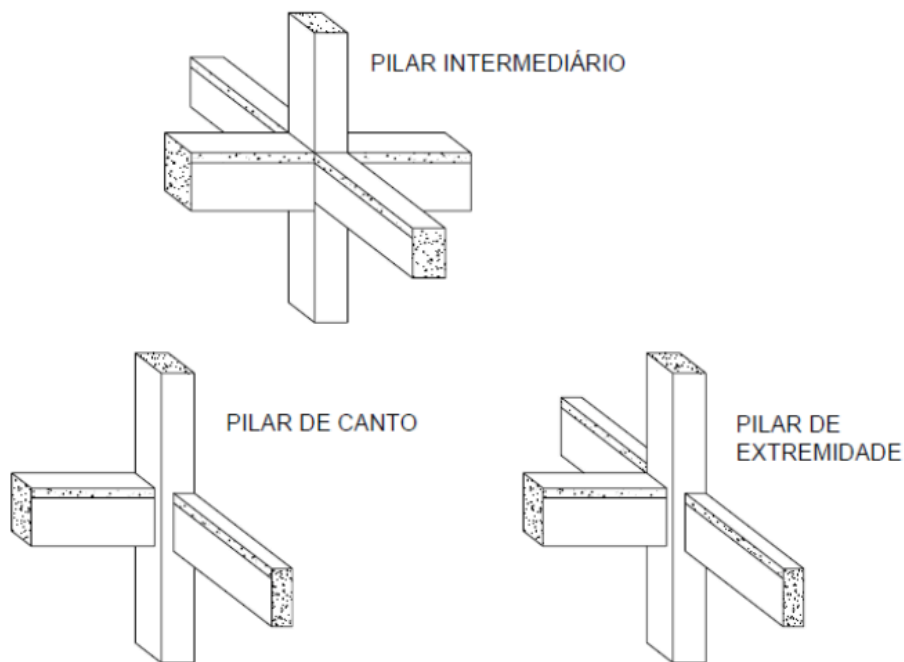
Os pilares de canto se encontram posicionados nos cantos do edifício e estão submetidos à flexão composta oblíqua. Desta forma, os esforços solicitantes são a força normal e dois momentos fletores, atuando segundo os planos constituídos pelo pilar e cada uma das vigas apoiadas, ortogonais entre si (BASTOS, 2017).

Nos pilares intermediários - situados internamente ao piso e os quais constituem os apoios internos das vigas, sendo a força normal seu principal esforço solicitante - é considerada a compressão centrada para situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre

o pilar, admite-se que os esforços de interação entre estes elementos sejam desprezíveis (FRANÇA, 2015).

Os pilares de extremidade estão geralmente situados nas bordas dos pisos, mas não ocorre necessariamente na borda da edificação, podendo estar na zona interior, desde que uma viga não apresente continuidade no pilar. Os esforços solicitantes são a força normal e um momento fletor (PINHEIRO, 2005).

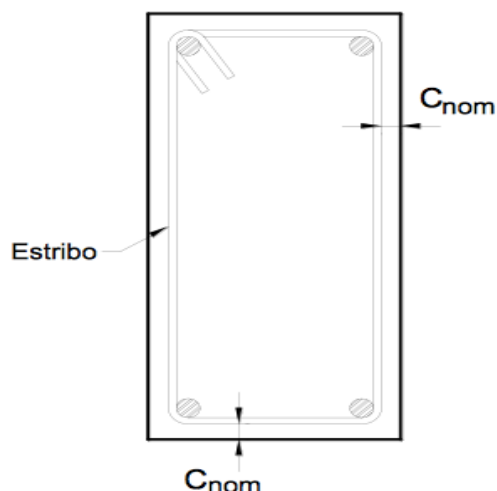
Figura 9: Classificação dos pilares



Fonte: Fusco (1981)

2.1.5.3. Cobrimento da armadura

O cobrimento da armadura (Figura 10) é a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura de um elemento. Essa camada compreende a distância entre a face externa da barra de aço até a superfície que entra em contato com o meio ambiente. Essa barreira é essencial para a durabilidade e bom desempenho da estrutura, impedindo a corrosão do material (WEBER, 2014).

Figura 10: Cobrimento da armadura

Fonte: Bastos (2017)

Para garantir o cobrimento mínimo (C_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (C_{nom}), que corresponde ao cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução. Nas obras decorrentes, essa tolerância deve ser maior ou igual a 10 mm NBR 6118 (2014).

A NBR 6118 (2014) especifica os cobrimentos nominais para as estruturas de acordo com a sua classe de agressividade (Figura 11).

Figura 11: Cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ²
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado ⁴	Laje ¹	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ³	30		40	50

Fonte: NBR 6118 (2014)

2.1.5.4 Efeitos locais e globais de 1ª e 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura se deslocam horizontalmente, portanto, há dois tipos de análise possíveis a serem realizadas em um edifício de concreto armado: análise de 1º ordem e análise de 2º ordem (FILHO, 2005).

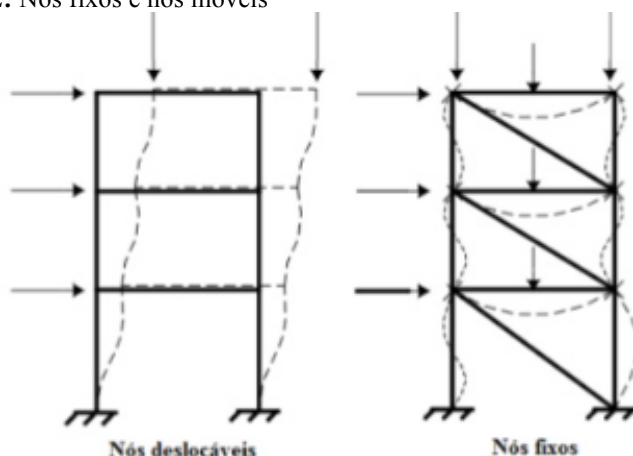
A análise de 1º ordem é caracterizada pela obtenção dos esforços a partir da configuração geométrica inicial da estrutura, considerando os esforços na configuração

indeformada da estrutura. Entretanto, a análise em 2º ordem compreende o cálculo dos esforços da estrutura na configuração deformada, considera os chamados “efeitos globais de segunda ordem” (KIMURA, 2007).

Ainda segundo Kimura (2007), a verificação dessas imperfeições é de extrema importância, tendo em vista que estas influenciam em toda a estrutura, porém, nos pilares, essa atuação é mais significativa. Por consequência, os pilares devem ser dimensionados adequadamente para resistir aos esforços adicionais gerados por essas imperfeições.

Para efeito de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos ou de nós móveis (Figura 12). São de nós fixos aquelas onde os efeitos globais de 2º ordem representam menos de 10% dos esforços de 1º ordem, ou seja, são desprezíveis. Os considerados de nós móveis, são aqueles que os efeitos de segunda ordem são importantes, portanto nesse caso, tanto os efeitos de 2º ordem locais como globais deverão ser analisados (NBR 6118, 2014).

Figura 12: Nós fixos e nós móveis



Fonte: Fusco (1981)

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo

A pesquisa foi realizada pelo método quantitativo, pois como o próprio nome já diz, a pesquisa quantifica os dados para responder um questionamento. A partir dos cálculos estruturais feitos, tanto manualmente quanto pelo programa computacional Eberick®, foi analisado então, a questão da quantidade de material necessário para a execução das estruturas calculadas.

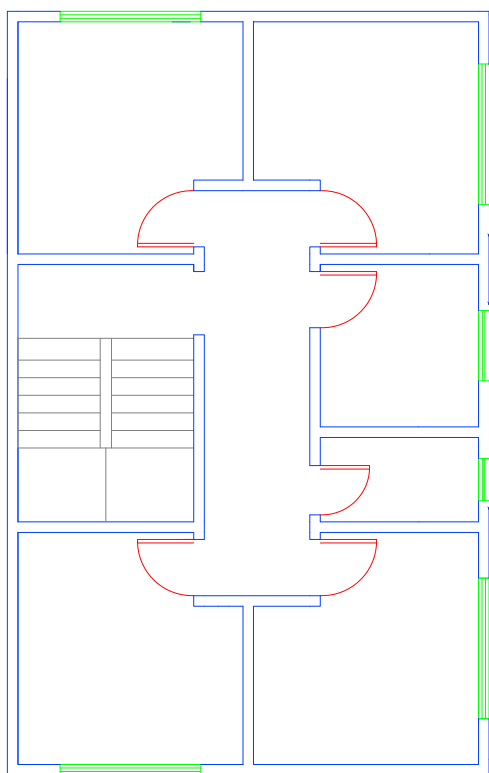
A abordagem quantitativa é importante para garantir a precisão dos resultados. E neste caso, a precisão foi de suma importância, visto que se trata de economia, qualidade e tempo, três variáveis relevantes na construção civil.

3.1.2. Caracterização da amostra

Foi desenvolvido um dimensionamento estrutural de um edifício comercial de 4 pavimentos tipo situado na cidade de Cascavel - Paraná, projetado em concreto armado com sistema tradicional formado por pilares, vigas e lajes.

Cada pavimento conta com 4 salas, uma copa e um banheiro, totalizando 86 m² de área útil. A Figura 13 mostra a planta baixa do pavimento tipo.

Figura 13: Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Autor (2017)

O pé-direito do pavimento tipo foi considerado de 2,80 metros. Também foi levado em consideração que as divisórias internas e externas são em tijolos de alvenaria e terão uma largura acabada de quinze centímetros. O projeto estrutural teve como base a planta baixa do projeto arquitetônico.

3.2 CÁLCULO ESTRUTURAL

3.2.1 Lajes

3.2.1.1 Espessuras das lajes

Esta verificação foi baseada no tipo e no vão da laje utilizada. Foram utilizadas lajes de 8 cm de espessura de modo a atender ao valor mínimo exigido pelo item 13.2.4.1 da NBR

6118 (2014).

3.2.1.2 Cargas atuantes

Para calcular as cargas atuantes na estrutura foi utilizado como base na NBR 6120 1980 - Cargas para o cálculo de estrutura de edificações e na NBR 8681 (2003) - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. De acordo com o item 11.2.1 NBR 6120 (1980), “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame”.

3.2.1.3 Peso próprio

Para efeitos de cálculo, o peso específico do material construtivo da laje, sendo ele o concreto armado ($\gamma_{mat} = 25\text{kN/m}^3$, segundo o item 8.2.2 da NBR 6118 (2014), deve ser multiplicado pela sua espessura, tal como a Equação 15:

$$g = \gamma_{mat}.h \quad (15)$$

Onde:

γ_{mat} - Peso específico do material (kN/m^3);

h - Espessura da camada (m).

Ressalta-se que a mesma equação foi aplicada para o contrapiso e revestimento do teto.

3.2.1.4 Paredes

Utilizou-se como base o tijolo furado e reboco, o peso por unidade de área de uma parede rebocada em ambas as faces pode ser representado pela Equação 16:

$$P_{par} = \gamma_{tij}.e + 2.\gamma_{reb}.e \quad (16)$$

Onde:

γ_{tij} - Peso específico do tijolo (kN/m³);

γ_{reb} - Peso específico do reboco (kN/m³);

e - Espessura da camada (m).

Para o calcular as cargas de parede apoiadas em lajes de dupla curvatura, considerou-se o peso total da parede e dividiu-se este valor pela área total da laje conforme a Equação 17:

$$g_{par} = \frac{P_{par} \cdot \ell_{par} \cdot h_{par}}{\ell_x \cdot \ell_y} \quad (17)$$

Onde:

P_{par} - Peso da parede (kN/m²);

ℓ_{par} - Largura da parede (m);

h_{par} - Pé direito (m).

Para o cálculo das cargas de paredes apoiadas em lajes de uma só curvatura, utilizou-se a Equação 18:

$$g_{par} = P_{par} \cdot h_{par} \quad (18)$$

3.2.1.5 Cargas acidentais

A carga acidental, por se tratar de um edifício comercial, com salas destinadas para escritórios, de acordo com a NBR 6120 (1980), foi considerada de 2 kN/m².

3.2.1.6 Dimensionamento a flexão

Para a obtenção da posição da linha neutra (x) definida pela equação que garante a ductilidade adequada da peça, primeiramente, define-se a altura útil (d) da laje, pela Equação 19:

$$h = d + c + 1,5 \quad (19)$$

Sendo:

h - altura da laje;

c- cobrimento nominal.

Visto isso, determinou-se o momento fletor de cálculo (M_d), pela Equação 20:

$$M_d = \gamma_c \cdot M_{xk} \quad (20)$$

A Tabela 9, mostra os coeficientes de ponderação da resistência do concreto (γ_c), e do aço (γ_s), segundo a NBR 6118 (2014), que foram utilizados.

Tabela 9: Coeficientes de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s)

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118 (2014)

Para o cálculo da resistência a compressão do concreto (f_{cd}) divide-se a resistência característica a compressão (f_{ck}) pelo seu fator de ponderação.

De acordo com a NBR 6118 (2014), o valor do parâmetro λ pode ser tomado igual a 0,8 para concretos com f_{ck} de até 50 MPa.

O parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão (α_c), é de 0,85 para concretos com f_{ck} de até 50 MPa, segundo NBR 6118 (2014).

Para garantir condições apropriadas de ductilidade, a posição da linha neutra deve ficar limitada em: $\frac{x}{d} \leq 0,25$ para concretos de até 50 MPa.

Por fim é definida a Equação 21 que resulta na área do aço (cm^2):

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x}{f_{yd}} \quad (21)$$

Sendo:

A_s - Área de aço;

$\lambda - 0,8$;

α_c - Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto á compressão;

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço;

$b - 100$.

1.2.2. Vigas

3.2.2.1 Esforços

Os esforços atuantes nas vigas analisadas foram calculados através do *software Ftool* para otimizar o tempo e para maior agilidade no processo de cálculo. Com o software são retirados os diagramas de reações, esforços cortantes e momento fletor, para dar início ao dimensionamento da peça. As cargas atuantes nas vigas são provenientes do seu peso próprio, cargas de paredes, cargas provenientes de lajes e também cargas concentradas quando recebidas de outras vigas ou pilares.

Para o dimensionamento do carregamento da laje sobre a viga é necessário achar a área de influência da laje sobre a viga analisada, para isto, segundo a NBR 6118 (2014), as lajes maciças retangulares com cargas uniformemente distribuídas, em cada apoio, são as correspondentes as cargas que atuam nos triângulos determinados por retas inclinadas a partir dos vértices com os ângulos de 30°, 45° e 60°.

3.2.2.2 Prescrições de norma

Conforme a NBR 6118 (2014), a largura mínima prevista para vigas é de 12cm, porém, esse limite pode ser diminuído para um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, mas obrigatoriamente a seção deve respeitar as condições de alojamento das armaduras, de lançamento e vibração do concreto.

Para garantir ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura transversal deve suportar o esforço de tração resistido pelo concreto antes da formação de fissuras de cisalhamento. Quanto a distribuição transversal entre as barras, o espaçamento mínimo entre elas, segundo o item 18.3.2.2 a NBR 6118 (2014), deve ser igual ou superior aos seguintes valores:

Na direção horizontal:

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

Na direção vertical:

- 20 mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 0,5 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

3.2.2.3 Dimensionamento da viga

O dimensionamento das vigas segue os mesmos critérios descritos no capítulo de lajes. A partir do equilíbrio de forças atuantes na seção é então verificado a área de aço necessária para resistir aos esforços de tração e, se preciso, contribuir na resistência a compressão do concreto.

É definida uma altura útil de acordo com o cobrimento recomendado pela NBR 6118 (2014) e da escolha de uma armadura inicial, determinando então a posição da linha neutra e seu domínio de deformação, e a área de aço a ser disposta de forma longitudinal na viga. O dimensionamento é realizado para os máximos momentos atuantes, frequentemente positivos nos vãos e negativos nos apoios.

A altura útil inicial é a distância do centro de gravidade da armadura de tração até a face da borda comprimida, dada pela seguinte Equação 22:

$$d = 0,9 \cdot h \quad (22)$$

Onde:

d - Altura útil

h - Altura da viga.

Com a estimativa da altura útil, deve ser então, calculada pela Equação 23, a posição da linha neutra para definir em qual domínio de deformação a viga se encontra.

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{md}{0,425 \cdot bw \cdot f_{cd} \cdot d^2}} \right) \quad (23)$$

Após a determinação da linha neutra, verifica-se se a armadura da viga é simples ou composta a partir do coeficiente adimensional (kx) que têm como função identificar o domínio de deformações no Estado Limite Último para o dimensionamento à flexão. Alcançado esses coeficientes, pode-se definir os limites dos domínios de deformações.

Para o dimensionamento ocorrer nos domínios 2 ou 3 essa razão deve constar abaixo de 0,628. Até o limite de 0,259 tem-se o domínio 2 e no intervalo de 0,259 e 0,628, o domínio 3. Acima destes valores se encontra o domínio 4, no qual é necessária a aplicação de armadura dupla. Neste caso, para evitar que a peça fique superarmada, pode-se aumentar a altura da viga ou então aumentar a resistência do concreto.

E então calcula-se a área de aço pela Equação 24:

$$A_s = \frac{Md}{F_y d (d - 0,4 \cdot x)} \quad (24)$$

Onde:

A_s - Área de aço;

M_d - Momento fletor de cálculo;

F_y - Resistência de cálculo do aço;

d - Altura útil.

3.2.3 Pilares

3.2.3.1 Esforços solicitantes

Primeiramente, são adquiridos os esforços atuantes no pilar pelo software ftool para então, estabelecer sua esbeltez e compará-la com os limites determinados pela NBR 6118 (2014). Assim, é possível verificar se haverá ou não a necessidade de considerar efeitos de

segunda ordem. Obtidos os valores de momento e carregamento normal, pode ser definida a armadura com o auxílio de ábacos retirados de VENTURINI 1987.

3.2.3.2 Definições normativas

De acordo com a NBR 6118 (2014), a seção transversal de pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais é permitida a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que as ações a serem consideradas no dimensionamento sejam majoradas por um coeficiente adicional γ_n (Tabela 10).

Tabela 10: Valores do coeficiente adicional

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35
Onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal do pilar. NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.								

Fonte: NBR 6118 (2014)

Contudo, não é permitido pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². Outro fator a ser levado em consideração é que a maior dimensão da seção transversal de um pilar precisa ser, necessariamente, maior que cinco vezes a sua menor dimensão. Caso isso não ocorra, o elemento não é mais considerado um pilar convencional e passa a ser dimensionado como um pilar-parede.

3.2.3.3 Cobrimento da armadura

Para garantir o cobrimento mínimo ($C_{mín}$), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (C_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc), como mostra a Equação 25:

$$C_{nom} = C_{mín} + \Delta c \quad (25)$$

Por se tratar de obra corrente, o valor de Δc deverá ser maior ou igual a 10mm. De acordo com a tabela 7.2 NBR 6118 (2014), o cobrimento nominal do pilar deverá ser de 30mm.

3.2.3.4 Índice de esbeltez

Os pilares podem ser classificados quanto a sua esbeltez por meio da Equação 26:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{le}{h} \quad (26)$$

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez respeitar um valor limite dado pela Equação 27.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha b} \quad (27)$$

Onde:

λ_1 – Índice de esbeltez;

e_1 - é a excentricidade de primeira ordem, não incluindo a excentricidade acidental;

αb - É o fator que depende da vinculação dos extremos do pilar isolado e do carregamento atuante, para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo o valor é igual a 1.

Em função do índice de esbeltez, os pilares podem ser classificados como sendo:

- Pilares curtos $\lambda < \lambda_1$:

Os efeitos locais de 2º ordem, neste caso, podem ser desprezados na direção analisada.

- Pilares médios $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$:

Os efeitos locais de segunda ordem $\lambda > \lambda_1$ precisam ser obrigatoriamente considerados. A determinação dos efeitos de 2º ordem pode ser feita por métodos aproximados, como o método do pilar padrão. Os efeitos da fluência do concreto podem ser desprezados neste caso.

- Pilares esbeltos $90 < \lambda \leq 140$:

Para $\lambda \geq 90$ é obrigatória a consideração dos efeitos da fluência do concreto. A indicação dos efeitos locais de 2º ordem pode ser feita pelo método do pilar padrão ou pilar

padrão melhorado, utilizando-se para a curvatura da seção crítica, valores obtidos dos diagramas de momento fletor, força normal e curvatura específica para o caso.

- Pilares muito esbeltos $140 < \lambda \leq 200$:

Uma classificação adicional pode ser feita para pilares classificados como muito esbeltos. Neste cenário, para a consideração dos efeitos de 2º ordem recorre-se ao método geral, que se constitui da análise não-linear de 2º ordem efetuada com discretização adequada da barra.

Segundo a NBR 6118 (2014), não são admitidos pilares com índice de esbeltez superior a 200.

3.2.3.5 Imperfeições geométricas

A NBR 6118 (2014) estabelece ainda que para o dimensionamento do momento total de primeira ordem, ou seja, a soma dos momentos iniciais com os momentos produzidos pelas imperfeições geométricas locais, precisa respeitar o valor mínimo, dado pela Equação 28:

$$M_{1dmín} = Nd(0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (28)$$

Sendo:

$M_{1dmín}$ - Momento limite;

Nd - Força normal de cálculo;

h - é a altura da seção transversal na direção considerada, em metros.

Para a determinação dos efeitos locais de segunda ordem pode ser realizada pelo método geral ou por métodos aproximados. O momento total máximo no pilar, ou seja, a soma dos momentos de 1º ordem com os momentos de 2º ordem, é calculado pela Equação 29.

$$M_{dtot} = ab \cdot m_{1dmín} + Md \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (29)$$

Sendo:

M_{dtot} - Momento total máximo do pilar;

αb - É o fator que depende da vinculação dos extremos do pilar isolado e do carregamento atuante, para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo o valor é igual a 1.

$m1dmín$ - Momento limite;

Md - Momento Fletor de cálculo;

A NBR 6118 (2014), adota uma expressão aproximada para a curvatura na base, como:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(Y + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (30)$$

Sendo:

Y - Valor adimensional relativo á força normal.

h - Altura da seção na direção considerada;

Para descobrir o valor adimensional relativo á força normal, utiliza-se a Equação 31:

$$Y = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} \quad (31)$$

Para o cálculo da armadura longitudinal vertical utiliza-se a Equação 32.

$$As = \frac{w \cdot Ac \cdot fcd}{fyd} \quad (32)$$

Sendo:

Ac - Área da seção transversal do concreto;

Fcd - Resistência de cálculo do concreto á compressão;

Fyd - Resistência de cálculo do aço.

Para os limites da taxa de armadura mínima e máxima tem-se as Equações 33 e 34.

$$As, min = 0,15 \cdot \frac{Nd}{fyd} \geq 0,004 \cdot Ac \quad (33)$$

$$A_{s, max} = 8\%A_c \quad (34)$$

Sendo:

$A_{s, min}$ - Área de aço mínima;

N_d - Força Normal de cálculo;

F_{yd} - Resistência de cálculo do aço;

A_c - Área da seção transversal do concreto;

$A_{s, max}$ - Área de aço máxima.

3.2.4 Software Eberick

Utilizando da mesma metodologia feita no cálculo manual, os mesmos carregamentos foram lançados no *software Eberick* e então foi realizado o dimensionamento estrutural.

3.2.5 Análise dos dados

Após a realização dos dimensionamentos foram levantados os valores de consumo de aço e concreto, para a análise por meio de comparativos gráficos e percentuais.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Dimensionamento manual

Nesta etapa, a estrutura foi calculada manualmente com o auxílio de planilha eletrônica do *software Excel*. Será apresentado o dimensionamento estrutural da uma laje (L1), uma viga (V1) e um pilar (P1), as demais estruturas estarão apresentadas em planilha e nos apêndices C, D e E.

4.1.1.1 Dimensionamento da laje

A Tabela 11 apresenta o dimensionamento da laje L1. Primeiramente foram inseridos os vãos efetivos e, então, a laje foi classificada quanto a sua curvatura, posteriormente acrescentaram-se a espessura do cobrimento nominal, espessura da laje e todas as cargas atuantes nela. Com os momentos positivos e negativos calculados foi possível obter o número de barras e o seu comprimento.

Tabela 11: Dimensionamento das Lajes do Pavimento Tipo

Dimensionamento Das Lajes do Pavimento Tipo				
Laje	Vãos Efetivos			Classificação das lajes
	Lx	Ly	λ	
L1	3,35	3,45	1,029850746	Armada em duas direções
Espessuras das Lajes			Ações Atuantes	
Cobrimento (cm)	Número de Eng	Altura(h) (cm)	Peso Próprio	Contra-Piso
2,5	2	8	2	0,525
Ações Atuantes				
Revestimento	ppar*I*h	lx*ly	Alvenaria	Sobrecarga
0,475	10,101	11,55	0,87	2
Ações Atuantes		Mom.Positivos		Mom.Negativos
Carregamento Total	Xx	Xy	Mx'	My'
5,87	4,42	4,42	1,7	1,7
Mom.Negativos	Flexão Positiva			
X	Asx	Mdx	x	Asy
0,518	1,443	238	0,518	1,442
Flexão Positiva	Armadura Adot	Armadura Adotad	Nº de Barras	
Mdy	As x. (cm²)	As y. (cm²)	X	Y
238	1,5	1,5	5	5
Espaçamento (cm)		Comp. dos mom. negativos		Momento Negativo
X	Y	L/L	XC	Md
20	20	L1/L2	4,420	618,8
Momento Negativo		Armadura Mínima	armadura adotad	Nº de Barras
X	As	As min (cm²)		
1,504	2,784	1,5	2,784	9
Espaçamento	Comprimento das Armaduras Negativas			
	Comp. Parcial (Comprim. Total (cm)			
12	120,02	117,55		
Comprimento das Armaduras positivas				
Lajes	Comp. X (cm)	Comp. Y (cm)		
Laje 01	360	370		

Fonte: Autor (2017)

A tabela 12 representa todos os dados que foram necessários para as fórmulas dos cálculos das lajes.

Nessa laje, feita a divisão dos vãos efetivos, notou-se que era armada em duas direções. Obteve-se uma altura de 8cm, com um total de 9 barras de aço CA50 de diâmetro de 6,3mm.

Tabela 12: Dados para cálculo das Lajes

Dados		
γ_c -kN/m ³	25	
h da laje - m	0,08	
γ_{cont} -kN/m ³	21	
e cont. m	0,025	
γ_{rev} -kN/m ³	19	
e Reves. - m	0,025	
$\gamma_{alv-bloco}$	13	
e parede	0,15	
α	1,4	
fck	25	
CA50	0,628	
f_{yd} - ca 50	43,48	
fcd	1,7857	
área 6.3mm	0,3120	
γ_{piso} -kN/m ³	28	
e Reves. - m	0,025	
DIÂMETRO AGREG. 19MM	1,9 CM	
ESPAÇAMENTO MÁXIMO	20CM	
ESPAÇAMENTO MÍNIMO	2,28CM	

Fonte: Autor (2017)

4.1.1.2 Dimensionamento da Viga V1

Para iniciar o cálculo de vigas, preliminarmente foi necessário inserir suas dimensões, o pé direito da edificação e a espessura da parede. Seguindo então os mesmos critérios do cálculo das lajes, foram acrescentados o cobrimento nominal e a altura útil, conforme Tabela 13.

Tabela 13: Dimensionamento das Vigas do Pavimento Tipo

Dimensionamento Das Vigas do Pavimento Tipo				
Vigas	Dimensões		Pé direito (m)	parede (m)
	Bw (m)	h (m)		
VTIPO1A/B	0,15	0,25	2,80	0,15
Cobrimento (c)	Altura util (d)	Bitola das Barras	Kx Lim (Fck = 50Mpa)	Espaçamento Horizontal (cm)
3	22,5	6,3	0,45	2,28
Trecho 1				
Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)	Kx	Verificação de domínio
8,3	1162	2,15	0,10	Domínio 02
				X
Trecho 1				
Tipo de Armadura	Area de Aço (As)	Asmin	As (Adotado)	Numero de Barras
Armadura Simples	1,23	0,56	1,23	4
Trecho 2				
Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)	Kx	Domínio 02
5,4	756	1,37	0,06	X
Trecho 2				
Tipo de Armadura	Area de Aço (As)	Asmin	As (Adotado)	Numero de Barras
Armadura Simples	0,79	0,56	0,79	3
Trecho 3				
Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)	Kx	Domínio 02
9,7	1358	2,53	0,11	X
Trecho 3				
Tipo de Armadura	Area de Aço (As)	Asmin	As (Adotado)	Numero de Barras
Armadura Simples	1,45	0,56	1,45	5

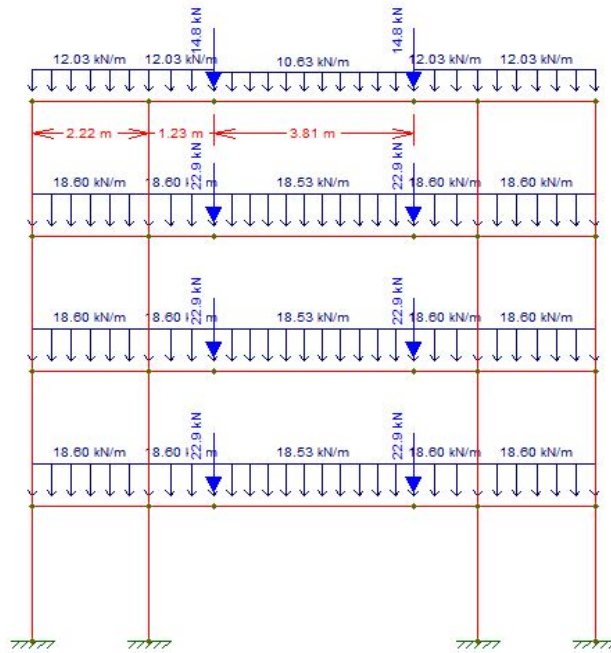
Fonte: Autor (2017)

Com o dimensionamento, obteve-se barras de 6,3 mm de diâmetro, com um espaçamento horizontal de 2,20 cm.

4.1.1.3 Dimensionamento do pilar P1

Para a realização do dimensionamento dos pilares, inicialmente realizou-se o lançamento dos esforços em pórticos no *software Ftool*, conforme Figura 14.

Figura 14: Pórtico elaborado com *Ftool*



Fonte: Autor (2017)

Após a verificação dos esforços, os valores foram utilizados para o dimensionamento do pilar P1, conforme Tabela 14.

Tabela 14: Dimensionamento das Vigas do Pavimento Tipo para dimensionamento dos Pilares

Dimensionamento Das Vigas do Pavimento TIPO				
Pilares	Dimensões		Valores do FTOOL	
	hx (m)	hy (m)	NK X (KN)	NK Y (KN)
P01	0,20	0,40	57,8	54,2
Valores do FTOOL				
M1AKX (KN.M)	M1AKY (KN.M)	Pilar	ND X (KN)	ND Y(KN)
1,6	2	Pilar de canto	80,92	75,88
Valores Majorados				
M1ADX (KN.M)	M1AD min X (KN.M)	M1ADX adotado (KN.M)	M1ADY (KN.M)	M1AD min Y (KN.M)
2,24	2,18	2,24	2,8	1,70
Valores Majorados		Comprimento equivalente		eix (cm)
M1ADY adotado (KN.M)	lex	ley		
2,8	2,8	2,8	2,8	24,22
Determinação da Esbeltez				
eiy	λ_x	λ_y	$\lambda_{1y} X$	Y
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
Armadura Longitudinal				
	1/r (x)	γ_x	Mdtotx (KN.m)	Mdminx
0,03	0,00025	0,056	224,00	224,00
Mdx adotado	μ_x	d'/hx	Wx	Asx
224,000	0,00393	0,10	0,05	1,64
Asx min 1	Asx min 2	Asx Adotado	1/r	γ_y
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0053
Mdtoty	Mdminy	Mdy adotado	μ_y	d'/hy
428,00	280,00	428,00	0,015	0,20
Wy	Asy	Asy min 1	Asy min 2	Asy Adotado
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
Detalhamento		Emenda por Transpasse		
Bitola das Barras (mm)	Numero de Barras	loc min	fbd	lb
10	4	22,6	0,288	37,74
loc (cm)	Quant. Barras Long.			
38,46	303			

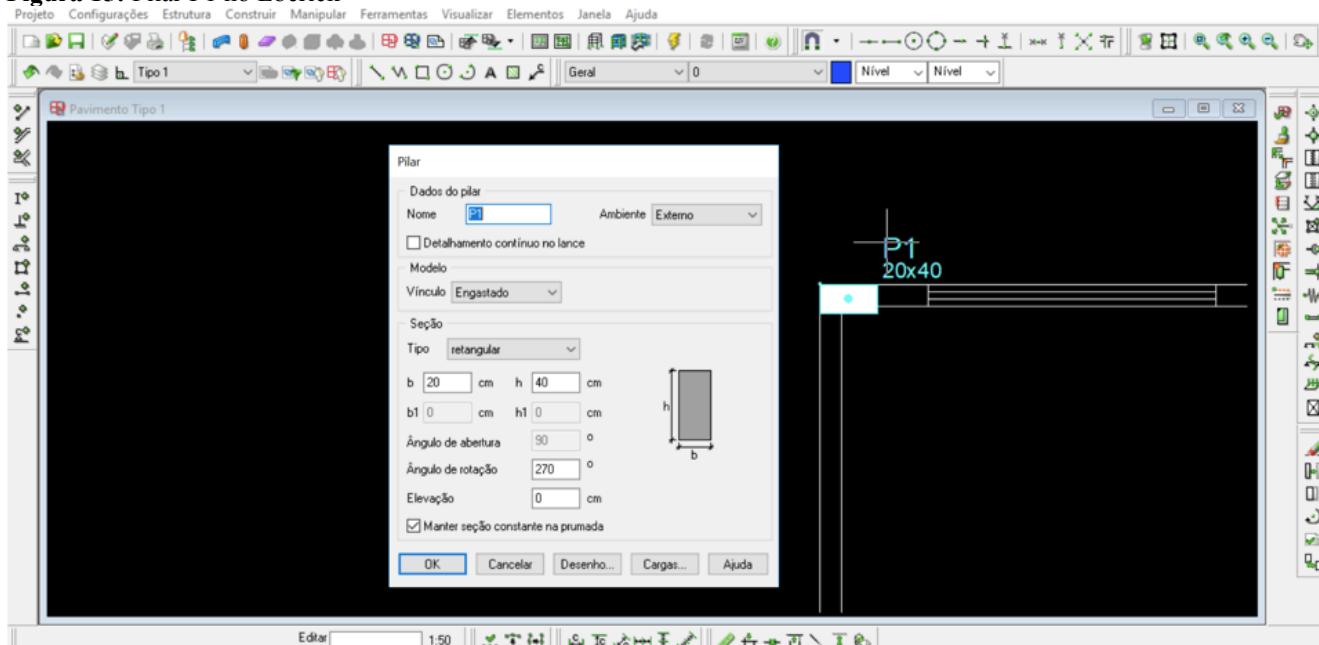
Fonte: Autor (2017)

4.1.2 Dimensionamento com o *software Eberick*

4.1.2.1 Dimensionamento do pilar P1

Para o dimensionamento do pilar no programa *Eberick*, foram inseridas as dimensões do pilar, como mostra a Figura 15, tendo como base 20 cm e altura de 40 cm.

Figura 15: Pilar P1 no Eberick

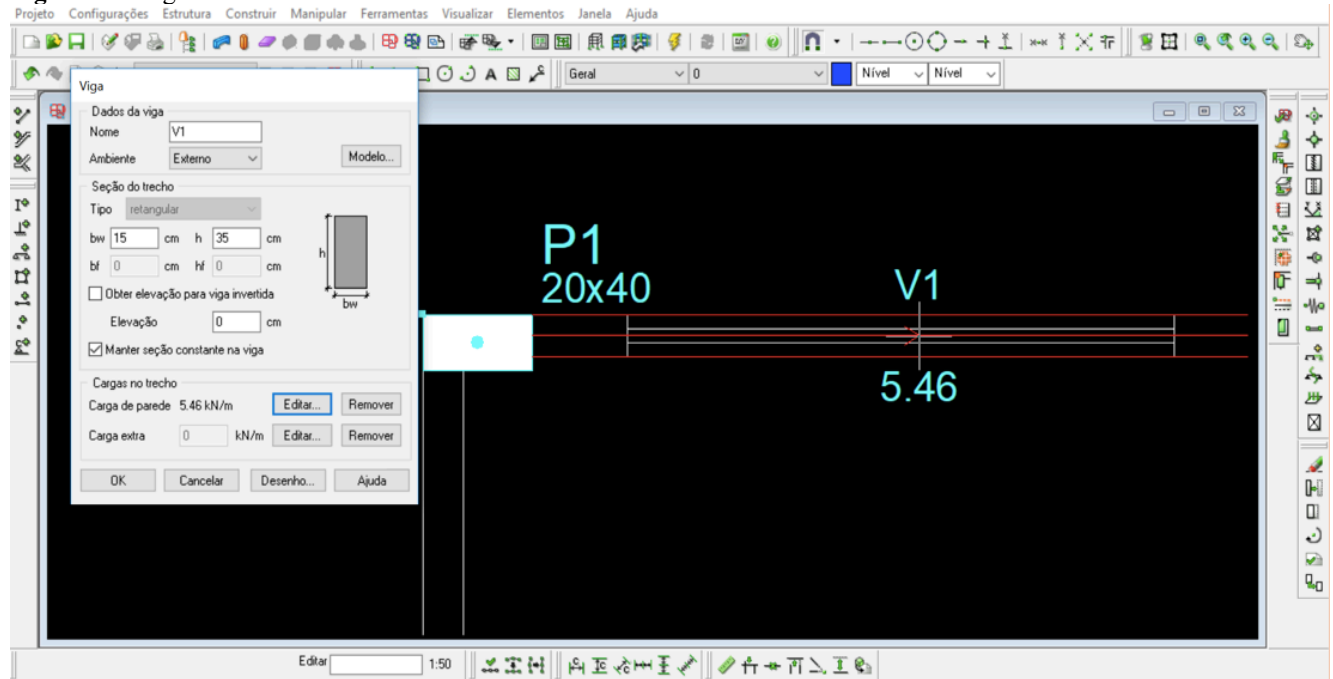


Fonte: Autor (2017)

4.1.2.2 Dimensionamento da viga V1

Para o dimensionamento da viga V1, foi pré-definida uma dimensão para a viga, como mostra a Figura 16, tendo como base 15 cm e 35 cm de altura.

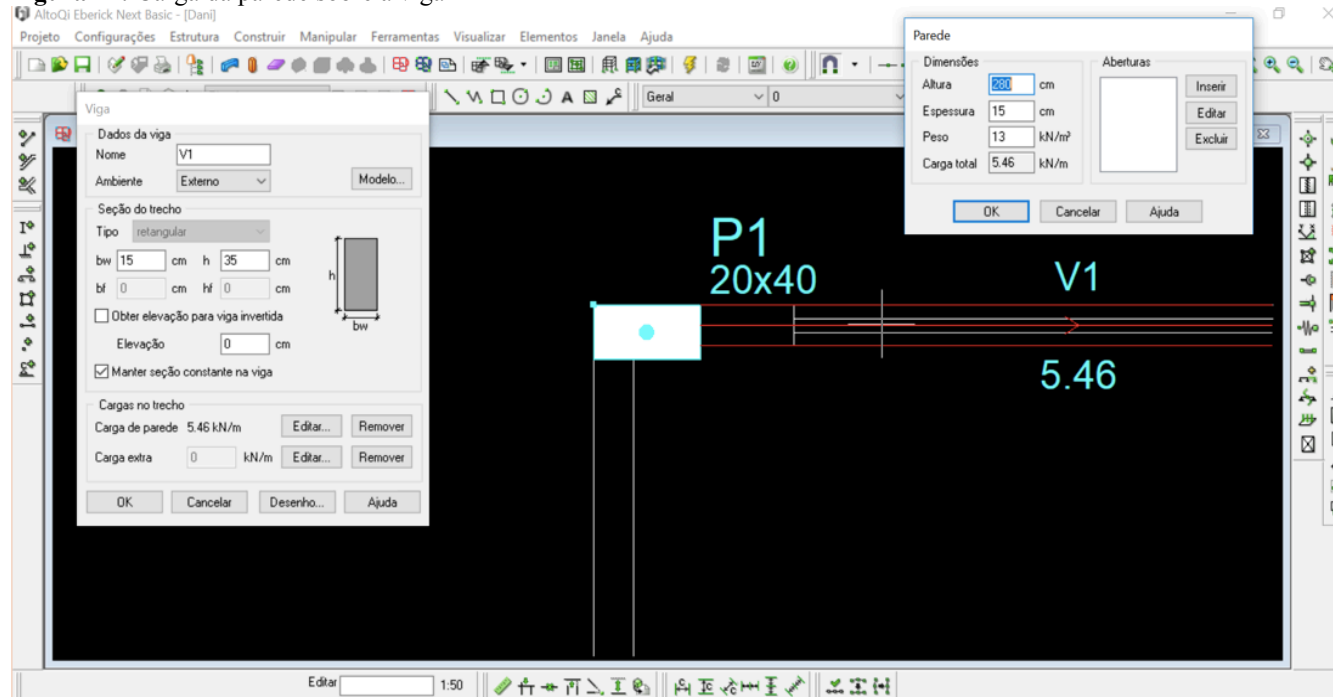
Figura 16: Viga V1 Eberick



Fonte: Autor (2017)

O próximo passo foi adicionar a carga da parede que está sobre a viga, considerando exatamente os mesmos dados usados no cálculo manual, sendo o pé direito de 2,80 m, espessura da parede de 15 cm e peso específico com tijolo furado de 13 kN/m², como mostra na Figura 17.

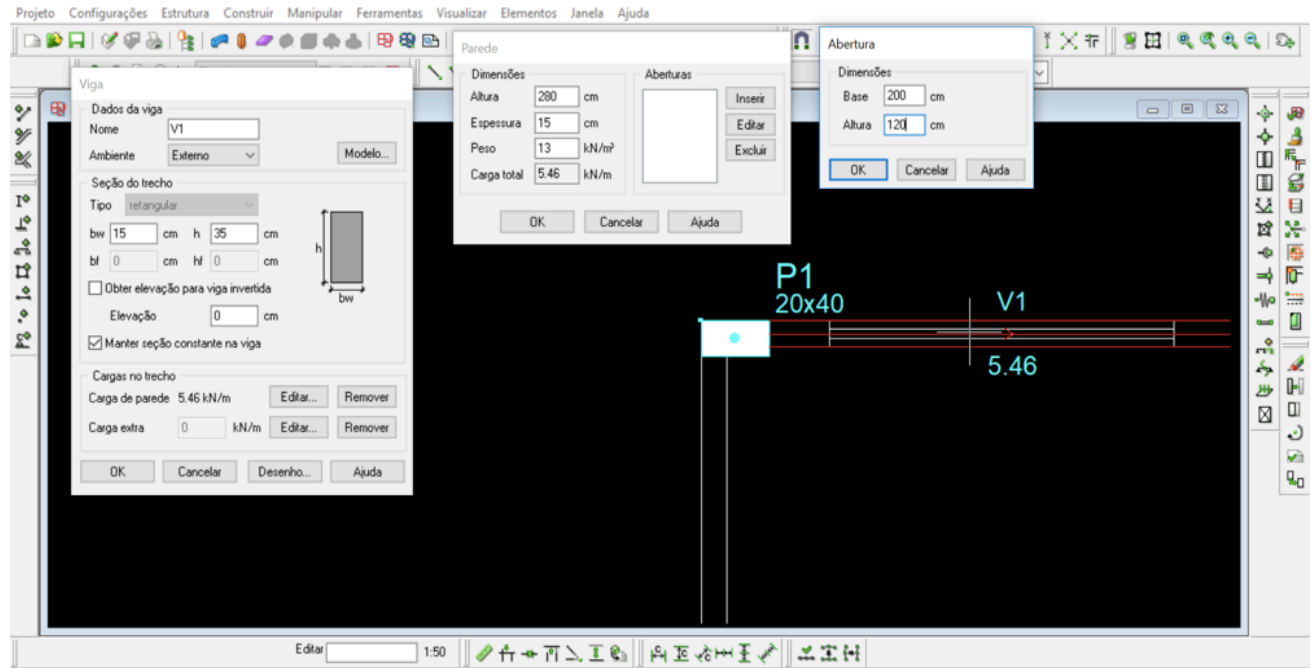
Figura 17: Carga da parede sobre a viga



Fonte: Autor (2017)

Foram inseridas as aberturas, conforme a Figura 18, em que se tinha uma janela com dimensão de 200x120 cm que está sobre a viga analisada, essa abertura foi descontada para efeito de cálculo.

Figura 18: Abertura sobre a viga



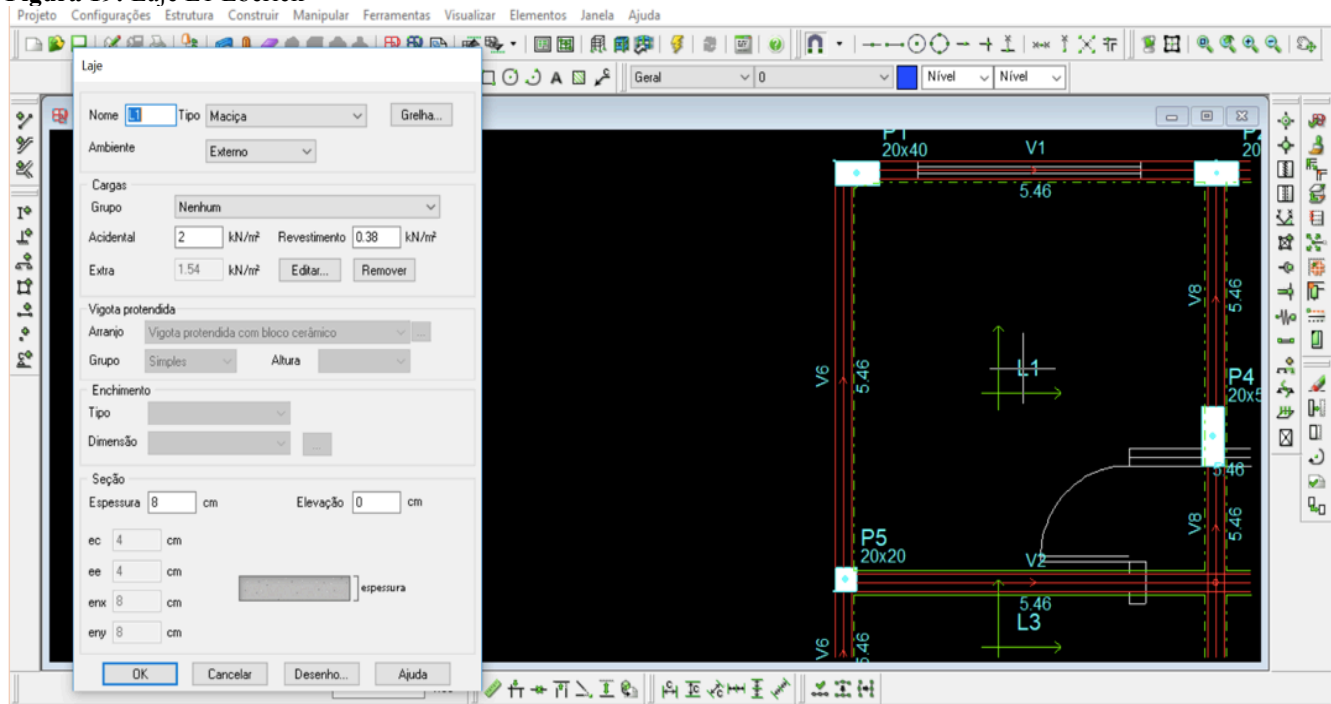
Fonte: Autor (2017).

As dimensões que foram inseridas inicialmente para as vigas e pilares foram aceitas para o estado limite último (ELU), as aberturas descontadas, mostradas na figura acima, causaram um alívio relativamente baixo para a estrutura, favorecendo para uma área de aço ideal, voltada a segurança e visando economia.

4.1.2.3 Dimensionamento da laje L1

Para o dimensionamento da laje no *software*, primeiramente foi necessário informar qual o tipo de laje. No caso deste projeto: laje maciça (Figura 19).

Figura 19: Laje L1 Eberick

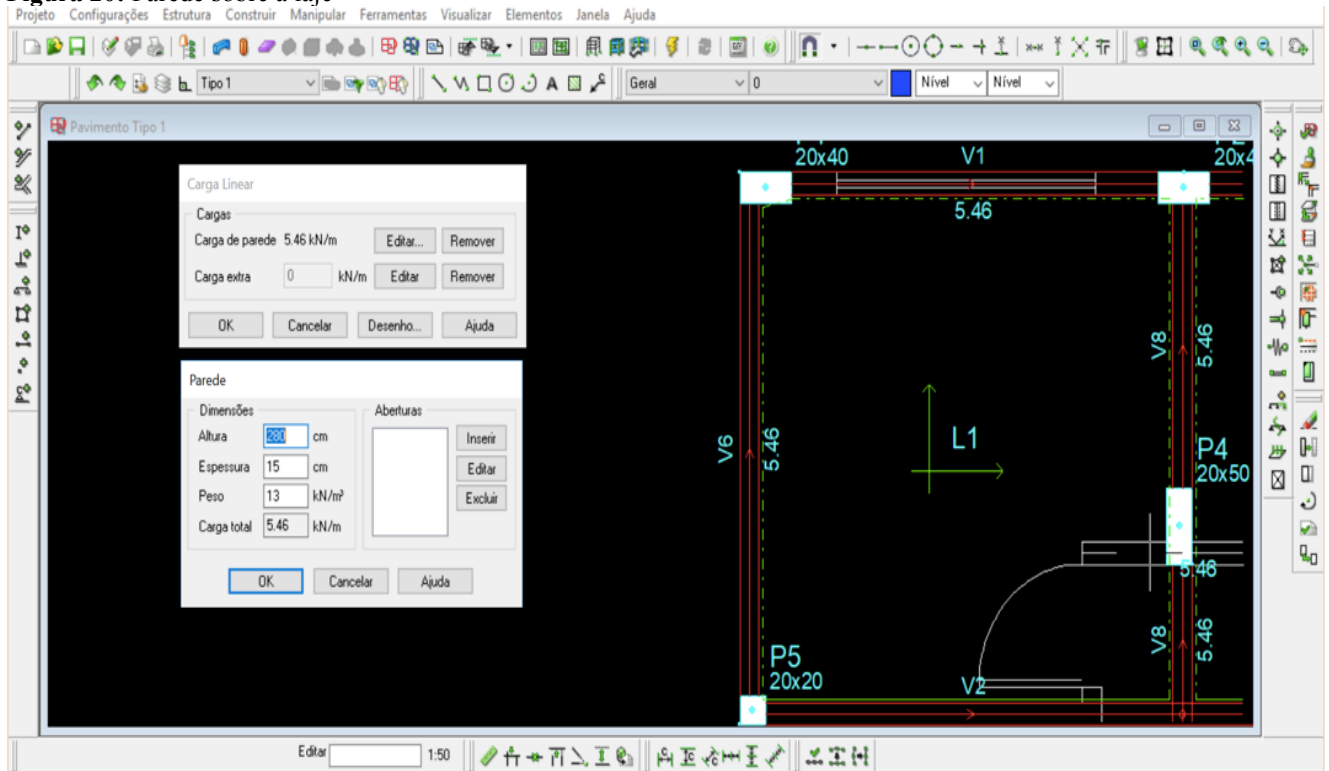


Fonte: Autor (2017)

Foi inserido então, de acordo com a NBR 6118 (2014), qual o valor da carga acidental, carga dos revestimentos e então a espessura da laje.

Como no cálculo manual, no *Eberick* também foi necessário levar em consideração quando há paredes sobre a laje, como é o caso da Figura 20.

Figura 20: Parede sobre a laje



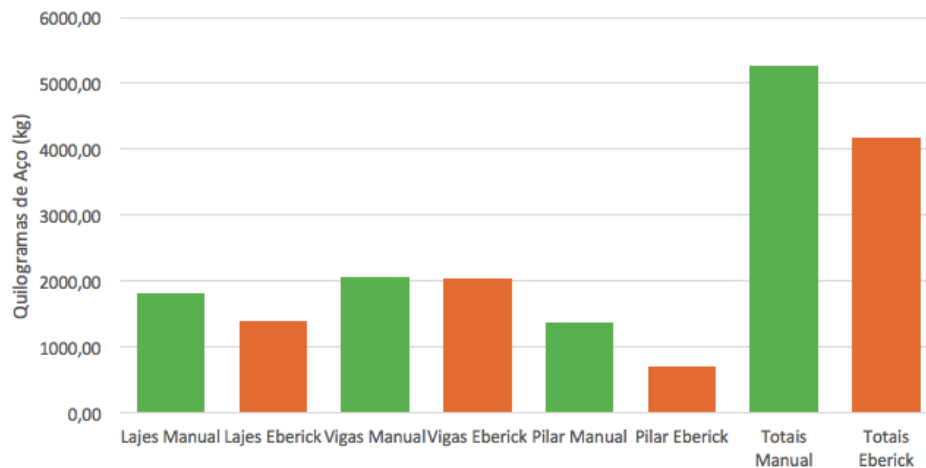
Fonte: Autor (2017)

Foi preciso informar ao *software* qual a altura e espessura desta parede e qual o seu peso específico para assim, fazer o lançamento da carga linear da parede.

A parede que está sobre a laje exerce uma carga significativa sobre ela, sendo importante o lançamento da sua carga no programa.

4.1.2 Comparativo gráfico de quantitativo de materiais

Após todos os cálculos realizados tanto de forma manual quanto no *software Eberick*, pode-se realizar o levantamento das quantidades dos materiais. Inicialmente, verificou-se o quantitativo de aço, conforme o gráfico da Figura 21.

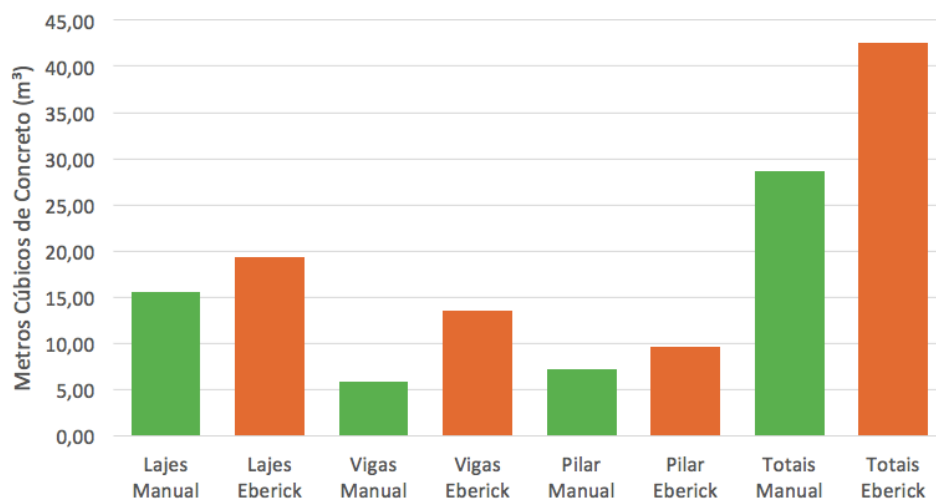
Figura 21: Gráfico quantitativo de aço

Fonte: Autor (2017)

Conforme os dados obtidos na pesquisa, o cálculo manual apresentou 29,76% a mais de aço nas lajes do que o resultado obtido pelo *Eberick*, bem como, 92,36% a mais nos pilares e 0,97% a mais referente as vigas.

Quanto a porcentagem total de aço, foi obtido pelo dimensionamento manual 26,34% a mais do que no cálculo efetuado pelo *Eberick*.

Também foi realizado o levantamento do quantitativo de concreto dos elementos, conforme o gráfico da Figura 22.

Figura 22: Gráfico quantitativo de concreto

Fonte: Autor (2017)

Relativa a porcentagem total de concreto, pelo método manual obteve-se 32,55% a menos que o *software* citado.

Frente aos resultados, tratando do quantitativo de aço, o método manual foi menos preciso, no sentido em que exigiu porcentagem consideravelmente maior de material do que a fornecida pelo *Eberick*. Todavia, no que se refere ao quantitativo de concreto, foi considerável como o percentual de material exigido foi menor.

Dessa via, presentes certas discrepâncias em que a depender do dimensionamento a ser realizado (aço ou concreto), o método manual ora apresenta um quantitativo menor que o *Eberick*, ora maior (e vice-versa), não foi possível a partir dessa comparação gráfica de quantitativos materiais por si só, definir conclusivamente qual o método mais economicamente viável

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal modelar e analisar uma estrutura por dois métodos distintos, comparando os seus resultados. A estrutura utilizada foi a de um prédio comercial de 4 pavimentos em concreto armado, com sistema estrutural em laje maciça.

Na elaboração deste projeto ficou visível o desenvolvimento e a aplicação dos conhecimentos adquiridos durante os cinco anos do curso. Por meio da utilização de conceitos de análise estrutural, materiais de construções e de concreto armado, foi possível realizar o cálculo estrutural da edificação.

O cálculo de uma estrutura executado de forma manual é pouco utilizado atualmente em virtude da existência de programas computacionais que realizam análise e detalhamento dos elementos da estrutura, que otimizam significativamente o tempo gasto para chegar no resultado final e por consequência, aumentam a produtividade e lucratividade do profissional. Entretanto, acredita-se que a experiência de passar pelo processo de cálculo manual, pelo menos algumas vezes, é necessária. Tal assertiva se justifica em razão do cálculo manual oportunizar que o profissional percorra por todas as etapas do projeto de forma pormenorizada fazendo uso de sua capacidade inventiva e analítica, diferente do que se visualiza com a utilização de um *software*, pelo qual, geralmente são acessados apenas os resultados.

Ademais, observou-se na presente pesquisa que o *software Eberick* constitui uma ótima ferramenta para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, entretanto, para maiores chances de sucesso na elaboração de um projeto estrutural, é necessário dispor de soluções para contornar as limitações do programa, dado que muitas vezes, este fornece circunstâncias que não seriam convenientes na hora da execução da obra. Assim, é inevitável que o profissional tenha um bom nível de conhecimento técnico e normativo associado à experiência para analisar criticamente os resultados obtidos pelo *software*. Visto isso, percebe-se que o dimensionamento por meio de softwares computacionais suscita em grande responsabilidade do profissional.

Tendo em vista os dados das tabelas e gráficos apresentados anteriormente, percebeu-se uma diferença entre o consumo de aço e concreto que as duas maneiras de calcular a estrutura nos forneceu. Não obstante as diversas vantagens oferecidas pelo uso de *softwares*, especialmente em termos de economia de tempo, o cálculo pelo Eberick apresentou um

aumento de 32,55% na quantidade final de concreto. Entretanto expôs uma economia em relação ao quantitativo do aço.

Diante desses resultados, não foi possível definir conclusivamente qual seria o método mais viável em termos de economia para a realização do cálculo estrutural, pois este varia conforme o material (aço ou concreto) que está sendo analisado. Assim, é necessário que o profissional, na escolha do método, seja consciente da sua capacidade para efetuar cálculos manuais ou ainda, se optar pela utilização do *software*, se responsabilize por uma análise crítica dos resultados a fim de contornar as limitações tecnológicas pelo uso de seus conhecimentos técnicos.

CAPITULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Fazer um comparativo de cálculo estrutural utilizando dois softwares computacionais distintos.
- Fazer um comparativo com o quantitativo de aço utilizado para estruturas de concreto armado convencional e pré-moldado.
- Fazer um comparativo de cronograma com diversos tipos de *softwares* para o tempo gasto com o cálculo estrutural.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, L. C. **Elementos estruturais**. São Paulo: UNICAMP, 2006. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/FormaLancamento/Introducao_elementos.pdf>. Acesso em: 01 jun. 2017.
- ARGENTA, M. **Estruturas de concreto I**. Universidade Federal do Paraná, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. NBR 6120. **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2000.
- _____. NBR 7480. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.
- BASTO, P. S. S. **Fundamentos do concreto armado**. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 06 jun. 2017.
- _____. **Pilares de concreto armado**. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2017. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>> Acesso em: 06 jun. 2017.
- _____. **Lajes de concreto**. 2015. Universidade Estadual Paulista. São Paulo. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>> Acesso em: 15 jun. 2017.
- BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**. Vol. I. Blucher: São Paulo, 2015.
- CANAES, A. **Análise comparativa de uma estrutura de edifício em laje lisa pelos programas SAP2000 e EBERICK**. Rio de Janeiro: UFRJ, 2013. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10008943.pdf>> Acesso em: 27 jul. 2017.
- CARNEIRO, R. **Estruturas de concreto II**. Universidade Federal do Pará, 2006.
- FRANÇA, D. **Análise estrutural de um edifício de concreto armado com quatro pavimentos: estudo de caso para diferentes modelos estruturais**. Pato Branco: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2015. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/5583/1/PB_COECI_2015_1_11.pdf> Acesso em: 20 jul. 2017.
- FILHO, A. C. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS: 2014. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>> Acesso em: 25 jul. 2017.
- FILHO, J. G. D. **CONTROLE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO NA ESTRUTURA COM O USO DE CÉLULA DE FLUÊNCIA**. São Paulo: Universidade de São Paulo. 2010. Disponível em: <<http://poli->

integra.poli.usp.br/library/pdfs/663b5260e222d9709256bc7f8d4524d5.pdf> Acesso em: 20 jul. 2017.

_____. **Projeto de pilares de concreto armado**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul -UFRS, 2014.

FREITAS, J. **Materiais de construção I**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná – UFPR.

GARCEZ, E. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Universidade Federal de Pelotas, 2012.

KIMURA, A. E. **Pilares** - Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto para Edifícios - Faculdade de Engenharia São Paulo, 2010.

KOERICH, R. **Concepção estrutural** – principais erros de concepção que tornam uma estrutura cara. 2015. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/concepcao-estrutural-principais-erros-de-concepcao-que-tornam-uma-estrutura-cara/>> Acesso: 20 jun. 2017.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. São Paulo: USP, 2011. Disponível em: <www.teses.usp.br/teses/disponiveis/.../2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf> Acesso em: 20 jul. 2017.

NAKAMURA, J. **Cobrimento de armaduras**. 2011. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/45/cobrimento-de-armaduras-espessura-de-camada-de-concreto-sobre-250451-1.aspx>> Acesso em: 20 jul. 2017.

NICOLAU, I. A. N.; TEIXEIRA, J. G. **PROJETO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE ONZE PAVIMENTOS**. Campos dos Goytacazes : UENF, 2015. Disponível em: <<http://uenf.br/cct/leciv/files/2016/01/IGOR-AMARAL-NEVES-DE-NICOLAU-e-JEFFERSON-GUILHERME-TEIXEIRA.pdf>> Acesso em: 20 jun. 2017.

PINHAL, P. **Terminologias arquitetônicas**. 2009. Disponível em: <<http://www.colegiodearquitetos.com.br/dicionario/2009/02/o-que-e-viga/>> Acesso em: 20 de jul. 2017.

PINHEIRO, L.; MUZARDO, C.; SANTOS, S. **Lajes maciças**: Capítulo 11. São Paulo: USP, 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>> Acesso em: 25 jul. 2017.

_____. **Estruturas de concreto**: Capítulo 2. Campinas: UNICAMP, 2004. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Concreto.pdf>> Acesso em: 25 jul. 2017.

PINHEIRO, L. M.; SCADELAI, M. **Estruturas de concreto**: Capítulo 16. Campinas: UNICAMP, 2005. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Pilares/16%20Pilares.pdf>> Acesso em: 20 jul. 2017.

SANTOS, P. **Análise de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial.** Florianópolis: UFSC, 2014.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **DIMENSIONAMENTO DAS PEÇAS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO SOLICITADAS À FLEXÃO RETA.** São Paulo, USP, 1897. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/23%20Abacos%20flexao%20normal%20-%20Venturini%20-%20Walter.pdf>> Acesso em: 20 jun. 2017.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO, R. **ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS OBTIDOS EM SOFTWARES DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO.** Curitiba: UFPR, 2010. Disponível em: <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/3/31/Tfc_2010_juliano_ricardo.pdf> Acesso: 20 jul. 2017.

WEBER, L. F. L. **Cobrimento de armadura em estrutura de concreto armado: análise comparativa entre os valores projetados e executados nas obras do vale do Taquari.** Lajeado: Centro Universitário UNIVATES, 2014. Disponível em: <<https://www.univates.br/bdu/bitstream/10737/643/1/2014LuisFernandoLuccaWeber.pdf>> Acesso em: 30 jul. 2017.

**APÊNDICE A - COEFICIENTES PARA O CÁLCULO DOS MOMENTOS MÁXIMOS
DAS LAJES - TABELAS DE CZERNY**

(Fonte: Beton - Kalender, 1976)

l_y / l_x	Caso 1		Caso 2A			Caso 2B		
	α_x	α_y	α_x	α_y	β_y	α_x	α_y	β_x
1,00	22,70	22,70	32,40	26,50	11,90	26,50	32,40	11,90
1,05	20,80	22,50	29,20	25,00	11,30	25,70	33,30	11,30
1,10	19,30	22,30	26,10	24,40	10,90	24,40	33,90	10,90
1,15	18,10	22,30	23,70	23,90	10,40	23,30	34,50	10,50
1,20	16,90	22,30	22,00	23,80	10,10	22,30	34,90	10,20
1,25	15,90	22,40	20,20	23,60	9,80	21,40	35,20	9,90
1,30	15,20	22,70	19,00	23,70	9,60	20,70	35,40	9,70
1,35	14,40	22,90	17,80	23,70	9,30	20,10	37,80	9,40
1,40	13,80	23,10	16,80	23,80	9,20	19,70	39,90	9,30
1,45	13,20	23,30	15,80	23,90	9,00	19,20	41,10	9,10
1,50	12,70	23,50	15,10	24,00	8,90	18,80	42,50	9,00
1,55	12,30	23,50	14,30	24,00	8,80	18,30	42,50	8,90
1,60	11,90	23,50	13,80	24,00	8,70	17,80	42,50	8,80
1,65	11,50	23,50	13,20	24,00	8,60	17,50	42,50	8,70
1,70	11,20	23,50	12,80	24,00	8,50	17,20	42,50	8,60
1,75	10,80	23,50	12,30	24,00	8,45	17,00	42,50	8,50
1,80	10,70	23,50	12,00	24,00	8,40	16,80	42,50	8,40
1,85	10,40	23,50	11,50	24,00	8,35	16,50	42,50	8,30
1,90	10,20	23,50	11,30	24,00	8,30	16,40	42,50	8,30
1,95	10,10	23,50	10,90	24,00	8,25	16,30	42,50	8,30
2,00	9,90	23,50	10,80	24,00	8,20	16,20	42,50	8,30
> 2,00	8,00	23,50	8,00	24,00	8,00	14,20	42,50	8,00

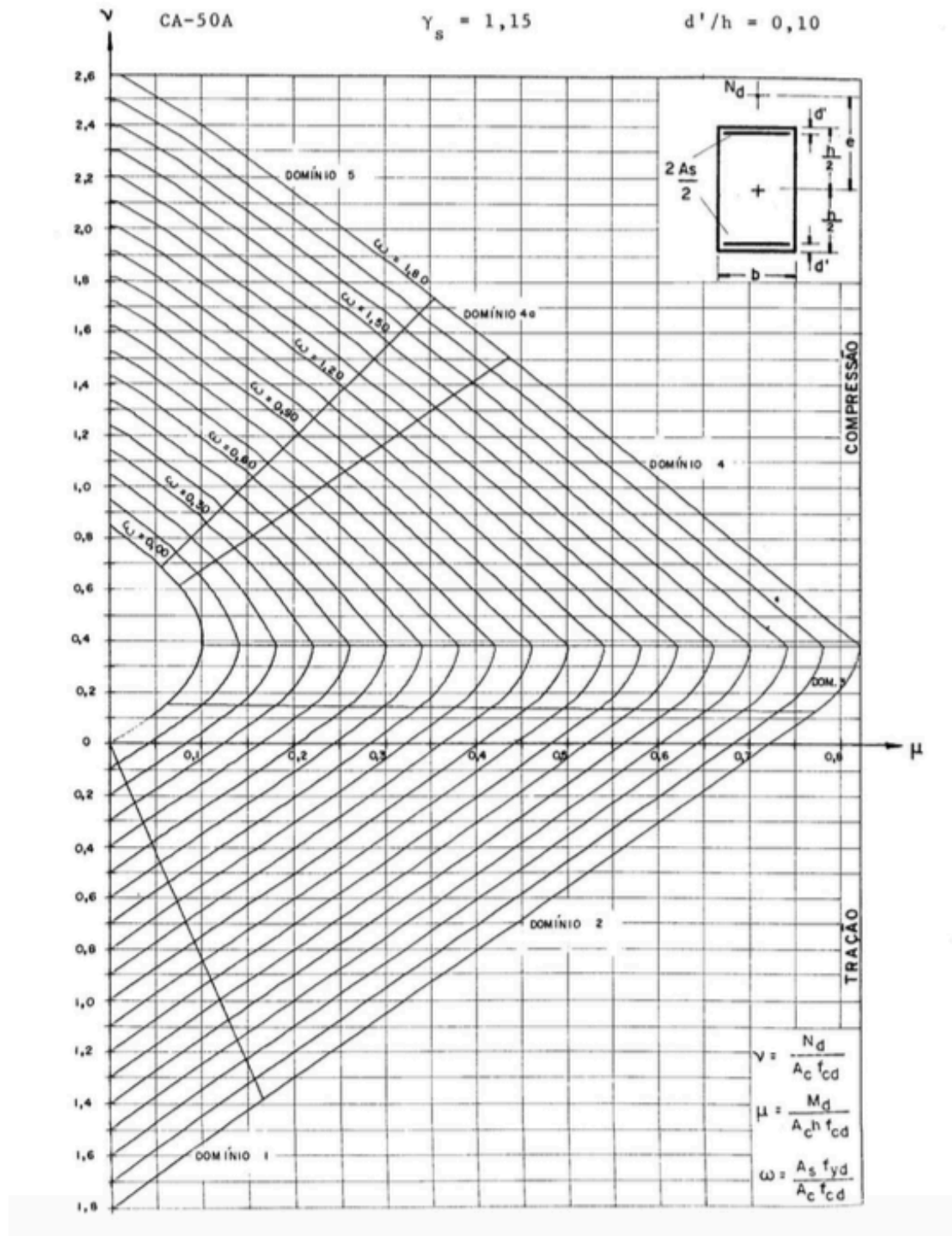
l_y/l_x	Caso 3				Caso 4A			Caso 4B		
	α_x	α_y	β_x	β_y	α_x	α_y	β_y	α_x	α_y	β_x
1,00	34,50	34,50	14,30	14,30	46,10	31,60	14,30	31,60	46,10	14,30
1,05	32,10	33,70	13,30	13,80	39,90	29,80	13,40	29,90	46,40	13,80
1,10	30,10	33,90	12,70	13,60	36,00	28,80	12,70	29,00	47,20	13,50
1,15	28,00	33,90	12,00	13,30	31,90	27,70	12,00	28,00	47,70	13,20
1,20	26,40	34,00	11,50	13,10	29,00	26,90	11,50	27,20	48,10	13,00
1,25	24,90	34,40	11,10	12,90	26,20	26,10	11,10	26,40	48,20	12,70
1,30	23,80	35,00	10,70	12,80	24,10	25,60	10,70	25,80	48,10	12,60
1,35	23,00	36,60	10,30	12,70	22,10	25,10	10,30	25,30	47,90	12,40
1,40	22,20	37,80	10,00	12,60	20,60	24,80	10,00	24,80	47,80	12,30
1,45	21,40	39,10	9,80	12,50	19,30	24,60	9,75	24,40	47,70	12,20
1,50	20,70	40,20	9,60	12,40	18,10	24,40	9,50	24,20	47,60	12,20
1,55	20,20	40,20	9,40	12,30	17,00	24,30	9,30	24,00	47,60	12,10
1,60	19,70	40,20	9,20	12,30	16,20	24,30	9,20	24,00	47,60	12,00
1,65	19,20	40,20	9,10	12,20	15,40	24,30	9,05	24,00	47,60	12,00
1,70	18,80	40,20	8,90	12,20	14,70	24,30	8,90	24,00	47,40	12,00
1,75	18,40	40,20	8,80	12,20	14,00	24,30	8,80	24,00	47,30	12,00
1,80	18,10	40,20	8,70	12,20	13,50	24,30	8,70	24,00	47,20	12,00
1,85	17,80	40,20	8,60	12,20	13,00	24,30	8,60	24,00	47,10	12,00
1,90	17,50	40,20	8,50	12,20	12,60	24,30	8,50	24,00	47,10	12,00
1,95	17,20	40,20	8,40	12,20	12,10	24,30	8,40	24,00	47,10	12,00
2,00	17,10	40,20	8,40	12,20	11,80	24,30	8,40	24,00	47,00	12,00
> 2,00	14,20	40,20	8,00	12,00	8,00	24,30	8,00	24,00	47,00	12,00

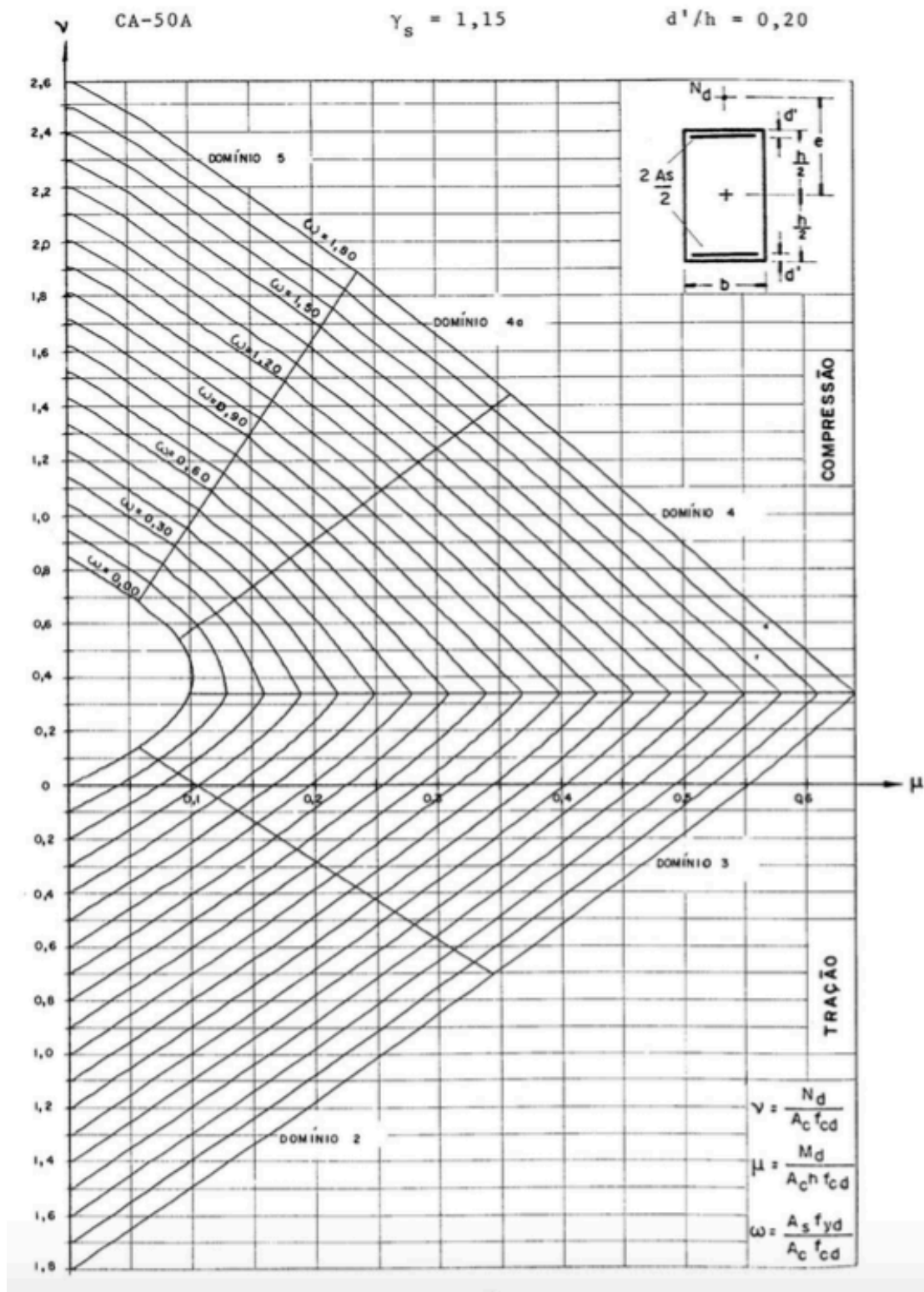
l_y/l_x	Caso 5A				Caso 5B			
	α_x	α_y	β_x	β_y	α_x	α_y	β_x	β_y
1,00	44,60	38,10	18,30	16,20	38,10	44,60	16,20	18,30
1,05	41,70	37,30	16,60	15,40	35,50	44,80	15,30	17,90
1,10	38,10	36,70	15,40	14,80	33,70	45,70	14,80	17,70
1,15	34,90	36,40	14,40	14,30	32,00	47,10	14,20	17,60
1,20	32,10	36,20	13,50	13,90	30,70	47,60	13,90	17,50
1,25	29,80	36,10	12,70	13,50	29,50	47,70	13,50	17,50
1,30	28,00	36,20	12,20	13,30	28,40	47,70	13,20	17,50
1,35	26,40	36,60	11,60	13,10	27,60	47,90	12,90	17,50
1,40	25,20	37,00	11,20	13,00	26,80	48,10	12,70	17,50
1,45	24,00	37,50	10,90	12,80	26,20	48,30	12,60	17,50
1,50	23,10	38,30	10,60	12,70	25,70	48,70	12,50	17,50
1,55	22,30	39,30	10,30	12,60	25,20	49,00	12,40	17,50
1,60	21,70	40,30	10,10	12,60	24,80	49,40	12,30	17,50
1,65	21,10	41,40	9,90	12,50	24,50	49,80	12,20	17,50
1,70	20,40	42,70	9,70	12,50	24,20	50,20	12,20	17,50
1,75	20,00	43,80	9,50	12,40	24,00	50,70	12,10	17,50
1,80	19,50	44,80	9,40	12,40	24,00	51,30	12,10	17,50
1,85	19,10	45,90	9,20	12,30	24,00	52,00	12,00	17,50
1,90	18,70	46,70	9,00	12,30	24,00	52,60	12,00	17,50
1,95	18,40	47,70	8,90	12,30	24,00	53,40	12,00	17,50
2,00	18,00	48,60	8,80	12,30	24,00	54,10	12,00	17,50
> 2,00	14,20	48,60	8,00	12,00	24,00	54,00	12,00	17,50

l_y/l_x	Caso 6			
	α_x	α_y	β_x	β_y
1,00	47,30	47,30	19,40	19,40
1,05	43,10	47,30	18,20	18,80
1,10	40,00	47,80	17,10	18,40
1,15	37,30	48,30	16,30	18,10
1,20	35,20	49,30	15,50	17,90
1,25	33,40	50,50	14,90	17,70
1,30	31,80	51,70	14,50	17,60
1,35	30,70	53,30	14,00	17,50
1,40	29,60	54,80	13,70	17,50
1,45	28,60	56,40	13,40	17,50
1,50	27,80	57,30	13,20	17,50
1,55	27,20	57,60	13,00	17,50
1,60	26,60	57,80	12,80	17,50
1,65	26,10	57,90	12,70	17,50
1,70	25,50	57,80	12,50	17,50
1,75	25,10	57,70	12,40	17,50
1,80	24,80	57,60	12,30	17,50
1,85	24,50	57,50	12,20	17,50
1,90	24,20	57,40	12,10	17,50
1,95	24,00	57,20	12,00	17,50
2,00	24,00	57,10	12,00	17,50
> 2,00	24,00	57,00	12,00	17,50

APÊNDICE B - ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO

(Fonte: Venturini, 1987)





APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DO PAVIMENTO TIPO

Dimensionamento Das Lajes do Pavimento Tipo				
Laje	Vãos Efetivos			Classificação das lajes
	Lx	Ly	λ	
L1	3,35	3,45	1,029851	Armada em duas direções
L2	3,35	3,45	1,029851	Armada em duas direções
L3	3,35	0,98	3,418367	Armada em duas direções
L3	0,63	3,81	6,047619	Armada em duas direções
L4	3,35	3,81	1,137313	Armada em duas direções
L5	3,35	3,45	1,029851	Armada em duas direções
L6	3,35	3,45	1,029851	Armada em duas direções
Espessuras das Lajes			Ações Atuantes	
Cobrimento (cm)	Número de En	Altura(h) (cm)	Peso Próprio	Contra-Piso
2,5	2	8	2	0,525
2,5	2	8	2	0,525
2,5	2	8	2	0,525
2,5	3	8	2	0,525
2,5	3	8	2	0,525
2,5	2	8	2	0,525
2,5	2	8	2	0,525
Ações Atuantes				
Revestimento	ppar*I*h	lx*ly	Alvenaria	Sobrecarga
0,475	10,101	11,55	0,87	2
0,475	10,101	11,55	0,87	2
0,475	0	0	0,00	2
0,475	0	0	0,00	2
0,475	32,2686	12,76	2,53	2
0,475	10,101	11,55	0,87	2
0,475	10,101	11,55	0,87	2

Cargas atuantes	Esforços Solicitantes			
	Mom. Positivos		Mom. Negativos	
Carregamento T	Xx	Xy	Mx'	My'
5,87	4,42	4,42	1,7	1,7
5,87	4,42	4,42	1,7	1,7
5,00	0	0	2,71	0
5,00	0	0	1,12	0
7,53	4,5	4,41	1,74	1,64
5,87	4,42	4,42	1,7	1,7
5,87	4,42	4,42	1,7	1,7
Flexão Positiva				
X	Asx	Mdx	x	Asy
0,518	1,443	238	0,518	1,443
0,518	1,443	238	0,518	1,443
0,857	2,386	379,4	0,857	2,386
0,335	0,933	156,8	0,335	0,933
0,531	1,479	243,6	0,499	1,390
0,518	1,443	238	0,518	1,443
0,518	1,443	238	0,518	1,443
Flexão Positiva	Armadura Adotada	Armadura Adotada	Nº de Barras	
Mdy	As x. (cm²)	As y. (cm²)	X	Y
238	1,5	1,5	5	5
238	1,5	1,5	5	5
379,4	2,36	2,36	8	8
156,8	1,5	1,5	5	5
229,6	1,5	1,5	5	5
238	1,5	1,5	5	5
238	1,5	1,5	5	5

Espaçamento (cm)		Comp. dos mom. negativos		Momento Negativo
X	Y	L/L	XC	Md
20	20	L1/L2	4,420	618,8
20	20	L2/L4	4,415	618,1
13	13	L1/L3	2,710	379,4
20	20	L3/L4	1,120	156,8
20	20	L3/L5	2,710	379,4
20	20	L4/L6	4,415	618,1
20	20	L5/L6	4,420	618,8
Momento Negativo		Armadura Mínima	Armadura adotada	Nº de Barras
X	As	As min (cm²)		
1,504	2,784	1,5	2,784	9
1,502	2,784	1,5	2,784	9
0,857	2,386	1,5	1,5	5
0,335	0,933	1,5	1,5	5
0,857	2,386	1,5	1,5	5
1,502	2,784	1,5	2,784	9
1,504	2,784	1,5	2,784	9

Comprimento das Armaduras Negativas		
Espaçamento	Comp. Parcial	Comprim. Total (cm)
12	120,02	117,55
12	117,52	116,3
20	117,52	116,3
20	129,02	122,05
20	117,52	116,3
12	117,52	116,3
12	120,02	117,55
Comprimento das Armaduras positivas		
Lajes	Comp. X (cm)	Comp. Y (cm)
Laje 01	360	370
Laje 02	360	370
Laje 03	360	123
Laje 03	88	406
Laje 04	360	406
Laje 05	360	370
Laje 06	360	370

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO

Dimensionamento Das Vigas do Pavimento Tipo				
Vigas	Dimensões		Pé direito (m)	parede (m)
	Bw (m)	h (m)		
VTIPO1A/B	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO2A	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO2B	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO3A	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO4A	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO4B	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO5A/B	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO6A/B/C	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO7	0,15	0,25	2,80	0,15
VTIPO8A	0,15	0,45	2,80	0,15
VTIPO9A/B/C	0,15	0,25	2,80	0,15
Dados Gerais para Dimensionar as Vigas				
Cobrimento (c)	Altura util (d)	Bitola das Barras	Kx Lim (Fck = 50Mpa)	Espaçamento Horizontal (cm)
3	22,5	6,3	0,45	2,28
3	22,5	16 e 10	0,6	2,28
3	22,5	16 e 10	0,59	2,28
3	22,5	10	0,45	2,28
3	22,5	16 e 10	0,6	2,28
3	22,5	16 e 10	0,59	2,28
3	22,5	6,3	0,45	2,28
3	22,5	6,3 - 12,5 - 10	0,45	2,28
3	22,5	8	0,45	2,28
3	40,5	6,3 - 8 - 10 - 16	0,45	2,28
3	22,5	6,3 e 8	0,45	2,28

Trecho 1				
Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)	Kx	Dominio 02
8,3	1162	2,15	0,10	X
36,7	5138	13,58	0,60	
36,36	5090,4	13,30	0,59	
19,43	2720,2	5,52	0,25	X
36,7	5138	13,58	0,60	
36,36	5090,4	13,30	0,59	
8,3	1162	2,15	0,10	X
8,4	1176	2,29	0,10	X
14,9	2086	4,06	0,18	X
18,6	2604	3,67	0,09	X
8	1120	2,06	0,09	X

Trecho 1				
Dominio 03	Tipo de Armadura	Area de Aço (As)	Asmin	As (Adotado)
	Armadura Simples	1,23	0,56	1,23
X	Armadura Dupla	6,92	0,56	6,67
X	Armadura Dupla	6,81	0,56	6,49
	Armadura Simples	3,08	0,56	3,08
X	Armadura Dupla	6,92	0,56	6,67
X	Armadura Dupla	6,81	0,56	6,49
	Armadura Simples	1,23	0,56	1,23
	Armadura Simples	1,25	0,56	1,25
	Armadura Simples	2,30	0,56	2,3
	Armadura Simples	1,53	1,01	1,53
	Armadura Simples	1,19	0,56	1,19

Numero de Barras	Trecho 2			
	Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)	Kx
4	5,4	756	1,37	0,06
4	36,7	5138	13,58	0,60
4	36,36	5090,4	13,39	0,60
4				
4	36,7	5138	13,58	0,60
4	36,36	5090,4	13,39	0,60
4	5,4	756	1,37	0,06
4	4,3	602	1,13	0,05
4				
4	0,9	126	0,17	0,00
4	5,1	714	1,29	0,06

Trecho 2				
Dominio 02	Dominio 03	Tipo de Armadura	Area de Aço (As)	Asmin
X		Armadura Simples	0,79	0,56
	X	Armadura Dupla	2,02	0,56
	X	Armadura Dupla	1,96	0,56
	X	Armadura Dupla	2,02	0,56
	X	Armadura Dupla	1,96	0,56
X		Armadura Simples	0,79	0,56
X		Armadura Simples	0,63	0,56
X		Armadura Simples	0,07	1,01
X		Armadura Simples	0,75	0,56

Trecho 2		Trecho 3		
As (Adotado)	Numero de Barras	Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)	Linha neutra (x)
0,79	3	9,7	1358	2,53
2,02	4			
1,96	4			
2,02	4	1,4	196	0,48
1,96	4			
0,79	3	9,7	1358	2,53
0,63	2	24	3360	7,15
1,01	4	78,2	10948	18,14
0,75	3	11,8	1652	3,13
Trecho 3				
Kx	Dominio 02	Dominio 03	Tipo de Armadura	Area de Aço (As)
0,11	X		Armadura Simples	1,45
0,02		X	Armadura Dupla	0,20
			Armadura Dupla	
0,11	X		Armadura Simples	1,45
0,32		X	Armadura Simples	3,93
0,45	X		Armadura Simples	7,57
0,14	X		Armadura Simples	1,79

Trecho 3			Trecho 4	
Asmin	As (Adotado)	Numero de Barra	Mk (KN.m)	Msd (KN.cm)
0,56	1,45	5		
0,675	0,675	2		
0,56	1,45	5		
0,56	3,93	4	17,5	2450
1,01	7,57	4	41,1	5754
0,56	1,79	4	6,3	882
Trecho 4				
Linha neutra (x)	Kx	Domínio 02	Tipo de Armadura	Area de Aço (As)
4,88	0,22	X	Armadura Simples	2,74
8,54	0,21	X	Armadura Simples	2,81
1,60	0,07	X	Armadura Simples	0,92

**APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO -
PILARES**

Dimensionamento Das Vigas do Pavimento TIPO				
Pilares	Dimensões		Valores do FTOOL	
	hx (m)	hy (m)	NK X (KN)	NK Y (KN)
P01	0,20	0,40	57,8	54,2
P02	0,20	0,40	123,2	77,4
P03	0,20	0,40	57,8	54,2
P04	0,20	0,50	366,7	
P05	0,20	0,20	361,8	227,6
P06	0,20	0,20	361,8	227,6
P07	0,20	0,20	459,5	164,9
P08	0,20	0,20	459,5	164,9
P09	0,20	0,50	366,7	
P10	0,20	0,40	57,8	54,2
P11	0,20	0,40	123,2	77,4
P12	0,20	0,40	57,8	54,2
M1AKX (KN.M)	M1AKY (KN.M)	Pilar	ND X (KN)	ND Y(KN)
1,6	2	Pilar de canto	80,92	75,88
	1,7	Pilar de extremidade	172,48	108,36
1,6	2	Pilar de canto	80,92	75,88
	11,9	Pilar de borda	513,38	0
25,7		Pilar de extremidade	506,52	318,64
25,7		Pilar de extremidade	506,52	318,64
36,9		Pilar de extremidade	643,3	230,86
36,9		Pilar de extremidade	643,3	230,86
		Pilar de borda	513,38	0
1,6	2	Pilar de canto	80,92	75,88
	1,7	Pilar de extremidade	172,48	108,36
1,6	2	Pilar de canto	80,92	75,88

Valores Majorados				
M1ADX (KN.M)	M1AD min X (KN.M)	M1ADX adotado (KN.M)	M1ADY (KN.M)	M1AD min Y (KN.M)
2,24	2,18	2,24	2,8	1,70
0	4,65	4,65	2,38	2,27
2,24	2,18	2,24	2,8	1,70
0	0	0,00	15,40	0,00
35,98	10,64	35,98	0	6,69
35,98	10,64	35,98	0	6,69
51,66	13,51	51,66	0	4,84
51,66	13,51	51,66	0	4,84
0	0	0,00	15,40	0,00
2,24	2,18	2,24	2,8	1,70
0	4,65	4,65	2,38	2,27
2,24	2,18	2,24	2,8	1,70
Valores Majorados		Comprimento Equivalente		eix (cm)
M1ADY adotado (KN.M)	lex	ley		
2,8	2,8	2,8	2,8	24,22
2,38	2,8	2,8	2,8	24,22
2,8	2,8	2,8	2,8	24,22
15,4	2,8	2,8	2,8	48,44
6,69	2,8	2,8	2,8	48,44
6,69	2,8	2,8	2,8	48,44
4,84	2,8	2,8	2,8	48,44
4,84	2,8	2,8	2,8	48,44
15,4	2,8	2,8	2,8	48,44
2,8	2,8	2,8	2,8	24,22
2,38	2,8	2,8	2,8	24,22
2,8	2,8	2,8	2,8	24,22

eiy	Determinação do Índice de Esbeltez			
	λx	λx	$\lambda 1y$	Classificação
			X	Y
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
19,38	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Curto
48,44	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Medio
19,38	25,00	25,00	Pilar Medio	Pilar Curto
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
48,44	25,00	25,00	Pilar Curto	Pilar Medio
	1/r (x)	γx	Mdtotx (KN.m)	Mdminx
0,03	0,00025	0,056	224,00	224,00
0,03	0,00025	0,12	465,00	465,00
0,03	0,00025	0,056	224,00	2,24
0,03	0,00025	0,00	0,00	0,00
0,03	0,000206	0,71	4116,05	3598,00
0,03	0,000206	0,71	4116,05	3598,00
0,03	0,00025	0,90	5255,77	643,30
0,03	0,00025	0,90	5255,77	643,30
0,03	0,00025	0,00	0,00	0,00
0,03	0,00025	0,056	224,00	2,24
0,03	0,00025	0,12	465,00	465,00
0,03	0,00025	0,056	224,00	2,24

Mdx adotado	μx	d'/hx	Wx	Asx
224,000	0,00393	0,10	0,05	1,64
465,000	0,00816	0,10	0,06	1,96
224,000	0,00393	0,10	0,05	1,64
0,000	0,00	0	0,00	0,00
4116,05	0,31	0,20	0,90	14,73
4116,05	0,31	0,20	0,90	14,73
5255,77	0,36	0,20	1,20	19,65
5255,77	0,36	0,20	1,20	19,65
0,000	0,00	0	0,00	0,00
224,000	0,00393	0,10	0,05	1,64
465,000	0,00816	0,10	0,06	1,96
224,000	0,00393	0,10	0,05	1,64
Asx min 1	Asx min 2	Asx Adotado	1/r	$\gamma\gamma$
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0053
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0760
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0053
4	4	4,00	0,00025	0,28
1,6	1,6	14,73	0,00025	0,44
1,6	1,6	14,73	0,00025	0,44
1,6	1,6	19,65	0,00025	0,32
1,6	1,20	19,65	0,00025	0,32
4	4	4,00	0,00025	0,28
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0053
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0760
3,2	3,2	3,20	0,00025	0,0053

Mdtoty	Mdmíny	Mdy adotado	μy	d'/hy
428,00	280,00	428,00	0,015	0,20
450,38	238,00	450,38	0,015	0,20
428,00	280,00	428,00	0,015	0,20
21664,49	1540,00	21664,49	0,24	0,08
1293,53	3598,00	1293,53	0,090	0,20
1293,53	3598,00	1293,53	0,090	0,20
936,48	484,00	936,48	0,060	0,20
936,48	484,00	936,48	0,060	0,20
21664,49	1540,00	21664,49	0,24	0,08
428,00	280,00	428,00	0,015	0,20
450,38	238,00	450,38	0,015	0,20
428,00	280,00	428,00	0,015	0,20
Wy	Asy	Asy min 1	Asy min 2	Asy Adotado
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
0,40	16,37	4	4	16,37
0,08	1,31	1,6	1,6	14,73
0,08	1,31	1,6	1,6	14,73
0,08	1,31	1,6	1,6	19,65
0,08	1,31	1,6	1,6	19,65
0,40	16,37	4	4	16,37
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2
0,08	2,62	3,2	3,2	3,2

Detalhamento	
Bitola das Barras (mm)	Numero de Barras
10	4
10	4
10	4
22	4
22	4
22	4
22	6
22	6
22	4
10	4
10	4
10	4

Emenda por Transpasse				
loc min	fbd	lb	loc (cm)	Quant. Barras Long.
22,6	0,288	37,74	38,46	303
22,6	0,288	37,74	38,46	303
22,6	0,288	37,74	38,46	303
22,6	0,288	37,74	89,38	369,38
22,6	0,288	83	80,43	360,43
22,6	0,288	83	80,43	360,43
22,6	0,288	83	71,53	351,53
22,6	0,288	83	71,53	351,53
22,6	0,288	37,74	89,38	369,38
22,6	0,288	37,74	38,46	303
22,6	0,288	37,74	38,46	303
22,6	0,288	37,74	38,46	303