



Centro Universitário de Brasília - UniCeub

FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL

WENGLER NUNES DO PRADO

MATRÍCULA: 21450008

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
MANUAL E COMPUTACIONAL**

Brasília
2018

WENGLER NUNES DO PRADO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
MANUAL E COMPUTACIONAL**

Trabalho de Curso (TCC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB–
Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng^o Civil Jocinez Nogueira
Lima.

WENGLER NUNES DO PRADO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
MANUAL E COMPUTACIONAL**

Trabalho de Curso (TCC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB–
Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng^a Civil Jocinez Nogueira
Lima.

Brasília, 12 de dezembro de 2018.

Banca Examinadora

**Eng^a Civil Jocinez Nogueira Lima
Orientador**

**Eng. Matheus Nunes Reis
Examinador Interno**

**Eng. Jairo Furtado Nogueira
Examinadora Interno**

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela vida, e possibilitar a realização desse trabalho. Aos meus pais, Maria Aparecida Nunes Feitosa e Rafael Correa do Prado que me educaram e foram fortalezas para realização do curso de graduação. As minhas irmãs Daniely Nunes do Prado e Graziely Nunes do Prado por me fazer querer ser exemplo e me motivar a buscar cada vez mais novos conhecimentos. A Sheyla Borsana por ser uma incondicional companheira e por me dar forças nos momentos em que me faltaram. Ao Engenheiro professor e orientador Jocinez Nogueira Lima pela paciência e disponibilidade para auxiliar a realização desse trabalho. Ao professor Eng. Guilherme e o Eng. Javier pelas sugestões e auxílio no trabalho desenvolvido.

Agradeço a todos vocês, pois acredito que sou composto de uma parte de cada um dos que citei, e sou quem sou por causa de vocês; meu muito obrigado.

RESUMO

O presente trabalho de conclusão de curso destina-se no desenvolvimento de um projeto de estrutura em concreto armado. Serão apresentadas duas abordagens, uma manual e outra no software, para elaboração de soluções. A abordagem manual irá solucionar os problemas encontrados de uma maneira mais prática, sendo de possível execução sem auxílio de softwares. Para a abordagem computacional será utilizado o software comercial Eberick, disponibilizado pela empresa AltoQi para elaboração deste trabalho. O projeto estrutural será elaborado partindo-se de um projeto arquitetônico, de obra a ser executada. O projeto arquitetônico com destinação residencial, conta com 2 pavimentos. Ateve-se a elaboração do projeto estrutural de um pavimento tipo, com ambas abordagens. Buscou-se aproximar ao máximo ambos modelos, para que ao fim fosse possível a realização de um comparativo. Optou-se por comparar os valores de área de armadura para os elementos de lajes, vigas e pilares. A comparação torna possível avaliar se as soluções desenvolvidas apresentam proximidade, e reafirmam as soluções encontradas. Outra possibilidade da realização do comparativo é visualizar qual das abordagens aplicadas serão mais econômicas, já que serão comparadas soluções para elementos de mesmas dimensões. Como resultado dos comparativos, observou-se proximidade entre os valores encontrados por ambas abordagens. Ressalta-se que ambas abordagens utilizam métodos diferentes, principalmente no que se refere a distribuição de esforços, e que por consequência refletem em valores diferentes. Alternativamente a fim de agilizar as iterações dos cálculos referentes a abordagem manual, foram desenvolvidas rotinas de cálculo programadas no software Ftool. Toda elaboração desse trabalho é embasada nas normativas brasileiras e acervos técnicos que balizam o desenvolvimento de projetos estruturais em concreto armado.

Palavras-chave: Dimensionamento estrutural, concreto armado, cálculo estrutural, Eberick, Ftool.

ABSTRACT

The present work of conclusion of course is destined to the development of a project of structure in concrete reinforced. There will be two approaches, one manual and another in software, for elaboration of solutions. An approach manual will seek the problems in a more practical way, being of any execution without aid of software. For the computational approach will be used commercial software Eberick, made available by AltoQi company for the protected work. The structural project will be elaborated starting from an architectural project, of work to be executed. The architectural project with the residential destination, has 2 floors. In this sense, the structural design structure of a pavement type, with both approaches. It was tried to make the maximum in both models, so that the end was possible the accomplishment of a comparative one. He chose to compare the values of armature area for the elements of slabs, beams and pillars. By the way, the solutions have the same proximity, and reaffirm the solutions found. Other possibility of comparative is to see which the most advanced possibilities are those that have compared solutions for elements of the same dimensions. As a result of the comparatives, observe is different between the indicators found by both approaches. It should be emphasized that uses uses a differentiation methods, especially in regard to the distribution of efforts, and that sometimes reflect in different values. Alternatively, in order to expedite the iterations of the calculations to a manual approach, computational routines were programmed in the Ftool software. All the work is done in Brazilian and international standards, which makes the development of concrete work in concrete.

Keywords: Structural design, reinforced concrete, structural calculation, Eberick, Ftool

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

3.1.....	21
3.2.....	21
3.3.....	22
3.4.....	23
3.5.....	23
3.6.....	23
3.7.....	23
3.8.....	25
3.9.....	26
3.10.....	27
3.11.....	27
3.12.....	27
3.13.....	27
3.14.....	28
3.15.....	29
3.16.....	29
3.17.....	29
3.18.....	29
3.19.....	29
3.20.....	30
3.21.....	30
3.22.....	31
3.23.....	32
3.24.....	32
3.25.....	32
3.26.....	32
3.27.....	32
3.28.....	33
3.29.....	33
3.30.....	33
3.31.....	34
3.32.....	34
3.33.....	34

3.34.....	34
3.35.....	34
3.36.....	34
3.37.....	34
3.38.....	35
3.39.....	35
3.40.....	35
3.41.....	36
3.42.....	36
3.43.....	36
3.44.....	36
3.45.....	36
3.46.....	37
3.47.....	37
3.48.....	37
3.49.....	37
3.50.....	37
3.51.....	37
3.52.....	38

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1</i> – Ciclo de execução de rotinas aplicadas às lajes.....	20
<i>Figura 2</i> - Casos de vinculação para utilização das tabelas de Marcus	25
<i>Figura 3</i> - Laje em balanço L15, planta de formas Tipo 1	46
<i>Figura 4</i> – Dimensões iniciais laje em balanço	47
<i>Figura 5</i> - Laje L6, planta croqui Tipo 1	48
<i>Figura 6</i> – Cálculo da Laje L6	49
<i>Figura 8</i> - Lajes antes da compatibilização (L06)	57
<i>Figura 9</i> - Lajes após compatibilização (L06)	57
<i>Figura 10</i> – Momentos e armadura das Lajes após compatibilização (L06)	61
<i>Figura 11</i> – Momentos e armadura das Lajes após compatibilização (L06)	63
<i>Figura 12</i> - Detalhamento L9 - Detalhe 1 – Armaduras positivas	69
<i>Figura 13</i> - Detalhamento L9 - Detalhe 2 – Armaduras negativas	70
<i>Figura 14</i> – Planta de formas, viga V1.....	71
<i>Figura 15</i> - Modelo da viga V1	72
<i>Figura 16</i> - Esquema dos carregamentos.....	73
<i>Figura 17</i> – Momentos máximos e mínimos	73
<i>Figura 18</i> – Esforços Cortantes	74
<i>Figura 19</i> - Posicionamento das barras negativas e positivas	87
<i>Figura 20</i> - Posição do pilar P5.....	91
<i>Figura 21</i> - Posição do pilar P2.....	93
<i>Figura 22</i> - Posição do pilar P1	95
<i>Figura 23</i> - ambiente com boa parte da estrutura lançada.	99
<i>Figura 24</i> – ambiente lateral	110
<i>Figura 25</i> – <i>Planta de formas</i>	111
<i>Figura 26</i> – Lajes 01, 04 e 05	136
<i>Figura 27</i> – Lajes 06, 07, 08 e 09	136
<i>Figura 28</i> – Lajes 01 e 02	137
<i>Figura 29</i> – Lajes 03 e 05	138
<i>Figura 30</i> – Lajes 08 e 05	138
<i>Figura 31</i> – Lajes 13, 09 e 05	139
<i>Figura 32</i> – Lajes 10, 11, 12, 08/02, 13 e 14	140
<i>Figura 33</i> – Lajes 11, 06, e 01	140
<i>Figura 34</i> – Lajes 10, 06, e 01	141

Figura 35 – Lajes 12, 07, 04, 03 e 02142

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo (Tabela 17.1 da NBR 6118) .30	
Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental – CAA (Tabela 6.1 da NBR 6118).42	
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Lambda_c = 10\text{mm}$ (Tabela 7.2 da NBR 6118).43	
Tabela 4 - Carregamentos permanentes50	
Tabela 5 – Carregamentos acidentais51	
Tabela 6 – Carregamentos totais.....52	
Tabela 7 – Carregamentos53	
Tabela 8 – Coeficientes k_x, M_x, N_x, M_y e N_y'54	
Tabela 9 – Dados das Lajes após compatibilização (L06).....62	
Tabela 10 – Dados das Lajes após compatibilização (L06).....64	
Tabela 11 – Dados das Flechas nos sentidos x e y (L06)65	
Tabela 12 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo (Tabela 17.1 da NBR 6118) 66	
Tabela 13 - Flecha associada à vibrações.....68	
Tabela 14 – Momentos e esforços cortantes nas regiões principais74	
Tabela 15 - Esforços nas regiões74	
Tabela 16 - Combinações para os momentos fletores77	
Tabela 17 - Combinações para os esforços cortantes.....77	
Tabela 18 - Armadura de tração necessária.....80	
Tabela 19 - Flechas imediatas na viga V183	
Tabela 20 - Verificação da aceitabilidade sensorial.....86	
Tabela 21 - Posição do pilar P5.....92	
Tabela 22 - Posição do pilar P2.....94	
Tabela 23 - Posição do pilar P196	
Tabela 24 – Comparativo - Lajes.....101	
Tabela 25 – Comparativo - Vigas102	
Tabela 26 – Comparativo - Pilares104	
Tabela 27 – Lajes 01 e 02132	
Tabela 28 – Lajes 03 e 04132	
Tabela 29 – Lajes 05 e 06133	
Tabela 30 – Lajes 07 e 08133	
Tabela 31 – Lajes 08/2134	

Tabela 32 – Lajes 09 e 10	134
Tabela 33 – Lajes 11 e 12	135
Tabela 34 – Lajes 13 e 14	135
Tabela 35 – Lajes 01, 04 e 05	136
Tabela 36 – Lajes 06, 07, 08 e 09	137
Tabela 37 – Lajes 01 e 02	137
Tabela 38 – Lajes 03 e 05	138
Tabela 39 – Lajes 08 e 05	138
Tabela 40 – Lajes 13, 09 e 05	139
Tabela 41 – Lajes 10, 11, 12, 08/02, 13 e 14.....	140
Tabela 42 – Lajes 11, 06, e 01	141
Tabela 43 – Lajes 10, 06, e 01	141
Tabela 44 – Lajes 12, 07, 04, 03 e 02	142

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
2. OBJETIVOS	17
3 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	18
3.1 Rotinas de Cálculo de Lajes.....	19
3.2 Rotinas de Cálculo das Vigas	31
3.3 Rotinas de Cálculo de Pilares	35
4 METODOLOGIA	39
4.1 Projeto Arquitetônico em Geral.....	39
4.2 Projeto Arquitetônico	39
4.3 Localização da obra.....	39
4.4 Requisitos de qualidade da estrutura	39
4.5 Agressividade do ambiente	40
4.6 Concreto	40
4.7 Cobrimento.....	41
4.8 Aço 43	
4.9 Vento.....	43
4.10 Efeitos globais de 2ª Ordem	43
4.11 Lançamento da estrutura	44
5 SOLUÇÃO ATRAVÉS DE CÁLCULOS MANUAIS	45
5.1 Lajes.....	45
5.1.1 Exemplo 1 – Laje em balanço	45
5.1.2 Espessura Mínima.....	46
5.1.3 Coeficiente adicional para lajes em balanço.....	46
5.1.4 Vãos efetivos.....	47
5.2.1 Exemplo 2 – Laje com todos bordos apoiados em vigas.....	48
5.2.2 Espessura Mínima.....	48
5.3 Cargas (Ações a considerar).....	49
5.3.1 Cargas Permanentes	50
5.3.2 Peso Próprio.....	50
5.3.3 Revestimento	50
5.3.4 Alvenaria	50
5.3.5 Cargas Variáveis	51
5.3.5 Combinações de Carregamento	52
5.3.6 Combinação Última de Cálculo	52
5.3.7 Combinação Quase-Permanente	52
5.3.8 Combinação Frequente	53
5.3.9 Combinação Rara	53
5.3.10 CÁLCULO DOS MOMENTOS MÁXIMOS	54

5.3.11	Processo de Marcus	54
5.3.12	Momentos	54
5.3.13	Momento de Fissuração	55
5.3.14	Compatibilização dos momentos	56
5.3.15	Dimensão máxima para armadura de tração	58
5.3.16	Cálculo das armaduras nas lajes	58
5.3.17	Cálculo armadura principal	58
5.3.18	Força Cortante	59
5.3.19	Armaduras Longitudinais Máximas e Mínimas	59
5.3.19.1	Armadura Máxima	60
5.3.19.2	Armadura Mínima	60
5.3.19.3	Armadura Principal no eixo x	60
5.3.19.4	Armadura Negativa nos Apoios com Continuidade de Lajes	61
5.3.19.5	Armadura Principal no eixo y	62
5.3.19.6	Comprimento da Armadura Negativa nos Apoios com Continuidade de Lajes	62
5.3.20	FLECHA NAS LAJES – ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	64
5.3.20.1	Flecha imediata	64
5.3.20.2	Flecha adicional diferida no tempo	66
5.3.20.3	Flecha total	67
5.3.20.4	Aceitabilidade sensorial visual	67
5.3.20.5	Aceitabilidade sensorial de vibrações	68
5.4	VIGAS	70
5.4.1	Exemplo 1 – Viga V1	70
5.4.2	Estimativa das dimensões da viga	71
5.4.3	Vão Efetivo	71
5.4.4	Arranjo estrutural	72
5.4.5	Carregamentos	72
5.4.6	Análise dos esforços	73
5.4.7	Combinações	74
5.4.8	Combinação Quase Permanente	75
5.4.9	Combinação Frequente	75
5.4.10	Combinação Rara	75
5.4.11	Combinação Última	76
5.4.12	Resultado das Combinações	76
5.4.12	Armadura e Diagramas das Vigas	77
5.4.13	Armadura de Pele	79
5.4.14	Armadura Mínima	79
5.4.15	Tabela resumo das Armaduras Longitudinais	80
5.4.16	Armadura Transversal	80
5.4.17	Espaçamento dos Estribos	82
5.4.18	Comprimento dos Estribos	82
5.4.19	Flechas	83
5.4.19.1	Flecha Imediata	83
5.4.19.2	Flecha Adicional Diferida	84
5.4.19.3	Flecha Total	85
5.4.19.4	Aceitabilidade Sensorial Visual	85

5.4.20	Detalhamento das Armaduras Longitudinais	86
5.4.21	Escolha das barras longitudinais e posicionamento	86
5.5	PILARES	87
5.5.1	Armadura para o momento de ligação entre viga e pilar	87
5.5.2	Cálculo dos Pilares Intermediários	88
5.5.3	Roteiro de Cálculo.....	88
5.5.4	Esforços Solicitantes.....	88
5.5.4	Índice de Esbeltez	89
5.5.5	Momento Fletor Mínimo	89
5.5.6	Esbeltez Limite.....	89
5.5.7	Momento de 2ª Ordem	90
5.6	PILAR DE EXTREMIDADE	92
5.7	PILAR DE CANTO	94
6	SOLUÇÃO PELO SOFTWARE EBERICK.....	97
6.1	sobre o Eberick.....	97
7.	ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ÁREA DE AÇO	100
8.	CONSIDERAÇÃO FINAL	105
9.	CONCLUSÃO	107
10.	BIBLIOGRAFIA.....	109

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é empregado amplamente nas obras correntes na engenharia civil. Foi sendo aprimorada ao longo dos anos as maneiras de como o projeto estrutural era concebido. Tinha-se uma abordagem mais simplificada e manual e que demandava um tempo dos engenheiros calculistas. É de conhecimento que hoje existe uma grande variedade de softwares computacionais, que agilizam muito todo este processo, e facilita a realização de um projeto estrutural. Porém, estes programas podem se tornar ferramentas muito perigosas nas mãos de alguém que não tenha conhecimento suficiente para entender todo o processo que se desenvolve por trás deles. A experiência do engenheiro dentro de um projeto, conhecendo todas as etapas, tomando as decisões mais adequadas, sabendo resolver os eventuais problemas é de fundamental importância. Vale lembrar que os programas jamais farão o papel do engenheiro, eles apenas servem como uma ferramenta. Conforme o que foi dito acima, acredita-se que é necessário passar por todas as etapas de um projeto antes de se aventurar entre tais programas.

Desse modo, esse trabalho será executado através de cálculos manuais com o auxílio de planilhas eletrônicas Excel, bem como do software Ftool. Será abordado um projeto estrutural de um pavimento tipo com abordagem manual e computacional Eberick. Será realizado um comparativo entre os resultados das bitolas de aço para elementos de mesmas dimensões afim de compreender e buscar respostas aos questionamentos levantados e adquirir um conhecimento mais amplo a respeito de projetos estruturais e obter uma experiência inicial nesta área.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O presente trabalho concebe um estudo teórico necessário para o cálculo de dimensionamento estrutural contendo os cálculos das lajes maciças, vigas e pilares, com a utilização de uma ferramenta computacional (software) Eberick no objetivo de auxiliar tanto o aprendizado no meio acadêmico, quanto no profissional.

2.2 Objetivos específicos

O trabalho tem como objetivo apresentar as diversas etapas de um projeto estrutural, desde a escolha do projeto arquitetônico, a concepção estrutural da edificação, o dimensionamento manual e computacional de elementos estruturais e depois comparar os resultados, bem como seu detalhamento.

3 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

O processo de iteração dos elementos estruturais em estudo, foram programadas rotinas de cálculos manuais apresentados nesse trabalho. Seguiu-se o dimensionamento manual de acordo com a *NBR 6118/2014* e foram utilizadas diversas apostilas, disponibilizadas no endereço www.feb.unesp.br/pbastos, em “Disciplinas Lecionadas e um suporte com as *Notas de Aula de Paulo Bastos (2015)*, para o dimensionamento das lajes e vigas e tomou-se como referência para o cálculo de pilares o livro de *José Araújo (2014) Curso de Concreto Armado*.

Foram desenvolvidas também interfaces que possibilitassem a inserção de dados e impressão de resultados de forma mais amigável. Para isso utilizou-se o *EXCEL*. Com isso além de proporcionar uma interface mais agradável, a associação entre essas linguagens possibilitou a criação de tabelas que permite a compreensão de usuários nos anexos contido neste trabalho. As tabelas de acesso são apresentadas nos itens que demonstram como foi procedida a elaboração da rotina de cálculo dos elementos de lajes, vigas e pilares.

Acompanhado ao desenvolvimento foram realizadas análises de validação para que fossem confirmadas a aplicação correta dos cálculos. Contudo alerta-se que além de ser necessário um conhecimento básico sobre estruturas de concreto armado por parte do usuário, os resultados devem ser submetidos a uma nova avaliação. É importante ressaltar que um estudo mais aprofundado seria necessário para que fosse garantido o dimensionamento perfeito do sistema desenvolvido. Por esse motivo, o autor não se responsabiliza pelo uso por qualquer que seja a natureza de aplicação.

Com exceção em alguns casos das lajes os cálculos dos esforços não são contemplados especificamente nas rotinas, e por esse motivo serão necessários a prévia avaliação dos esforços, pois parte as rotinas são alimentadas com esses valores. Nesse trabalho utilizou-se o software *Ftool*, na obtenção dos esforços necessário para utilização das rotinas de cálculo.

Nos itens a seguir são apresentados maiores detalhes sobre as aplicações desenvolvidas.

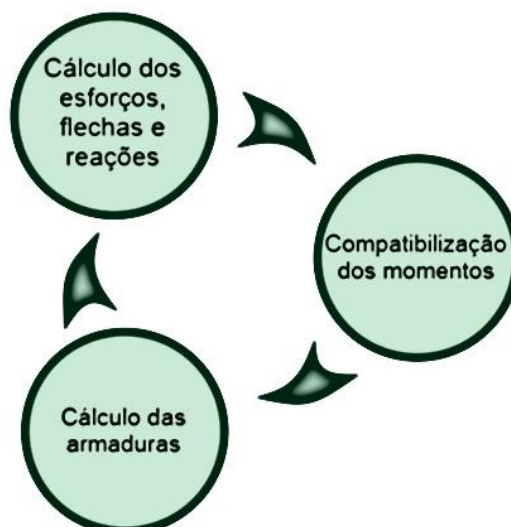
3.1 Rotinas de Cálculo de Lajes

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, a classificação das lajes são elementos de planos bidimensionais, onde as duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura, chamadas também de elementos de superfície, ou placas. A laje faz parte das maiores 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. Sabe-se que as ações podem ser divididas em distribuídas na área, distribuídas linearmente ou forças concentradas. Podem ocorrer ações externas na forma de momentos fletores, aplicados nas bordas das lajes. Essas ações são transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas podem ser transmitidas diretamente nos pilares, denominando assim de lajes lisas.

No elaboração da rotina de cálculo de lajes, a rotina foi dividida em partes, uma para calcular as espessuras mínimas, as cargas, os esforços e reações das lajes em duas direções, outra para calcular as armaduras necessárias em uma direção e outra para o equilíbrio dos momentos. Com esse arranjo, quando aplicado em projeto inicialmente faz-se todos os cálculos dos esforços e reações das lajes do projeto, após faz-se a compatibilização dos momentos e por último a determinação das armaduras necessárias. Todo esse procedimento de dimensionamento foi-se seguido de acordo com as Notas de Aula de Paulo Bastos (2015) e a NBR 6118/2014.

Os valores de flecha são calculados na rotina que estima os esforços e as flechas, e que possui uma entrada de dados opcional, que possibilita a inserção desse valor para avaliação das flechas; caso seja de interesse. Esse processo forma um ciclo de execução, que é ilustrado na *Figura 1*.

Figura 1 – Ciclo de execução de rotinas aplicadas às lajes



Fonte: Do autor

É demonstrado nesse trabalho o processo de cálculo das lajes maciças, que já é desenvolvido há muito tempo, sendo executado manualmente e com auxílio de computadores. Seguindo a norma da NBR 6118/2014 a aplicação é segura. As lajes têm os esforços de flexão e as flechas determinadas segundo a teoria matemática da elasticidade.

Os fluxogramas apresentados a seguir apresentam os passos seguidos pelas rotinas e completam o entendimento.

LAJE EM BALANÇO

Espessura Mínima, de acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 para lajes em balanço deve se utilizar no mínimo 10 cm de espessura.

Coefficiente adicional para lajes em balanço, em lajes em balanço que compreendam espessura entre 10 e 19 cm, a NBR 6118/2014 na Tabela 13.2, preconiza que deve-se majorar os esforços solicitantes finais para o dimensionamento.

Vãos efetivos, deve-se determinar os vãos efetivos de acordo com o item 14.6.2.4. da NBR 6118/2014.

LAJE COM TODOS BORDOS APOIADOS EM VIGAS

Espessura Mínima, de acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118 recomenda-se usar espessura mínima de 8cm, para evitar o aparecimento de fissuras pela presença de

eletro dutos ou caixas de distribuição embutidas na laje. Por esta razão, os valores mínimos de 5cm e 7cm não são aconselhados.

- a) 7 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiada em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes cogumelo fora do capitel

Os cálculos feitos de espessura mínima foram feitos para cada laje da estrutura, não considerando uma espessura única para todas. Para o cálculo das lajes é necessário estimar inicialmente a sua altura. De acordo com as Notas de Aula de Paulo Bastos (2015), existem vários e diferentes processos para essa estimativa da altura da laje, sendo um deles dado pela seguinte equação:

$$d \cong (2,5 - 0,1n)l \quad 3.1$$

onde:

d = altura útil da laje (cm);

n = número de bordas engastadas da laje;

l^* = dimensão da laje assumida da seguinte forma:

$$l \leq \begin{cases} l_x \\ 0,7l_y \end{cases} \quad 3.2$$

Com $l_x \leq l_y$ e l , l_x e l_y em metro.

Paulo Bastos (2015) refere-se também que a estimativa da altura com a Eq. 01 não dispensa a verificação da flecha que existirá na laje, que também deverá ser

calculada. Sendo assim, com a altura útil calculada fica simples determinar a altura h da laje:

$$H = \left[\left(\frac{d}{100} \times l \right) \right] + \frac{\Phi}{2} + C \quad 3.3$$

d = altura útil da laje (cm);

n =número de lados engastados;

Φ =considerar uma bitola de 10mm;

(bitola máxima que pode utilizar, considerando o pior caso);

C =Cobrimento mínimo de 2cm;

l = dimensão da laje assumida da seguinte forma:

Como não se conhece inicialmente o diâmetro Φ da barra longitudinal da laje, o diâmetro deve ser estimado. Normalmente, para as lajes correntes, o diâmetro varia de 5 mm a 8 mm. O cobrimento c deve ser determinado conforme a Tabela 2 deste trabalho.

Cargas (Ações a considerar)

A Tabela 1 da NBR 6120 fornece os pesos específicos de diversos materiais, valores estes que auxiliam no cálculo da carga do piso por metro quadrado de área de laje. 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 acidental.

Combinações de Carregamento

A NBR 8681 orienta quanto aos fatores de ponderação bem como as combinações necessárias. Essa simplificação é a favor de segurança e foi aplicada em virtude da simplificação.

Cálculo dos momentos máximos

Para o cálculo dos momentos faz-se uso do Processo de Marcus, que possibilitam encontrar os valores dos momentos em lajes de duas direções. De acordo com o Processo de Marcus , a partir dos coeficientes (K_x, K_y) obtidos no processo das grelhas e dos coeficientes de correção propostos, as seguintes expressões que permitem calcular os momentos nos painéis isolados de lajes:

$$M_x = c_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad 3.4$$

$$M_y = c_y \cdot p \cdot l_x^2 \quad 3.5$$

$$M_{ex} = e_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad 3.6$$

$$M_{ey} = e_y \cdot p \cdot l_x^2 \quad 3.7$$

Onde:

$M_e \rightarrow$ momentos negativos.

Processo de Marcus:

M_x - momento fletor que ocorre no meio do vão. Com M_x e a espessura da laje será possível calcular a armadura positiva (face inferior) na direção X.

M_y - idem eixo Y

X_x - momento fletor no apoio na direção X. Só ocorre se há engaste com outra laje nesse lado e nessa direção. Com X_x e a espessura da laje será possível calcular a armadura negativa (face superior) na direção X.

X_y - idem eixo Y.

q - carga total que atua na laje (uso e peso próprio)

q_x - parcela da carga total que atua na direção X e que será usada para o cálculo do momento negativo

q_y - idem eixo Y.

$$q_x + q_y = q$$

m_x e m_y : coeficiente de cálculo

X e Y: para cada um dos seis casos a direção X deve ser:

— a direção com o maior número de engastes (casos 2, 3 e 6)

Passos para a aplicação do Processo de Marcus

1 – Verificar em qual dos seis casos se encontra;

2 – Orientar os eixos. Nos casos 1, 4 e 5 direção Y tem a maior dimensão. Nos casos 2, 3 e 6, X é obrigatoriamente a direção com maior número de engastes.

3 – Cálculo da relação $\lambda = L_y / L_x$, que nos permite conhecer nas tabelas os valores de m_x , m_y e k_x .

4 – Sabendo m_x , m_y e k_x , calculamos:

$M_x = q \cdot (L_x^2 / m_x)$: momento positivo do meio do vão na direção X;

$M_y = q \cdot (L_y^2 / m_y)$: momento positivo do meio do vão na direção Y;

$Q_x = k_x \cdot q$: carga na direção X;

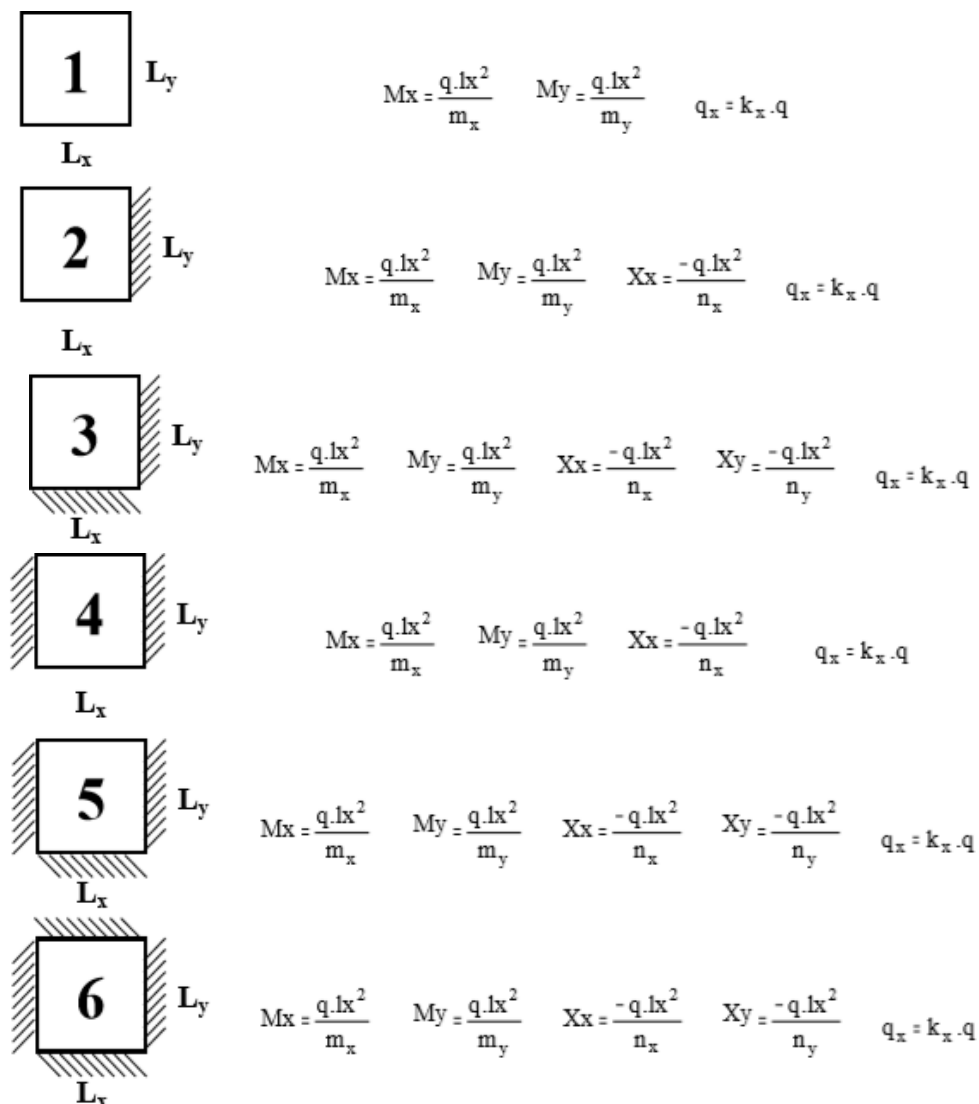
$Q_y = q \cdot q_x$: carga na direção Y;

$X_x = (-q_x \cdot L_x^2) / A$: momento negativo do apoio na direção X: A é uma constante para cada um dos casos;

$X_y = (-q_y \cdot L_y^2) / B$: momento negativo do apoio na direção Y: B é uma constante para cada um dos casos.

A Figura 2 ilustra os casos possíveis de momentos.

Figura 2 - Casos de vinculação para utilização das tabelas de Marcus



Fonte: Concreto Armado, 15ª. Edição pág. 485

Momento de Fissuração

O momento de fissuração estima o valor do momento necessário para o aparecimento das primeiras fissuras. Assim de acordo com as orientações do item 17.3.1, da NBR 6118, pode-se determinar o momento de fissuração através da seguinte equação:

$$M_r = f_{ct} \cdot c / Y_t$$

3.8

Assim, de acordo com o item 11.8.3.1 são indicadas combinações frequentes para avaliação dos estados limites de formação de fissuras. Dessa maneira, sabe-se que os momentos máximos para a combinações frequente tem que superam o valor do momento de fissuração, caracterizando uma seção fissurada, o que no caso deste estudo não se levou em conta.

Compatibilização dos momentos

Segundo a NBR 6118/2014 para momentos negativos deve adotar o maior valor entre a média ou 0,8 do maior momento negativo. Quando o momento negativo for diminuído o momento positivo será aumentado com a metade do valor diminuído do momento negativo. Quando o momento negativo for aumentado mantém-se o valor do momento positivo.

A NBR 6118/2014 (item 14.7.6.2) permite que seja feita uma compatibilização dos momentos fletores negativos: *“Quando houver predominância de cargas permanentes, as lajes vizinhas podem ser consideradas isoladas, realizando-se a compatibilização dos momentos sobre os apoios de forma aproximada. No caso de análise plástica, a compatibilização pode ser realizada mediante alteração das razões entre momentos de borda e vão, em procedimento iterativo, até a obtenção de valores equilibrados nas bordas. Permite-se, simplificadamente, a adoção do maior valor de momento negativo em vez de equilibrar os momentos de lajes diferentes sobre uma borda comum.”*

$$M_r = \begin{cases} 0,8 X_1 \\ \frac{X_1 + X_2}{2} \end{cases} , \text{ com } X_1 \geq X_2 \quad 3.9$$

Cálculo das armaduras nas lajes

O cálculo para armadura de tração é semelhante ao de uma viga e pode ser estimada pela seguinte equação:

$$A_c = \frac{Md}{F_{yd}}(d - 0,4x) \quad 3.10$$

A equação acima é válida para aplicações de domínios. Sabe-se que a NBR 6118/2014 (item 14.7.1) estabelece duas hipóteses básicas para a análise das placas (lajes), porém o estudo feito neste trabalho para lajes não será feito pelo método da análise das placas.

Cálculo armadura principal

$$K_c = \frac{bw \times d^2}{Md} \quad 3.11$$

com $bw = 100\text{cm}$:

$$K_c = \frac{100 \times d^2}{Md} \quad 3.12$$

com Md em $\text{kN}\cdot\text{m}$ e d em cm .

De acordo com a NBR 6118/2014 se atendidos todos os valores limites, a área de armadura, em cm^2/m , é calculada com:

$$A_s = K_s \frac{Md}{d} \quad 3.13$$

Força Cortante

No item 19.4 da NBR 6118, a força cortante em lajes e elementos lineares com $bw \geq 5d$ é verificada. A norma faz distinção entre laje sem e com armadura transversal para a força cortante.

Armaduras Longitudinais Máximas e Mínimas

Segundo a NBR 6118/2014, no item 19.3.3.1, contém os princípios básicos para o estabelecimento de armaduras máximas e mínimas. Como as lajes armadas nas duas

direções têm outros mecanismos resistentes possíveis, os valores mínimos das armaduras positivas são reduzidos em relação aos definidos para elementos estruturais lineares.

Armadura Máxima

Sobre a armadura máxima, a NBR 6118/2014 (17.3.5.2.4) diz que “A soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A'_s$) não pode ter valor maior que 4 % A_c , calculada na região fora da zona de emendas, devendo ser garantidas as condições de ductilidade requeridas em 14.6.4.3.”

$$A_s + A'_s = 4\%A_c \quad 3.14$$

Armadura Mínima

De acordo com a NBR 6118/2014, 19.3.3.2, a armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas. Conforme o item 17.3.5.2.1. “*Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva [...]*”. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo.

FLECHA NAS LAJES – ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Flecha imediata

A flecha imediata é aquela que ocorre quando é aplicado o primeiro carregamento na peça, que não leva em conta os efeitos da fluência. De acordo com a NBR 6118/2014 (item 17.3.2.1.1) prescreve que “*Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente.*”

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad 3.15$$

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

$$E_{cs} = 0,85 \times E_{ci} \quad 3.16$$

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Na falta de resultados de ensaios a NBR 6118/2014 (item 8.2.8) permite estimar o valor do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) aos 28 dias segundo a expressão:

$$E_{ci} = 560 \sqrt{f_{ck}} \quad 3.17$$

Para f_{ck} de 20 a 50 Mpa:

sendo:

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha E = 0,9$ para calcário

$\alpha E = 0,7$ para arenito.

Sendo assim:

$$F_y = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times E_{cs} \times I} \quad 3.18$$

$$F_y = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times E_{cs} \times I} \quad 3.19$$

$$Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I} \quad 3.20$$

Flecha adicional diferida no tempo

Após a retirada da ancoragem e ao longo do tempo, em que estiver submetida aos mais diversos tipos de carregamentos, a estrutura sofre efeito da fluência que tem como efeito o aumento dos valores das flechas.

Para considerar esse efeito a NBR 6118/2014 o item 17.3.2.1.2 aborda as recomendações.

$$f = \xi / (1 + 50q') \quad 3.21$$

Tabela 1 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo (Tabela 17.1 da NBR 6118)

Tempo (t) (meses)	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: Do autor

sendo:

t = tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t₀ = idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t₀ o valor ponderado de acordo com a Tabela 17.1 da NBR 6118/2014.

Aceitabilidade sensorial visual

Garantindo a segurança ao usuário e fornecer um ambiente mais confortável, através da NBR 6118/2014 na Tabela 13.3 são apresentados limites visuais. De acordo com a tabela o limite visual fica estabelecido como $l/250$.

Aceitabilidade sensorial de vibrações

Da mesma forma como anteriormente, a aceitabilidade sensorial de vibrações busca fornecer conforto ao usuário. Para a determinação da flecha deve-se proceder a mesma rotina estabelecida anteriormente, contudo altera-se a combinação de ações utilizada para Combinação Frequente, conforme a indicação da NBR 6118/2014, no item 11.8.3.1.

3.2 Rotinas de Cálculo das Vigas

A rotina de cálculo aplicada em vigas fornece resultados que auxiliam no dimensionamento e detalhamento. Baseia-se no cálculo de uma seção a escolha do usuário, tal qual necessitando previamente o conhecimento dos esforços aos quais esteja submetida. Para o cálculo é necessária a inserção de dados como resistência característica dos materiais, dimensões da seção, diâmetro das barras de estribo, esforços, carregamentos para avaliação de flechas ou o valor da flecha imediata se conhecido, dentre outras informações. Como resultados tem-se em essência os valores de armaduras, flechas bem como outras informações adicionais.

Estimativa das dimensões da viga

Estima-se as dimensões da viga que serão necessárias para resistir aos esforços, para que seja possível efetuar os cálculos. Conforme orientação normativa, da NBR 6118/2014 item 13.2.2, as vigas não devem possuir largura inferior a 12 cm.

Vão Efetivo

De acordo com o item 14.6.2.4 da NBR 6118/2014, para determinar-se o vão efetivo deve-se proceder:

$$l_{ef} = l_o + a_1 + a_1 \quad 3.22$$

Tal que,

$l_o = 207 \text{ cm}$; comprimento livre;

Sendo,

$$a_1 = a_2.$$

Combinação Quase Permanente

Neste tipo de combinação, por prever a não simultaneidade dos efeitos dos carregamentos acidentais, utiliza-se fatores de redução que para edifícios residenciais, conforme indicado na NBR 6120, corresponde:

$$\Psi_2 = 0,3 \quad 3.23$$

Dessa maneira a para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp} = F_p + 0,3 * F_a \quad 3.24$$

Combinação Frequente

Da mesma maneira como nas combinações quase permanentes, utiliza-se o seguinte fator de redução:

$$\Psi_2 = 0,4 \quad 3.25$$

Dessa maneira a para a combinação frequente,

$$F_{fq} = F_p + 0,4 * F_a \quad 3.26$$

Combinação Rara

Para a combinação rara, não é necessário aplicar qualquer fator de majoração ou redução, sendo procedida através da simples soma das parcelas permanentes e acidentais.

$$F_{rara} = F_p + F_a \quad 3.27$$

Combinação Última

Na combinação última os esforços tanto permanentes como acidentais são majorados em 1,4. Essa combinação prevê o máximo esforço que a estrutura deverá resistir.

$$FuSt = 1,4 * Fp + 1,4 * Fa \quad 3.28$$

Armadura e Diagramas das Vigas

As armaduras longitudinais serão responsáveis por resistirem aos esforços de momento, para estimar o valor da armadura necessária, utiliza-se as expressões a seguir. A viga V1 foi calculada utilizando o modelo do Processo de Cross, ou Método da Distribuição de Momentos (Hardy Cross, 1932), que permite a avaliação dos esforços na viga. Para comparação e o cálculo dos esforços utilizando esse modelo, fez-se uso do software Ftool e obteve-se os resultados dos momentos. Sendo assim, pode-se obter a armadura da viga da seguinte forma:

$$Kc = \frac{bw \times d^2}{1,4 \times M} \quad 3.29$$

$$As = Ks \times \frac{1,4 \times M}{d} \quad 3.30$$

Armadura Transversal

A armadura transversal é necessária para que sejam combatidos os esforços cortantes, dessa maneira para que seja calculada, o item 17.4.2 da NBR 6118/2014 expõe dois modelos de cálculo. Como a seção transversal da viga é retangular, a indicação de Leonhardt e Mönning (1982) é de que o ângulo de inclinação das diagonais de compressão aproxima-se de 30°. Portanto, a armadura transversal pode ser dimensionada com o Modelo de Cálculo II, com $\Phi = 30^\circ$. No entanto, por simplicidade e a favor da segurança, será adotado o Modelo de Cálculo I (Φ fixo em 45°), pois a armadura resultante será maior do que aquela do Modelo de Cálculo II. A resolução da viga à força cortante será feita mediante as equações simplificadas desenvolvidas e apresentadas na apostila de BASTOS (2015). As forças cortantes máximas atuantes na

viga, após a redistribuição de esforços, estão mostradas na Figura 20. A redução da força cortante nos apoios, possível de ser feita nos cálculos da armadura transversal como indicada na NBR 6118, não será adotada por simplicidade.

Como esse esforço encontra-se sobre apoio direto, onde a carga e a reação agem em faces opostas pode-se reduzir seu valor conforme o item 17.4.1.2.1 da NBR 6118/2014.

Conforme as orientações normativas, para a resistência das diagonais comprimidas:

$$V_{sd} = V_{sk} \times 1,4 \text{ (} V_{sd} \text{ força corante de cálculo na seção)} \quad 3.31$$

$$VRD2 = 0,27 \times dV2 \times f_{cd} \times bw \times d \quad 3.32$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times bw \times d \quad 3.33$$

$$V_{sw} = (V_{sk} \times 1,4) - V_c \quad 3.34$$

$$A_{sw \text{ min}} = \rho_{min} \times bw \quad 3.35$$

Comprimento dos Estribos

Segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento em reto,

$$l_{reto} = l_{svre} - 8 * (2,5 * t) \quad 3.36$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = \frac{n * D}{4} = \frac{n * (3 * t * t)}{4} \quad 3.37$$

Contudo a norma NBR 6118/2014 preconiza no item 9.4.6.1 o comprimento reto não deve ser inferior a 7 cm e portanto adota-se esse valor. Acrescenta-se também ao gancho o comprimento necessário para proceder a curva assim,

$$l_{g,reto} = 7 + l_{curva} \quad 3.38$$

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_{g,reto} \quad 3.39$$

3.3 Rotinas de Cálculo de Pilares

As rotinas desenvolvidas para auxílio no cálculo dos pilares tem como dados de entrada os valores de esforços solicitantes, dimensões da peça em estudo bem como condições de vinculação e excentricidades acidentais.

Como resultado tem-se parâmetros para estimativa da quantidade armadura através dos mesmos ábacos utilizados anteriormente nos cálculos manuais, produzidos por Pinheiro (2009). A Figura 54 ilustra o fluxograma que possibilita um entendimento da maior parte das etapas da rotina.

A interface dos pilares segue o mesmo escopo das apresentadas nas vigas, sendo disposto um painel lateral esquerdo com os dados de entrada e um painel direito com os resultados.

Armadura para o momento de ligação entre viga e pilar

Conforme o item 14.6.7.1 da NBR 6118/2014, a influência da solidariedade dos pilares pode ser estimada pela seguinte expressão.

$$M_{estr} = \frac{\Gamma_{nf} + \Gamma_{cup}}{nf + \Gamma_{nf} + \Gamma_{nf}} \quad 3.40$$

Cálculo dos Pilares Intermediários

Esforços Solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k \quad 3.41$$

onde: N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU (definido na Tabela 11.1 da NBR 6118/2014).

Índice de Esbeltez

$$\lambda \frac{le}{i} \quad , \quad i = \frac{I}{A} \quad 3.42$$

Para seção retangular:

$$\lambda \frac{3,46 le}{h} \quad 3.43$$

Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,mín} = N_d (1,5 + 0,03 h) \quad 3.44$$

Com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

Esbeltez Limite

$$\lambda_1 \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b} \quad 3.45$$

com $35 \leq \lambda_1 \leq 90$

$e_1 = 0$ para pilar intermediário.

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ não considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada;

$\lambda > \lambda_1 \rightarrow$ considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada.

Momento de 2ª Ordem

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Determina-se $M_{d,tot}$ com a equação:

$$M_{d,tot} = a_b \cdot M_{1d,A} + Nd \frac{l_e^2}{10r} \geq (M_{1d,A}; M_{1d,min}) \quad 3.46$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad 3.47$$

A determinação da armadura é iniciada pelo cálculo dos esforços adimensionais v e μ , com μ segundo as duas direções principais do pilar:

$$v = \frac{N_d}{Ac \cdot fcd} \quad 3.48$$

Raio de giração:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,50)} \quad 3.49$$

$$\mu_x = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x Ac fcd} = v \frac{e_x}{h_x} \quad 3.50$$

$$\mu_y = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y Ac fcd} = v \frac{e_y}{h_y} \quad 3.51$$

Escolhida uma disposição construtiva para a armadura no pilar, determina-se o ábaco a ser utilizado, em função do tipo de aço e dos valores das relações $d'x/hx$ e $d'y/hy$. No ábaco, com o trio (v, μ_x, μ_y) , obtém-se a taxa mecânica ω . A armadura é calculada com a equação:

$$A_s = \frac{\omega A_c F_{cd}}{F_{yd}} \quad 3.52$$

4 METODOLOGIA

4.1 Projeto Arquitetônico em Geral

Este trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil do UniCeub, foi realizado a elaboração de projeto estrutural de um edifício residencial de um pavimento tipo através de métodos manuais e computacionais usando o software Eberick, apresentando comparações entre resultados da área de aço obtidos pelo programa. Dessa maneira, busca-se analisar a utilização do software comercial que atenda a grande demanda e aprofundar esses conhecimentos referentes a elaboração de um projeto estrutural.

Utilizou-se um projeto arquitetônico já executado. Com base no projeto arquitetônico fornecido será desenvolvido este trabalho.

Ateve-se ao cálculo estrutural e dimensionamento dos elementos do pavimento Tipo 1, que se encontra inserido logo abaixo do pavimento cobertura.

4.2 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico contempla uma residência de dois pavimentos. Todo o pavimento térreo é utilizado como moradia. Os pavimentos possuem uma área privativa de cerca de 102 m² e que prevê a utilização por uma família de até 4 pessoas.

A edificação como um todo possui 195 m². As plantas arquitetônicas podem ser vistas no Anexo A.

4.3 Localização da obra

O edifício residencial está localizado na cidade de Santa Maria /DF.

4.4 Requisitos de qualidade da estrutura

Garantir a segurança contra a ruptura da estrutura é o objetivo principal e essencial, ou seja, garantir a capacidade resistente estrutural, bem como o bom desempenho e durabilidade perante as ações e condições ambientais cuja obra esteja sujeita.

4.5 Agressividade do ambiente

Para a obra do projeto em estudo, esta encontra-se localizada em uma região urbana que segundo o item 6.4.2 da NBR 6118:2014 permite ser classificada como de classe de agressividade ambiental II, ou seja, agressividade moderada. Nessas condições o risco de deterioração da estrutura é pequeno.

4.6 Concreto

Sabe-se que a características do concreto em que se é empregado está ligada a durabilidade da estrutura de concreto armado. A fim de utilizar um único tipo de concreto e atender os requisitos da norma, adotou-se para o projeto a resistência característica de 30 MPa. Sabendo-se que a norma preconiza que para a classe de agressividade II, seja utilizada uma relação água/cimento inferior a 0,60. Quanto a resistência, para a lajes o valor mínimo é de 25 MPa, enquanto para pilares e vigas 30 MPa. Esses valores podem ser encontrados no item 7.4.2 que sugere a tabela 7.1 como requisitos mínimos.

Para o projeto em questão, frisa-se que não se deve ultrapassar os valores mínimos de 0,60 para relação água/cimento e classe de concreto C30, no sentido desfavorável, assim os valores devem ser majorados no sentido favorável à segurança quando não houver o controle adequado.

Devido ao pequeno porte da obra é previsto a não realização de ensaios para a determinação da massa específica do concreto simples, e portando será estimado como 2400 kg/m³ e 2500 kg/m³ para o concreto armado.

Segue-se as recomendações da Seção 8 da NBR 6118:2014. Portanto, não dispondo de ensaios para determinação do módulo de elasticidade, resistência a tração e valores característicos para outras idades além de 28 dias, Os subitens subsequentes explanam os cálculos necessários para a estimativa desses valores.

4.7 Cobrimento

A NBR 6118/2014 (item 13.2.4.1) estabelece que a espessura mínima para as lajes maciças:

- Lajes – 25 mm
- Vigas e Pilares – 30 mm
- Lajes, face superior quando revestimento final seco – 15 mm
- Pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação – 45 mm
- Elemento em contato com solo – 30 mm

Os cobrimentos anteriores podem ser reduzidos em até $\Delta c = 5$ mm, assumindo que a execução possui controles adequados, conforme o item 7.4.7.4 da NBR 6118/2014.

A NBR 6118/2014 (item 7.4.7.2) estabelece os valores a serem prescritos para o cobrimento nominal das armaduras das lajes. Nos projetos de estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes. Conhecendo o ambiente em que a estrutura será construída, o projetista estrutural pode considerar uma condição de agressividade maior que aquelas mostradas na Tabela 2.

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental – CAA (Tabela 6.1 da NBR 6118).

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 microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).*

2) *Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.*

3) *Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.*

A Tabela 2 apresenta valores de cobrimento nominal de lajes, vigas e pilares, para a tolerância de execução (Δc) de 10 mm, em função da classe de agressividade ambiental.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\lambda_c = 10\text{mm}$ (Tabela 7.2 da NBR 6118).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ²
		Cobertura 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

Notas: 1) "Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobertura nominal $\geq 15\text{ mm}$."

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

3) "No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobertura nominal $\geq 45\text{ mm}$."

4) Para parâmetros relativos ao Concreto Protendido consultar a Tabela 7.2 da NBR 6118. "No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobertura das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062."¹ (item 7.4.7.7).

4.8 Aço

Será utilizado para esse projeto o aço CA-50 e CA-60, correspondente a uma resistência característica de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa.

4.9 Vento

A critério de simplificação, esse dimensionamento estrutural não considera a ação do vento, mas frisa sua importância para elaboração de trabalhos futuros. Entretanto, segundo a NBR 6118:2014, no item 11.4.1.2 a ação do vento deve ser considerada.

4.10 Efeitos globais de 2ª Ordem

Não serão levados em consideração os efeitos globais de segunda ordem, para ambas abordagens alvos desse trabalho, mas salienta-se sua importância na consideração em trabalhos futuros.

Sendo assim, a estrutura será considerada como de nós fixos, admitindo assim que os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura sejam pequenos, e que os efeitos globais de segunda ordem sejam inferiores a 10% dos efeitos globais de primeira ordem.

4.11 Lançamento da estrutura

Nesse trabalho parte-se do projeto arquitetônico definido, onde procura-se harmonizar a inserção dos elementos estruturais para que estes não impactem na arquitetura desejada. O lançamento da estrutura, traduz uma etapa inicial em que a estrutura é pré-concebida, sendo posicionados os elementos estruturais.

De acordo com as plantas arquitetônicas ilustradas no Anexo A, as paredes possuem 15 cm, e as lajes possuem disponibilidade para serem alocadas em até 18 cm. Por tratar-se de um edifício residencial com carregamentos comuns, para as lajes, vigas e pilares parte-se das dimensões mínimas estabelecidas na NBR 6118:2014. Dessa maneira as larguras das vigas serão basicamente de 15 cm, e os pilares com dimensões iniciais de 15x40cm e as lajes não sendo de cobertura ou em balanço de 8 cm.

Optou-se pelo emprego de lajes maciças devido a adequação ao projeto proposto e ao conhecimento prévio do comportamento desse tipo de lajes.

Inicialmente o posicionamento dos elementos partiu do pavimento tipo, onde foram inseridos os primeiros pilares nos encontros de paredes e procurando não distar mais que 6 metros entre si. Com o objetivo de aumentar a estabilidade global do edifício, os pilares foram orientados quando possível com sua região de maior inércia para a menor dimensão da edificação.

Após o posicionamento dos pilares, em alguns casos foi necessário apoiar vigas sobre vigas em favor do arranjo arquitetônico. São posicionadas as vigas que acabam por consequência definindo os contornos das lajes. Em virtude do posicionamento dos pilares, as vigas não possuíram vãos maiores que 3,70 metros.

As lajes foram definidas pelos contornos das vigas e não apresentaram vãos com dimensões expressivas. Salienta-se que para as lajes em balanço não foram inseridas vigas nos seus bordos e parte-se da premissa que serão engastadas nas lajes de periferia, assim evita-se esforços de torção nas vigas.

Estão embasados nas Notas de Aula de Bastos (2015), parte das dimensões e afastamento entre os elementos que trata vários aspectos sobre projeto estrutural em edifícios.

Com o pavimento tipo definido, procedeu-se o lançamento da estrutura para o pavimento térreo, onde estão alocados quartos, cozinha, banheiros, varanda e sala. Portanto, como resultado tem-se a planta de formas apresentada no Apêndice A e serão calculadas as armaduras de todos elementos alterando suas dimensões quando necessário.

5 SOLUÇÃO ATRAVÉS DE CÁLCULOS MANUAIS

Serão descritos os cálculos aplicados, nesse capítulo, no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais do pavimento Tipo 01. Por estar inserido abaixo do pavimento cobertura, foram necessários o cálculo das lajes e determinação das reações nas vigas para que os pilares do pavimento em estudo recebessem os esforços necessários.

As normas embasa os cálculos descritos, livros técnicos bem como notas de aulas desenvolvidas por profissionais da área de estruturas de concreto armado. Serão exemplificados casos relevantes dos elementos estruturais necessários para o projeto, demonstrando uma iteração do cálculo completo para o mesmo.

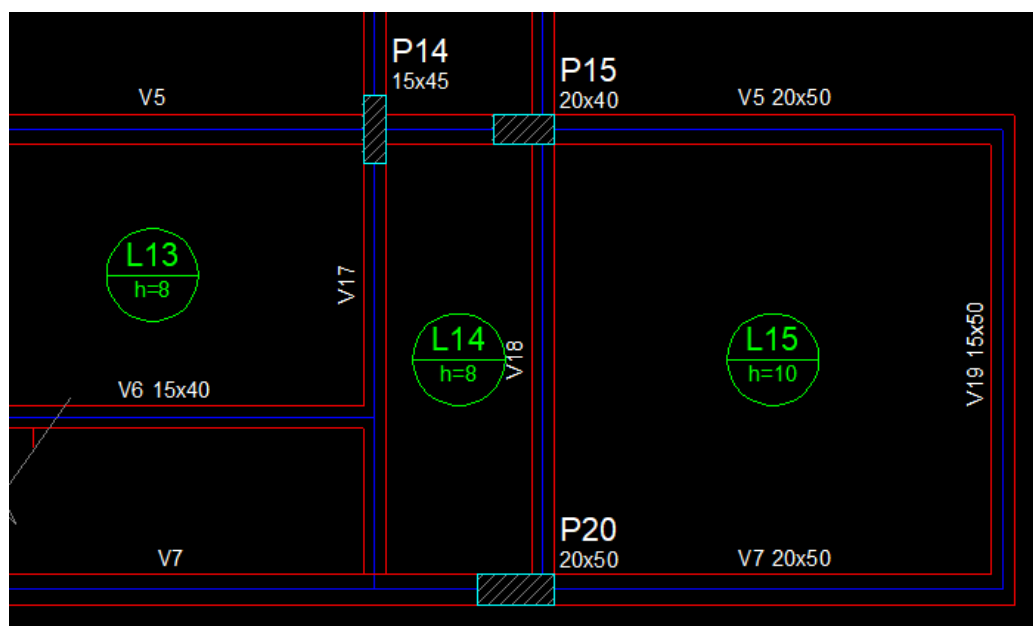
Observa-se que a realização de um projeto estrutural é embasada em processo iterativo, onde são estimados alguns valores, de maneira que posteriormente é necessária a avaliação das soluções se são adequadas ou não. Por esse motivo, os exemplos a seguir são direcionados para apresentar as diversas situações de projeto encontradas, e não necessariamente descrever todo processo iterativo. Ao final de cada subitem desse capítulo são apresentados os resultados finais após as iterações necessárias para um dimensionamento adequado.

5.1 Lajes

5.1.1 Exemplo 1 – Laje em balanço

De acordo com o Anexo A, da planta arquitetônica, é possível identificar a laje em balanço. A seguir será representado através de um exemplo o cálculo da laje “L15”, representada na planta de formas do pavimentos Tipo 01, que encontra-se em balanço. A mesma rotina será utilizada para as demais lajes de mesma natureza. A Figura 3, retirada a planta de formas mostra a laje em estudo.

Figura 3 - Laje em balanço L15, planta de formas Tipo 1



Fonte: Do Autor

5.1.2 Espessura Mínima

De acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 para lajes em balanço deve se utilizar no mínimo 10 cm de espessura e dessa maneira inicia-se o estudo partindo desse valor.

5.1.3 Coeficiente adicional para lajes em balanço

Em lajes em balanço que compreendam espessura entre 10 e 19 cm, a NBR 6118/2014 na Tabela 13.2, preconiza que deve-se majorar os esforços solicitantes finais para o dimensionamento.

$$n = 1,95 - 0,05h$$

Portanto,

$$n = 1,95 - 0,05 * 10$$

$$n = 1,45$$

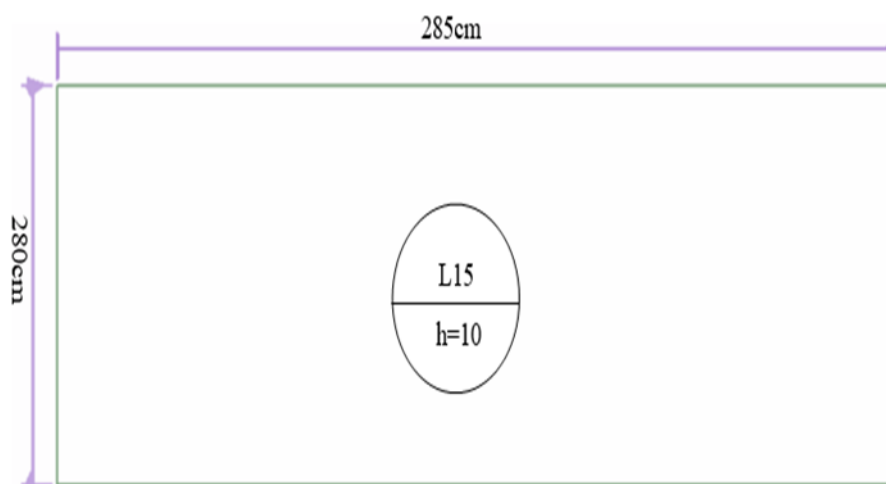
5.1.4 Vãos efetivos

O menor vão será denominado l_x , 121,5 cm, enquanto o maior vão será denominado l_y , 380 cm. Deve-se determinar os vãos efetivos de acordo com o item 14.6.2.4.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

A Figura 4 a seguir ilustra as dimensões iniciais da laje em estudo.

Figura 4 – Dimensões iniciais laje em balanço



Fonte: Do autor

Dessa maneira, admitindo que a laje encontra-se ligada a uma viga de 20 cm de espessura em sua maior dimensão:

$$l_{s,ef} = 280 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \{ t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$0,3h = 3 \text{ cm}$$

$$a_2 = 0$$

$$l_{s,ef} = 280 + 3 + 0 = 283$$

Para l_y :

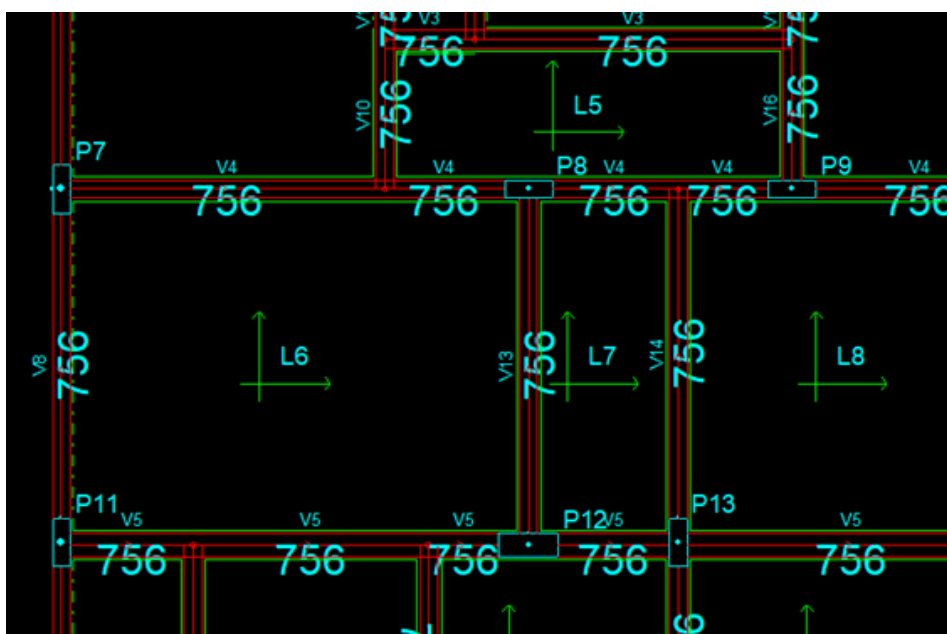
$$I_{y,ef} = I_y.$$

5.2.1 Exemplo 2 – Laje com todos bordos apoiados em vigas

Conforme a planta de formas, apresentada no Anexo A, é possível identificar várias lajes que possuem todos os seus bordos apoiados em vigas. Para o exemplo que será resolvido foi escolhida a laje “L6” por possuir maiores dimensões e possuir carregamento superior as outras lajes.

A rotina apresentada foi utilizada para as demais lajes com características similares. A Figura 5 extraída da planta de formas ilustra a laje em estudo e sua periferia.

Figura 5 - Laje L6, planta croqui Tipo 1



Fonte: Do autor

5.2.2 Espessura Mínima

De acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 recomenda-se usar espessura mínima de 8cm, para evitar o aparecimento de fissuras pela presença de eletrodutos ou

caixas de distribuição embutidas na laje. Por esta razão, os valores mínimos de 5cm e 7cm não são aconselhados.

Os cálculos feitos de espessura mínima foram feitos para cada laje da estrutura, não considerando uma espessura única para todas. Para o cálculo das lajes é necessário estimar inicialmente a sua altura. Existem vários e diferentes processos para essa estimativa, sendo um deles dado pela equação seguinte:

Como não se conhece inicialmente o diâmetro Φ da barra longitudinal da laje, o diâmetro deve ser estimado. Normalmente, para as lajes correntes, o diâmetro varia de 5 mm a 8 mm. O cobrimento c deve ser determinado conforme a Tabela 2.

Figura 6 – Cálculo da Laje L6

$$\begin{array}{l}
 n = 3 \\
 l \leq \left\{ \begin{array}{l} 295 \\ 0,7 \times 390 = 273 \end{array} \right. \\
 H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times 273 \right) \right] + 2,5 = 8,506 \text{ cm} \Rightarrow 9 \text{ cm}
 \end{array}$$

Fonte: Do autor

5.3 Cargas (Ações a considerar)

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 acidental. As principais ações permanentes diretas que devem ser verificadas e determinadas são as apresentadas na Tabela 4:

5.3.1 Cargas Permanentes

Tabela 4 - Carregamentos permanentes

Carregamentos Permanentes			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Revestimento	-	-	1,0
Carga de Parede	1,8	15	1,9
Peso Próprio	25,00	8,00	2,00
Total			4,9

5.3.2 Peso Próprio

O peso próprio da laje é o peso do concreto armado que forma a laje maciça. Para o peso específico do concreto armado (γ_{conc}) a NBR 6118/2014 indica o valor de 25 kN/m³. O peso próprio para lajes com espessura constante é uniformemente distribuído na área da laje, e para um metro quadrado de laje pode ser calculado como:

5.3.3 Revestimento

A Tabela 1 da NBR 6120 fornece os pesos específicos de diversos materiais, valores estes que auxiliam no cálculo da carga do piso por metro quadrado de área de laje. Para esse revestimento, menos rico em cimento, pode-se considerar o peso específico (γ_{rev}) de 1,0 kN/m², conforme a NBR 6120.

5.3.4 Alvenaria

Para blocos tijolos cerâmicos furados a NBR 6120 recomenda o peso específico (γ_{alv}) de 1,8 kN/m². O peso específico das paredes correto pode ser calculado considerando-se os pesos específicos dos materiais individualmente. Não se conhecendo o peso específico global da parede pode-se determinar a sua carga com os pesos específicos individuais da parede, calculando-se a carga da parede por metro quadrado de área:

A carga da parede sobre a laje é:

$$g_{par} = \frac{(\gamma_{par} \cdot h \cdot l)}{Ala je}$$

g_{par} = carga uniforme da parede (kN/m²);

$h = \text{altura da parede (m)};$

$l = \text{comprimento da parede sobre a laje (m)}.$

$\text{Alaje} = \text{área da laje (m}^2\text{)} = l_x \cdot l_y$

Sendo assim:

$\text{Espessura} = 0,08$

$\text{Área} = 3,45\text{m}^2$

$\text{Pé-direito} = 2,8\text{m}$

$\text{Alvenaria} = 1,3\text{m}$

$\text{Alvenaria} \frac{(2,8 \cdot 1,3 \cdot 1,8)}{3,45} = 1,9\text{KN}.$

5.3.5 Cargas Variáveis

Tabela 5 – Carregamentos acidentais

Carregamentos Acidentais			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Carga vertical	-	-	1,5
Total			1,5

A ação variável nas lajes é tratada pela NBR 6120 (item 2.2) como “carga acidental”. Na prática costumam chamar também de “sobrecarga. Sendo assim:

$\text{Circulação} = 1,5 \text{ KN}$

Total das cargas:

Tabela 6 – Carregamentos totais

Carregamentos Totais			
Denominação	Cargas Permanentes (kN/m ²)	Cargas Variáveis (kN/m ²)	Carga Total (kN/m ²)
Cargas	4,9	1,5	6,4

5.3.5 Combinações de Carregamento

As combinações de carregamento tem o objetivo de simular as mais variadas situações de carregamentos que o elemento venha enfrentar em sua vida útil. A NBR 8681 orienta quanto aos fatores de ponderação bem como as combinações necessárias. Nos subitens a seguir considerou-se que todos os carregamentos são principais e atuam no sentido desfavorável. Essa simplificação é a favor de segurança e foi aplicada em virtude da simplificação.

5.3.6 Combinação Última de Cálculo

Para essa combinação os carregamentos tanto permanentes como acidentais devem ser majorados em 1,4.

$$Fu_{St,area} = 1,4 * 4,90 + 1,4 * 1,50 = 8,96 \text{ kN/m}^2$$

5.3.7 Combinação Quase-Permanente

Para a combinação quase-permanente, são utilizados fatores de redução por estar prevista a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,3$$

Dessa maneira para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp,area} = 4,90 + 0,3 * 1,50 = 5,35 \text{ kN/m}^2$$

5.3.8 Combinação Frequente

Para a combinação frequente, são utilizados fatores de redução por estar prevista a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,4$$

Dessa maneira a para a combinação frequente segue-se:

$$F_{qp,area} = 4,90 + 0,4 * 1,50 = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

5.3.9 Combinação Rara

Tabela 7 – Carregamentos

Carregamentos Totais			
Denominação	Cargas Permanentes (kN/m ²)	Cargas Variáveis (kN/m ²)	Carga Total (kN/m ²)
Cargas	4,9	1,5	6,4

Para a combinação rara, são utilizados os carregamentos sem aplicação de quaisquer fatores. Dessa maneira a para a combinação rara segue-se:

$$F_{qp,area} = 4,90 + 1,50 = 6,4 \text{ kN/m}^2$$

5.3.10 CÁLCULO DOS MOMENTOS MÁXIMOS

Os momentos máximos caracterizam a situação mais crítica do elemento e, portanto, são parâmetros para avaliação da segurança e dimensionamento das armaduras.

Para o cálculo dos momentos faz-se uso das tabelas de Marcus, que possibilitam encontrar os valores dos momentos em lajes de duas direções.

5.3.11 Processo de Marcus

Quanto as vinculações, a laje a deve ser enquadrada em um dos casos propostos por Marcus.

A laje em estudo enquadra-se no caso 5 e a relação entre vãos (l_y/l_x), corresponde a 0,75, por esse motivo não fez-se uso de interpolação.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2,95}{3,90} = 0,75 < 2$$

A Tabela 8 mostra os coeficientes k_x , M_x , N_x , M_y e N_y " extraídos da tabela de Marcus bem como os resultados obtidos.

Tabela 8 – Coeficientes k_x , M_x , N_x , M_y e N_y '.

K_x	M_x	N_x	M_y	N_y
0,387	76,58	30,96	49,23	23,22

5.3.12 Momentos

Os momentos que serão calculado servirão como base para o cálculo das armaduras finais.

Utilizando a combinação obtém-se os seguintes valores:

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{6,5 \times 2,95^2}{76,58} = 0,73 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{6,5 \times 2,95^2}{30,96} = -1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{6,5 \times 2,95^2}{49,23} = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{6,5 \times 2,95^2}{23,22} = -0,71 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 2,51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_y = 3,99 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{2,51 \times 2,95}{2} = 3,70 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 3,99 \times 3,90}{8} = 5,85 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 3,99 \times 3,90}{8} = 9,7$$

5.3.13 Momento de Fissuração

O momento de fissuração estima o valor do momento necessário para o aparecimento das primeiras fissuras. Assim de acordo com as orientações do item 17.3.1, da NBR 6118, pode-se determinar o momento de fissuração através da seguinte equação:

$$M_r = . f_{ct.c}/y_t$$

No estudo do estado-limite de fissuração, deve-se adotar f_{ct} como $f_{ct,nf}$ de acordo com o item 8.25.

Assim, de acordo com o item 11.8.3.1 são indicadas combinações frequentes para avaliação dos estados limites de formação de fissuras. Dessa maneira, sabe-se que os momentos máximos para a combinações frequente tem que superam o valor do momento de fissuração, caracterizando uma seção fissurada, o que no caso deste estudo não se levou em conta.

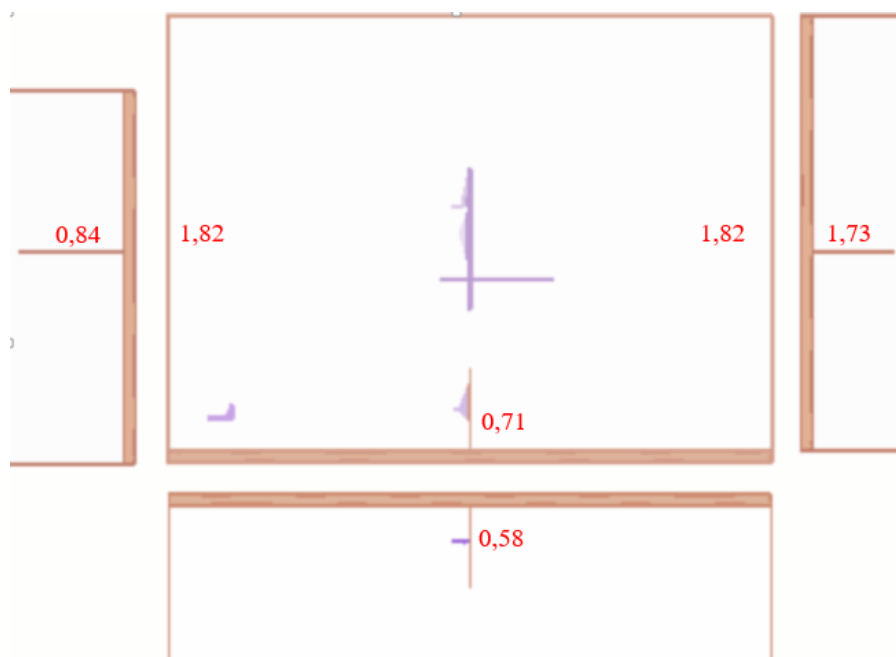
5.3.14 Compatibilização dos momentos

O cálculo das lajes apresentado nesse trabalho, trata cada uma individualmente, e por esse motivo lajes adjacentes podem possuir momentos distintos para uma mesma região. Dessa maneira a compatibilização dos momentos busca minimizar essas diferenças.

Segundo as Notas de Aula de Paulo Sérgio Bastos (2015), para momentos negativos deve adotar o maior valor entre a média ou 0,8 do maior momento negativo. Quando o momento negativo for diminuído o momento positivo será aumentado com a metade do valor diminuído do momento negativo. Quando o momento negativo for aumentado mantém-se o valor do momento positivo.

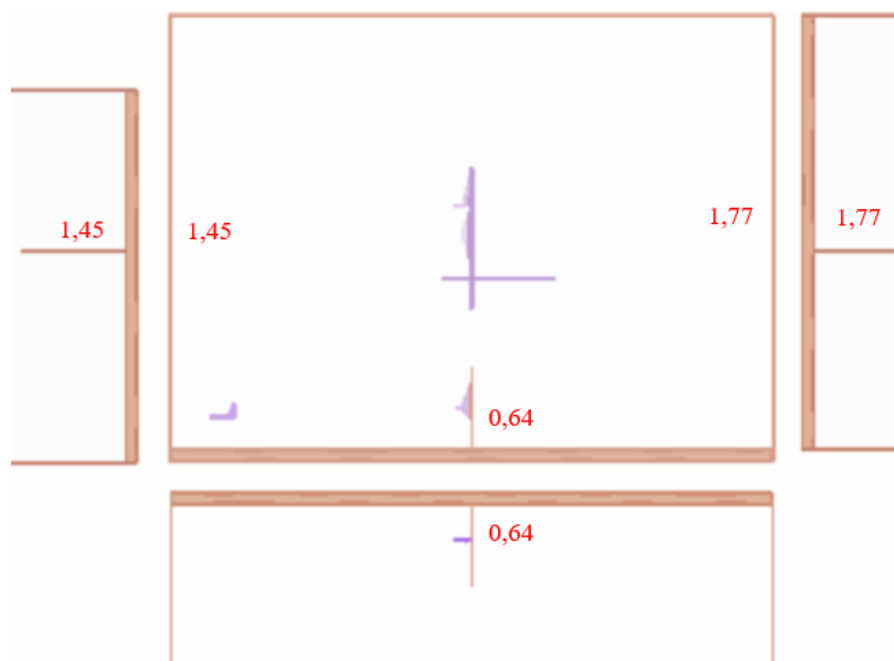
Seguindo essas recomendações, as figuras a seguir ilustram as lajes adjacentes antes e depois da compatibilização.

Figura 7 - Lajes antes da compatibilização (L06)



Fonte: Do autor

Figura 8 - Lajes após compatibilização (L06)



Fonte: Do autor

Está consolidada há muitos anos na prática brasileira um método de compatibilização, onde o momento fletor negativo (X) de duas lajes adjacentes é tomado como:

$$X \geq \begin{cases} 0,8 X_1 \\ \frac{X_1 + X_2}{2} \end{cases} \quad , \text{ com } X_1 \geq X_2$$

5.3.15 Dimensão máxima para armadura de tração

De acordo com a norma, preconize-se que para o detalhamento de lajes, as armaduras de tração devem possuir diâmetro máximo de 1/8 de sua espessura. Portanto o valor máximo aceitável para a laje em estudo seria de 11 mm.

5.3.16 Cálculo das armaduras nas lajes

O cálculo para armadura de tração é semelhante ao de uma viga e pode ser estimada pela seguinte equação:

$$A_c = M_d / f_{yd}(d - 0,4x)$$

A equação acima é válida para aplicações de domínios. Sabe-se que a NBR 6118/2014 (item 14.7.1) estabelece duas hipóteses básicas para a análise das placas (lajes), porém o estudo feito neste trabalho para lajes não será feito pelo método da análise das placas. As armaduras serão determinadas para cada momento apresentado na Figura 7. Será apresentado o cálculo de uma das armadura sendo que as demais deverão ser calculadas com a mesma rotina.

5.3.17 Cálculo armadura principal

Segundo as Paulo Sérgio Bastos (2015), sabendo-se dos momentos fletores máximos atuantes na laje, o dimensionamento à flexão normal simples pode ser feito de modo semelhante às vigas, supondo faixas (vigas) com largura de um metro (100 cm). Fazendo uso das equações com coeficientes tabelados K2, deve ser determinado o coeficiente Kc :

$$K_c = \frac{b_w \times d^2}{M_d}$$

com $b_w = 100\text{cm}$:

$$K_c = \frac{100 \times d^2}{M_d}$$

com M_d em $\text{kN}\cdot\text{m}$ e d em cm .

Na Tabela 32 do Anexo determinam-se os coeficientes β_x e K_s e o domínio em que a laje está. Com β_x ($= x/d$) é determinada a posição x da linha neutra, de modo a verificar os valores limites para a relação x/d , conforme a equação. Se for efetuada uma redistribuição de momentos fletores deve-se também verificar os limites impostos mostrados nas equações anteriores. Se atendidos todos os valores limites, a área de armadura, em cm^2/m , é calculada com:

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d}$$

Na Tabela A-26 encontram-se o diâmetro e o espaçamento das barras para uma dada área de armadura em cm^2/m .

5.3.18 Força Cortante

No item 19.4 da NBR 6118/2014, a força cortante em lajes e elementos lineares com $b_w \geq 5d$ é verificada. A norma faz distinção entre laje sem e com armadura transversal para a força cortante.

5.3.19 Armaduras Longitudinais Máximas e Mínimas

Segundo a NBR 6118/2014, no item 19.3.3.1, contém os princípios básicos para o estabelecimento de armaduras máximas e mínimas. Como as lajes armadas nas duas direções têm outros mecanismos resistentes possíveis, os valores mínimos das

armaduras positivas são reduzidos em relação aos definidos para elementos estruturais lineares.

5.3.19.1 Armadura Máxima

Sobre a armadura máxima, a NBR 6118/2014 (17.3.5.2.4) diz que “A soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A'_s$) não pode ter valor maior que 4 % A_c , calculada na região fora da zona de emendas, devendo ser garantidas as condições de ductilidade requeridas em 14.6.4.3.”

$$A_s + A'_s = 4 \% A_c$$

5.3.19.2 Armadura Mínima

De acordo com a NBR 6118/2014, 19.3.3.2, a armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas. Conforme o item 17.3.5.2.1. “Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva [...]”. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo. Sendo assim, para laje 06:

$$\rho_{min} = 30MPa \rightarrow 0,150\%$$

$$100 \cdot 9cm = 900$$

$$\frac{0,15}{100} = 0,015$$

$$\rho_{min} \Rightarrow 0,015 \cdot 900 = 1,32cm^2$$

5.3.19.3 Armadura Principal no eixo x

$$K_c = \frac{100 \times 7^2}{1,4 \cdot 1,17} = 29,9$$

$$K_s = 0,023$$

$$A_s = 0,023 \frac{1,4 \times 117}{7} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 5.0 \text{ A|C } 15 \text{ cm}$$

5.3.19.4 Armadura Negativa nos Apoios com Continuidade de Lajes

Da laje 06 para laje 07:

$$K_c = \frac{100 \times 6^2}{1,4 \cdot 64} = 40,1$$

$$K_s = 0,023$$

$$A_s = 0,023 \frac{1,4 \times 64}{6} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 5.0 \text{ A|C } 16$$

A armadura negativa deve estender-se o comprimento de ancoragem básico (l_b):

O comprimento total para a barra negativa do arranjo da Laje 06 é:

$$l_b = 0,25 \cdot l_x$$

$$l_b = 0,25 \cdot 3,90 = 97 \text{ cm}$$

Figura 9 – Momentos e armadura das Lajes após compatibilização (L06)

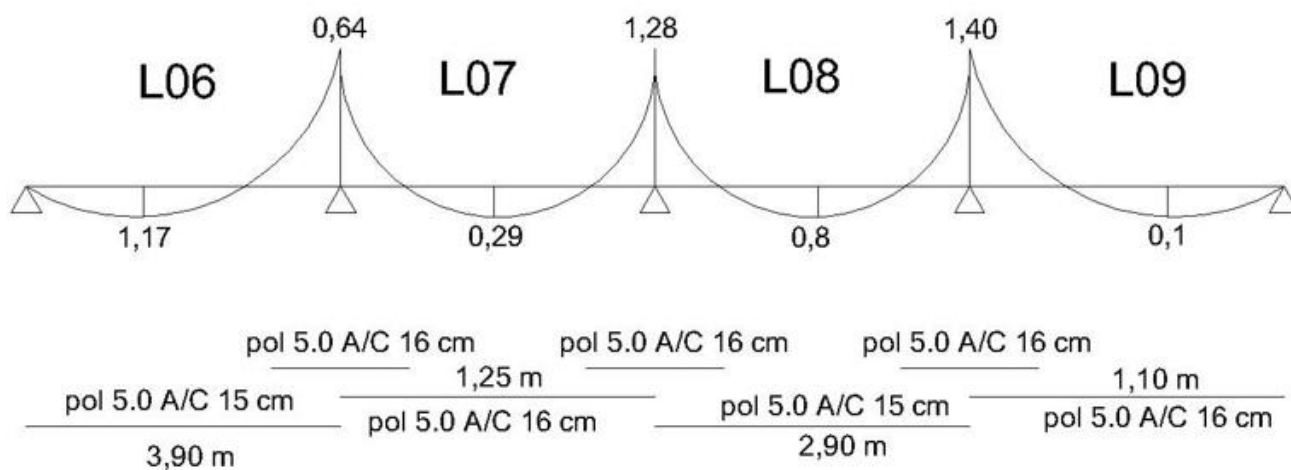


Tabela 9 – Dados das Lajes após compatibilização (L06)

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
01	29,90	0,023	0,53	5,0	15,0
02	88,70	0,023	0,15	5,0	16,0
03	43,70	0,023	0,37	5,0	15,0
04	257,00	0,023	0,05	5,0	16,0
05	40,10	0,023	0,34	5,0	16,0
06	20,00	0,023	0,68	5,0	16,0
07	18,36	0,023	0,75	5,0	16,0

5.3.19.5 Armadura Principal no eixo y

$$K_c = \frac{100 \times 7^2}{1,4 \cdot 73} = 47,94$$

$$K_s = 0,023$$

$$A_s = 0,023 \frac{1,4 \times 73}{7} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 5.0 A|C 15 \text{ cm}$$

5.3.19.6 Comprimento da Armadura Negativa nos Apoios com Continuidade de Lajes

Da laje 06 para laje 01:

$$K_c = \frac{100 \times 7^2}{1,4 \cdot 145} = 24,14$$

$$K_s = 0,023$$

$$A_s = 0,023 \frac{1,4 \times 145}{7} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 5.0 \text{ A|C } 16$$

Da laje 11 para laje 06:

$$K_c = \frac{100 \times 6^2}{1,4 \cdot 145} = 17,73$$

$$K_s = 0,023$$

$$A_s = 0,023 \frac{1,4 \times 145}{6} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = 5.0 \text{ A|C } 16$$

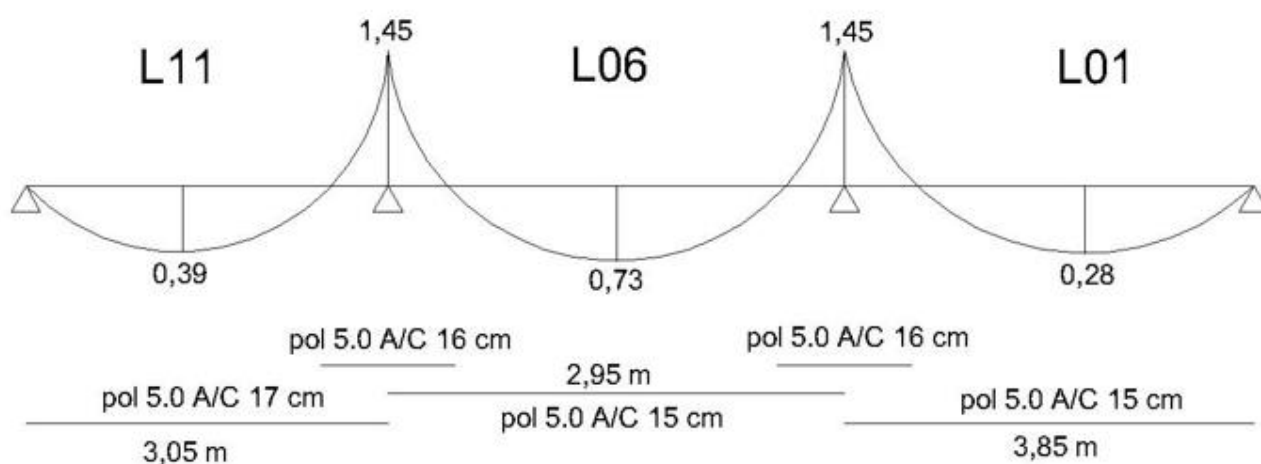
A armadura negativa deve estender-se o comprimento de ancoragem básico (l_b):

O comprimento total para a barra negativa do arranjo da Laje 06 é:

$$l_b = 0,25 \cdot l_x$$

$$l_b = 0,25 \cdot 2,95 = 73 \text{ cm}$$

Figura 10 – Momentos e armadura das Lajes após compatibilização (L06)



Fonte: Do autor

Tabela 10 – Dados das Lajes após compatibilização (L06)

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
01	65,93	0,023	0,20	5,0	17,0
02	57,94	0,023	0,33	5,0	15,0
03	91,83	0,023	0,12	5,0	15,0
04	17,73	0,023	0,78	5,0	16,0
05	24,14	0,023	0,67	5,0	16,0

5.3.20 FLECHA NAS LAJES – ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

5.3.20.1 Flecha imediata

A flecha imediata é aquela que ocorre quando é aplicado o primeiro carregamento na peça, que não leva em conta os efeitos da fluência. De acordo com a NBR 6118 (item 17.3.2.1.1) prescreve que “Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente.”

A verificação da flecha imediata é feita em cima do módulo de elasticidade e do momento de inércia, juntamente com a carga e com as dimensões da laje projetada. Para cada esquema estático se tem uma fórmula diferente. Não foi utilizado o módulo de elasticidade puro do concreto, utilizou-se o ECS (módulo de deformação secante do concreto) e também o ECI (módulo de elasticidade tangente inicial do concreto).

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto:

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

$$E_{cs} = 0,85 \times E_{ci}$$

Na falta de resultados de ensaios a NBR 6118 (item 8.2.8) permite estimar o valor do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) aos 28 dias segundo a expressão:

$$E_{ci} = 560\sqrt{f_{ck}}$$

Para f_{ck} de 20 a 50 Mpa:

sendo:

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha E = 0,9$ para calcário;

$\alpha E = 0,7$ para arenito.

$$F_y = \frac{5 \times P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$$

$$F_y = \frac{2 \times P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$$

$$F_y = \frac{P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$$

Tabela 11 – Dados das Flechas nos sentidos x e y (L06)

L06			DIMENSÕES							
			Lx	295 (cm)						
			Ly	390 (cm)						
<table border="1"> <tr> <td>ESPESSURA</td> <td>9</td> <td>(cm)</td> </tr> <tr> <td>CARGA</td> <td>0,065</td> <td>(Kn/m²)</td> </tr> </table>			ESPESSURA	9	(cm)	CARGA	0,065	(Kn/m ²)	Fy	
			ESPESSURA	9	(cm)					
			CARGA	0,065	(Kn/m ²)					
			FCK	30						
			v	5,48						
			Eci	3067,25 (kn/cm ²)						
Ecs	2607,16 -									
I	6075,00 (cm)									
Fy	0,494 (cm)									
Lx	295	Fx								
$2 \times f_y \leq \frac{l}{250}$	$I = \frac{b \times h^3}{12}$	FCK	30							
$E_{ci} = 560\sqrt{f_{ck}}$		v	5,48							
$E_{cs} = 0,85 \times E_{ci}$		Eci	3067,25 (kn/cm ²)							
$F_y = \frac{5 \times P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$		Ecs	2607,16 -							
$F_y = \frac{2 \times P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$		I	6075,00 (cm)							
$F_y = \frac{P \times l y^4}{384 \times E_{cs} \times I}$		Fx	0,081 (cm)							

5.3.20.2 Flecha adicional diferida no tempo

Após a retirada da ancoragem e ao longo do tempo, em que estiver submetida aos mais diversos tipos de carregamentos, a estrutura sofre efeito da fluência que tem como efeito o aumento dos valores das flechas.

Para considerar esse efeito a NBR 6118/2018 o item 17.3.2.1.2 aborda as recomendações. Para o exemplo em questão segue-se os cálculos.

$$f = \xi / (1 + 50q')$$

Tabela 12 – Valores do coeficiente ξ em função do tempo (Tabela 17.1 da NBR 6118)

Tempo (t) (meses)	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: Do autor

Considerou-se a retirada dos escoramentos aos 14 dias, equivalente a 0,466 meses e avaliada para um tempo maior que 70 meses.

Dessa forma,

$$\xi(t) = 0,68 (0,996^t)^{0,32}$$

$$\xi(0,466) = 0,68 (0,996^{0,466})^{0,32} = 0,524$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

$$\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,524 = 1,476$$

Para o valor de ρ' , vista a não utilização armadura de compressão, seu valor será 0.

Assim,

$$F = 1,476 / (1 + 50 \cdot 0) = 1,476$$

Com esse valor calcula-se a flecha adicional multiplicando o valor de f ao da flecha imediata.

$$f_y = 1,475 * 0,494 = 0,728 \text{ cm}$$

$$f_x = 1,475 * 0,081 = 0,119 \text{ cm}$$

5.3.20.3 Flecha total

A flecha total é obtida através da soma das parcelas da flecha imediata e flecha adicional que totalizam 1,96 cm em y e 1,56 cm em x.

5.3.20.4 Aceitabilidade sensorial visual

Garantindo a segurança ao usuário e fornecer um ambiente mais confortável, através da NBR 6118 na Tabela 13.3 são apresentados limites visuais. De acordo com a tabela o limite visual fica estabelecido como $l/250$. Dessa forma o deslocamento limite é de 1,18 cm em x e 1,56cm em y e, valor que é superado e que portanto deverão ser feitas novas iterações com características que favoreçam o aumento da rigidez para que o valor da flecha seja diminuído.

Limite para flecha imediata em norma em y:

$$2 \times f_y \leq \frac{l}{250}$$

$$2 \times 0,494 = 0,988 \text{ cm}$$

$$390/250 = 1,56 \text{ cm}$$

Limite para flecha imediata em norma em x:

$$2 \times f_x \leq \frac{l}{250}$$

$$2 \times 0,081 = 0,162 \text{ cm}$$

$$295/250 = 1,180 \text{ cm}$$

5.3.20.5 Aceitabilidade sensorial de vibrações

Da mesma forma como anteriormente, a aceitabilidade sensorial de vibrações busca fornecer conforto ao usuário. Para a determinação da flecha deve-se proceder a mesma rotina estabelecida anteriormente, contudo altera-se a combinação de ações utilizada para Combinação Freqüente, conforme a indicação da NBR 6118, no item 11.8.3.1.

Para o cálculo das flechas associadas à vibrações foram realizados os cálculos da flecha imediata, conforme o mesmo item normativo. Pelo motivo dos fenômenos da vibração serem imediatos à aplicação da carga é necessário apenas o cálculo da flecha imediata. A Tabela 12 abaixo explana os valores obtidos.

Tabela 13 - Flecha associada à vibrações

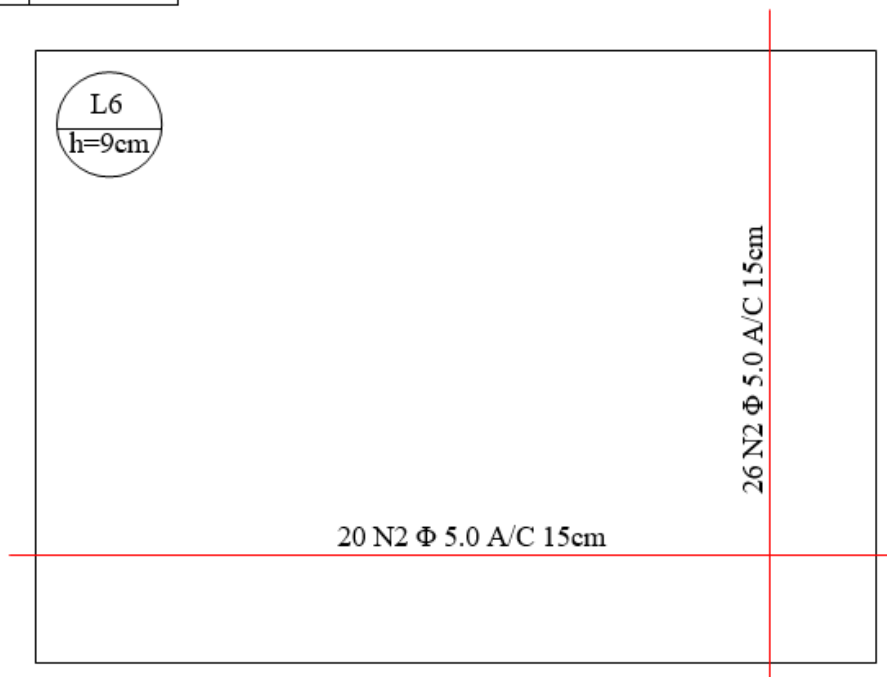
Comb, Freq, Linear	kNm
Flecha Imediata	1,18 cm
Flecha Total	1,18 cm

O limite para a flecha imediata associada a vibrações é de $l/350$ que corresponde a 1,11 cm, que conforme os valores apresentados correspondem a um valor inferior, e, portanto, esse quesito é respeitado.

As Figura 11 e Figura 12, apresentam os detalhes sobre o posicionamento das barras seu comprimento e mais informações que forem necessárias para uma boa execução.

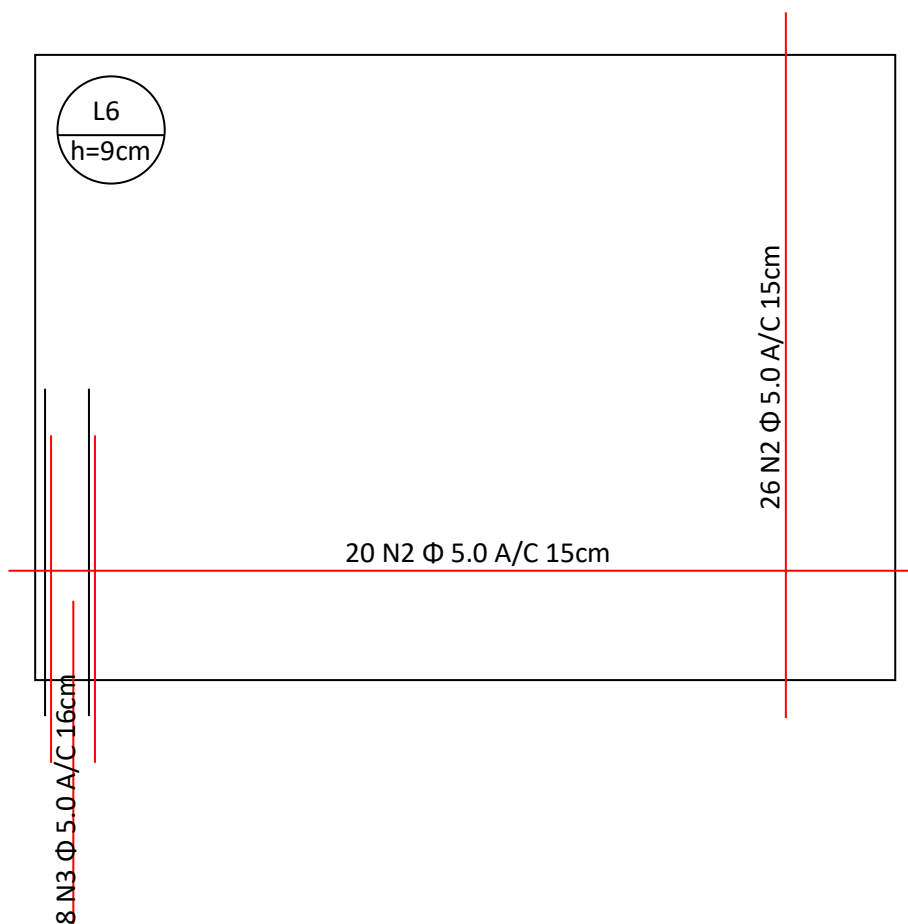
Figura 11 - Detalhamento L9 - Detalhe 1 – Armaduras positivas

Barras	
N1	490
N2	395
N3	128



Fonte: Do autor

Figura 12 - Detalhamento L9 - Detalhe 2 – Armaduras negativas



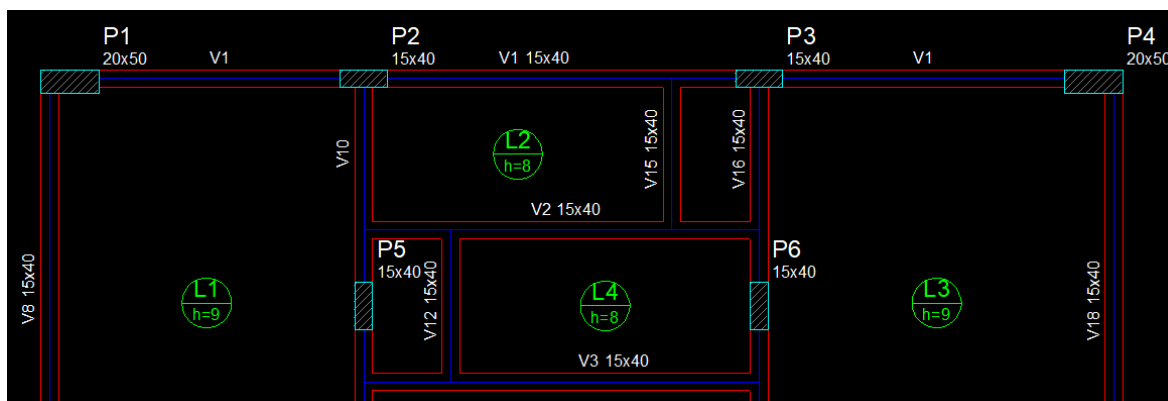
Fonte: Do autor

5.4 VIGAS

5.4.1 Exemplo 1 – Viga V1

Serão abordado o cálculo e o detalhamento da viga “V1”, que quando comparada com as demais vigas, apresenta-se com carregamentos significativos. Todos procedimentos de cálculo e as considerações apresentadas neste exemplo foram expandidas para as demais vigas do projeto. A Figura 14 ilustra a viga “V1” na planta de formas.

Figura 13 – Planta de formas, viga V1.



Fonte: Do autor

Maiores detalhes sobre a planta de formas podem ser verificados no Apêndice A.

5.4.2 Estimativa das dimensões da viga

Estima-se as dimensões da viga que serão necessárias para resistir aos esforços, para que seja possível efetuar os cálculos. Conforme orientação normativa, da NBR 6118/2018 item 13.2.2, as vigas não devem possuir largura inferior a 12 cm. Portanto, na largura adota-se 20 cm em virtude das paredes serem de 18 cm e dispendo de 1,5 cm de cada lado para execução revestimentos.

De acordo com Paulo Sérgio Bastos (2015), para a estimativa das alturas das vigas usuais de edifícios seja $l/12$ da distância em vão livre. Para o modelo utilizado sabe-se que é possível adotar valores menores de altura. Dessa forma, para o caso em estudo adota-se uma altura de 50 cm.

5.4.3 Vão Efetivo

De acordo com o item 14.6.2.4 da NBR 6118/2014, para determinar-se o vão efetivo deve-se proceder:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Tal que,

$l_0 = 207 \text{ cm}$; comprimento livre;

Considerando que a altura estimada da viga seja 50 cm e que esteja ligada a vigas de 20 cm de largura:

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{t_1}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 50 = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \therefore a_1 = 10 \text{ cm};$$

Sendo,

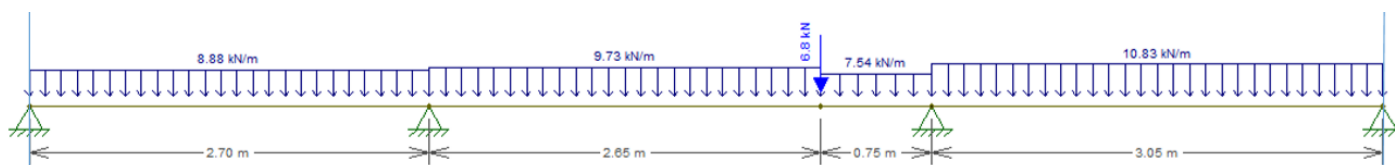
$a_1 = a_2$;

$l_{ef} = 207 + 10 + 10 = 227 \text{ cm}$

5.4.4 Arranjo estrutural

Todos os cálculos das reações, momentos e equilíbrio foram feitos e jogados no Ftool 2016 para melhor o entendimento. Usou-se também o Viga G para comparar os resultados obtidos. A figura 15 ilustra o modelo utilizado.

Figura 14 - Modelo da viga V1



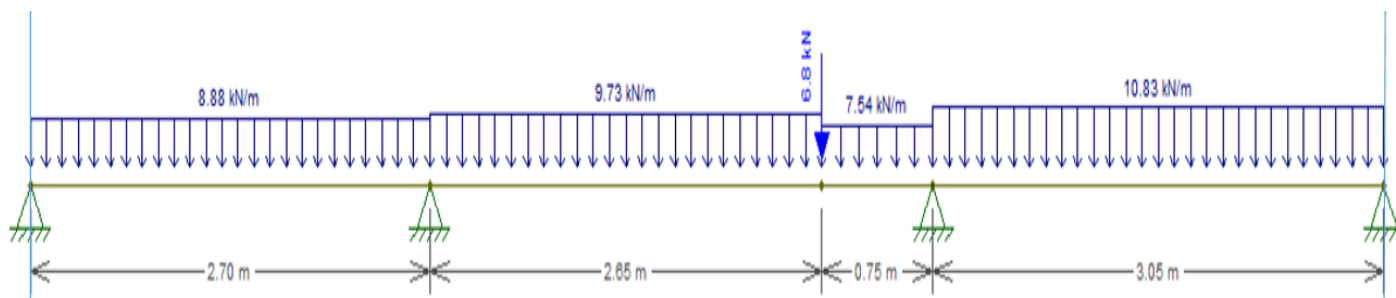
Fonte: Ftool, 2016

5.4.5 Carregamentos

No cálculo das vigas, os carregamentos utilizados, consideraram o seu peso próprio, as paredes bem como os transferidos pelas lajes que se apoiam. Dos carregamentos transferidos pelas lajes parte são de natureza permanente e parte acidental. As parcelas encontram-se separadas para que seja possível efetuar as combinações necessárias para avaliar-se adequadamente diversas situações com as quais a viga venha a ser exposta.

É apresentado a seguir o esquema que ilustra o total aplicado dos carregamentos distribuídos e concentrados.

Figura 15 - Esquema dos carregamentos

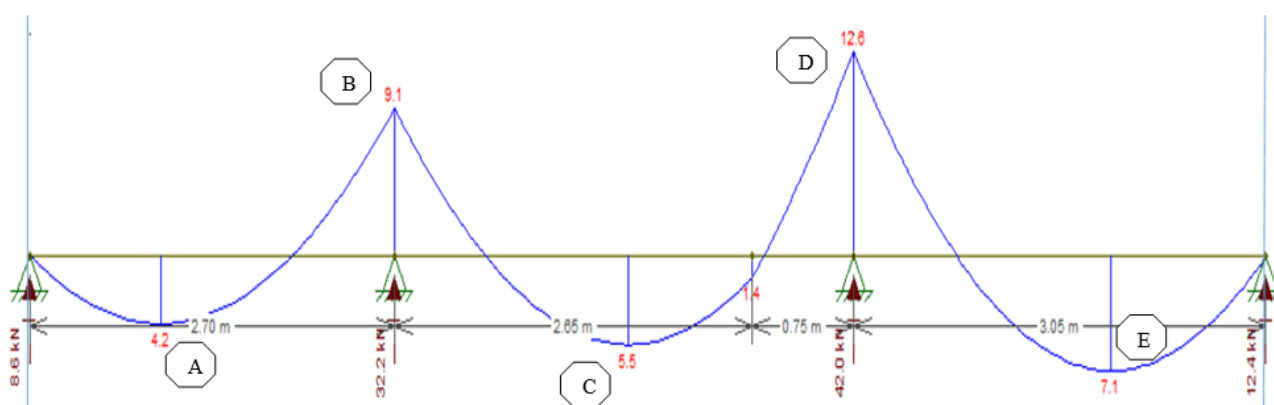


Fonte: Do autor

5.4.6 Análise dos esforços

Com o programa Ftool, serão avaliadas as regiões de esforços máximos no que dizem respeito aos esforços de momento fletor. Foram selecionadas cinco regiões onde os momentos fletores são significativos, para as mesmas considerou-se os valores de esforço cortante correspondentes. As regiões serão tomadas como base para a realização do cálculo de armaduras e verificação da segurança. A seguir, a figura ilustra a posição das regiões principais, com seus momentos máximos e mínimos.

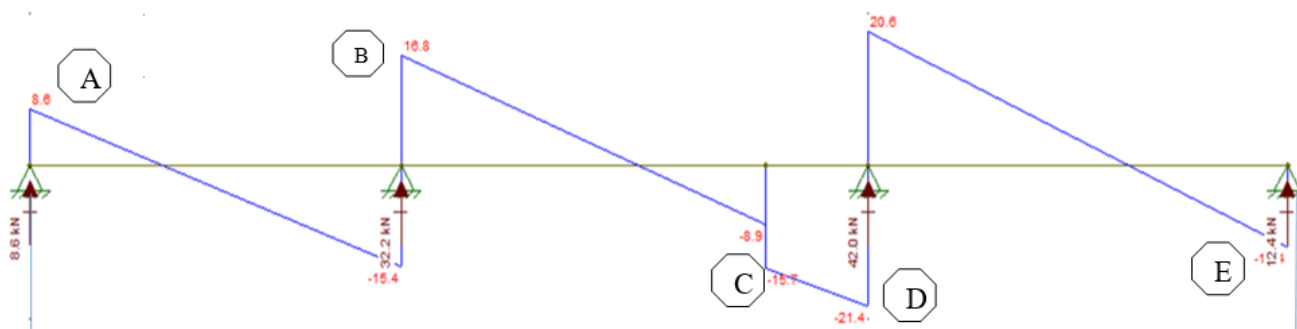
Figura 16 – Momentos máximos e mínimos



Fonte: Do autor

A seguir, a figura ilustra a posição das regiões principais, com seus esforços cortantes.

Figura 17 – Esforços Cortantes



Fonte: Do autor

Para as regiões ilustradas, os valores encontrados para momento fletor e esforço cortante para os carregamentos são apresentados na Tabela 13.

Tabela 14 – Momentos e esforços cortantes nas regiões principais

Região	A	B	C	D	E
Momentos (kNm)	4,2	-9,1	5,5	-12,6	7,1
Esforços cortantes (kNm)	8,6	-16,8	-15,7	21,4	-12,4

Os valores foram retirados dos gráficos resultantes da aplicação do programa

Ftool.

5.4.7 Combinações

Dependendo do tipo de análise que será efetuada para a viga de interesse, será necessário utilizar certas combinações conforme orientam as normas. Optou-se por analisar os carregamentos permanentes e acidentais separadamente e livres de qualquer combinação para que nesse ponto fosse possível a realização da combinação dos esforços. Faz-se uso da superposição dos efeitos, hipótese validada por cálculos e iterações realizadas no programa onde constatou-se ótimos resultados.

Tabela 15 - Esforços nas regiões

Região	A	B	C	D	E
Momento - Perm. (kNm)	2,89	-6,25	3,78	-8,67	4,88
Momento - Aci. (kNm)	1,30	-2,84	1,71	-3,92	2,21
Cortante - Perm. (kNm)	5,92	-11,56	-10,8	14,73	-8,53

Cortante - Aci. (kNm)	2,68	-5,23	-4,89	6,66	-3,86
-----------------------	------	-------	-------	------	-------

As combinações utilizadas nesse exemplo são expostas nos subitens subsequentes.

5.4.8 Combinação Quase Permanente

Neste tipo de combinação, por prever a não simultaneidade dos efeitos dos carregamentos acidentais, utiliza-se fatores de redução que para edifícios residenciais, conforme indicado na NBR 6120, corresponde:

$$\Psi_2 = 0,3$$

Dessa maneira a para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp} = F_p + 0,3 * F_a$$

5.4.9 Combinação Frequente

Da mesma maneira como nas combinações quase permanentes, utiliza-se o seguinte fator de redução:

$$\Psi_2 = 0,4$$

Dessa maneira a para a combinação frequente,

$$F_{fq} = F_p + 0,4 * F_a$$

5.4.10 Combinação Rara

Para a combinação rara, não é necessário aplicar qualquer fator de majoração ou redução, sendo procedida através da simples soma das parcelas permanentes e acidentais.

$$F_{rara} = F_p + F_a$$

5.4.11 Combinação Última

Na combinação última os esforços tanto permanentes como acidentais são majorados em 1,4. Essa combinação prevê o máximo esforço que a estrutura deverá resistir.

$$F_{uSt} = 1,4 * F_p + 1,4 * F_a$$

5.4.12 Resultado das Combinações

Conforme as expressões apresentadas, foram realizados os cálculos das combinações de esforços para cada região crítica. Os valores são apresentados na Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 16 - Combinações para os momentos fletores

Combinações para momentos fletores					
Região	A	B	C	D	E
Combinação Quase Permanente					
Valor (kNm)	3,28	-7,10	4,29	-9,84	5,54
Combinação Frequente					
Valor (kNm)	3,41	-7,38	4,46	-10,23	5,76
Combinação Rara					
Valor (kNm)	4,2	-9,1	5,5	-12,6	7,1
Combinação Última					
Valor (kNm)	5,88	-12,74	7,7	-17,64	9,94

Tabela 17 - Combinações para os esforços cortantes

Combinações para esforços cortantes					
Região	A	B	C	D	E
Combinação Quase Permanente					
Valor (kN)	6,72	13,12	12,27	16,72	-9,68
Combinação Frequente					
Valor (kN)	6,99	13,65	12,75	17,39	10,07
Combinação Rara					
Valor (kN)	8,6	-16,8	-15,7	21,4	-12,4
Combinação Última					
Valor (kN)	12,04	23,52	21,98	29,96	17,36

5.4.12 Armadura e Diagramas das Vigas

As armaduras longitudinais serão responsáveis por resistirem aos esforços de momento, para estimar o valor da armadura necessária, utiliza-se as expressões a seguir. A viga V1 foi calculada utilizando o modelo do Processo de Cross, ou Método da Distribuição de Momentos (Hardy Cross, 1932), que permite a avaliação dos esforços na viga. Para comparação e o cálculo dos esforços utilizando esse modelo, fez-se uso do

software Ftool e obteve-se os resultados dos momentos. Sendo assim, pode-se obter a armadura da viga da seguinte forma:

Região A:

$$Kc = \frac{bw \times d^2}{1,4 \times M}$$

$$As = Ks \times \frac{1,4 \times M}{d}$$

$$Kc = \frac{20 \times 47^2}{1,4 \times 420} = 75,1$$

$$As = 0,025 \times \frac{1,4 \times 420}{47} = 0,28 \text{ cm}^2$$

2 Φ 8.0 mm

Região C:

$$Kc = \frac{bw \times d^2}{1,4 \times M}$$

$$As = Ks \times \frac{1,4 \times M}{d}$$

$$Kc = \frac{20 \times 47^2}{1,4 \times 550} = 57,4$$

$$As = 0,023 \times \frac{1,4 \times 550}{47} = 0,37 \text{ cm}^2$$

2 Φ 8.0 mm

Região D:

$$Kc = \frac{bw \times d^2}{1,4 \times M}$$

$$As = Ks \times \frac{1,4 \times M}{d}$$

$$Kc = \frac{20 \times 47^2}{1,4 \times 1250} = 25,2$$

$$A_s = 0,023 \times \frac{1,4 \times 1250}{47} = 0,85 \text{ cm}^2$$

2 Φ 8.0 mm

Conforme verificado na planta de formas da viga 01, as expressões acima foram utilizadas para o dimensionamento das armaduras que encontram-se em três domínios ao longo da viga, as separando por pilar.

5.4.13 Armadura de Pele

A armadura de pele não é necessária, dado que a viga não tem altura superior a 60 cm. Portanto, a fim de evitar fissuras de retração que surgem mesmo em vigas com altura de 50 cm, poderá ser colocada uma armadura de pele com área de 0,05 % A_c em cada face da viga, que era a área de armadura de pele recomendada para vigas com alturas superiores a 60 cm, na versão NB-1 de 1978.

5.4.14 Armadura Mínima

De acordo com a NBR 6118, no item 17.3.5.2.1 deve-se assegurar que a viga possua uma quantidade mínima de armadura. Para disso estima-se que a viga deva resistir à um momento mínimo, outrossim respeite a taxa mínima absoluta de 0,150.

Assim,

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \times A_c$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0,150}{100} = 0,00150$$

$$A_s \text{ min} = 0,00150 \times (50 \times 20) = 1,5 \text{ cm}^2$$

2 Φ 10 mm

Obtido o valor anteriormente, percebe-se que é inferior ao $A_{s,min}$ aplicado de $1,5\text{cm}^2$ e que, portanto, resultaria em um valor de armadura inferior ao já aplicado.

Sendo assim, a armadura calculada passa a adotar os valores mínimos estabelecidos em norma.

5.4.15 Tabela resumo das Armaduras Longitudinais

Demonstrados os cálculos das armaduras para a região, segue-se a mesma rotina para as demais regiões e obtém-se os valores exibidos na Tabela 17.

Tabela 18 - Armadura de tração necessária

Armaduras de Tração Necessárias (cm^2)					
Região	A	B	C	D	E
$A_{s,inf}$	0,28	0	0,37	0	0,56
$A_{s,sup}$	0	0,72	0	0,85	

5.4.16 Armadura Transversal

A armadura transversal é necessária para que sejam combatidos os esforços cortantes, dessa maneira para que seja calculada, o item 17.4.2 da NBR 6118/2014 expõe dois modelos de cálculo. Como a seção transversal da viga é retangular, a indicação de Leonhardt e Mönning (1982) é de que o ângulo de inclinação das diagonais de compressão aproxima-se de 30° . Portanto, a armadura transversal pode ser dimensionada com o Modelo de Cálculo II, com $\Phi = 30^\circ$. No entanto, por simplicidade e a favor da segurança, será adotado o Modelo de Cálculo I (Φ fixo em 45°), pois a armadura resultante será maior do que aquela do Modelo de Cálculo II. A resolução da viga à força cortante será feita mediante as equações simplificadas desenvolvidas e apresentadas na apostila de BASTOS (2015). As forças cortantes máximas atuantes na viga, após a redistribuição de esforços, estão mostradas na Figura 20. A redução da força cortante nos

apoios, possível de ser feita nos cálculos da armadura transversal como indicada na NBR 6118, não será adotada por simplicidade.

Como esse esforço encontra-se sobre apoio direto, onde a carga e a reação agem em faces opostas pode-se reduzir seu valor conforme o item 17.4.1.2.1 da NBR 6118/2014.

Conforme as orientações normativas, para a resistência das diagonais comprimidas:

$$V_{sd} = V_{sk} \times 1,4 \text{ (} V_{sd} \text{ força corante de cálculo na seção)}$$

$$V_{RD2} = 0,27 \times dV_2 \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{sw} = (V_{sk} \times 1,4) - V_c$$

$$\gamma = \left[1 - \left(\frac{30 \text{ Mpa}}{250} \right) \right] = 0,88$$

$$f_{cd} = \frac{30000 \text{ KN/m}^2}{1,4} = 21430$$

$$\begin{aligned} V_{RD2} &= 0,27 \times 0,88 \times 21430 \times 0,20 \times 0,37 \\ &= 376,79 \text{ KN (consegue absorver de cortante)} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,6 \times 1450 \times 0,20 \times 0,37 = 64,38 \text{ KN}$$

$$V_{sw 1} = (8,6 \times 1,4) - 64,38 = -52,34 \text{ KN}$$

$$V_{sw 2} = (15,4 \times 1,4) - 64,38 = -42,82 \text{ KN} < 0$$

$$V_{sw 1} = (20,6 \times 1,4) - 64,38 = -35,54 \text{ KN}$$

$$A_{sw \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \times b_w$$

$$A_{sw \text{ min}} = 0,12 \times 20 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$5 \Phi \text{ A/C } 16 \text{ cm}$$

Dessa maneira, será utilizada a quantidade de armadura correspondente a armadura mínima.

5.4.17 Espaçamento dos Estribos

As armaduras a serem utilizadas nos estribos devem respeitar o mínimo de 5 mm. Para o exemplo em estudo serão utilizadas barras de 5,0 mm que correspondem a uma área de 2,4 cm².

5.4.18 Comprimento dos Estribos

Considerando a seção da viga 20x50 e que o cobrimento necessário seja de 3,0 cm e ainda que os estribos utilizados sejam de 5,0 mm o comprimento total dos estribos, segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento reto,

$$l_{reto} = l_{Svre} - 8 * (2,5 * t)$$

$$l_{reto} = 2 * (50 - 2 * 3,0) + 2 * (20 - 2 * 3,0) - 8 * (3,0 * 0,50) = 104 \text{ cm}$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = (n * D) / 4 \Rightarrow ((n * (3 * t + t)) / 4) \Rightarrow (n * (3 * 0,50 + 0,50)) / 4 = 1,60 \text{ cm}$$

Comprimento de gancho reto,

$$l_{g,reto} = 10 * t = 10 * 0,50 = 5,0$$

Contudo a norma 6118 preconiza no item 9.4.6.1 o comprimento reto não deve ser inferior a 7 cm e portanto adota-se esse valor. Acrescenta-se também ao gancho o comprimento necessário para proceder a curva assim,

$$l_{g,reto} = 7 + l_{curva} = 7 + 1,60 = 8,6 \text{ cm}$$

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{ctr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_{g,reto} = 104 + 3 * 1,60 + 2 * 8,6 = 126 \cong 130 \text{ cm}$$

5.4.19 Flechas

As flechas expõem os valores de deslocamentos verticais e que devem ser avaliados para que seja garantida a segurança e o conforto ao usuário. Fazem parte das verificações de serviço e são preconizadas na NBR 6118/2014.

5.4.19.1 Flecha Imediata

Fez-se uso do programa Ftool na obtenção dos valores de flecha imediata para encontrar as flechas máximas. No programa pode-se obter os valores das flechas imediatas considerando a seção inteira, sem fissuração. Para que fosse considerada a fissuração, fez uso da seguinte expressão,

$$f = \frac{E_{cc} * c}{f_{*eq,t0}} * E$$

Percebe-se que quando os valores de rigidez equivalente são os mesmos da seção inteira a expressão retorna o mesmo valor encontrado pelo programa.

Dessa maneira, para a viga em estudo, considerando a seção inteira, para as combinações quase permanentes foram encontrados os seguintes valores,

Tabela 19 - Flechas imediatas na viga V1

Flechas imediatas					
Região	A	B	C	D	E
f	0,31	0	0,24	0	0,52

As regiões B e D apresentam valores de flecha nulos por se encontrarem ligadas a pilares.

5.4.19.2 Flecha Adicional Diferida

A flecha adicional diferida considera os efeitos da fluência que deverão ser adicionados à flecha imediata. Considera-se que a retirada dos escoramentos sejam após 14 dias, onde a peça estará sujeita aos primeiros carregamentos. Será procedida a verificação desse efeito para períodos superiores a 70 meses. Conforme a NBR 6118, o item 17.3.2.1.2 a estimativa da flecha diferida adicional pode ser obtida por,

$$f = \mathcal{E} / (1 + 50q')$$

Onde,

$$\begin{aligned} \mathcal{E}(t) &= 0,68 (0,996^t)t^{0,32} \\ \mathcal{E}(0,466) &= 0,68 (0,996^{0,466})0,466^{0,32} = 0,524 \\ \mathcal{E}(t) &= 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses} \\ \mathcal{E} &= \mathcal{E}(t) - \mathcal{E}(t_0) = 2 - 0,524 = 1,476 \end{aligned}$$

Para o valor de q' , vista a não utilização armadura de compressão, seu valor será 0.

Assim,

$$f = \frac{1,476}{1 + 50 * 0} = 1,476$$

Com esse valor calcula-se a flecha adicional multiplicando o valor de f ao da flecha imediata que respectivamente para as regiões A, C e E são,

Ponto A,

$$f_{ad} = 1,476 * 0,31 = 0,45 \text{ cm}$$

Ponto C,

$$f_{ad} = 1,476 * 0,24 = 0,354 \text{ cm}$$

Ponto E,

$$f_{ad} = 1,476 * 0,52 = 0,767 \text{ cm}$$

5.4.19.3 Flecha Total

A flecha total é composta pela soma das flechas imediatas e adicionais para cada ponto.

Ponto A,

$$f_{total} = 0,31 + 0,45 \cong 0,76 \text{ cm}$$

Ponto C,

$$f_{total} = 0,24 + 0,35 \cong 0,59 \text{ cm}$$

Ponto E,

$$f_{total} = 0,52 + 0,76 \cong 1,28 \text{ cm}$$

5.4.19.4 Aceitabilidade Sensorial Visual

De acordo a Tabela 13.3 da NBR 6118/2014, o limite visual é de $l_s/250$. Como calculado anteriormente a viga em estudo possui flechas que deverão ser comparadas com os limites normativos. Esses valores servem como parâmetro para avaliação da segurança e conforto ao usuário. A fim de comparar os resultados obtidos para a viga em

estudo a tabela a seguir apresenta os valores de flecha bem como os limites visuais para cada ponto de avaliação.

Tabela 20 - Verificação da aceitabilidade sensorial

Aceitabilidade Sensorial					
Região	A	B	C	D	E
Flecha (cm)	0,31	0	0,24	0	0,52
Limite visual (cm)	1,08	0,000	1,06	0,000	1,22

Fonte: Do autor

Portanto, percebe-se que os valores são inferiores aos limites e portanto respeitam as condições normativas.

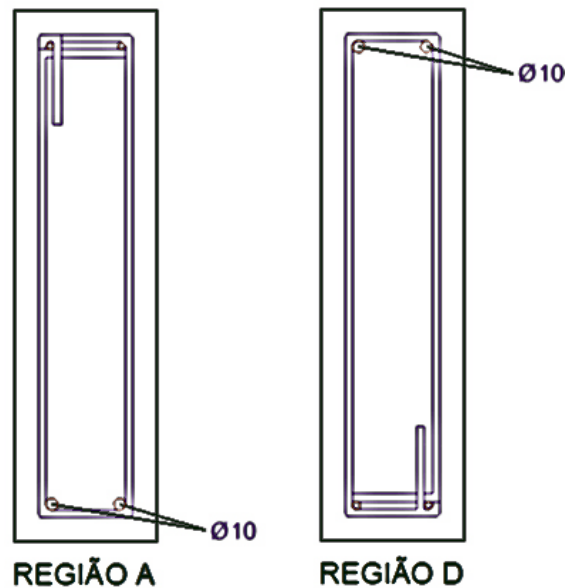
5.4.20 Detalhamento das Armaduras Longitudinais

Será efetuado o detalhamento da viga em estudo, onde serão determinadas as barras, comprimentos e suas posições, possibilitado assim sua execução.

5.4.21 Escolha das barras longitudinais e posicionamento

Na escolha das barras longitudinais deve-se ter em mente que além de fornecer a quantidade armadura necessária calculada, deve-se também propor soluções que sejam de prática execução.

Figura 18 - Posicionamento das barras negativas e positivas



Fonte: Do autor

As barras sem indicação de seu diâmetro serão necessárias apenas construtivamente como porta estribos, e para elas adotou-se o diâmetro de 5,0 mm.

5.5 PILARES

Há três tipos de casos para o cálculo dos pilares: pilar intermediário, pilar de bordo e pilar de canto. São avaliados os efeitos de solidariedade bem como o cálculo de efeitos locais de segunda ordem. Juntamente, teve-se as instruções normativas, em destaque a NBR 6118, que auxiliam em toda rotina de cálculo.

5.5.1 Armadura para o momento de ligação entre viga e pilar

Ao considerar a solidariedade entre a viga e o pilar, a rigidez da ligação entre os elementos permitem a transmissão de parte dos momentos. Atenta-se para os apoios extremos onde será necessário acrescentar armaduras para o combate desses momentos.

Conforme o item 14.6.7.1 da NBR 6118/2014, a influência da solidariedade dos pilares pode ser estimada pela seguinte expressão.

$$M_{\text{estr}} = \frac{r_{\text{nf}} + r_{\text{cup}}}{n_f + r_{\text{nf}} + r_{\text{nf}}}$$

5.5.2 Cálculo dos Pilares Intermediários

Este exemplo tem como objetivo principal apresentar uma iteração da rotina de cálculos necessários para os pilares caracterizados como intermediários.

Apresenta-se o roteiro de cálculo dos chamados pilares intermediários, com a aplicação do “Método do pilar-padrão com curvatura aproximada”. Para cada situação de cálculo deve ser determinada uma armadura longitudinal, considerando-se, porém, o mesmo arranjo (posicionamento) das barras da armadura na seção transversal. Isso é importante porque a armadura final deve atender às situações de cálculo existentes. A armadura final é a maior entre as calculadas.

5.5.3 Roteiro de Cálculo

No pilar intermediário, devido à continuidade das vigas e lajes sobre o pilar, tem-se que os momentos fletores de 1ª ordem são nulos em ambas as direções do pilar ($M_A = M_B = 0$), portanto, $e_1 = 0$.

5.5.4 Esforços Solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k$$

onde: N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU (definido na Tabela 11.1 da NBR 6118).

5.5.4 Índice de Esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i}, \quad i = \frac{I}{A}$$

Para seção rectangular:

$$\lambda = \frac{3,46 l_e}{h}$$

5.5.5 Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,mín} = N_d (1,5 + 0,03 h)$$

Com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

5.5.6 Esbeltez Limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b}$$

com $35 \leq \lambda_1 \leq 90$

$e_1 = 0$ para pilar intermediário.

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ não considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada;
 $\lambda > \lambda_1 \rightarrow$ considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada.

5.5.7 Momento de 2ª Ordem

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Determina-se $M_{d,tot}$ com a equação:

$$M_{d,tot} = a_b \cdot M_{1d,A} + Nd \frac{l^2 e_1}{10r} \geq (M_{1d,A} ; M_{1d,min})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

A determinação da armadura é iniciada pelo cálculo dos esforços adimensionais v e μ , com μ segundo as duas direções principais do pilar:

$$v = \frac{N_d}{Ac \cdot fcd}$$

Raio de giração:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,50)}$$

$$\mu_x = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x Ac fcd} = v \frac{e_x}{h_x}$$

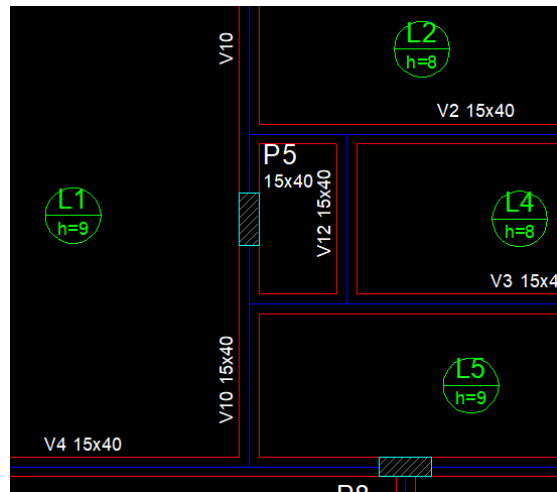
$$\mu_y = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y Ac fcd} = v \frac{e_y}{h_y}$$

Escolhida uma disposição construtiva para a armadura no pilar, determina-se o ábaco a ser utilizado, em função do tipo de aço e dos valores das relações $d'x/h_x$ e $d'y/h_y$. No ábaco, com o trio (v, μ_x, μ_y) , obtém-se a taxa mecânica ω . A armadura é calculada com a equação:

$$A_s = \frac{\omega A_c F_{cd}}{F_{yd}}$$

Será utilizado o pilar “P5”, que se encontra com uma das maiores concentração de ações do pavimento, em motivo do arranjo estrutural e por receber os carregamentos advindos do pavimento de reservatórios. A Figura 20 ilustra a posição do pilar na planta de formas, que pode ser consultada no Apêndice A.

Figura 19 - Posição do pilar P5



Fonte: Do autor

A Tabela 21 ilustra os dados obtidos nos cálculos do pilar 05.

Tabela 21 - Posição do pilar P5

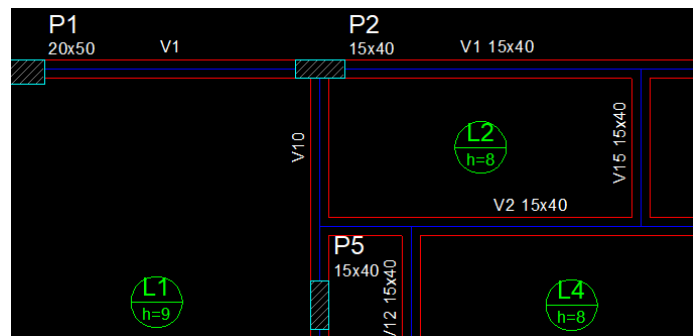
PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR	5	
NK	221,4 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	15 cm	Esforços Solicitantes do Pilar		μ _x		0,02		
hx	40 cm	Nd	371,95 KN		μ _y	0,098		
γ _f	1,4	Índice de esbeltez		Ábaco de flexão normal		d'x/hx		0,1
Fck	30 Mpa	λ _x	26,469	<35	d'y/hy	0,20		
	3 kN/cm ²	λ _y	70,584	>35	v		0,13	
fcd	2,143	Momento mínimo		Tabela				
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	1004,27 KN.cm		wy	0,15		
d'x	3 cm	M1d.min.y	725,31 KN.cm		wx	0		
α _b	1	M1dx		0,0 KN.cm		Asy		4,44 cm ²
Ac	600 cm ²	Excentricidade				Asx		0,00 cm ²
γ _n	1,2	e1x.min.x	2,7		6 φ 10			
e	0 cm	e1y.min.y	1,95		Asmin		2,40 cm ²	
Mkx	0	e1x	0		Raio de giração			
		P/ momento de 2ª ordem				Raio de giração		
		v	0,289		r		0,000333	
		Raio de giração				Excentricidade de 2ª Ordem		
		r	0,000422		e2y		3,121 cm	
		Momento Total				Esbeltez Limite		
		Md.tot.y	1886,2 KN.com		λ _x		25,3	
					λ _y		48,8 2ªOrd.	

5.6 PILAR DE EXTREMIDADE

No pilar de extremidade ocorre a Flexão Composta Normal na situação de projeto, com existência de excentricidade de 1ª ordem em uma direção do pilar. Uma das seções intermediária devem ser analisada somente na direção em que ocorrer excentricidade de 2ª ordem. Do mesmo modo como no pilar intermediário, para cada situação de cálculo deve ser calculada uma armadura, considerando-se o mesmo arranjo (posicionamento) das barras na seção transversal, e a armadura final será a maior entre as calculadas.

Será utilizado o pilar “P2”, que se encontra com uma das maiores concentrações de ações do pavimento, em motivo do arranjo estrutural e por receber os carregamentos advindos do pavimento de reservatórios. A Figura 21 ilustra a posição do pilar na planta de formas, que pode ser consultada no Apêndice A.

Figura 20 - Posição do pilar P2



Fonte: Do autor

A Tabela 22 ilustra os dados obtidos nos cálculos do pilar 02.

Tabela 22 - Posição do pilar P2

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		2	
NK	146,4 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,06		
hx	15 cm	Nd	245,95 KN		μy	0,01		
γf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	2ªOrd.			
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'x/hx	0,2		
fcd	2,143	Momento mínimo			d'y/hy	0,08		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	479,61 KN.cm		v	0,2		
d'x	3 cm	M1d.min.y	664,07 KN.cm		Tabela			
αb	1	Md	306,3 KN.cm		wy	0,00		
Ac	600 cm ²	Excentricidade			wx	0,00		
γn	1,2	e1x.min.x	1,95 cm		Asy	0,0 cm ²		
e	0 cm	e1y.min.y	2,7 cm		Asx	0,0 cm ²		
Mkx	0	e1x	1,2 cm		6 φ 8,0			
VIGA SOLICITADA		P/ momento de 2ª ordem			Asmin			
p	19,92 kN/m	v	0,191		Raio de giração			
hx	12 cm	Raio de giração			r	0,000333		
hy	30 cm	r'	0,000482		Esbeltez Limite			
l	196 cm	Excentricidade de 2ª Ordem			λx	48,8 2ªOrd.		
MOMENTO DE ENGASTE		e2x	3,121 cm		λy	25,3		
M.eng	6,38 KNm	e1c	0,498 cm					
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Momento Total						
l.vig	27000 cm ⁴	Md.tot.x	1247,3 KN.cm					
r.vig	551 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	11250 cm ⁴							
r.p	220,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	142 KN.cm							
Mp.top	182 KN.cm							

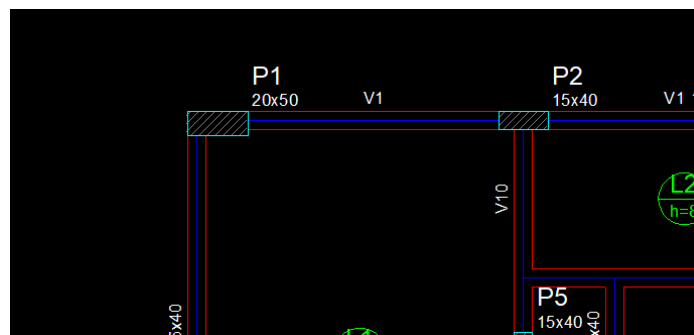
5.7 PILAR DE CANTO

No pilar de canto a solicitação de projeto é a flexão composta oblíqua, com a existência de excentricidade de 1ª ordem nas duas direções principais do pilar. Em uma das seções de extremidade, como mostrado na Figura 19, apenas uma situação de cálculo é suficiente, comparando-se as excentricidades de 1ª ordem com as

excentricidades mínimas em cada direção. Em outra seção intermediária as excentricidades de 1ª ordem alteram-se de $e_{1,A}$ para $e_{1,C}$. Existindo as excentricidades de 2ª ordem, elas devem ser acrescentadas às excentricidades de 1ª ordem, segundo a direção em que existir. A armadura final do pilar será a maior calculada entre as situações de cálculo, considerando-se as barras distribuídas de modo idêntico no cálculo das armaduras.

Será utilizado o pilar “P1”, que se encontra com uma das maiores concentração de ações do pavimento, em motivo do arranjo estrutural e por receber os carregamentos advindos do pavimento de reservatórios. A Figura 22 ilustra a posição do pilar na planta de formas, que pode ser consultada no Apêndice A.

Figura 21 - Posição do pilar P1



Fonte: Do autor

A Tabela 23 ilustra os dados obtidos nos cálculos do pilar 01.

Tabela 23 - Posição do pilar P1

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		1	
NK	79,2 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	
le	306 cm	γn		1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitantes do Pilar				μx	0,01		
hx	20 cm	Nd	133,06	KN		μy	0,004		
γf	1,4	Índice de esbeltez				Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	52,9	>35	2ªOrd.	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	21,2	<35		d'y/hy	0,1		
fcd	2,143	Momento mínimo				v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	279,42	KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	399,17	KN.cm		w	0,20		
αcb	1	Excentricidade				Asy			
Ac	1000 cm ²	e1x.min.x	2,26	cm		9,9 cm ²			
γn	1,2	e1y.min.y	0,70	cm		6 φ 16,0			
e	0 cm	P/ momento de 2ª ordem				Asmin			
Mkx	0	v	0,062			4,00 cm ²			
VIGA SOLICITADA Y		Raio de giração				Raio de giração			
p	8,88 kN/m	r'	0,000445			r			
hx	20 cm	Excentricidade de 2ª Ordem				0,00025			
hy	50 cm	e2x	2,341	cm	Eslotez Limite				
l	252 cm	Momento Total				λx	42,4		
MOMENTO DE ENGASTE		Md.tot.x	590,9	KN.cm	λy	5,2			
M.eng	4,70 KNm								
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA									
l.vig	208333 cm ⁴								
r.vig	3307 cm ³								
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR									
lp	33333 cm ⁴								
r.p	653,59 cm ³								
MOMENTOS INICIAIS PILAR									
Mp.bas	67 KN.cm								
Mp.top	78 KN.cm								
VIGA SOLICITADA X									
p	9,55 kN/m								
hx	20 cm								
hy	50 cm								
l	373 cm								
MOMENTO DE ENGASTE									
M.eng	11,07 KNm								
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA									
l.vig	208333 cm ⁴								
r.vig	2234 cm ³								
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR									
lp	33333 cm ⁴								
r.p	653,59 cm ³								
MOMENTOS INICIAIS PILAR									
Mp.bas	204 KN.cm								
Mp.top	251 KN.cm								

6 SOLUÇÃO PELO SOFTWARE EBERICK

6.1 sobre o Eberick

O Eberick, é um software da AltoQi, que conta com diversos recursos de cálculo, dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais de concreto armado moldados in- loco e pré-moldado. O software possibilita o cálculo completo dos elementos de fundações, pilares, vigas e lajes. Possui interface gráfica amigável, e fornece resultados com rapidez.

6.2 A utilização do software

A utilização do software foi realizada através dos computadores do Centro Universitário de Brasília - UniCeub. A tramitação foi realizada com agilidade, sendo disponibilizado o Eberick V10 para realização desse trabalho.

6.3 Aprendizado e utilização do software

Iniciou-se o estudo seguindo o roteiro de tutoriais fornecidos pelo software.

6.4 Configurações

São listadas as configurações utilizadas, aplicando o Eberick na obtenção de resultados, configurando-o para que as soluções se aproximassem com os cálculos manuais.

Ações: Restringiu-se as combinações para as mesmas utilizadas no cálculo manual. Sabendo que, o software realiza uma envoltória de combinações e analisa as piores condições que o elemento esteja sujeito.

Vento: Desabilitou-se a consideração dos efeitos de vento.

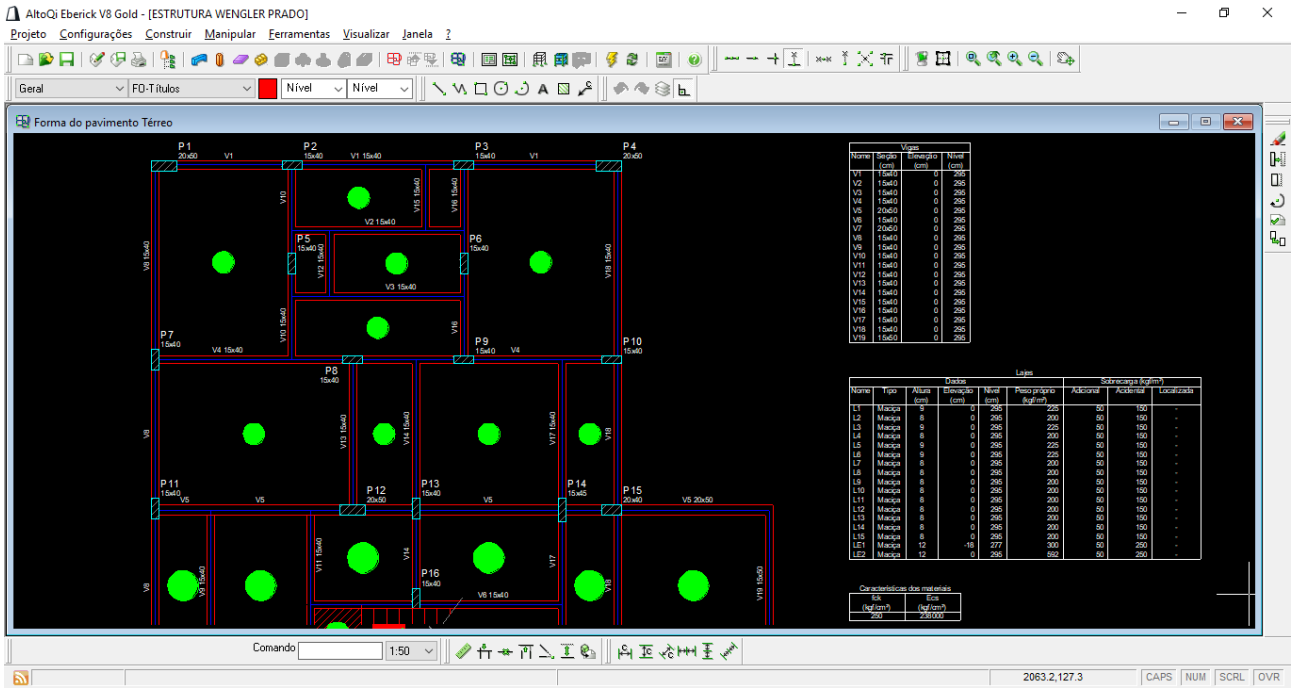
Análise: Para os métodos manuais essa análise foi realizada através de métodos mais simplificados e que se restringem a parte da estrutura. O software trabalha com análise matricial de estruturas, que possibilita uma análise de esforços globais da estrutura. Sendo ainda um modelo mais sofisticado que o realizado manualmente.

6.5 Lançamento da estrutura

Envolve desde a inserção das plantas arquitetônicas no programa bem como a inserção dos elementos estruturais desejados. Foram inseridos os carregamentos nas lajes e nas vigas conforme o cálculo manual realizado. As plantas arquitetônicas foram inseridas através de importação de arquivos no formato “dxf” e os elementos foram inseridos com as dimensões previstas na abordagem manual.

A figura 23 mostra o ambiente com boa parte da estrutura lançada.

Figura 22 - ambiente com boa parte da estrutura lançada.



Fonte: Eberick V8, 2018

Rotulou-se suas extremidades nas ligações entre os elementos, para vigas apoiadas em outras vigas, em favor de minimizar os efeitos locais. Sabendo-se que para as vinculações das lajes, buscou-se utilizar as que mais se aproximavam do modelo manual utilizado.

Vale ressaltar que a análise restringiu-se ao pavimento Tipo 01, logo abaixo da cobertura. Portanto, foram realizados os lançamentos de todos os elementos para cada pavimento da estrutura.

O software possibilita avaliar o lançamento, detectando proximidades entre os elementos lançados, seus alinhamentos, prumadas dos pilares e assim verificando se o lançamento é adequado.

6.6 Obtenção dos resultados

O Eberick possibilita o cálculo dos elementos estruturais, lajes, vigas e pilares. Cada um dos elementos pode ser avaliado caso a caso, alterando suas características e

verificando se o dimensionamento é adequado. É possível para cada elemento, e para estrutura como um todo a avaliação dos deslocamentos, sendo possível a verificação de estados limites de serviço.

Nessa etapa foram extraídos os resultados de armaduras para cada elemento estrutural do pavimento Tipo 01. Sendo um dos objetivos desse trabalho o comparativo entre resultados das soluções encontradas manualmente e pelo software Eberick.

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ÁREA DE AÇO

Buscando avaliar e discutir os resultados obtidos através desses modelos O comparativo entre resultados de áreas de aço obtidas através dos cálculos manuais e as obtidas através do software Eberick. Os métodos manuais diferem dos métodos utilizados no software principalmente na análise estrutural e obtenção dos esforços solicitantes, e que portanto diferenças entre os valores são esperadas.

7.1 Comparativo entre os resultados das lajes

Nos métodos manuais utilizou-se para o cálculo dos esforços das lajes as tabelas de Marcus, enquanto o programa calcula através da analogia de grelha. A distribuição dos esforços para as lajes manualmente é feita através da simplificação do modelo sugerido na NBR 6118:2014 enquanto no Eberick esse processo é mais preciso em favor da aplicação do modelo de analogia de grelha.

Os resultados das áreas de armaduras encontradas para as lajes do pavimento Tipo 01 no cálculo manual e no Eberick são apresentadas na Tabela 40.

Tabela 24 – Comparativo - Lajes

Informações			Cálculo Manual				Cálculo Software			
Laje	Natureza	h (cm)	Armadura (cm ² /m)				Armadura (cm ² /m)			
			Asx	Asy	Asx'	Asy'	Asx	Asy	Asx'	Asy'
L1	Piso	9	1,0	0,37	-	-	0,76	0,82	-	-
L2	Piso	8	1,30	0,26	-	-	0,71	0,79	-	-
L3	Piso	8	1,60	0,20	-	-	0,79	0,82	-	-
L4	Piso	8	1,61	0,20	-	-	0,71	1,04	-	-
L5	Piso	9	1,46	0,62	-	-	0,76	1,10	-	-
L6	Piso	9	0,53	0,33	-	-	0,76	0,82	-	-
L7	Piso	8	0,15	0,91	-	-	0,71	0,79	-	-
L8/1	Piso	8	0,37	0,27	-	-	0,71	0,79	-	-
L8/2	Piso	8	0,16	0,27	-	-	0,71	0,79	-	-
L9	Piso	8	0,05	0,09	-	-	0,71	0,79	-	-
L10	Piso	8	0,29	2,15	-	-	0,71	0,79	-	-
L11	Piso	8	0,32	0,20	-	-	0,71	0,79	-	-
L12	Piso	8	0,20	0,38	-	-	0,71	0,79	-	-
L13	Piso	8	0,13	1,82	-	-	0,71	0,79	-	-
L14	Piso	8	-	-	1,84	1,81	-	-	0,80	0,87

Os resultados, em geral, obtidos pelo Eberick são mais econômicos que os obtidos pelos cálculos manuais. O software utiliza o método por analogia de grelha, um cálculo mais refinado que produz melhores resultados, sendo assim, percebe-se que os esforços encontrados estão na maior parte pouco abaixo dos obtidos manualmente.

7.2 Comparativo entre os resultados das vigas

O cálculo dos esforços das lajes no software é distinto dos utilizados manualmente. Por esse motivo as vigas estiveram sujeitas a diagramas de esforços que tiveram alguns picos e alguns valores bem baixos. Em favor disso os valores de armaduras obtidos oscilam. A seguir, a Tabela 25 apresenta os valores.

Tabela 25 – Comparativo - Vigas

	Cálculo Manual	Cálculo Software
Viga	As,nec, (cm ²)	As,nec, (cm ²)
V1	1,50	1,00
V1	1,50	1,19
V1	1,50	1,46
V1	1,50	1,20
V2	2,30	0,90
V2	3,10	1,77
V2	2,20	0,90
V3	2,20	0,90
V3	2,90	1,28
V4	2,90	1,22
V4	2,30	0,98
V4	0,50	0,90
V4	2,10	1,63
V4	3,80	2,81
V4	1,40	1,42
V5	2,40	1,84
V5	1,50	1,50
V5	1,50	1,50
V5	2,60	3,55
V5	1,50	1,50
V5	1,50	1,50
V5	8,40	9,16
V6	0,50	0,90
V6	0,70	0,90
V6	0,80	1,48
V7	1,50	1,50
V7	1,50	1,83
V7	1,50	1,50
V7	3,10	1,83
V7	8,20	9,18
V8	1,50	1,09
V8	1,50	1,31
V8	1,50	1,73
V8	1,50	1,38
V8	1,50	0,90

V9	2,0	1,21
V10	1,10	0,90
V10	0,80	0,90
V10	0,60	0,90
V10	0,90	0,90
V10	2,0	2,39
V11	2,10	1,39
V11	2,10	1,07
V12	0,50	0,90
V13	0,50	0,90
V14	0,50	0,90
V14	1,10	1,07
V14	1,20	1,30
V15	0,50	0,90
V16	1,10	0,90
V16	1,0	0,90
V16	0,70	0,90
V16	2,10	1,55
V17	1,60	1,04
V17	0,90	0,90
V17	2,0	1,81
V18	1,50	1,19
V18	1,50	1,56
V18	1,50	1,30
V18	1,50	1,56
V18	1,50	0,90
V19	1,50	1,12

Utilizando o software nota-se que há valores menores de armadura, o que sugere um dimensionamento mais econômico.

São calculadas faixas para cada laje, sendo que suas reações são aplicadas às vigas de acordo com cada faixa, sabendo assim, que o cálculo das lajes é realizado por analogia de grelhas. Em algumas regiões os esforços foram superiores aos encontrados calculadas manualmente.

7.3 Comparativo entre os resultados dos pilares

Para o cálculo dos pilares manuais foram realizados através de ábacos, enquanto no Eberick esse cálculo é realizado de maneira mais refinada. Os esforços considerados pelo programa foram na sua maioria superiores aos obtidos manualmente. Isso porque tanto pela distribuição de esforços ser diferente bem como considerações mais severas quanto aos efeitos de segunda ordem. Dos resultados do Eberick no que se refere aos pilares, foram inseridos como dados de entrada os comprimentos efetivos dos pilares, que em alguns casos ocasionou na redução das armaduras necessárias.

Tabela 26 – Comparativo - Pilares

Cálculo Manual		Software Eberick
Pilar	As (cm ²)	As (cm ²)
P1	9,90	7,14
P2	2,40	4,71
P3	2,40	4,71
P4	9,90	4,91
P5	4,44	5,28
P6	4,14	5,42
P7	2,40	4,71
P8	3,00	4,87
P9	2,40	4,71
P10	2,40	4,71
P11	3,00	4,92
P12	4,00	5,17
P13	2,40	4,71
P14	2,70	4,89
P15	4,00	5,21
P16	2,40	4,71
P17	9,90	8,63
P18	4,90	5,11
P19	4,00	5,24
P20	4,90	5,72

Percebe-se que os valores obtidos para os cálculos manuais foram menores aos obtidos pelo programa Eberick. Obtém-se que o modelo manual é simplificado e que não considera alguns dos esforços considerados pelo programa. Porém, os métodos de solução são distintos, para a abordagem manual com a utilização de ábacos, onde algumas aproximações são necessárias para seu uso, espera-se uma melhor precisão dos resultados.

7.4 Geral dos comparativos

Nesses comparativos abordam soluções diversas para elementos de mesmas dimensões, e consideram a busca por aproximar os modelos e dados de entrada usados. Sendo assim, com a tentativa de aproximar ambos os modelos, os métodos adotados se diferem em muitas características e revelam alguns valores incoerentes.

Os valores encontrados para as armaduras são, basicamente, próximos em diversos casos, então, utilizando configurações simplificadas do software pode-se chegar a valores similares quando calculados manualmente.

8. CONSIDERAÇÃO FINAL

Permitiu-se expandir os conhecimentos sobre concreto armado além de consolidá-los, na elaboração desse trabalho. As abordagens apresentadas possibilitaram compreender quais os pontos fortes e fracos de cada método. verificou-se que utilizando o método manual tem-se maior facilidade em controlar os processos executados, entretanto maior dificuldade ao realizar processos mais elaborados e precisos, além de requerer muito mais tempo. A abordagem computacional, pelo software, agiliza muito o processo de elaboração de um projeto estrutural e ainda possibilita cálculos mais sofisticados e dinâmicos. Então, possuindo maior número de considerações, essa abordagem acaba refletindo em uma maior confiança. Um ponto importante, é que pelo

usuário deve-se ter muita cautela, sabendo que deve-se conhecer os processos que estão sendo realizados pelo programa Eberick para que a modelagem seja feita de forma correta e sem um dimensionamento elevado.

Nos resultados alcançados com ambos métodos, percebeu-se que os resultados obtidos na maioria dos casos foram próximos. Notou-se que para vigas e lajes a quantidade de armadura requisitada pela abordagem manual foi maior que a computacional, sendo assim, para os elementos com a modelagem elaborada, o software mostrou-se mais econômico.

A abordagem manual, para os pilares, mostrou-se mais econômica, portanto, vale lembrar que de um modo geral os esforços encontrados entre os métodos são diferentes, e que para os pilares os valores de momento foram superiores aos encontrados na abordagem manual.

Contudo, esse trabalho possibilitou que fossem elaborados métodos e rotinas de cálculo através de programação, conhecimentos que poderão ajudar na elaboração de processos em trabalhos futuros. Sendo assim, a elaboração desse trabalho foi satisfatória pois além de conectar conhecimentos já adquiridos os aprimorou.

9. CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho correspondeu as expectativas iniciais, onde o conteúdo adquirido ao longo da matéria pode ser desenvolvido de maneira prática, resultando em uma compreensão muito mais ampla sobre o assunto. Também foi necessário buscar informações adicionais.

Através das pesquisas a respeito do conteúdo, constatou-se que existe um grande número de bibliografias sobre o assunto, e pode-se notar que a área da engenharia estrutural é muito mais ampla do que se imaginava, com extrema complexidade. Por isso, acredita-se que para seguir na área estrutural, o estudo deve ser muito mais extenso, pois o que é visto na graduação é apenas uma introdução a uma enormidade de assuntos que existem na área.

Com o dimensionamento manual dos elementos, ao longo do trabalho foi se adquirindo uma melhor percepção do funcionamento de uma estrutura e alguma sensibilidade dos resultados obtidos. Pode-se notar que a experiência realmente é um grande diferencial, principalmente na etapa inicial, durante a concepção estrutural, onde é necessário imaginar como a estrutura vai funcionar, como os carregamentos vão atuar e se distribuir ao longo dela, para se tomar as melhores decisões possíveis.

Percebeu-se durante o trabalho, que o lançamento poderia ter sido muito melhor, visto que o carregamento ficou mal distribuído, concentrado em poucos elementos, onde os demais ficaram superdimensionados. Muitos elementos acabaram possuindo armaduras mínimas por exemplo. Porém, o retorno ao processo inicial seria inviável, devido ao grande trabalho que o processo manual demanda.

Conforme a observação acima, foi visto o quão trabalhoso foi o processo de dimensionamento e detalhamento manual, e é nítido o quanto os softwares são uma ferramenta extremamente valiosa. Todo o trabalho que foi desenvolvido ao longo desses últimos dois meses (outubro e novembro), com o auxílio de um software este processo seria muito mais rápido e prático.

Acredita-se que a experiência de passar por todo o processo manual pelo menos algumas vezes antes de avançar com os programas computacionais é mais do que válida, é necessária. Somente com todo este processo, existe a oportunidade de passar por todas as etapas do projeto, encontrar os problemas que venham a existir e

estuda-los, passando a entender em que o software nos auxilia, os resultados que ele nos fornece, e desenvolvendo sensibilidade e análise crítica pra ter uma compreensão da qualidade dos resultados obtidos. Com seu uso, se torna muito mais prático e simples resolver um resultado mal obtido, visto que refazer um projeto em um programa é bem mais visível do que manualmente.

Por fim, conclui-se que o resultado de todo este trabalho foi satisfatório, apesar de extremamente trabalhoso, todo o processo foi de extrema importância, e serve como uma introdução a quem pretende seguir na área. A experiência é algo fundamental e a busca a novos conhecimentos deve ser algo contínuo.

10 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Analisar a possibilidade de substituição de dimensionamento da estrutura como um todo, possibilitando uma melhor economia da área de aço;
- Estudar a evolução de projetos estruturais e a sua tendência atual;
- Pesquisar a produção de produtos na região em que atuam, melhorando a estrutura como um todo e sua economia.

10. BIBLIOGRAFIA

ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Rio Grande: Dunas, v.3, 4. ed. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo das edificações, NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

BASTOS, P.S.S. Flexão Normal Simples – Vigas. Bauru/SP, Unesp - Departamento de Engenharia Civil, Notas de aula, Fev/2015,78p., disponível em: http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto1.htm

BASTOS, P.S.S. Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante. Disciplina 2123 – Estruturas de Concreto II. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), abr/2015, 74p. (http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm).

CARVALHO, R.C. ; FIGUEIREDO FILHO, J.R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. São Carlos, v.1, Ed. EDUFSCar, 2014, 416p.

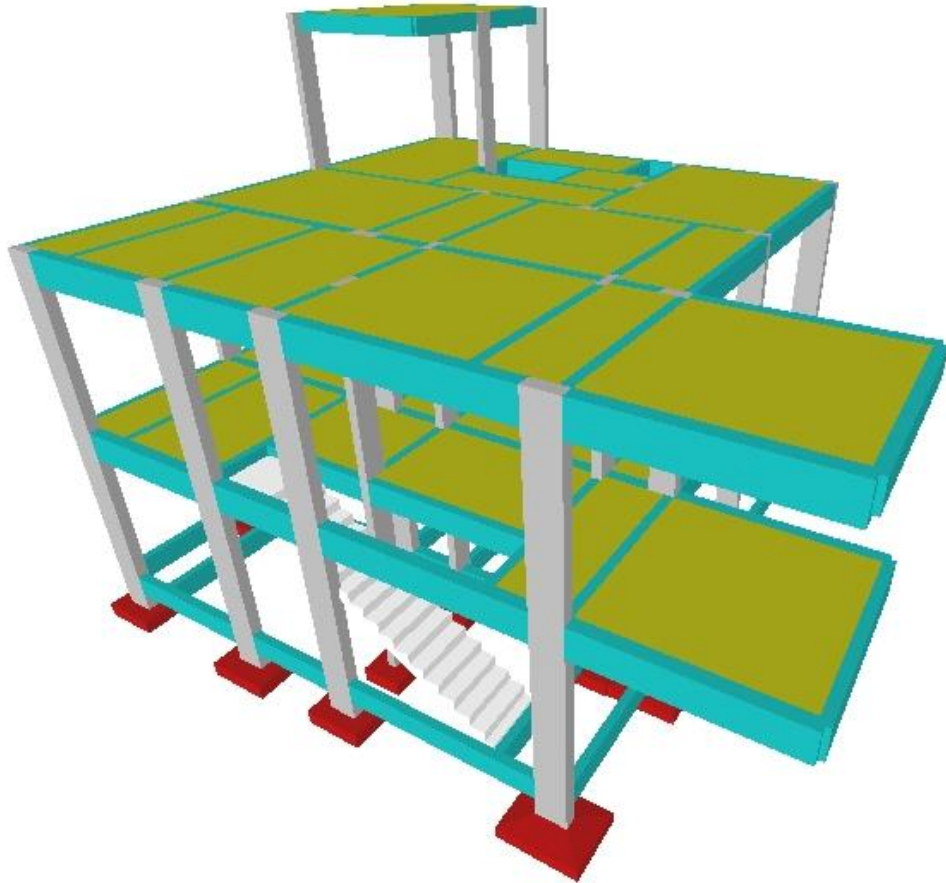
FUSCO, P.B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Ed. Pini, 2000, 382p.

FUSCO, P.B. Estruturas de concreto - Solicitações normais. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois, 1981, 464p.

PINHEIRO, L.M. ; BARALDI, L.T. ; POREM, M.E. Concreto Armado: Ábacos para flexão oblíqua. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1994.

PINHEIRO (2014), L.M. Instabilidade. Notas de Aula. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1994.

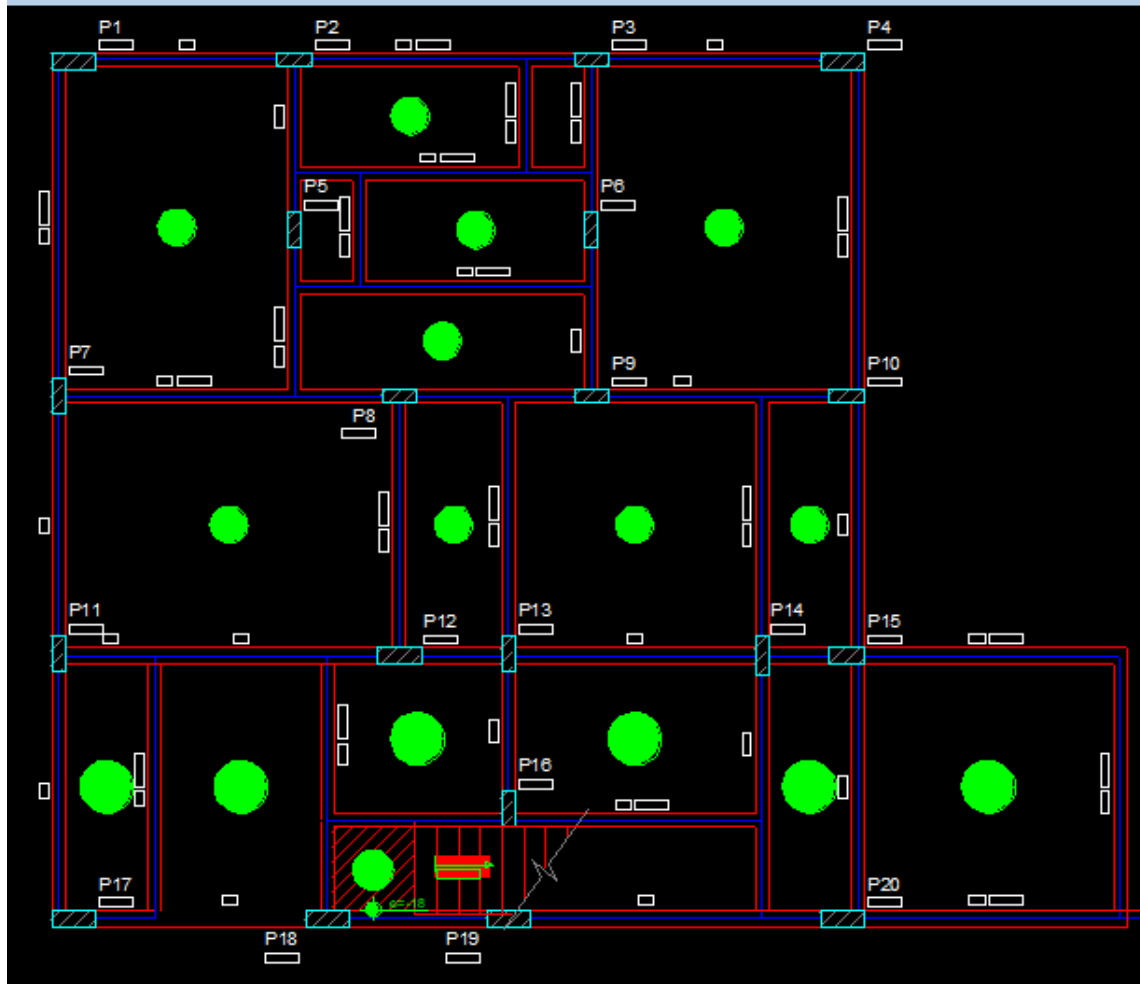
12 APÊNDICE I – MODELO ESTRUTURAL EM 3D

Figura 23 – ambiente lateral

Fonte: do autor

13 APÊNDICE II – PLANTAS DE FORMAS

Figura 24 – Planta de formas



Fonte: do autor

14 APÊNDICE III – ESPESSURA DAS LAJES

Espessura Laje 01

$$n = 2$$

$$l \leq \left\{ \begin{array}{l} 270 \\ 0,7 \times 385 = \mathbf{269} \end{array} \right.$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 2)}{100} \times \mathbf{269} \right) \right] + 2,5 = 8,687 \text{ cm} \Rightarrow 9 \text{ cm}$$

Espessura Laje 02

$$n = 2$$

$$l \leq \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{130} \\ 0,7 \times 265 = 185 \end{array} \right.$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 2)}{100} \times \mathbf{130} \right) \right] + 2,5 = 5,49 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 03

$$n = 3$$

$$l \leq \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{130} \\ 0,7 \times 265 = 185 \end{array} \right.$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times \mathbf{130} \right) \right] + 2,5 = 5,36 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 04

$$n = 4$$

$$l \leq \begin{cases} 125 \\ 0,7 \times 3,40 = 238 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 4)}{100} \times 125 \right) \right] + 2,5 = 5,125 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 05

$$n = 2$$

$$l \leq \begin{cases} 305 \\ 0,7 \times 385 = 269 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 2)}{100} \times 269 \right) \right] + 2,5 = 8,687 \text{ cm} \Rightarrow 9 \text{ cm}$$

Espessura laje 06

$$n = 3$$

$$l \leq \begin{cases} 295 \\ 0,7 \times 390 = 273 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times 273 \right) \right] + 2,5 = 8,506 \text{ cm} \Rightarrow 9 \text{ cm}$$

Espessura laje 07

$$n = 4$$

$$l \leq \begin{cases} 125 \\ 0,7 \times 295 = 206,5 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 4)}{100} \times 125 \right) \right] + 2,5 = 5,125 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 08/1

$$n = 4$$

$$l \leq \begin{cases} 290 \\ 0,7 \times 295 = 206,5 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 4)}{100} \times 206,5 \right) \right] + 2,5 = 6,83 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 08/2

$$n = 3$$

$$l \leq \begin{cases} 290 \\ 0,7 \times 192 = 134 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times 134 \right) \right] + 2,5 = 5,4 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 09

$$n = 3$$

$$l \leq \begin{cases} 110 \\ 0,7 \times 295 = 206 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times 110 \right) \right] + 2,5 = 4,92 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 10

$$n = 2$$

$$l \leq \begin{cases} 110 \\ 0,7 \times 305 = 134 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 2)}{100} \times 110 \right) \right] + 2,5 = 5,03 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 11

$$n = 3$$

$$l \leq \begin{cases} 197 \\ 0,7 \times 305 = 213,5 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times 197 \right) \right] + 2,5 = 6,834 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 12

$$n = 3$$

$$l \leq \begin{cases} 207,5 \\ 0,7 \times 192 = \mathbf{134,4} \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 3)}{100} \times \mathbf{134,4} \right) \right] + 2,5 = 5,45 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 13

$$n = 2$$

$$l \leq \begin{cases} \mathbf{110} \\ 0,7 \times 192 = 213,5 \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 2)}{100} \times \mathbf{110} \right) \right] + 2,5 = 5,03 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

Espessura laje 14

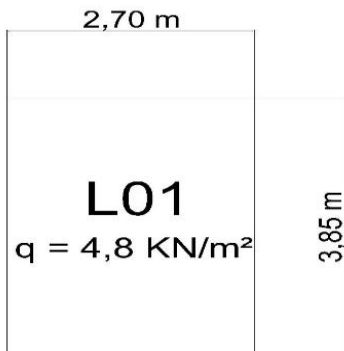
$$n = 1$$

$$l \leq \begin{cases} 300 \\ 0,7 \times 305 = \mathbf{213,5} \end{cases}$$

$$H = \left[\left(\frac{2,5 - (0,1 \times 1)}{100} \times \mathbf{213,5} \right) \right] + 2,5 = 7,612 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

15 APÊNDICE – REAÇÕES NAS LAJES

Laje 01



Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,807	21,62	9,91	44,21	20,27

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,85}{2,7} = 1,43$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,8 \times 2,7^2}{21,62} = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,8 \times 2,7^2}{9,91} = -3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,8 \times 2,7^2}{44,21} = 0,79 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,8 \times 2,7^2}{20,27} = -1,73 \text{ KN.m}$$

$$q_x = K_x \times q = 0,807 \times 4,8 = 3,87 \text{ KN/m}^2$$

$$q_y = 4,8 - 3,87 = 0,93 \text{ KN/m}^2$$

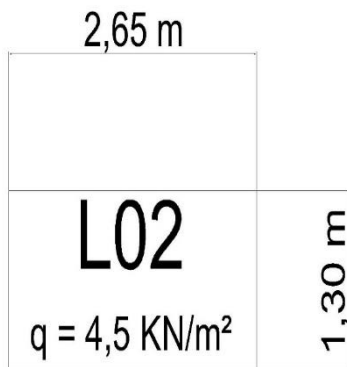
$$R_{ax} = \frac{3 \times q_x \times lx}{8} = \frac{3 \times 3,87 \times 2,7}{8} = 3,92 \text{ KN/m}$$

$$R_{ex} = \frac{5 \times q_x \times lx}{8} = \frac{5 \times 3,87 \times 2,7}{8} = 6,53 \text{ KN/m}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times q_y \times ly}{8} = \frac{3 \times 0,93 \times 3,85}{8} = 1,34 \text{ KN/m}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times q_y \times ly}{8} = \frac{5 \times 0,93 \times 3,85}{8} = 2,23 \text{ KN/m}$$

Laje 02



Kx	Mx	Nx	My	Ny
	14,22	8	14,256	8

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{2,65}{1,3} = 2,03 > 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 1,3^2}{14,22} = 0,53 \text{ KN/m}$$

$$X_x = \frac{q \times lx^2}{N_x} = \frac{4,5 \times 1,3^2}{8} = 0,95 \text{ KN/m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,65^2}{14,256} = 2,22 \text{ KN/m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,5 \times 2,65^2}{8} = -3,95 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 4,5$$

$$q_y = 4,5$$

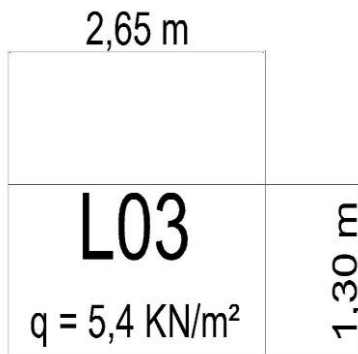
$$R_{ax} = \frac{3 \times q_x \times lx}{8} = \frac{3 \times 4,5 \times 1,3}{8} = 2,19 \text{ KN/m}$$

$$R_{ex} = \frac{5 \times q_x \times lx}{8} = \frac{5 \times 4,5 \times 1,3}{8} = 3,65 \text{ KN/m}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times q_y \times ly}{8} = \frac{3 \times 4,5 \times 2,65}{8} = 4,47 \text{ KN/m}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times q_y \times ly}{8} = \frac{5 \times 4,5 \times 2,65}{8} = 7,45 \text{ KN/m}$$

Laje 03



Kx	Mx	Nx	My	Ny
	24	12	14,256	8

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{2,65}{1,3} = 2,03 > 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{5,4 \times 1,3^2}{24} = 0,38 \text{ KN/m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{5,4 \times 1,3^2}{12} = -0,76 \text{ KN/m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,65^2}{2} = 2,66 \text{ KN/m}$$

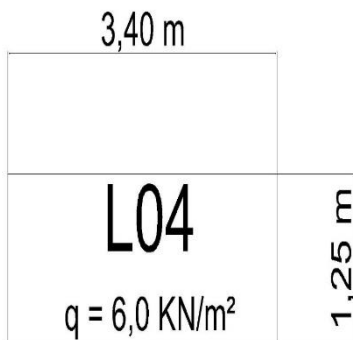
$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{5,4 \times 2,65^2}{8} = -4,74 \text{ KN.m}$$

$$R_{ex} = \frac{5,4 \times 1,3}{2} = 3,51 \text{ KN/m}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times qy \times ly}{8} = \frac{3 \times 5,4 \times 2,65}{8} = 5,36 \text{ KN/m}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times qy \times ly}{8} = \frac{5 \times 5,4 \times 2,65}{8} = 8,94 \text{ KN/m}$$

Laje 04



Kx	Mx	Nx	My	Ny
	24	12	24	12

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,4}{1,25} = 2,72 > 2$$

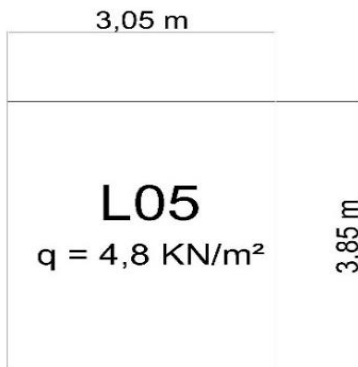
$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{6,0 \times 1,25^2}{24} = 0,39 \text{ KN/m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{6,0 \times 1,25^2}{12} = -0,78 \text{ KN/m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{6,0 \times 3,4^2}{24} = 2,89 \text{ KN/m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{6,0 \times 3,4^2}{12} = -5,78 \text{ KN.m}$$

$$R_{ey} = \frac{6,0 \times 3,4}{2} = 10,2 \text{ KN}$$

Laje 05

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,716	25,18	11,17	39,98	17,74

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,85}{3,05} = 1,26 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,8 \times 3,05^2}{25,18} = 1,77 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,8 \times 3,05^2}{11,17} = -3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,8 \times 3,05^2}{39,98} = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,8 \times 3,05^2}{17,74} = -2,51 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 3,43 \text{ KN/m}^2$$

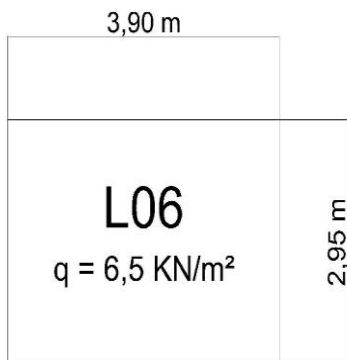
$$q_y = 1,37 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ax} = \frac{5 \times q_x \times lx}{8} = \frac{5 \times 3,43 \times 3,05}{8} = 6,53 \text{ KN/m}$$

$$R_{ex} = \frac{3 \times q_x \times lx}{8} = \frac{3 \times 3,43 \times 3,05}{8} = 3,92 \text{ KN/m}$$

$$R_{ay} = \frac{5 \times q_y \times ly}{8} = \frac{5 \times 1,37 \times 3,85}{8} = 3,29 \text{ KN/m}$$

$$R_{ey} = \frac{3 \times q_y \times ly}{8} = \frac{3 \times 1,37 \times 3,85}{8} = 1,97 \text{ KN/m}$$

Laje 06

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,387	76,58	30,96	49,23	23,22

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{2,95}{3,90} = 0,75 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{6,5 \times 2,95^2}{76,58} = 0,73 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{6,5 \times 2,95^2}{30,96} = -1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{6,5 \times 2,95^2}{49,23} = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{6,5 \times 2,95^2}{23,22} = -0,71 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 2,51 \text{ KN/m}^2$$

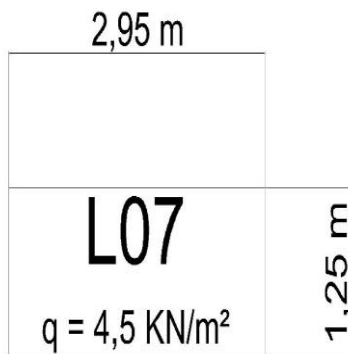
$$q_y = 3,99 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{2,51 \times 2,95}{2} = 3,70 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 3,99 \times 3,90}{8} = 5,85 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 3,99 \times 3,90}{8} = 9,72 \text{ KN}$$

Laje 07



Kx	Mx	Nx	My	Ny
	24	12	24	12

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{2,95}{1,25} = 2,36 > 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 1,25^2}{24} = 0,29 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,5 \times 1,25^2}{12} = -0,58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,95^2}{24} = 1,63 \text{ KN.m}$$

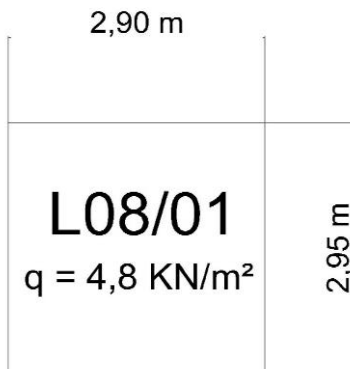
$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,5 \times 2,95^2}{12} = -3,26 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 2,51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_y = 3,99 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{4,5 \times 1,25}{2} = 2,81 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{4,5 \times 2,95}{2} = 6,63 \text{ KN}$$

Laje 08/1

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,510	54,65	32,53	55,75	24,00

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{2,95}{2,90} = 1,01 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{54,65} = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,5 \times 2,90^2}{32,53} = -1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{55,75} = 0,7 \text{ KN.m}$$

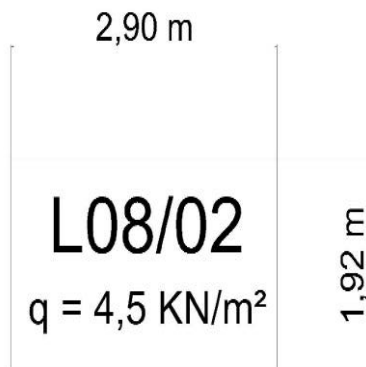
$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,5 \times 2,90^2}{24} = -1,56 \text{ KN.m}$$

$$qx = 2,29 \text{ KN/m}^2$$

$$qy = 2,21 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{2,29 \times 2,90}{2} = 3,32 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{2,21 \times 2,95}{2} = 3,25 \text{ KN}$$

Laje 08/2

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,275	105,81	43,62	52,85	25,83

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{1,92}{2,90} = 0,66 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{105,81} = 0,357 \text{ KN.m}$$

$$X_x = \frac{q \times lx^2}{N_x} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{43,62} = 0,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{52,85} = 0,716 \text{ KN.m}$$

$$X_y = \frac{q \times lx^2}{N_y} = \frac{4,5 \times 2,90^2}{25,83} = 1,46 \text{ KN.m}$$

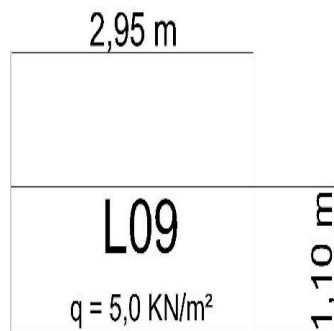
$$q_x = 1,23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_y = 3,27 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 3,27 \times 1,92}{8} = 2,35 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 3,27 \times 1,92}{8} = 3,92 \text{ KN}$$

Laje 9



Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,111	246,52	108,00	71,43	36,00

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{1,10}{2,95} = 0,37 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{5,0 \times 2,95^2}{246,52} = 0,17 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{5,0 \times 2,95^2}{108,00} = -0,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{5,0 \times 2,95^2}{71,43} = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$X_y = \frac{q \times lx^2}{N_y} = \frac{5,0 \times 2,95^2}{36,00} = 1,20 \text{ KN.m}$$

$$qx = 0,555 \text{ KN/m}^2$$

$$qy = 4,445 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{0,555 \times 2,95}{8} = 0,81 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 4,445 \times 1,10}{8} = 1,83 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 4,445 \times 1,10}{8} = 3,05 \text{ KN}$$

Laje 10

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,111	14,256	8	71,43	36,00

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,05}{1,10} = 2,77 > 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{5,0 \times 1,10^2}{14,256} = 0,42 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{5,0 \times 1,10^2}{8} = -0,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times ly^2}{M_y} = \frac{5,0 \times 3,05^2}{14,256} = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times ly^2}{N_y} = -\frac{5,0 \times 2,95^2}{8} = -5,81 \text{ KN.m}$$

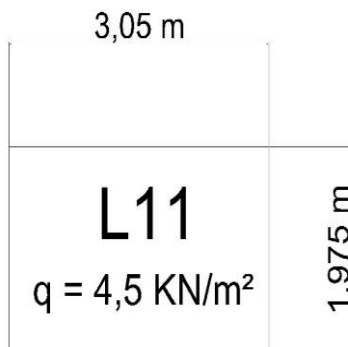
$$R_{ax} = \frac{3 \times 5,0 \times 1,10}{8} = 2,01 \text{ KN}$$

$$R_{ex} = \frac{5 \times 5,0 \times 1,10}{8} = 3,43 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 5,0 \times 3,05}{8} = 5,72 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 5,0 \times 3,05}{8} = 9,53 \text{ KN}$$

Laje 11



Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,922	29,09	13,01	82,36	12,22

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,05}{1,95} = 1,56 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 1,97^2}{29,09} = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,5 \times 1,97^2}{13,01} = -1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 1,97^2}{82,36} = 0,212 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,5 \times 1,97^2}{12,22} = -1,43 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 4,15 \text{ KN/m}^2$$

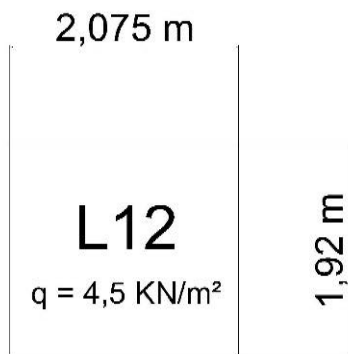
$$q_y = 0,35 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{4,15 \times 1,97}{2} = 4,09 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 0,35 \times 3,05}{8} = 0,40 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 0,35 \times 3,05}{8} = 0,67 \text{ KN}$$

Laje 12



Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,589	50,51	20,37	48,83	22,99

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{1,92}{2,075} = 0,92 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{4,5 \times 2,075^2}{50,51} = 0,38 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{4,5 \times 2,075^2}{20,37} = -0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{4,5 \times 2,075^2}{48,83} = 0,39 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{4,5 \times 2,075^2}{22,99} = -0,84 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 2,6505 \text{ KN/m}^2$$

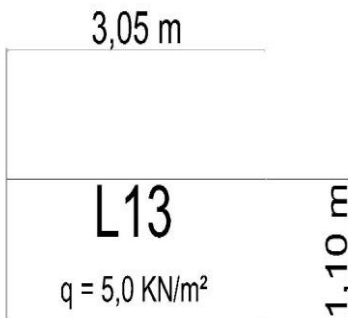
$$q_y = 1,84 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{2,6505 \times 2,075}{2} = 2,74 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 1,845 \times 1,92}{8} = 1,32 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 1,845 \times 1,92}{8} = 2,20 \text{ KN}$$

Laje 13



Kx	Mx	Nx	My	Ny
	24	12	14,256	8

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,05}{1,10} = 2,77 > 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{5,0 \times 1,10^2}{24} = 0,25 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{5,0 \times 1,10^2}{12} = -0,5 \text{ KN.m}$$

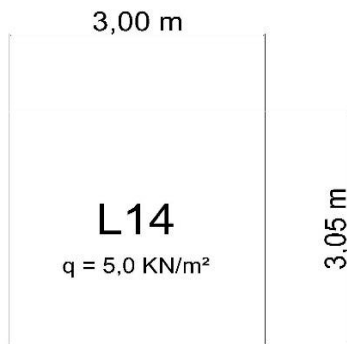
$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{5,0 \times 1,10^2}{14,256} = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$X_y = -\frac{q \times lx^2}{N_y} = -\frac{5,0 \times 1,10^2}{8} = -5,81 \text{ KN.m}$$

$$R_{ex} = \frac{5,0 \times 1,30}{2} = 3,25 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{3 \times 5,0 \times 3,05}{8} = 5,71 \text{ KN}$$

$$R_{ey} = \frac{5 \times 5,0 \times 3,05}{8} = 9,53 \text{ KN}$$

Laje 14

Kx	Mx	Nx	My	Ny
0,730	29,02	10,96	37,19	-

$$\lambda = \frac{ly}{lx} = \frac{3,05}{3,0} = 1,01 < 2$$

$$M_x = \frac{q \times lx^2}{M_x} = \frac{5,0 \times 3,0^2}{29,02} = 2,30 \text{ KN.m}$$

$$X_x = -\frac{q \times lx^2}{N_x} = -\frac{5,0 \times 3,0^2}{10,96} = -4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q \times lx^2}{M_y} = \frac{5,0 \times 3,0^2}{37,19} = 1,21 \text{ KN.m}$$

$$q_x = 3,65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_y = 1,35 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{ex} = \frac{3 \times 3,65 \times 3,0}{8} = 4,10 \text{ KN}$$

$$R_{ax} = \frac{5 \times 3,65 \times 3,0}{8} = 6,84 \text{ KN}$$

$$R_{ay} = \frac{1,35 \times 3,05}{2} = 2,05 \text{ KN}$$

16 ANEXO V – CARGA NAS LAJES

Tabela 27 – Lajes 01 e 02

L01			DIMENSÕES		L02			DIMENSÕES	
			Lx	2,7 (m)			Lx	1,3 (m)	
			Ly	3,85 (m)			Ly	2,65 (m)	
ESPESSURA 0,09 (m) CARGA 4,8 (Kn/m ²)	3,85	Ly	Área	10,40 (m ²)	ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 4,5 (Kn/m ²)	2,65	Ly	Área	3,45 (m ²)
			P. Concreto	25 (Kn)				P. Concreto	25 (Kn)
			Espessura	0,09 (m)				Espessura	0,08 (m)
			Revestimento	sim -				Revestimento	sim -
			Pé-direito pav.	2,8 (m)				Pé-direito pav.	2,8 (m)
			Alvenaria	0 (m)				Alvenaria	0 (m)
			P. Bloco	0 (Kn)				P. Bloco	0 (Kn)
Lx	2,7			Lx	1,3				
CARGAS PERMANENTES				CARGAS PERMANENTES					
Peso Propri.				2,25 (Kn)	Peso Propri.				2 (Kn)
Revestimento				1 (Kn)	Revestimento				1 (Kn)
Alvenaria				0,00 (Kn)	Alvenaria				0,00 (Kn)
CARGAS VARIÁVEIS				CARGAS VARIÁVEIS					
Suíte 2				1,5 (Kn)	Banheiro				1,5 (Kn)
TOTAL DAS CARGAS				4,8 (Kn)	TOTAL DAS CARGAS				4,5 (Kn)

Tabela 28 – Lajes 03 e 04

L03			DIMENSÕES		L04			DIMENSÕES	
			Lx	1,3 (m)			Lx	1,25 (m)	
			Ly	2,65 (m)			Ly	3,4 (m)	
ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 6,4 (Kn/m ²)	2,65	Ly	Área	3,45 (m ²)	ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 6,0 (Kn/m ²)	3,4	Ly	Área	4,25 (m ²)
			P. Concreto	25 (Kn)				P. Concreto	25 (Kn)
			Espessura	0,08 (m)				Espessura	0,08 (m)
			Revestimento	sim -				Revestimento	sim -
			Pé-direito pav.	2,8 (m)				Pé-direito pav.	2,8 (m)
			Alvenaria	1,3 (m)				Alvenaria	1,25 (m)
			P. Bloco	1,8 (Kn)				P. Bloco	1,8 (Kn)
Lx	1,3			Lx	1,25				
CARGAS PERMANENTES				CARGAS PERMANENTES					
Peso Propri.				2 (Kn)	Peso Propri.				2 (Kn)
Revestimento				1 (Kn)	Revestimento				1 (Kn)
Alvenaria				1,90 (Kn)	Alvenaria				1,48 (Kn)
CARGAS VARIÁVEIS				CARGAS VARIÁVEIS					
Circulação				1,5 (Kn)	Banheiro				1,5 (Kn)
TOTAL DAS CARGAS				6,4 (Kn)	TOTAL DAS CARGAS				6,0 (Kn)

Tabela 33 – Lajes 11 e 12

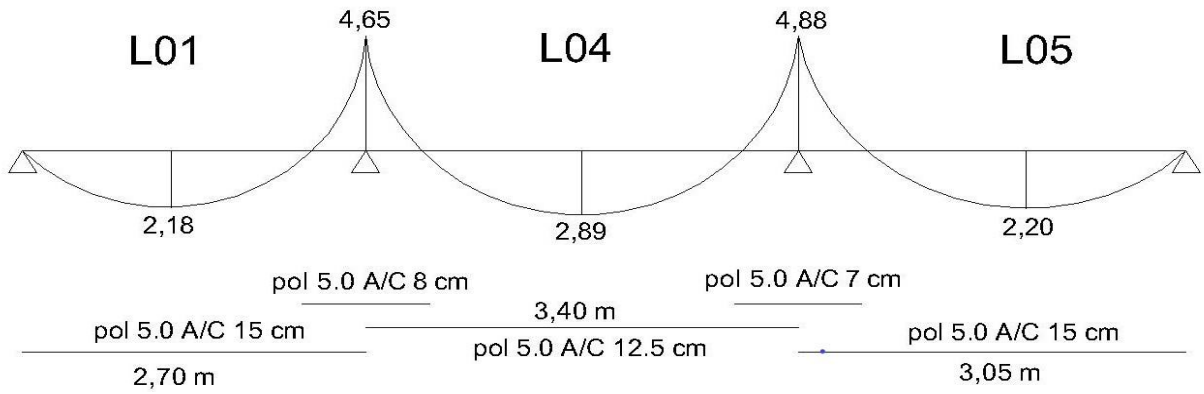
L11			DIMENSÕES			L12			DIMENSÕES		
			Lx	1,975	(m)				Lx	1,92	(m)
			Ly	3,05	(m)				Ly	2,075	(m)
ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 4,5 (Kn/m ²)	3,05	Ly	Área	6,02	(m ²)	ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 4,5 (Kn/m ²)	2,075	Ly	Área	3,98	(m ²)
			P. Concreto	25	(Kn)				P. Concreto	25	(Kn)
			Espessura	0,08	(m)				Espessura	0,08	(m)
			Revestimento	sim	-				Revestimento	sim	-
			Pé-direito pav.	2,8	(m)				Pé-direito pav.	2,8	(m)
			Alvenaria	0	(m)				Alvenaria	0	(m)
			P. Bloco	0	(Kn)	P. Bloco	0	(Kn)			
Lx	1,975		CARGAS PERMANENTES			Lx	1,92		CARGAS PERMANENTES		
			Peso Propri.	2	(Kn)				Peso Propri.	2	(Kn)
			Revestimento	1	(Kn)				Revestimento	1	(Kn)
			Alvenaria	0,00	(Kn)				Alvenaria	0,00	(Kn)
			CARGAS VARIÁVEIS						CARGAS VARIÁVEIS		
			Estar Íntimo	1,5	(Kn)				Sala de Vídeo	1,5	(Kn)
			TOTAL DAS CARGAS						TOTAL DAS CARGAS		
			4,5	(Kn)					4,5	(Kn)	

Tabela 34 – Lajes 13 e 14

L13			DIMENSÕES			L14			DIMENSÕES		
			Lx	1,1	(m)				Lx	3	(m)
			Ly	3,05	(m)				Ly	3,05	(m)
ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 5,0 (Kn/m ²)	3,05	Ly	Área	3,36	(m ²)	ESPESSURA 0,08 (m) CARGA 5,0 (Kn/m ²)	3,05	Ly	Área	9,15	(m ²)
			P. Concreto	25	(Kn)				P. Concreto	25	(Kn)
			Espessura	0,08	(m)				Espessura	0,08	(m)
			Revestimento	sim	-				Revestimento	sim	-
			Pé-direito pav.	2,8	(m)				Pé-direito pav.	2,8	(m)
			Alvenaria	0	(m)				Alvenaria	0	(m)
			P. Bloco	0	(Kn)	P. Bloco	0	(Kn)			
Lx	1,1		CARGAS PERMANENTES			Lx	3		CARGAS PERMANENTES		
			Peso Propri.	2	(Kn)				Peso Propri.	2	(Kn)
			Revestimento	1	(Kn)				Revestimento	1	(Kn)
			Alvenaria	0,00	(Kn)				Alvenaria	0,00	(Kn)
			CARGAS VARIÁVEIS						CARGAS VARIÁVEIS		
			Quarto 03	2	(Kn)				Quarto 03	2	(Kn)
			TOTAL DAS CARGAS						TOTAL DAS CARGAS		
			5,0	(Kn)					5,0	(Kn)	

17 APÊNDICE VI – ARMADURA NAS LAJES

Figura 25 – Lajes 01, 04 e 05



Fonte: do autor

Tabela 35 – Lajes 01, 04 e 05

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	16,05	0,023	1,00	5,0	15,0
2	8,90	0,024	1,61	5,0	12,5
3	16,00	0,023	1,00	5,0	15,0
4	5,53	0,024	2,60	5,0	8,0
5	5,27	0,024	2,73	5,0	7,0

Figura 26 – Lajes 06, 07, 08 e 09

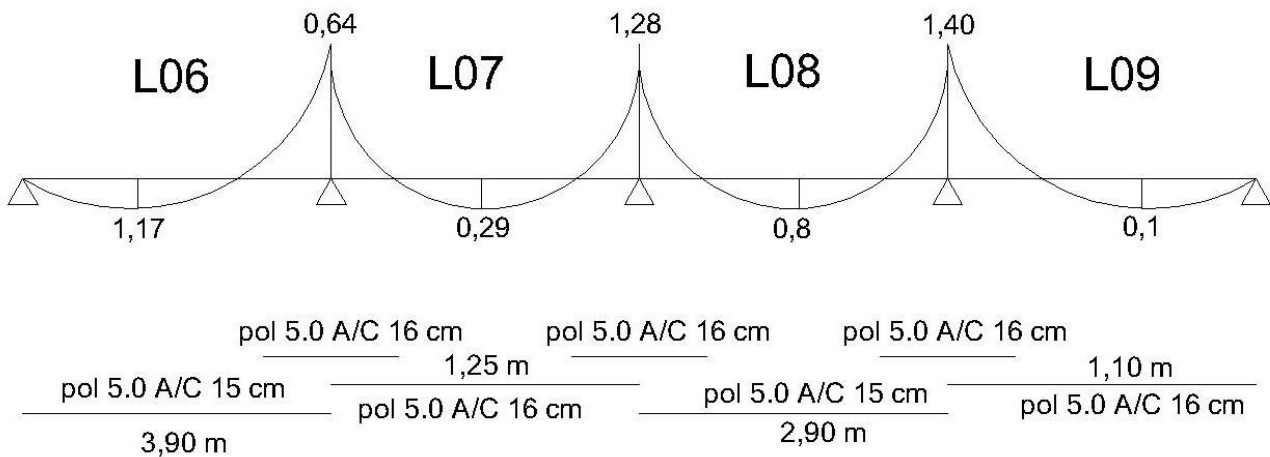


Tabela 36 – Lajes 06, 07, 08 e 09

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	29,90	0,023	0,53	5,0	15,0
2	88,70	0,023	0,15	5,0	16,0
3	43,70	0,023	0,37	5,0	15,0
4	257,00	0,023	0,05	5,0	16,0
5	40,10	0,023	0,34	5,0	16,0
6	20,00	0,023	0,68	5,0	16,0
7	18,36	0,023	0,75	5,0	16,0

Figura 27 – Lajes 01 e 02

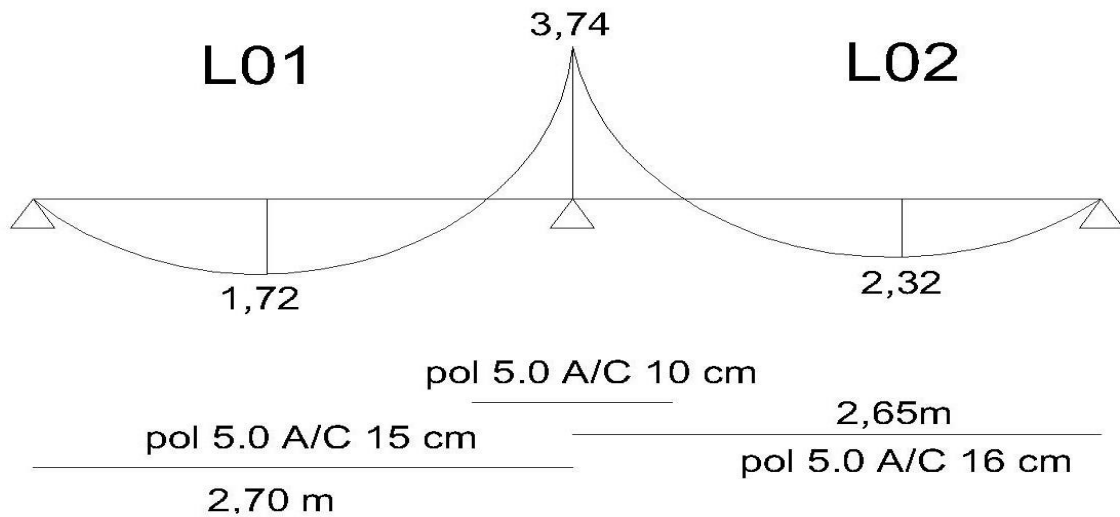


Tabela 37 – Lajes 01 e 02

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	20,34	0,023	0,79	5,0	15,0
2	11,08	0,024	1,30	5,0	16,0
3	6,87	0,024	2,09	5,0	10,0

Figura 28 – Lajes 03 e 05

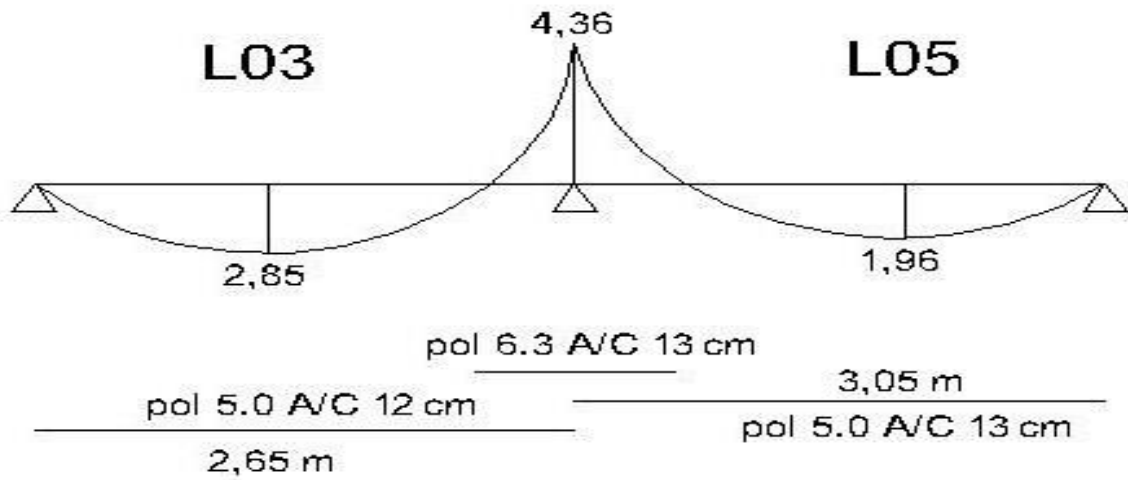


Tabela 38 – Lajes 03 e 05

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	9,02	0,024	1,60	5,0	12,0
2	11,47	0,024	1,46	5,0	13,0
3	5,89	0,024	2,44	6,3	13,0

Figura 29 – Lajes 08 e 05

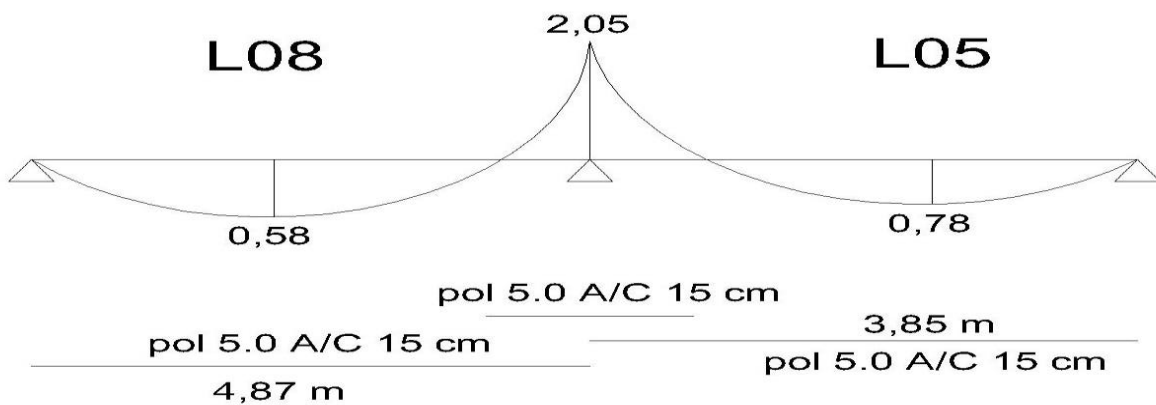


Tabela 39 – Lajes 08 e 05

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
--------	----	----	-----------------------	-----	------------

1	77,8	0,023	0,27	5,0	15,0
2	44,9	0,023	0,36	5,0	15,0
3	17,07	0,023	0,94	6,3	15,0

Figura 30 – Lajes 13, 09 e 05

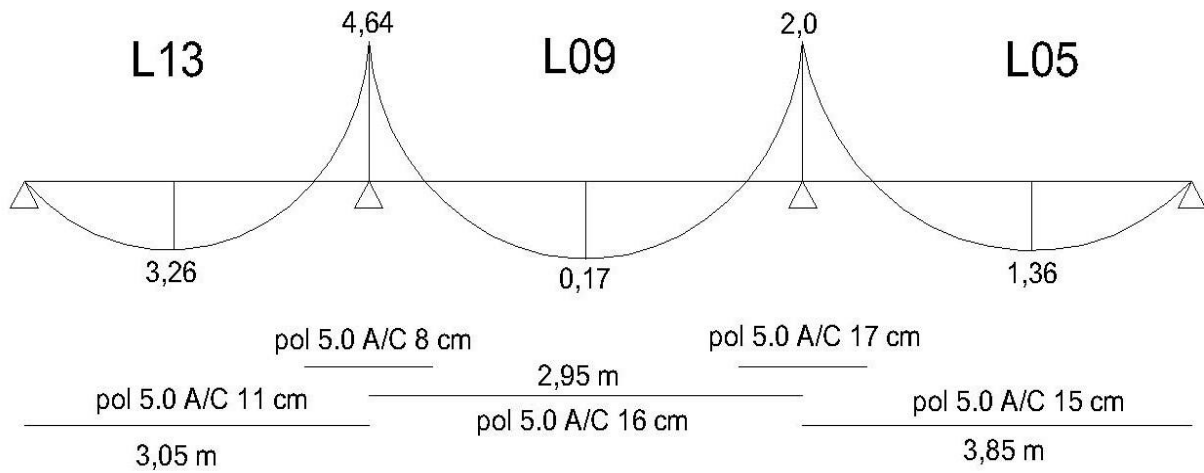


Tabela 40 – Lajes 13, 09 e 05

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	7,88	0,024	1,82	5,0	11,0
2	151,00	0,023	0,09	5,0	16,0
3	25,7	0,023	0,62	5,0	15,0
4	5,54	0,024	2,60	5,0	8,0
5	12,8	0,024	1,12	5,0	17,0

Figura 31 – Lajes 10, 11, 12, 08/02, 13 e 14

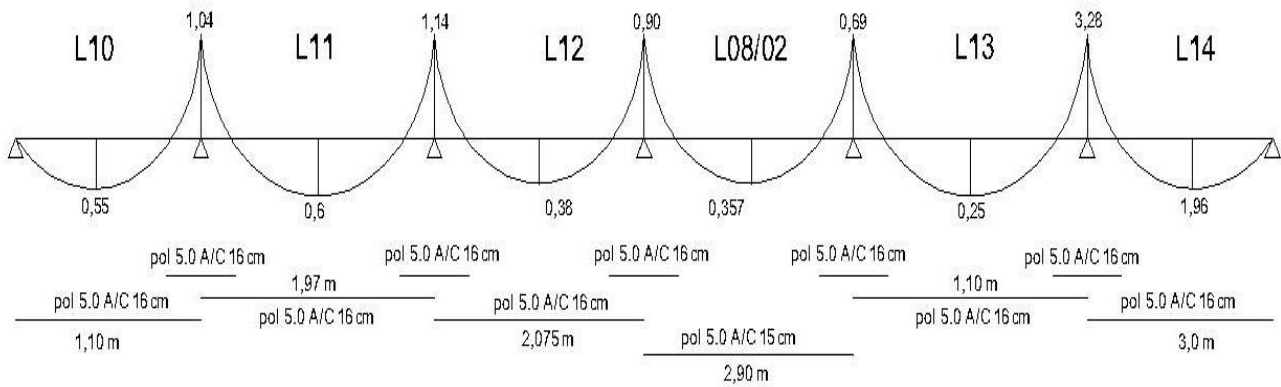


Tabela 41 – Lajes 10, 11, 12, 08/02, 13 e 14

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	46,75	0,023	0,29	5,0	16,0
2	42,85	0,023	0,32	5,0	16,0
3	67,66	0,023	0,20	5,0	16,0
4	197,2	0,023	0,16	5,0	16,0
5	102,85	0,023	0,13	5,0	16,0
6	13,11	0,024	1,05	5,0	16,0
7	27,72	0,023	0,55	5,0	16,0
8	6,21	0,024	0,63	5,0	16,0
9	28,5	0,023	0,48	5,0	16,0
10	37,2	0,023	0,37	5,0	16,0
11	7,84	0,024	1,84	5,0	16,0

Figura 32 – Lajes 11, 06, e 01

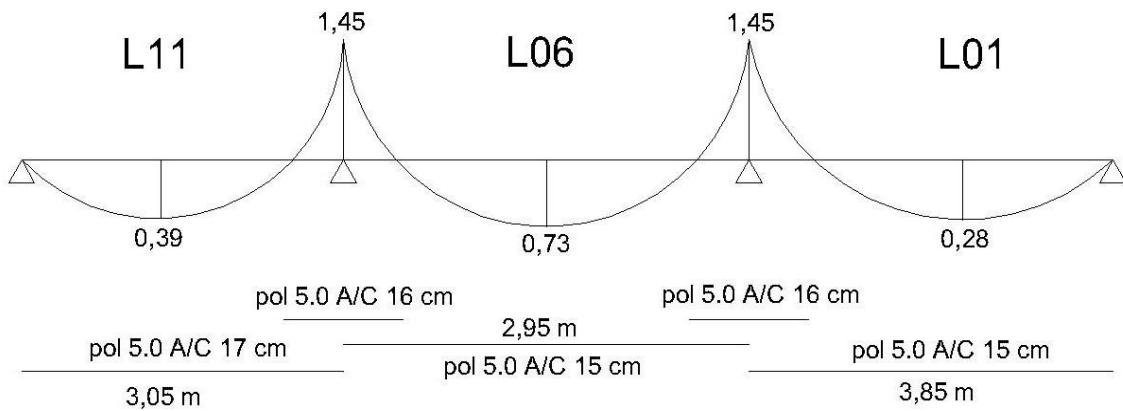


Tabela 42 – Lajes 11, 06, e 01

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	6,69	0,024	2,15	5,0	9,0
2	47,94	0,023	0,33	5,0	15,0
3	43,20	0,023	0,37	5,0	15,0
4	5,54	0,024	2,60	5,0	7,0
5	19,77	0,023	0,81	5,0	15,0

Figura 33 – Lajes 10, 06, e 01

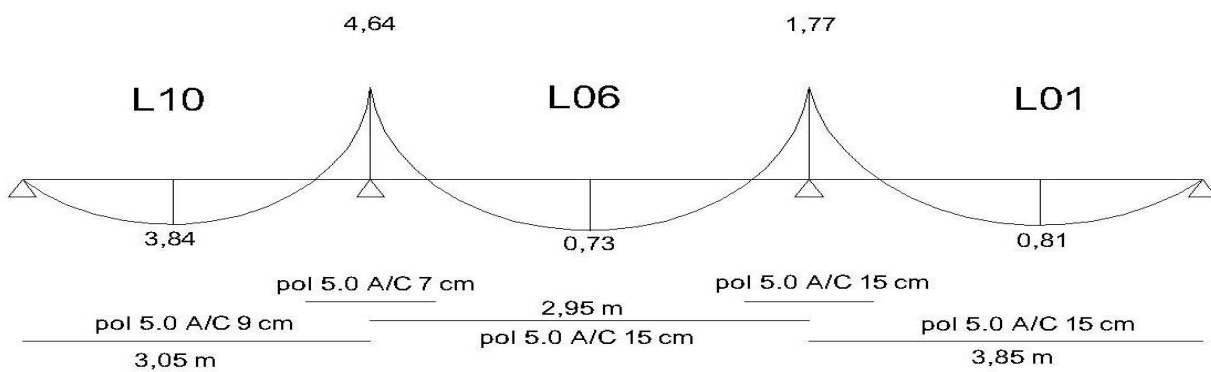


Tabela 43 – Lajes 10, 06, e 01

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	65,93	0,023	0,20	5,0	17,0
2	57,94	0,023	0,33	5,0	15,0
3	91,83	0,023	0,12	5,0	15,0
4	17,73	0,023	0,78	5,0	16,0
5	24,14	0,023	0,67	5,0	16,0

Figura 34 – Lajes 12, 07, 04, 03 e 02

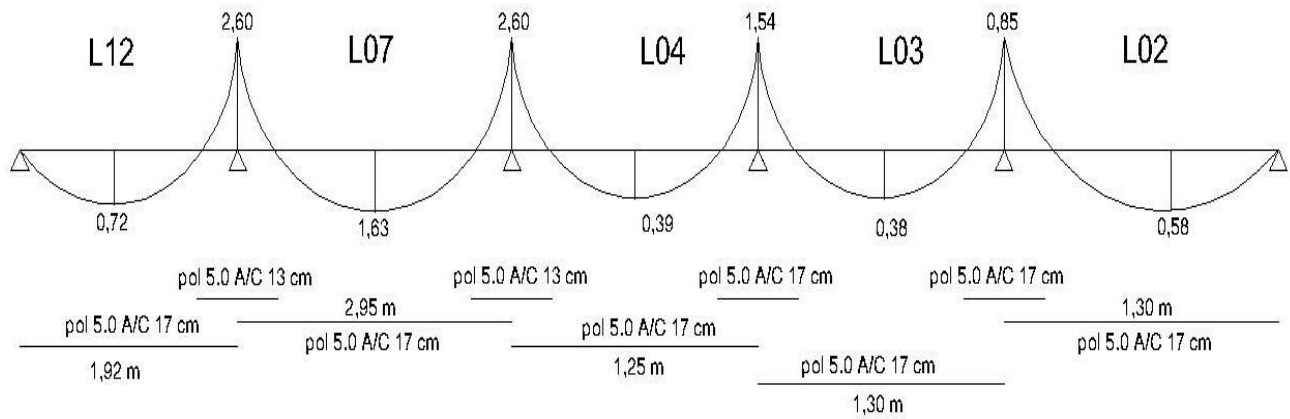


Tabela 44 – Lajes 12, 07, 04, 03 e 02

Pontos	KC	KS	AS (cm ²)	Pol	A / C (cm)
1	35,71	0,023	0,38	5,0	17,0
2	15,77	0,024	0,91	5,0	17,0
3	65,93	0,023	0,20	5,0	17,0
4	67,66	0,023	0,20	5,0	17,0
5	60,60	0,023	0,26	5,0	17,0
6	9,90	0,024	1,45	5,0	13,0
7	9,90	0,023	1,45	5,0	13,0
8	16,69	0,023	0,82	5,0	17,0
9	30,2	0,023	0,45	5,0	17,0

18 APÊNDICE VII – ARMADURA NAS VIGAS

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES			VIGA 01		
bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	420	0,023
Kc	75,14		Asmin		As
As	0,29		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	550	0,023
Kc	57,38		Asmin		As
As	0,38		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	710	0,023
Kc	44,45		Asmin		As
As	0,49		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	910	0,023
Kc	34,68		Asmin		As
As	0,62		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	1250	0,023
Kc	25,25		Asmin		As
As	0,86		1,50		1,5

psw,mín	0,1159	Aço	
Fyd	43,5		5,0

ESTRIBOS			
γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	478,59	81,78

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
8,6	-69,74	2,32	2,3180
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
15,4	-60,22	2,32	2,3180
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
21,4	-51,82	2,32	2,3180
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 02

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1740	0,025
Kc	3,59	Asmin		As	
As	2,26	0,54		2,3	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	2320	0,026
Kc	2,69	Asmin		As	
As	3,13	0,54		3,1	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1720	0,025
Kc	3,63	Asmin		As	
As	2,23	0,54		2,2	

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 03

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1660	0,025
Kc	3,76	Asmin		As	
As	2,15	0,54		2,2	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	2140	0,026
Kc	2,92	Asmin		As	
As	2,89	0,54		2,9	

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
26,8	9,332	1,391	0,8833
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
19,6	-0,748	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
25,8	7,932	1,391	0,7508
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
18,5	-2,288	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

FcK	30
-----	----

Aço (CA)	50
----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 04

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	2140	0,026								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>2,92</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>2,89</td> <td>0,54</td> <td>2,9</td> </tr> </table>						Kc	2,92	Asmin	As	As	2,89	0,54	2,9
Kc	2,92	Asmin	As										
As	2,89	0,54	2,9										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	1760	0,025								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>3,55</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>2,28</td> <td>0,54</td> <td>2,3</td> </tr> </table>						Kc	3,55	Asmin	As	As	2,28	0,54	2,3
Kc	3,55	Asmin	As										
As	2,28	0,54	2,3										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	150	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>41,66</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>0,18</td> <td>0,54</td> <td>0,5</td> </tr> </table>						Kc	41,66	Asmin	As	As	0,18	0,54	0,5
Kc	41,66	Asmin	As										
As	0,18	0,54	0,5										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	1610	0,025								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>3,88</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>2,09</td> <td>0,54</td> <td>2,1</td> </tr> </table>						Kc	3,88	Asmin	As	As	2,09	0,54	2,1
Kc	3,88	Asmin	As										
As	2,09	0,54	2,1										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	2700	0,027								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>2,31</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>3,78</td> <td>0,54</td> <td>3,8</td> </tr> </table>						Kc	2,31	Asmin	As	As	3,78	0,54	3,8
Kc	2,31	Asmin	As										
As	3,78	0,54	3,8										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
12	27	30	360	1140	0,024								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>5,48</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>1,42</td> <td>0,54</td> <td>1,4</td> </tr> </table>						Kc	5,48	Asmin	As	As	1,42	0,54	1,4
Kc	5,48	Asmin	As										
As	1,42	0,54	1,4										

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
22,5	3,312	1,391	0,3135
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
45,2	35,092	1,391	3,3215
Asw	3,3	Espaç. φ	13

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
25	6,812	1,391	0,6448
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
20	-0,188	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES				VIGA 05	
bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	3320	0,024
Kc	9,51		Asmin		As
As	2,37		1,50		2,4

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	650	0,023
Kc	48,55		Asmin		As
As	0,45		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	1510	0,023
Kc	20,9		Asmin		As
As	1,03		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	3620	0,024
Kc	8,72		Asmin		As
As	2,59		1,50		2,6

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	840	0,023
Kc	37,57		Asmin		As
As	0,58		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	600	0,023
Kc	52,60		Asmin		As
As	0,41		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	10860	0,026
Kc	2,91		Asmin		As
As	8,41		1,50		8,4

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS			
γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	478,59	81,78

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
41,6	-23,54	2,318	MÍNIMO
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
45,9	-17,52	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
57	-1,98	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
94,4	50,38	2,318	2,7393
Asw	2,7	Espaç. ϕ	15

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
114	77,82	2,318	4,2313
Asw	4,2	Espaç. ϕ	10

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 06

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	130	0,023
Kc	48,07		Asmin		As
As	0,16		0,54		0,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	570	0,024
Kc	10,96		Asmin		As
As	0,71		0,54		0,7

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	670	0,024
Kc	9,33		Asmin		As
As	0,83		0,54		0,8

ρsw,min	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
4,3	-22,168	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
14,3	-8,168	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
9,7	-14,608	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 08

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	720	0,023
Kc	43,83		Asmin		As
As	0,49		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	220	0,023
Kc	143		Asmin		As
As	0,15		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	1380	0,023
Kc	22,87		Asmin		As
As	0,95		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	880	0,023
Kc	35,86		Asmin		As
As	0,60		1,50		1,5

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
20	47	50	1000	1640	0,023
Kc	19,24		Asmin		As
As	1,12		1,50		1,5

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 09

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1570	0,025
Kc	3,98		Asmin		As
As	2,04		0,54		2,0

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	478,59	81,78

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
11,7	-65,4	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
17,4	-57,42	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
26,3	-44,96	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
17,8	-56,86	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
20,5	0,512	1,391	0,0485
Asw	1,4	Espaç. φ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 10

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	850	0,024
Kc	7,35		Asmin		As
As	1,06		0,54		1,1

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	680	0,024
Kc	9,19		Asmin		As
As	0,85		0,54		0,8

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	490	0,024
Kc	12,75		Asmin		As
As	0,61		0,54		0,6

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	690	0,024
Kc	9,06		Asmin		As
As	0,86		0,54		0,9

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1570	0,025
Kc	3,98		Asmin		As
As	2,04		0,54		2,0

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 11

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1650	0,025
Kc	3,79		Asmin		As
As	2,14		0,54		2,1

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1600	0,025
Kc	3,91		Asmin		As
As	2,07		0,54		2,1

psw,min	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
19,5	-0,888	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
28,8	12,132	1,391	1,1483
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
37,3	24,032	1,391	2,2746
Asw	2,3	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
28,7	11,992	1,391	1,1350
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

psw,min	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
20,1	-0,048	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
8,1	-16,848	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES				VIGA 12	
bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	240	0,023
Kc	26,04	Asmin		As	
As	0,29	0,54		0,5	

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES				VIGA 13	
bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	210	0,023
Kc	29,76	Asmin		As	
As	0,25	0,54		0,5	

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES				VIGA 14	
bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	120	0,023
Kc	52,07	Asmin		As	
As	0,14	0,54		0,5	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	870	0,024
Kc	7,18	Asmin		As	
As	1,08	0,54		1,1	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	990	0,024
Kc	6,31	Asmin		As	
As	1,23	0,54		1,2	

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS			
γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
7,3	-17,968	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS			
γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
27,2	9,892	1,391	0,9363
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS			
γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
4,9	-21,328	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
21,2	1,492	1,391	0,1412
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
14,5	-7,888	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 15

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	220	0,023
Kc	28,40	Asmin		As	
As	0,26	0,54		0,5	

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 16

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	910	0,024
Kc	6,87	Asmin		As	
As	1,13	0,54		1,1	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	820	0,024
Kc	7,62	Asmin		As	
As	1,02	0,54		1,0	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	550	0,024
Kc	11,36	Asmin		As	
As	0,68	0,54		0,7	

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1640	0,025
Kc	3,81	Asmin		As	
As	2,13	0,54		2,1	

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5,0

ESTRIBOS

γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
6,8	-18,668	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

psw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5,0

ESTRIBOS

γV_2	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
19,1	-1,448	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
29,8	13,532	1,391	1,2808
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
42,6	31,452	1,391	2,9769
Asw	3,0	Espaç. ϕ	14

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
28,3	11,432	1,391	1,0820
Asw	1,4	Espaç. ϕ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 17

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1250	0,025
Kc	5,00		Asmin		As
As	1,62		0,54		1,6

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	690	0,024
Kc	9,06		Asmin		As
As	0,86		0,54		0,9

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks
12	27	30	360	1520	0,025
Kc	4,11		Asmin		As
As	1,97		0,54		2,0

ρsw,min	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	164,96	28,188

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
16,2	-5,508	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
5,7	-20,208	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
25	6,812	1,391	0,6448
Asw	1,4	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
13	-9,988	1,391	1,3908
Asw	1,4	Espaç. φ	18

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 18

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	1280	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>24,65</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>0,88</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	24,65	Asmin	As	As	0,88	1,50	1,5
Kc	24,65	Asmin	As										
As	0,88	1,50	1,5										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	280	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>112,7</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>0,19</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	112,7	Asmin	As	As	0,19	1,50	1,5
Kc	112,7	Asmin	As										
As	0,19	1,50	1,5										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	1820	0,024								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>17,34</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>1,30</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	17,34	Asmin	As	As	1,30	1,50	1,5
Kc	17,34	Asmin	As										
As	1,30	1,50	1,5										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	960	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>32,87</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>0,66</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	32,87	Asmin	As	As	0,66	1,50	1,5
Kc	32,87	Asmin	As										
As	0,66	1,50	1,5										

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	1710	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>18,45</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>1,17</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	18,45	Asmin	As	As	1,17	1,50	1,5
Kc	18,45	Asmin	As										
As	1,17	1,50	1,5										

FcK	30	Aço (CA)	50
-----	----	----------	----

ARMADURA NAS LAJES VIGA 19

bw	d	h	área(m ²)	M	Ks								
20	47	50	1000	1670	0,023								
<table border="1"> <tr> <td>Kc</td> <td>18,90</td> <td>Asmin</td> <td>As</td> </tr> <tr> <td>As</td> <td>1,14</td> <td>1,50</td> <td>1,5</td> </tr> </table>						Kc	18,90	Asmin	As	As	1,14	1,50	1,5
Kc	18,90	Asmin	As										
As	1,14	1,50	1,5										

ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

ESTRIBOS

γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	478,59	81,78

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
19,6	-54,34	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
25,9	-45,52	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
31,5	-37,68	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
22,6	-50,14	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

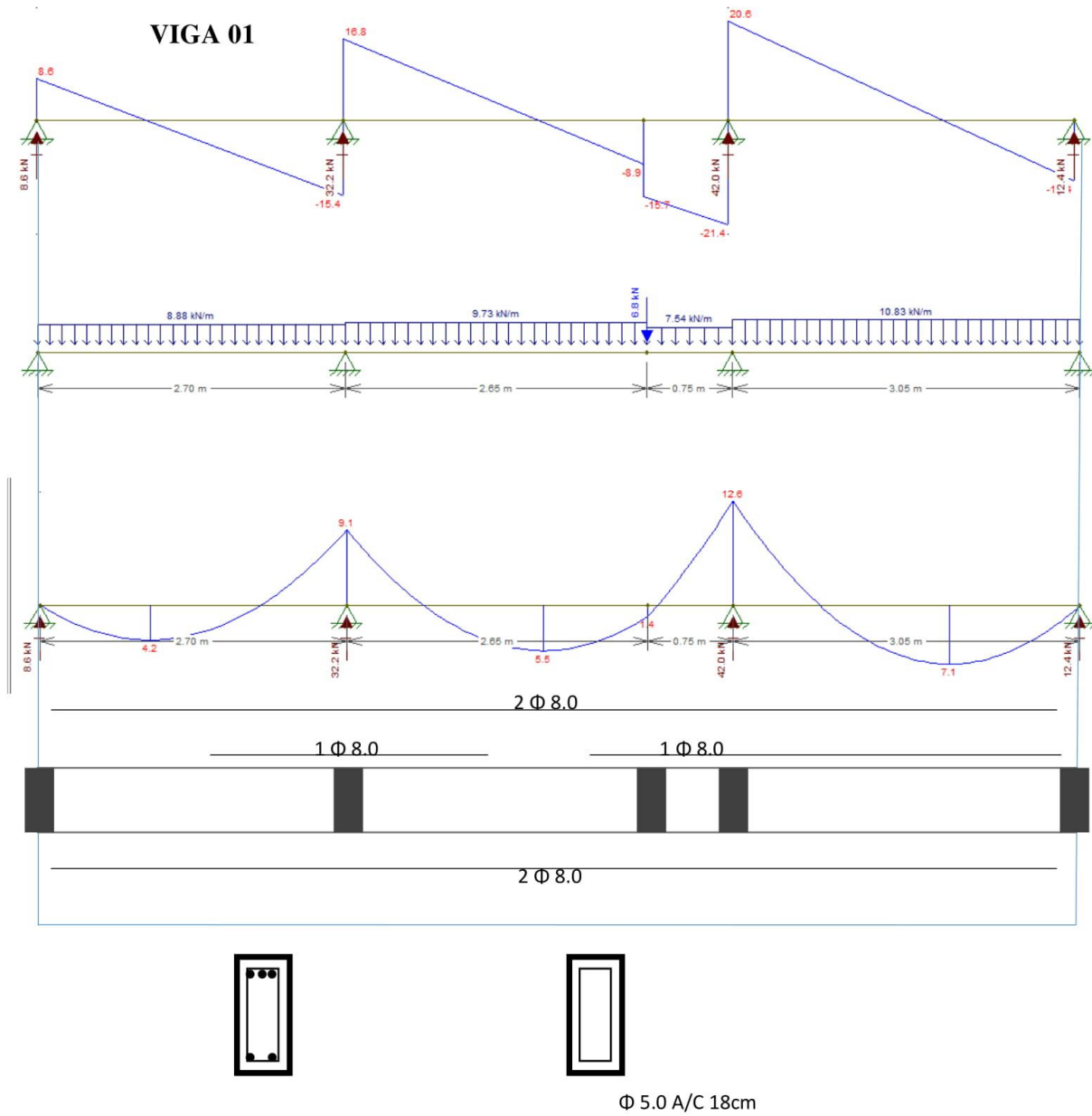
ρsw,mín	0,1159	Aço
Fyd	43,5	5.0

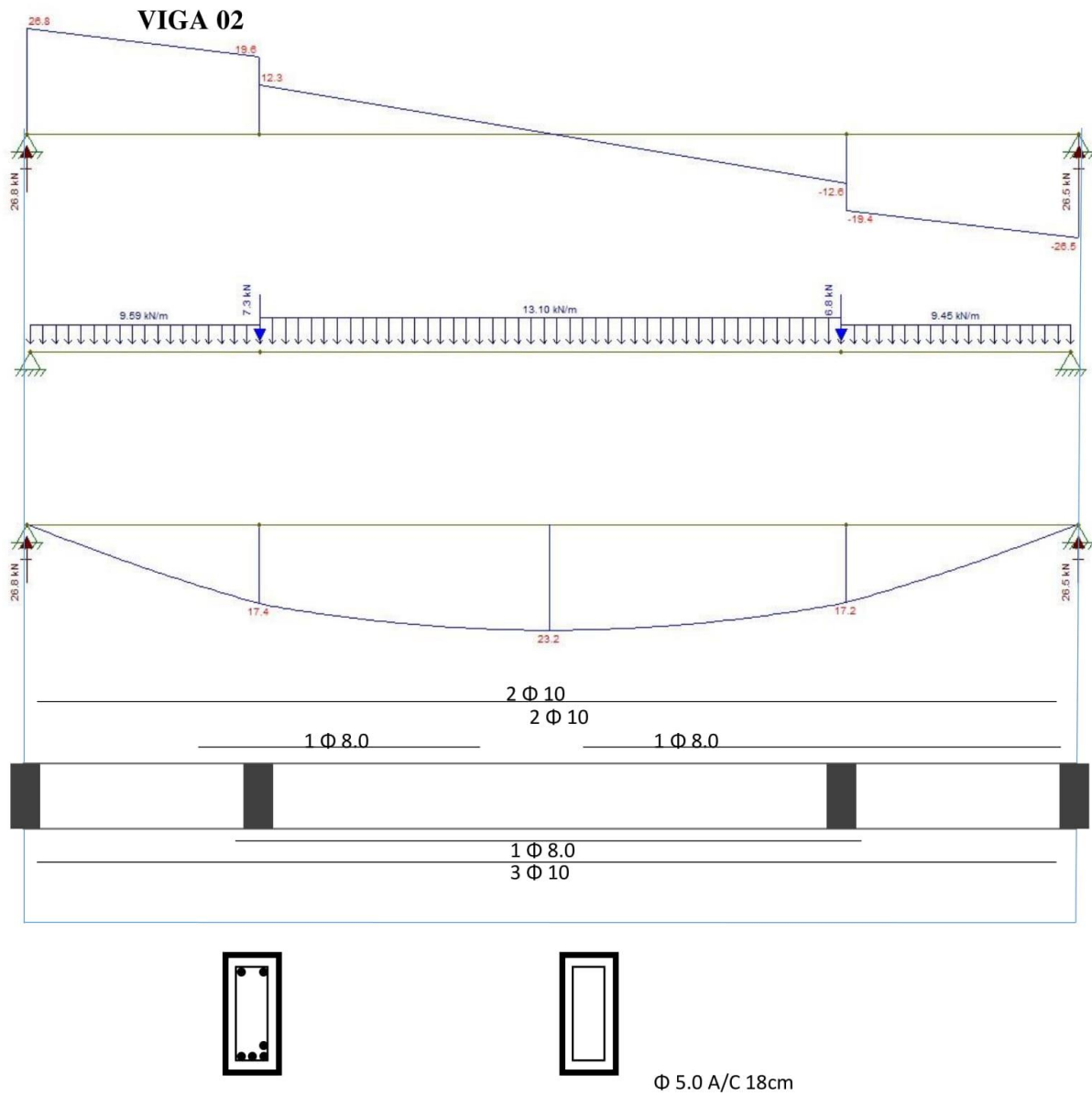
ESTRIBOS

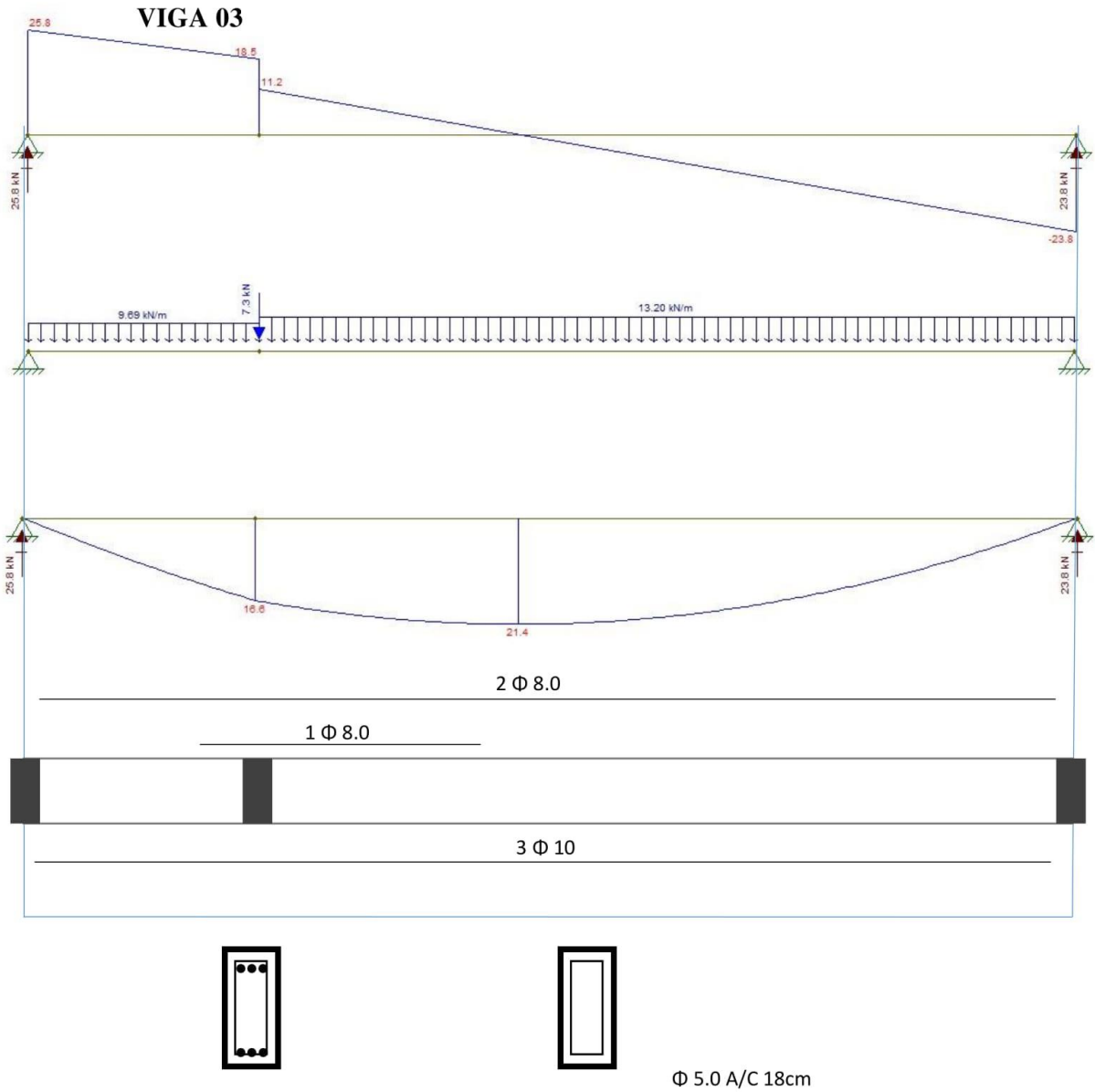
γV ₂	Fcd	Vrd ₂ (kN)	Vc (kN)
0,88	21428,6	478,59	81,78

Vsk	Vsu	Asmin	Asw
21,9	-51,12	2,318	2,3180
Asw	2,3	Espaç. φ	18

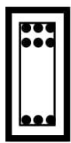
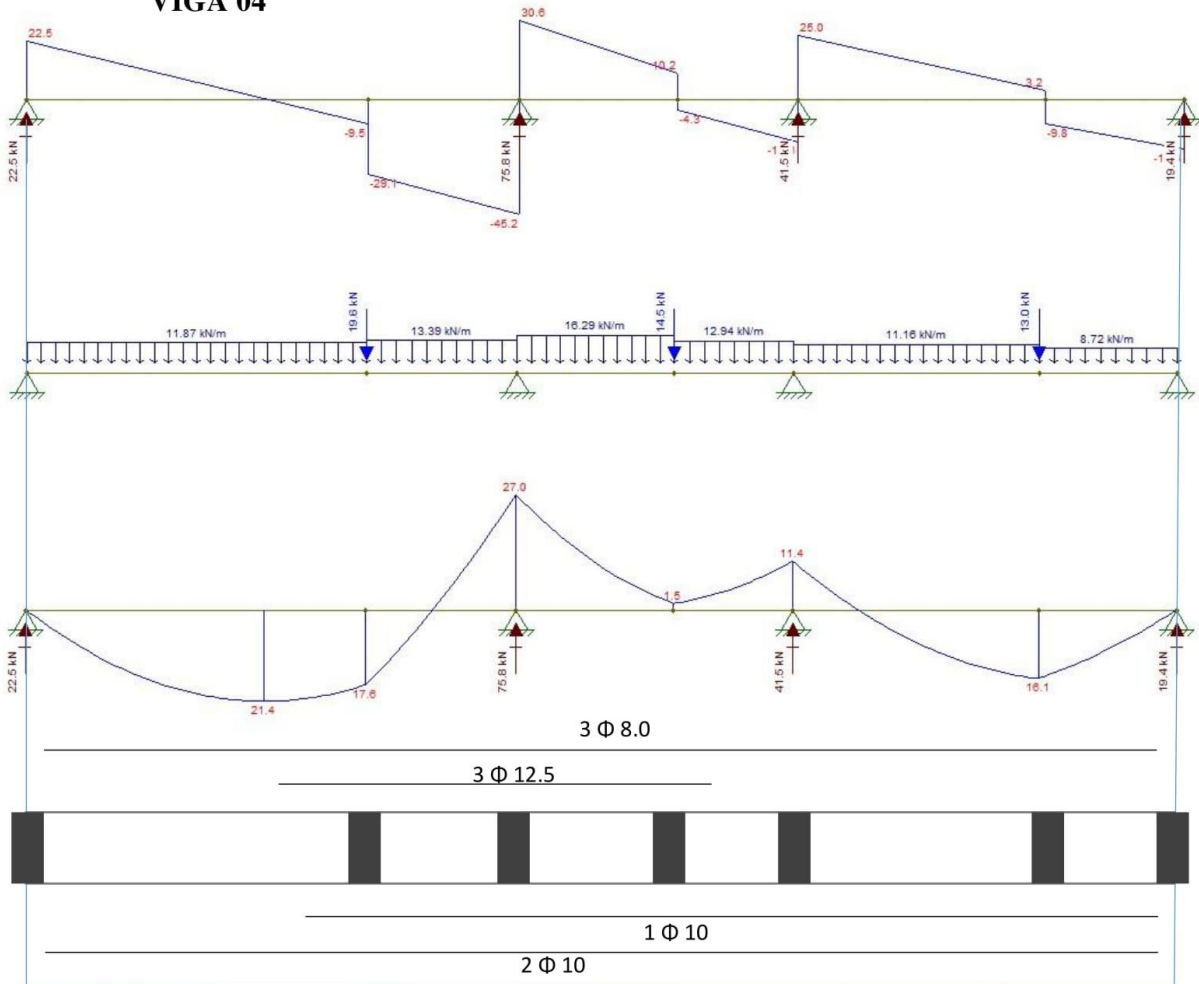
19 APÊNDICE VIII – ARMADURA E ESTRIBOS NAS VIGAS





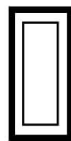
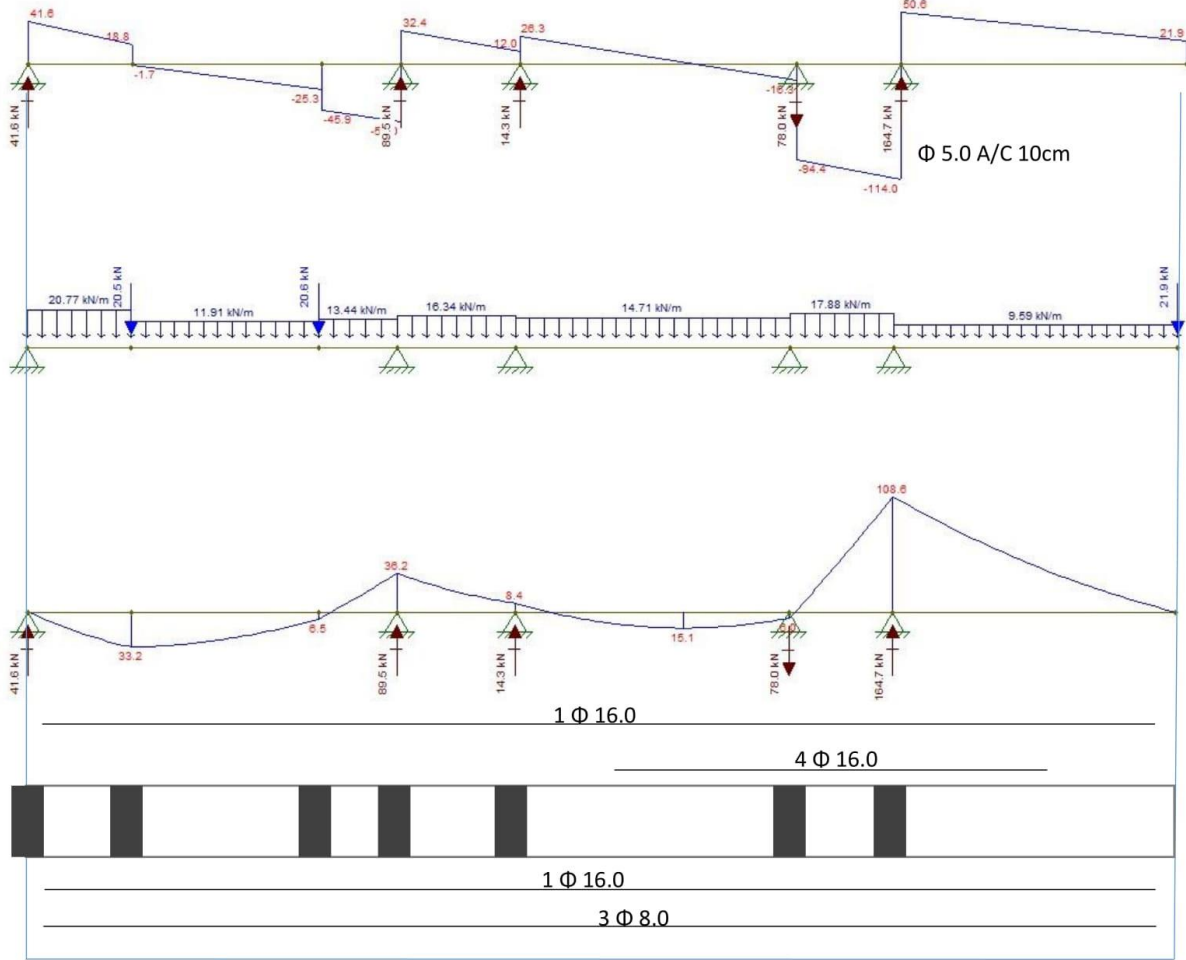


VIGA 04



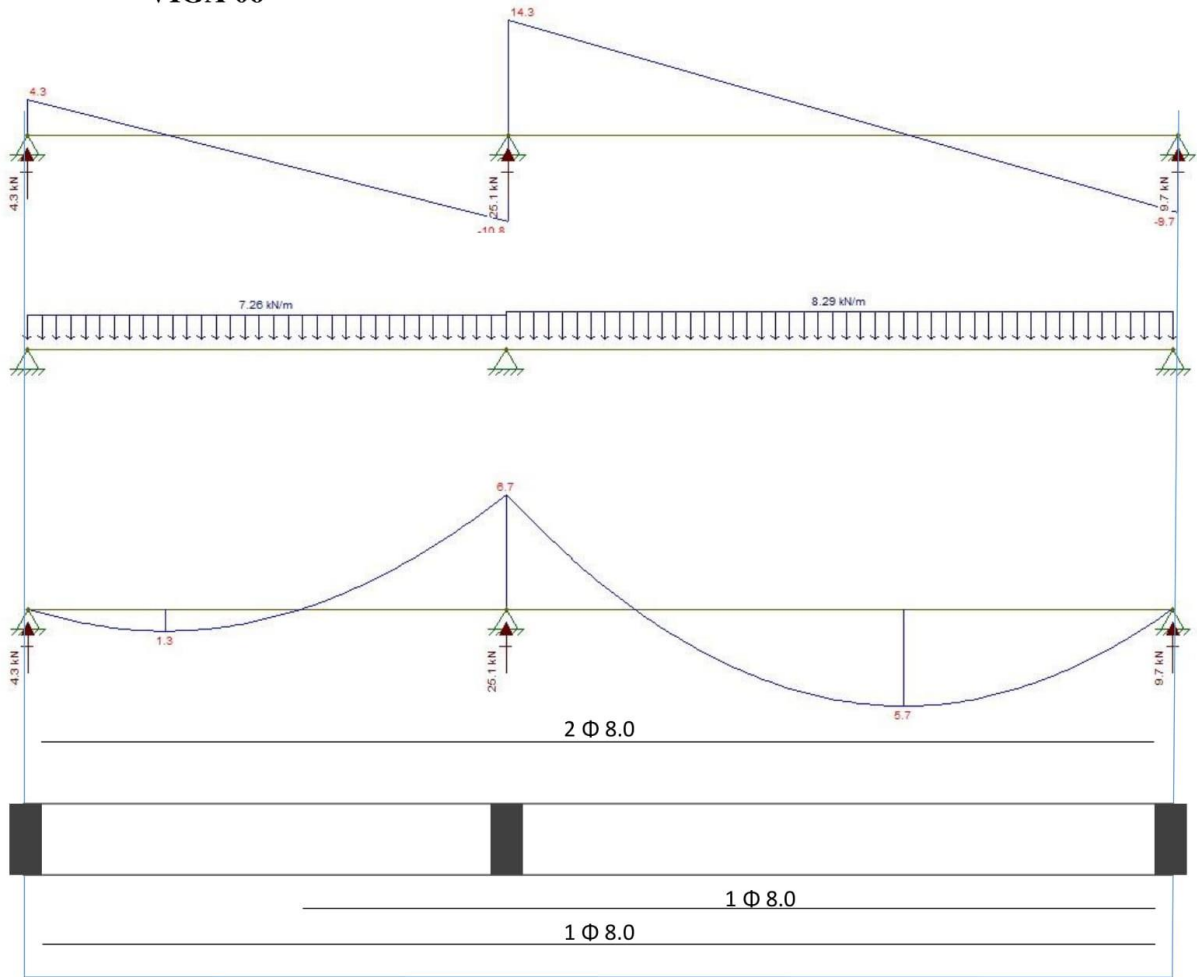
Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 05



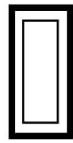
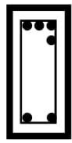
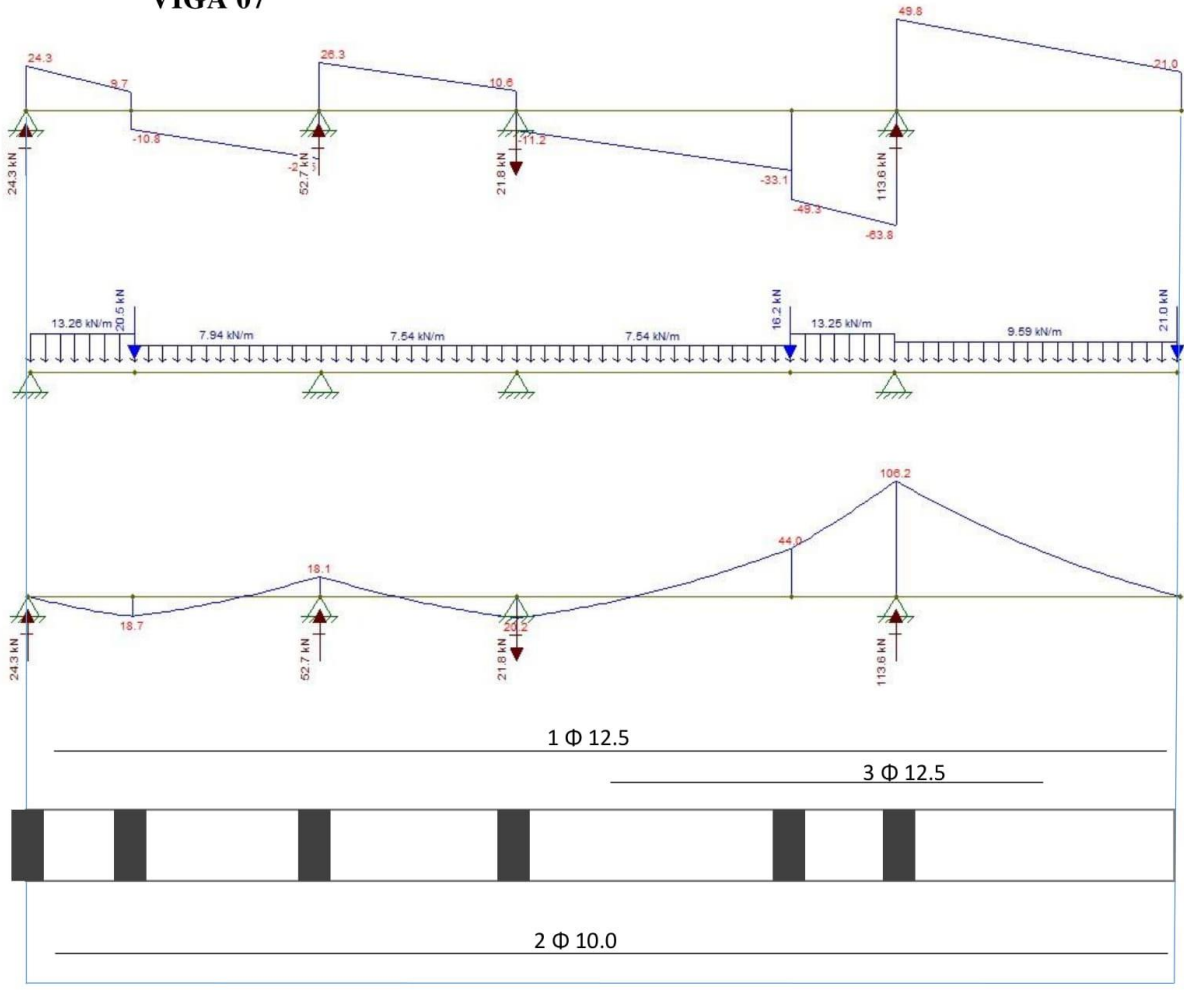
Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 06



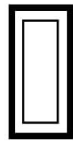
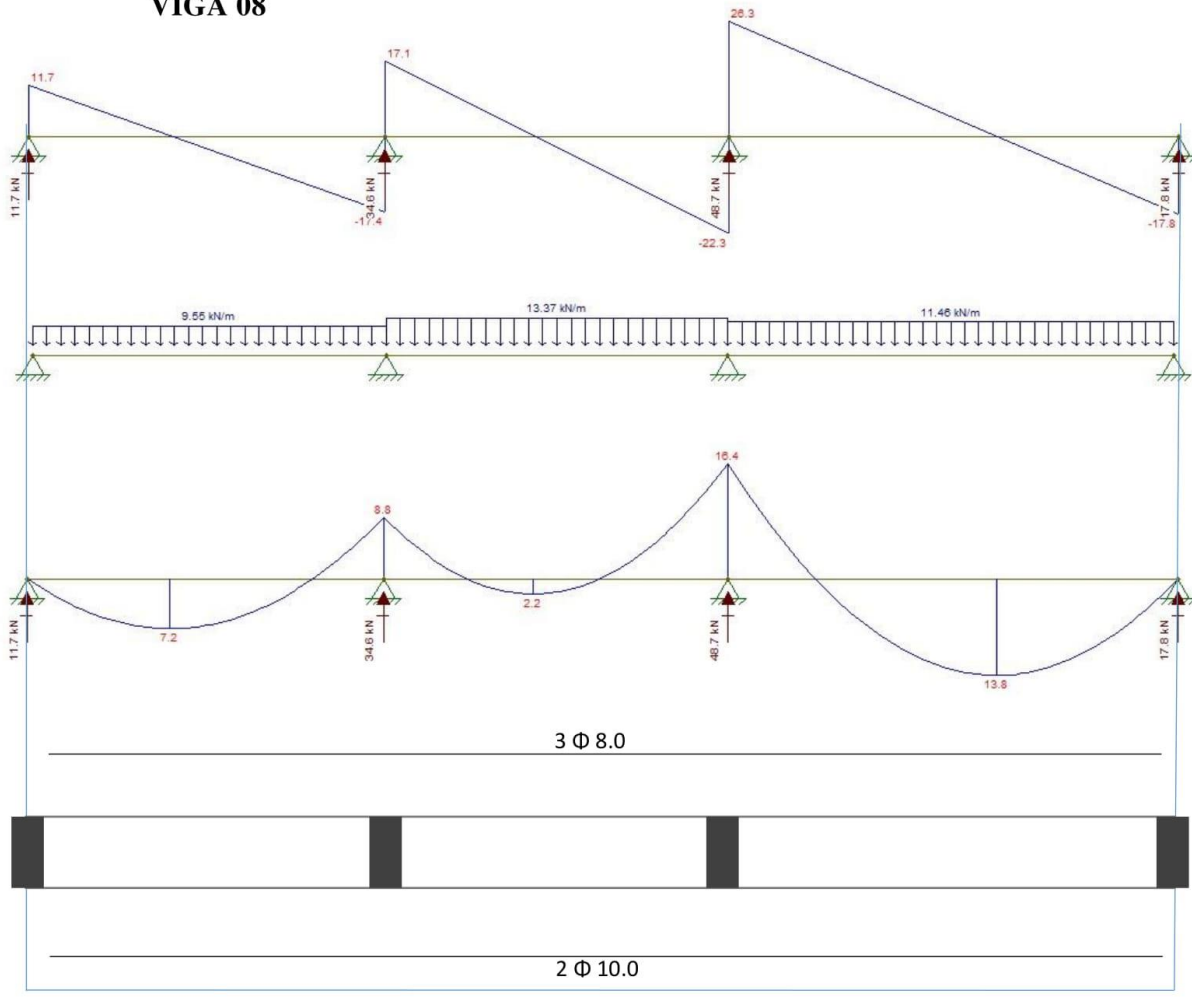
Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 07

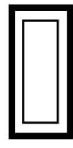
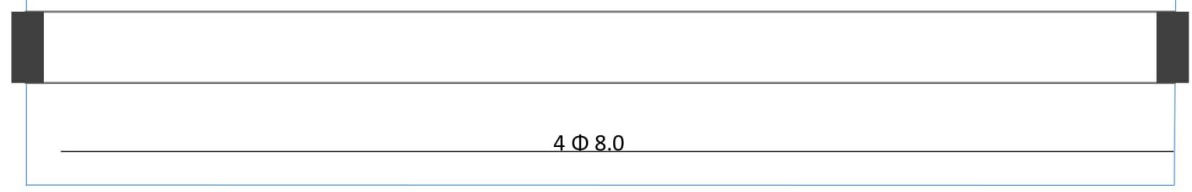
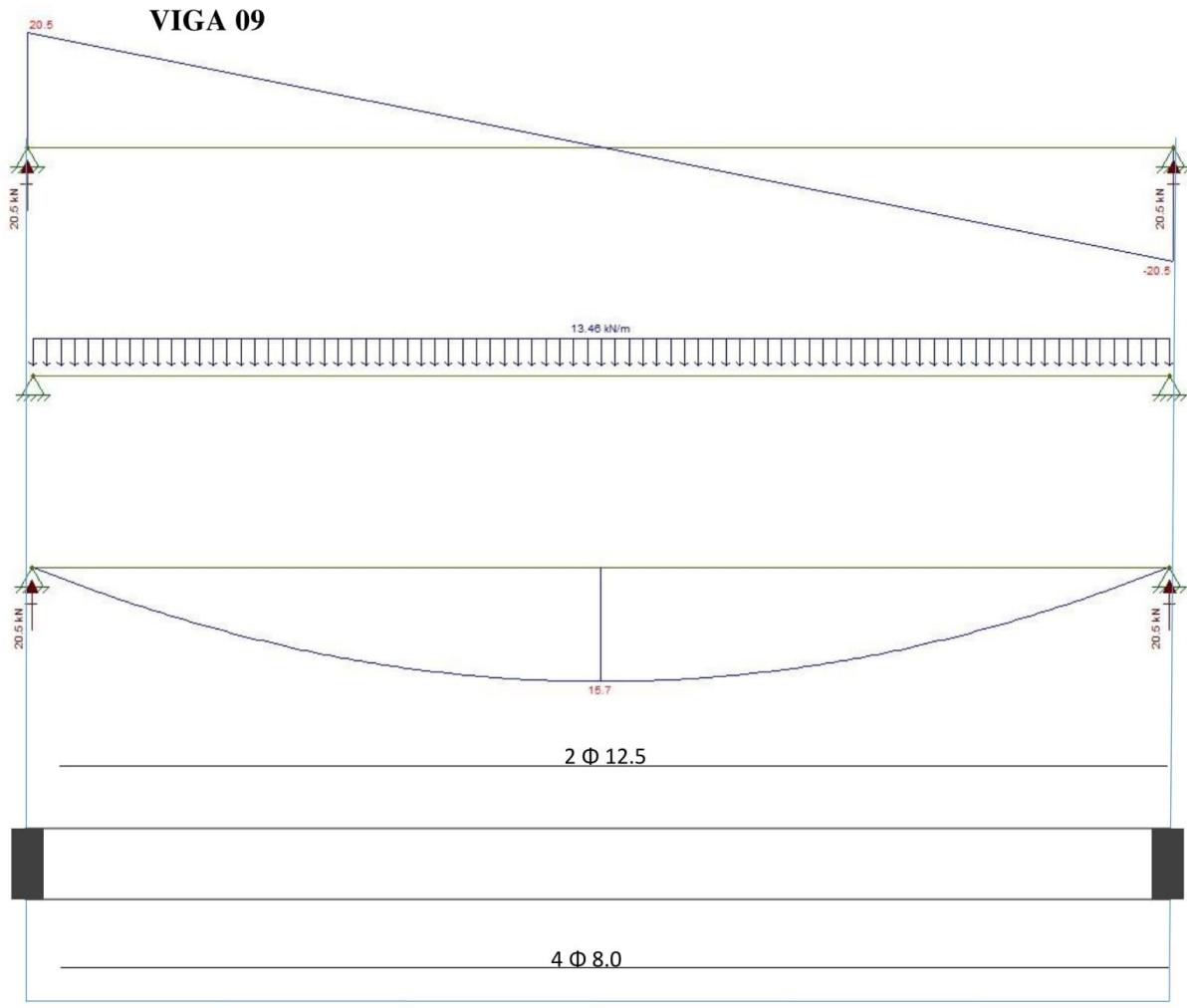


Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 08

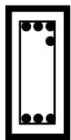
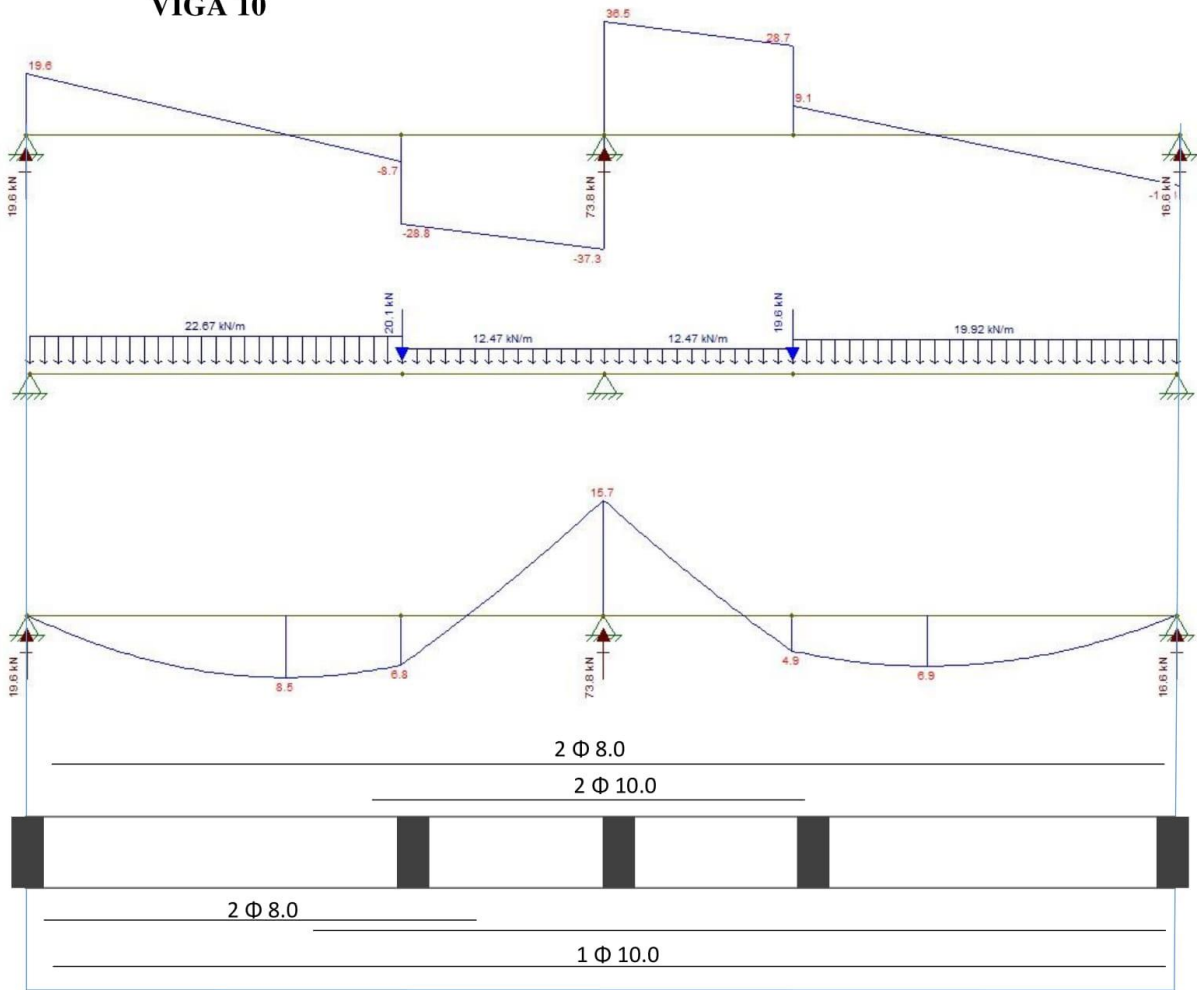


Φ 5.0 A/C 18cm

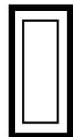
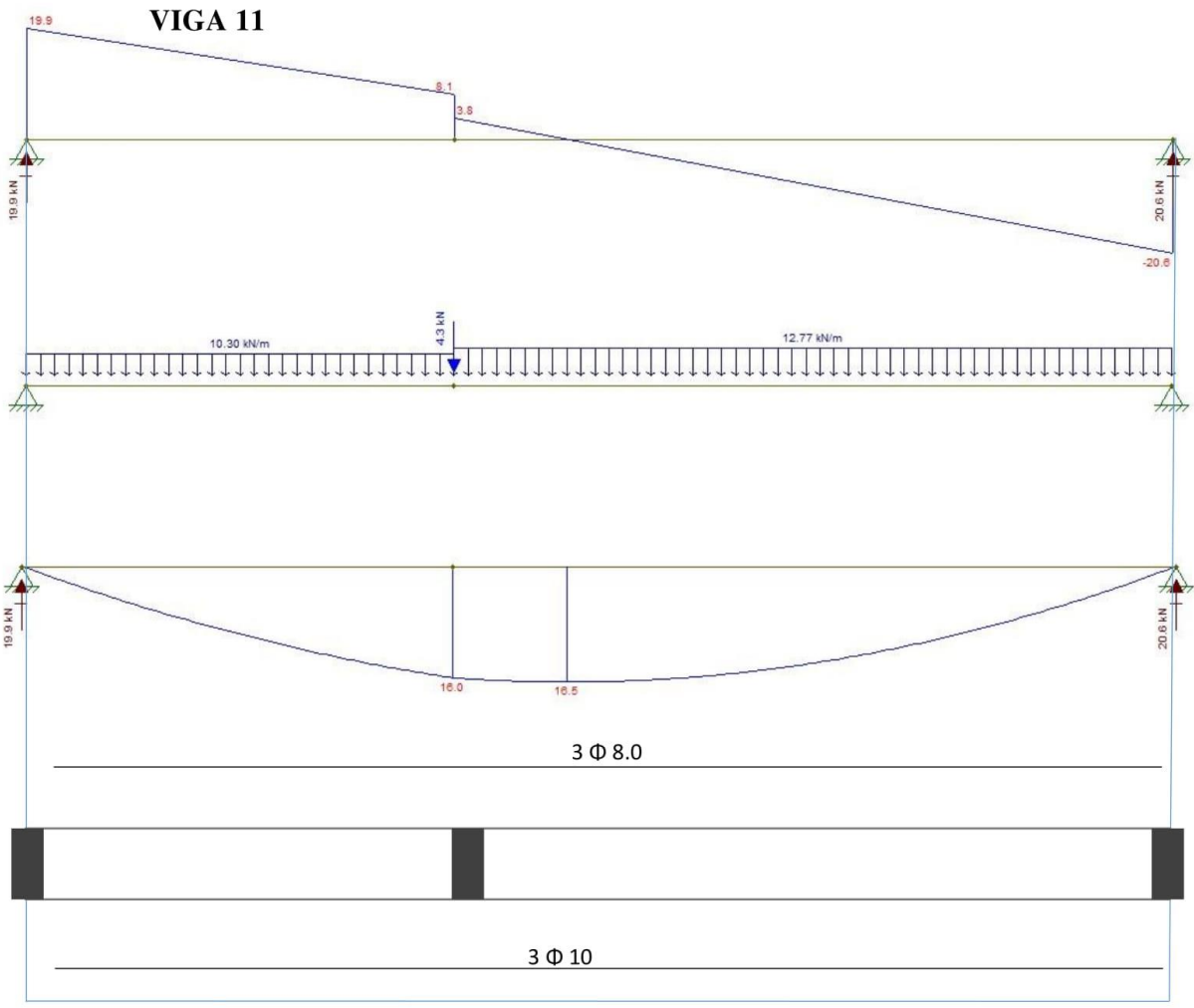


$\Phi 5.0 \text{ A/C } 18\text{cm}$

VIGA 10

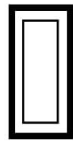
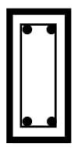
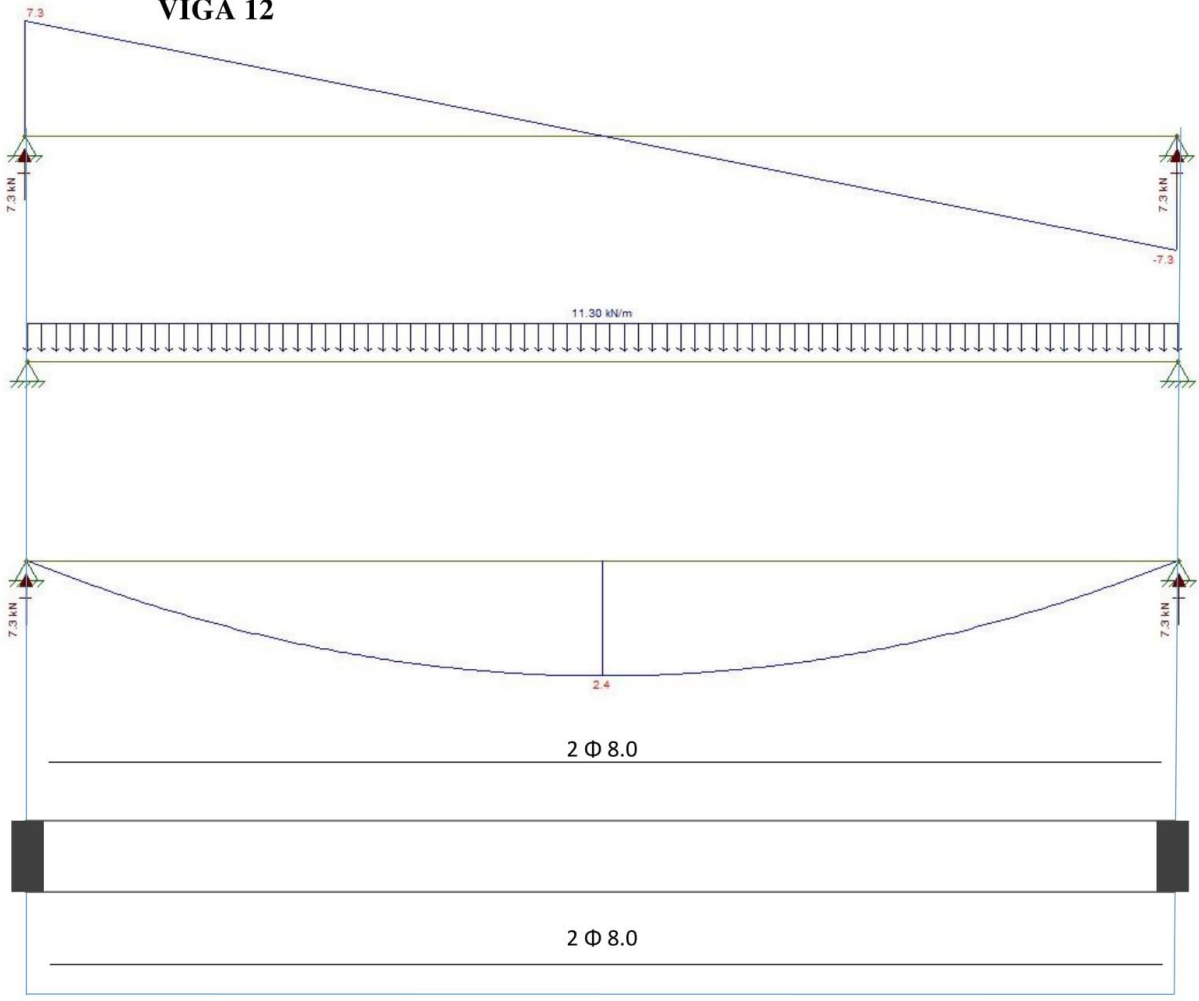


Φ 5.0 A/C 18cm

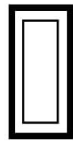
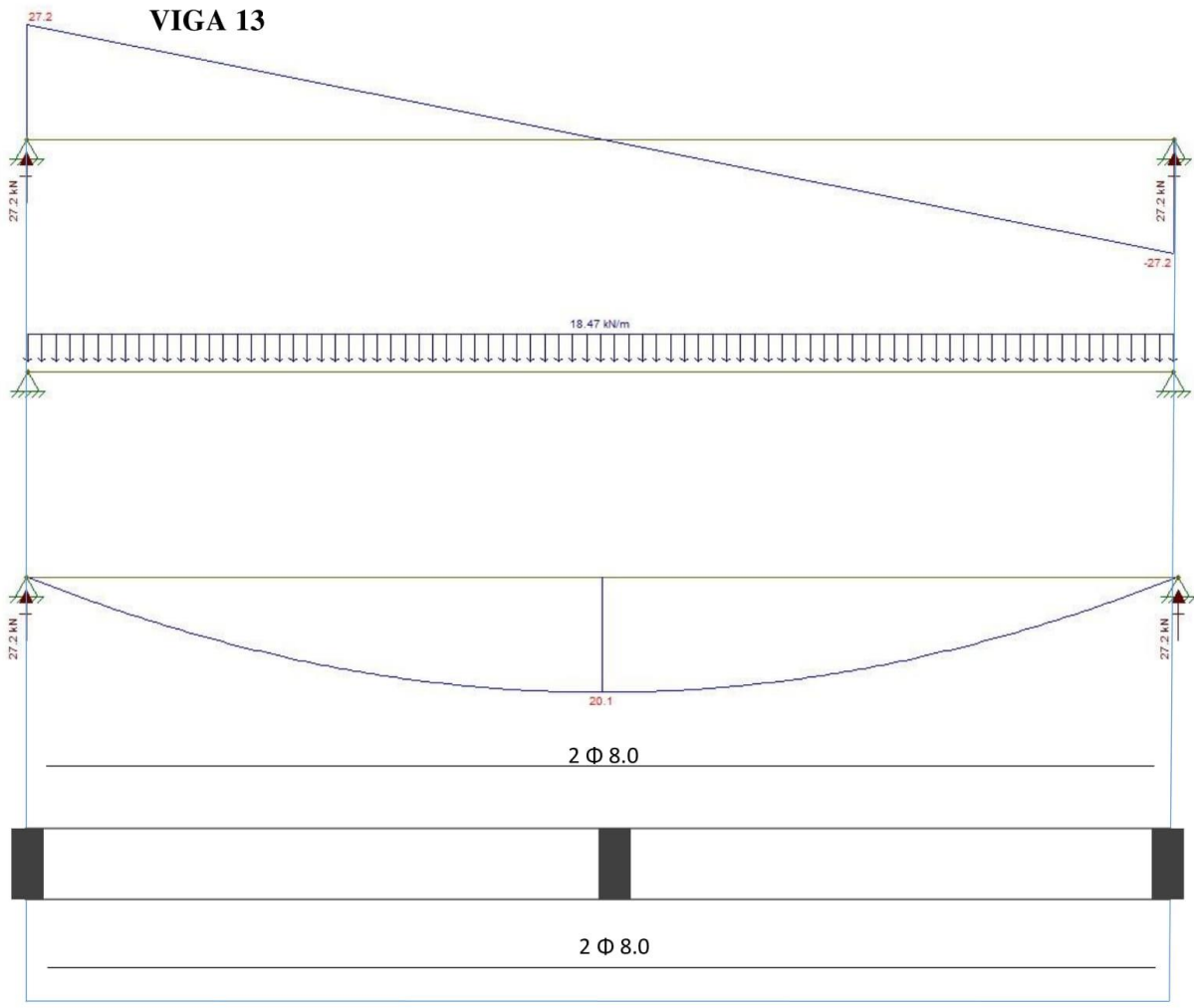


$\Phi 5.0$ A/C 18cm

VIGA 12

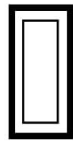
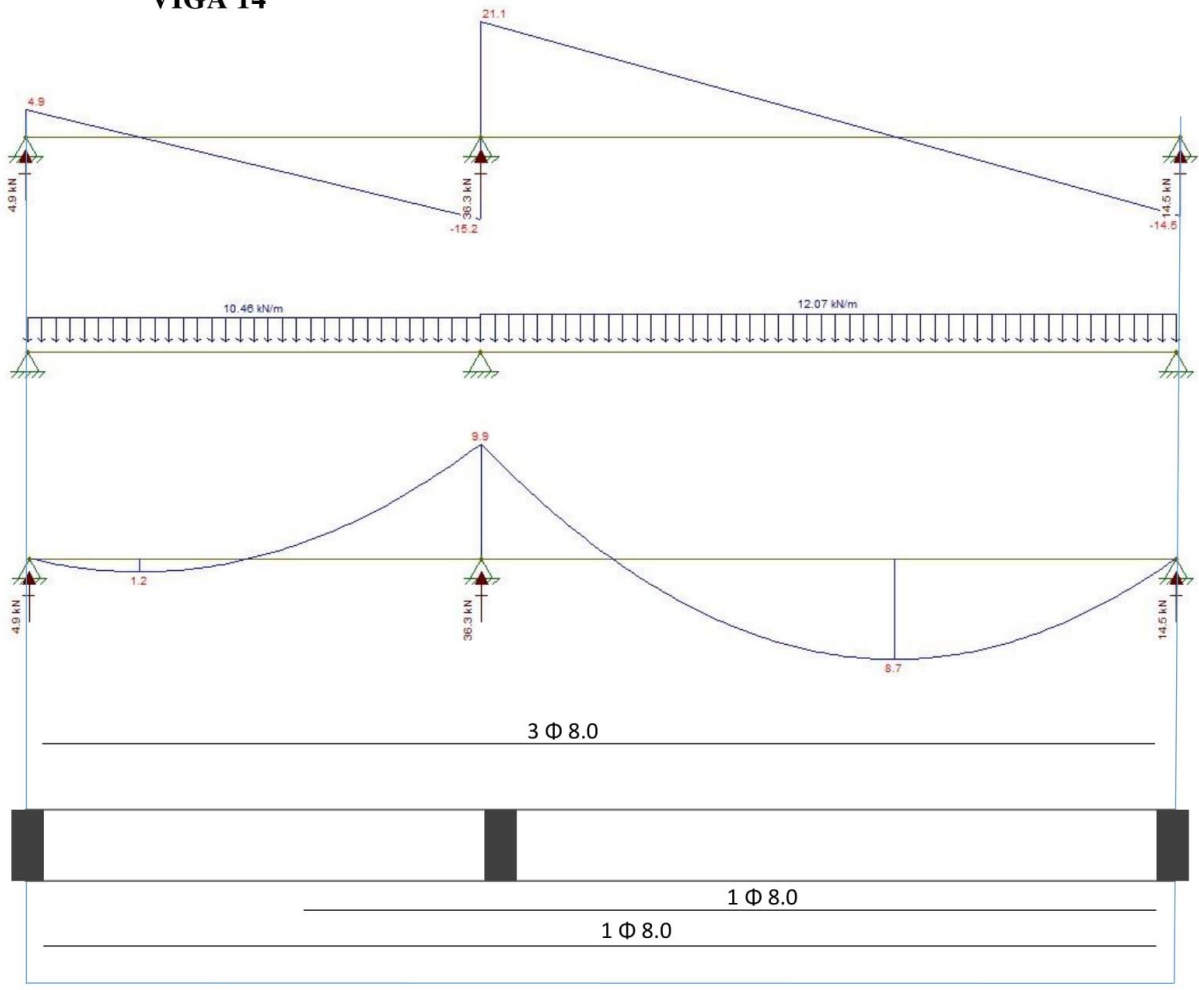


Φ 5.0 A/C 18cm

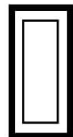
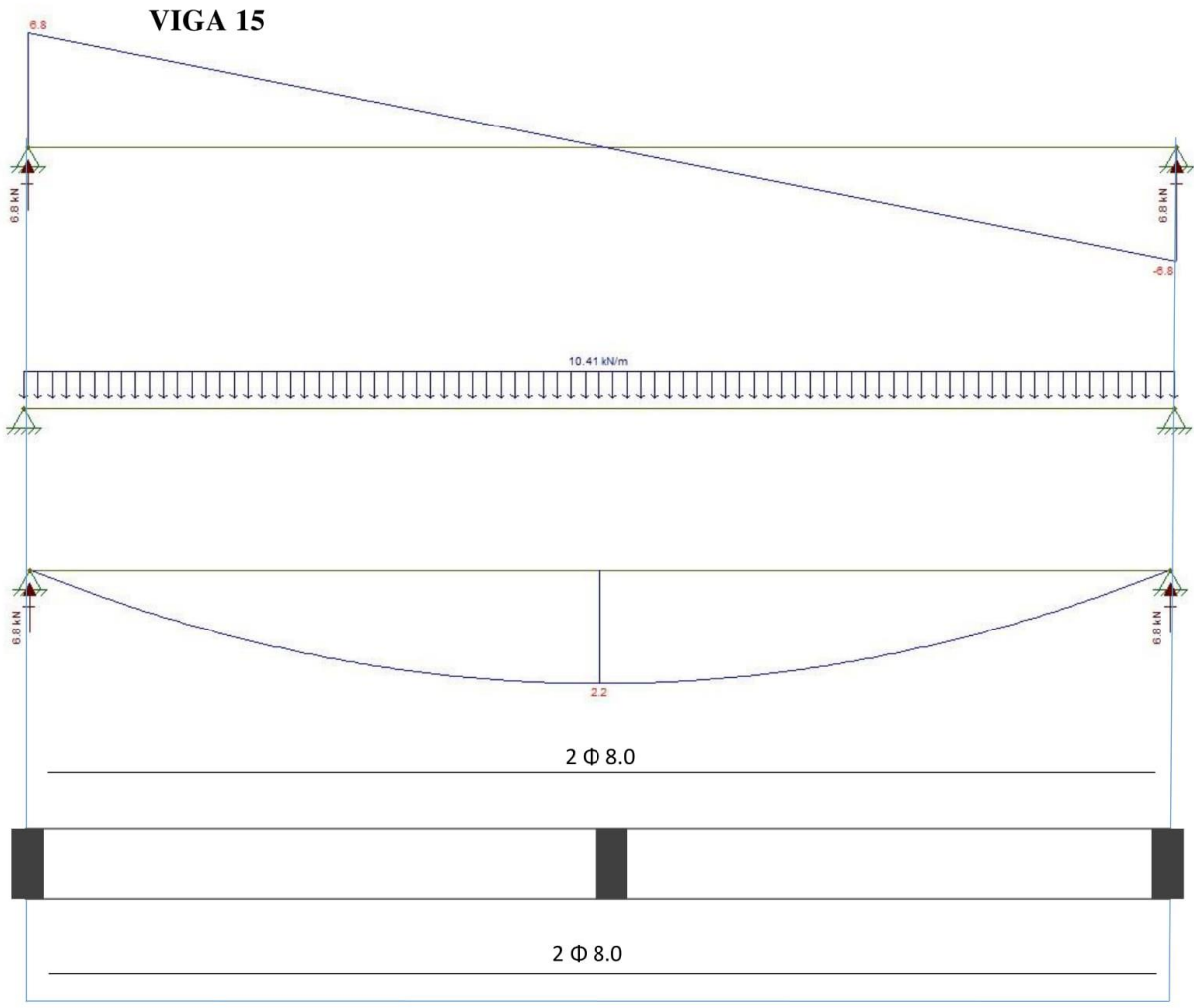


Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 14

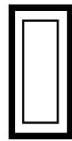
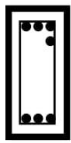
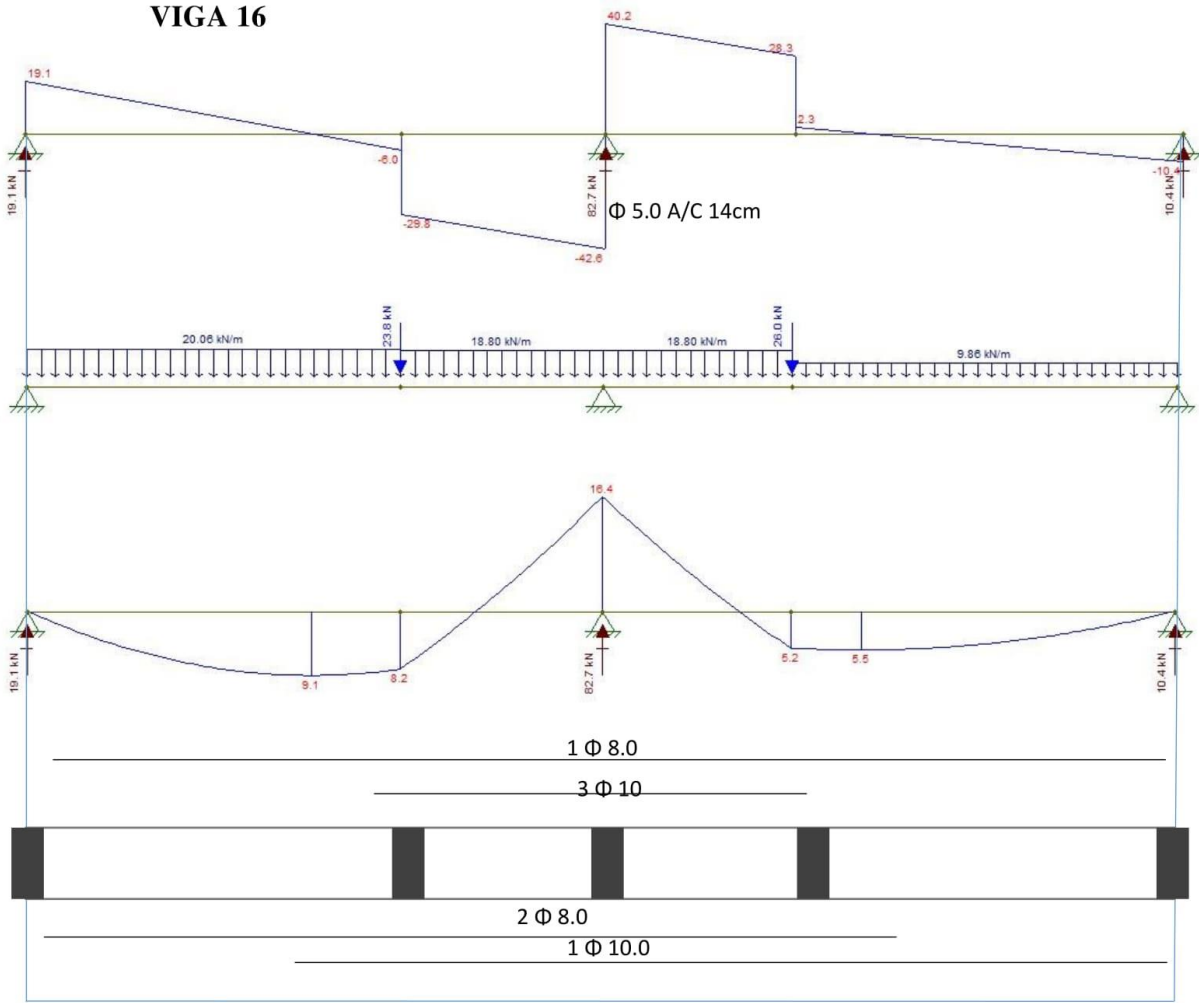


$\Phi 5.0$ A/C 18cm



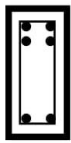
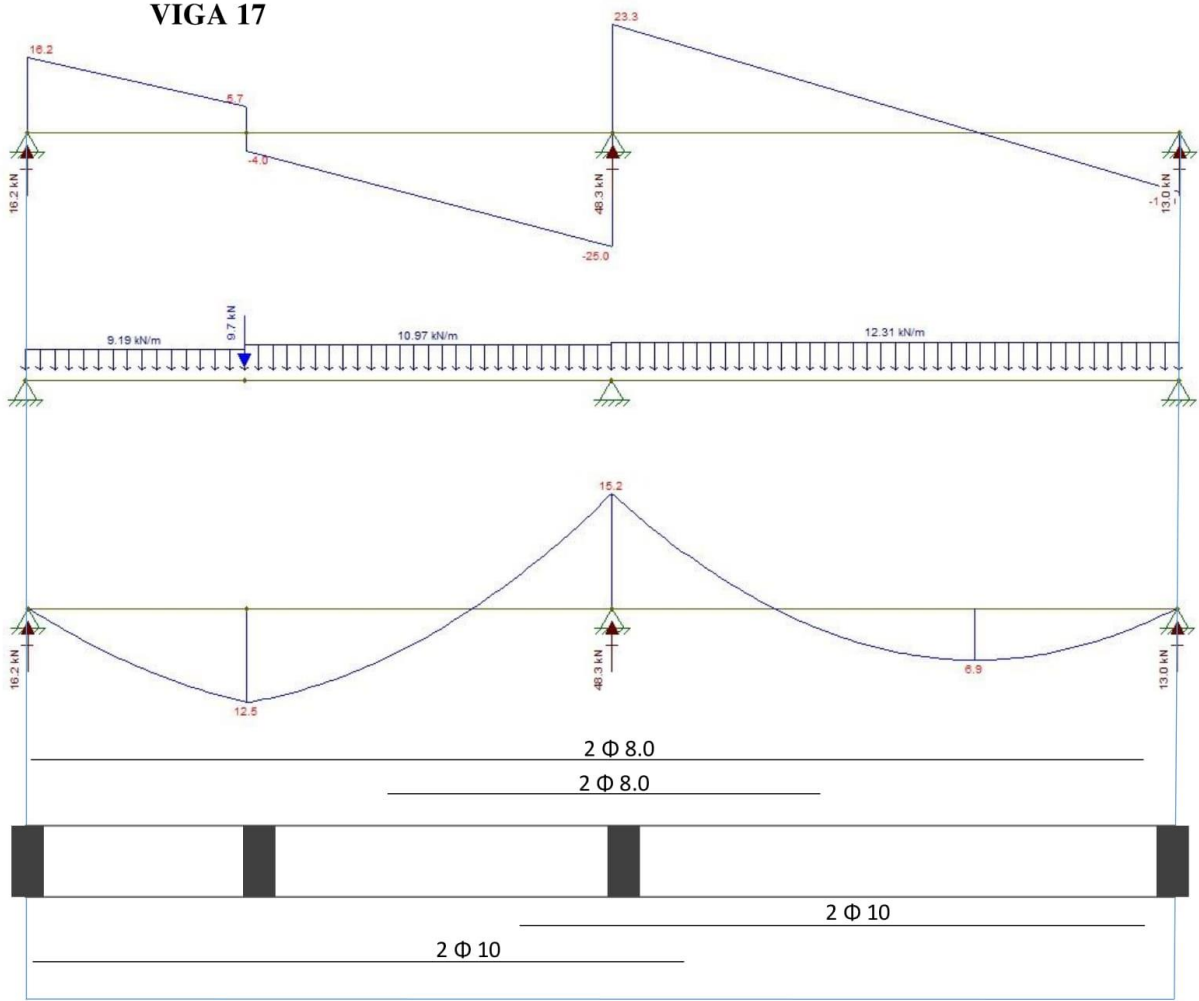
$\Phi 5.0 \text{ A/C } 18\text{cm}$

VIGA 16



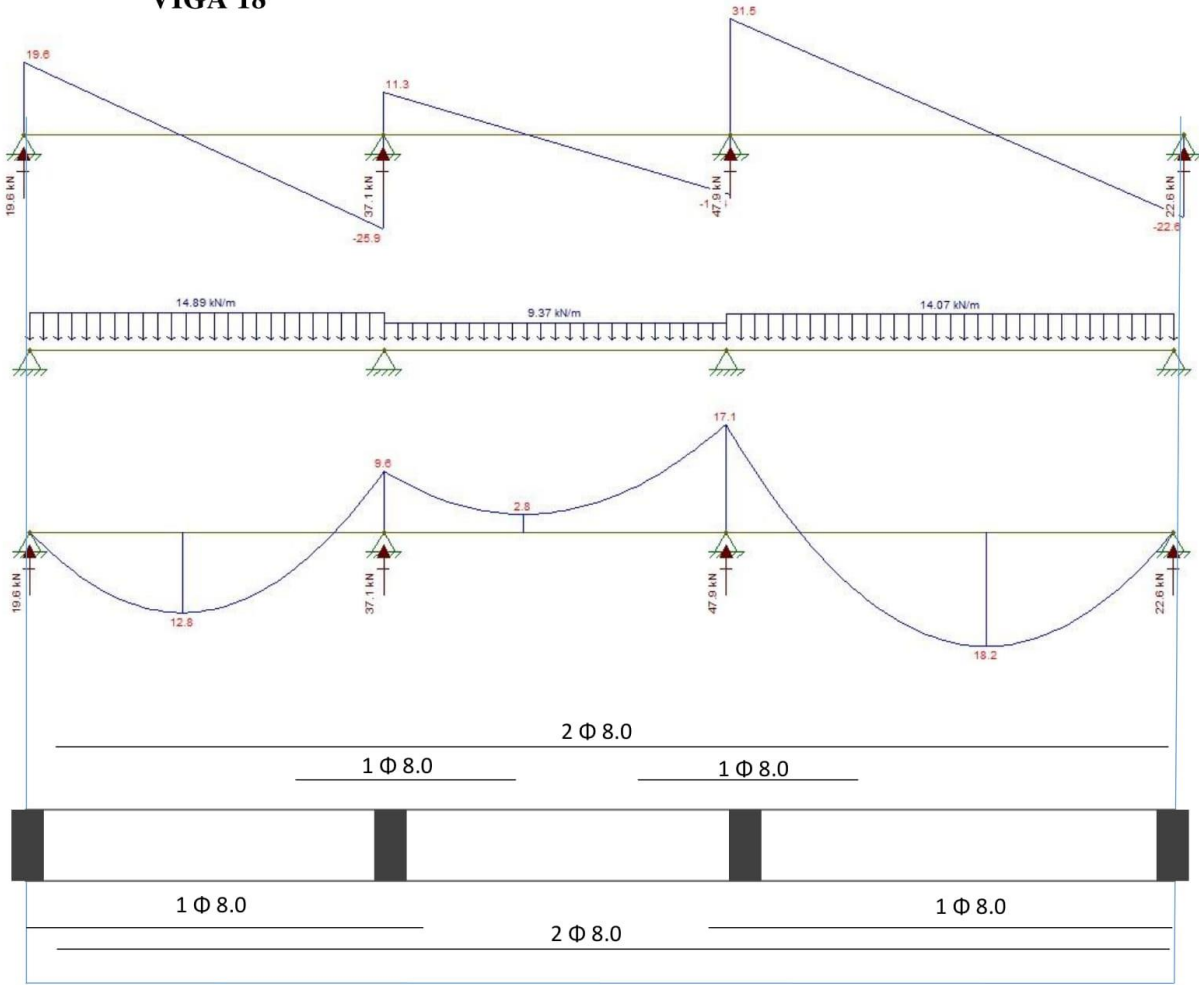
Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 17

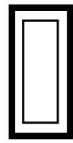
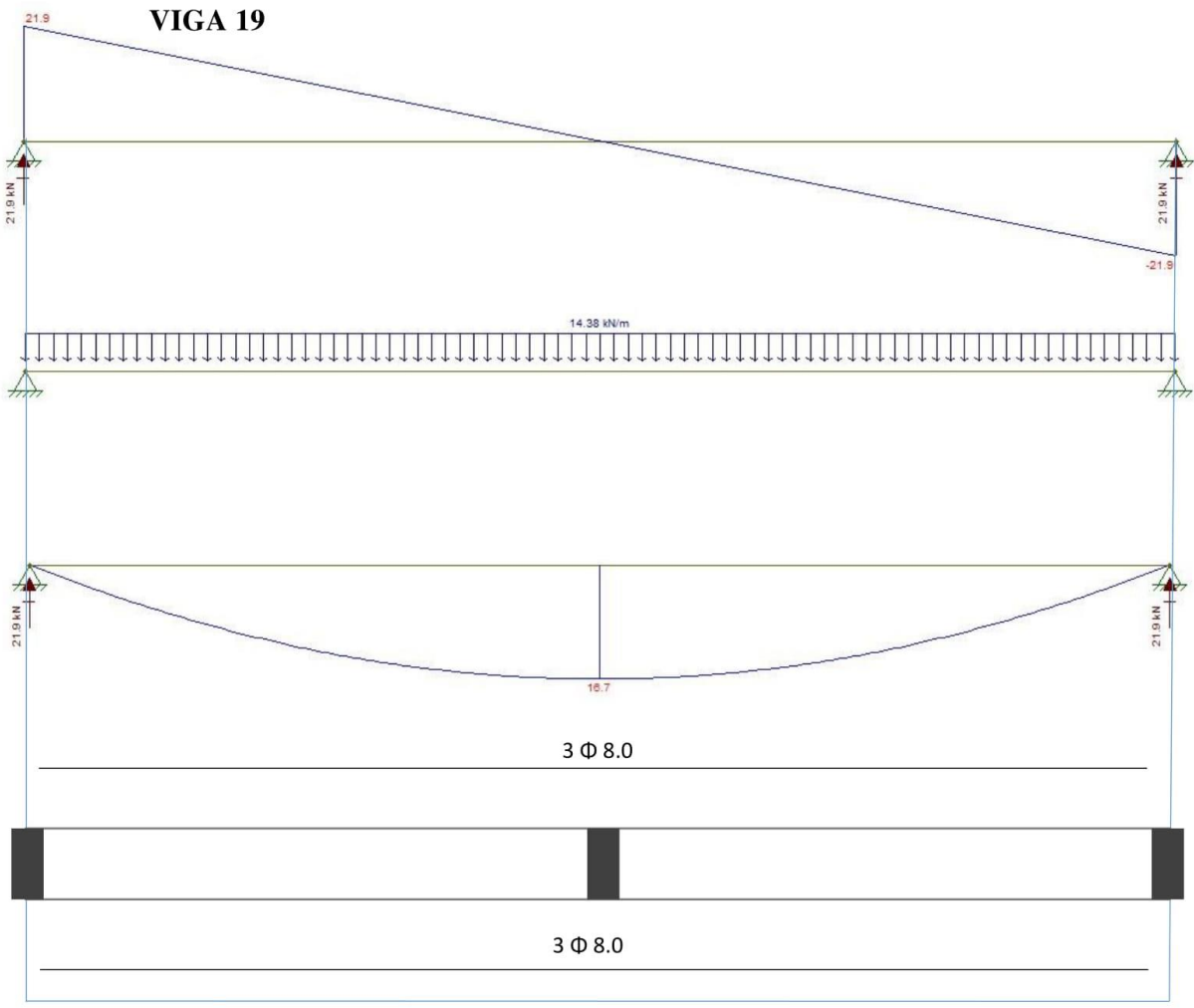


Φ 5.0 A/C 18cm

VIGA 18



Φ 5.0 A/C 18cm



$\Phi 5.0 \text{ A/C } 18\text{cm}$

20 APÊNDICE IX – FLECHAS NAS LAJES

L01	DIMENSÕES	L02	DIMENSÕES																								
	Lx 270 (cm) Ly 385 (cm)		Lx 130 (cm) Ly 265 (cm)																								
<p>ESPESSURA 9 (cm) CARGA 0,048 (Kn/m²)</p>	<p>Fy</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>6075 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,347 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	6075 (cm)	Fy	0,347 (cm)	<p>ESPESSURA 8 (cm) CARGA 0,045 (Kn/m²)</p>	<p>Fy</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,104 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fy	0,104 (cm)
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	6075 (cm)																										
Fy	0,347 (cm)																										
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fy	0,104 (cm)																										
<p>Lx 270 $2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $Eci = 560\sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$</p>	<p>$I = \frac{b \times h^3}{12}$</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>6075 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,084 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	6075 (cm)	Fx	0,084 (cm)	<p>Lx 130 $2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $Eci = 560\sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$</p>	<p>$I = \frac{b \times h^3}{12}$</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,006 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fx	0,006 (cm)
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	6075 (cm)																										
Fx	0,084 (cm)																										
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fx	0,006 (cm)																										

L03	DIMENSÕES	L04	DIMENSÕES																								
	Lx 130 (cm) Ly 265 (cm)		Lx 125 (cm) Ly 340 (cm)																								
<p>ESPESSURA 8 (cm) CARGA 0,054 (Kn/m²)</p>	<p>Fy</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,125 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fy	0,125 (cm)	<p>ESPESSURA 8 (cm) CARGA 0,060 (Kn/m²)</p>	<p>Fy</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,188 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fy	0,188 (cm)
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fy	0,125 (cm)																										
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fy	0,188 (cm)																										
<p>Lx 130 $2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $Eci = 560\sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$</p>	<p>$I = \frac{b \times h^3}{12}$</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,004 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fx	0,004 (cm)	<p>Lx 125 $2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $Eci = 560\sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$ $Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$</p>	<p>$I = \frac{b \times h^3}{12}$</p> <table border="1"> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,003 (cm)</td></tr> </table>	FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fx	0,003 (cm)
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fx	0,004 (cm)																										
FCK	30																										
v	5,48																										
Eci	3067,25 (kn/cm²)																										
Ecs	2607,16 -																										
I	4266,67 (cm)																										
Fx	0,003 (cm)																										

L05

DIMENSÕES	
Lx	305 (cm)
Ly	385 (cm)

ESPESSURA 9 (cm)
CARGA 0,048 (Kn/m²)

Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fy	0,347 (cm)

Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fx	0,137 (cm)

Lx 305

$$2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$Eci = 560 \sqrt{fck}$$

$$Ecs = 0,85 \times Eci$$

$$Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

L06

DIMENSÕES	
Lx	295 (cm)
Ly	390 (cm)

ESPESSURA 9 (cm)
CARGA 0,065 (Kn/m²)

Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fy	0,494 (cm)

Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fx	0,081 (cm)

Lx 295

$$2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$Eci = 560 \sqrt{fck}$$

$$Ecs = 0,85 \times Eci$$

$$Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

L07

DIMENSÕES	
Lx	125 (cm)
Ly	295 (cm)

ESPESSURA 8 (cm)
CARGA 0,045 (Kn/m²)

Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	4266,67 (cm)
Fy	0,080 (cm)

Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	4266,67 (cm)
Fx	0,003 (cm)

Lx 125

$$2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$Eci = 560 \sqrt{fck}$$

$$Ecs = 0,85 \times Eci$$

$$Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

L08

DIMENSÕES	
Lx	290 (cm)
Ly	487 (cm)

ESPESSURA 9 (cm)
CARGA 0,048 (Kn/m²)

Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fy	0,888 (cm)

Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
I	6075,00 (cm)
Fx	0,056 (cm)

Lx 290

$$2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$Eci = 560 \sqrt{fck}$$

$$Ecs = 0,85 \times Eci$$

$$Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{2 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

$$Fy = \frac{P \times ly^4}{384 \times Ecs \times I}$$

L09

ESPESSURA 8 (cm)
CARGA 0,050 (Kn/m²)

Lx 295
Ly 110

$2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$Eci = 560 \sqrt{fck}$

$Ecs = 0,85 \times Eci$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{2 \times P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{384 \times Ecs \times l}$

DIMENSÕES	
Lx	295 (cm)
Ly	110 (cm)
Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fy	0,003 (cm)
Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fx	0,089 (cm)

L10

ESPESSURA 8 (cm)
CARGA 0,050 (Kn/m²)

Lx 110
Ly 305

$2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$Eci = 560 \sqrt{fck}$

$Ecs = 0,85 \times Eci$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{2 \times P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{384 \times Ecs \times l}$

DIMENSÕES	
Lx	110 (cm)
Ly	305 (cm)
Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fy	0,203 (cm)
Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fx	0,003 (cm)

L11

ESPESSURA 8 (cm)
CARGA 0,045 (Kn/m²)

Lx 197
Ly 305

$2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$Eci = 560 \sqrt{fck}$

$Ecs = 0,85 \times Eci$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{2 \times P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{384 \times Ecs \times l}$

DIMENSÕES	
Lx	197 (cm)
Ly	305 (cm)
Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fy	0,182 (cm)
Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fx	0,016 (cm)

L12

ESPESSURA 8 (cm)
CARGA 0,045 (Kn/m²)

Lx 207
Ly 192

$2 \times fy \leq \frac{l}{250}$ $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$Eci = 560 \sqrt{fck}$

$Ecs = 0,85 \times Eci$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{2 \times P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{P \times ly^4}$

$Fy = \frac{384 \times Ecs \times l}{384 \times Ecs \times l}$

DIMENSÕES	
Lx	207 (cm)
Ly	192 (cm)
Fy	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fy	0,029 (cm)
Fx	
FCK	30
v	5,48
Eci	3067,25 (kn/cm²)
Ecs	2607,16 -
l	4266,67 (cm)
Fx	0,019 (cm)

<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p style="text-align: center;">L13</p> </div> <div style="border: 2px solid black; padding: 10px; margin-bottom: 10px; text-align: center;"> <p>ESPESSURA 8 (cm) CARGA 0,050 (Kn/m²)</p> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); font-size: small;">Ly 305</div> <table border="1" style="font-size: x-small; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th colspan="2">DIMENSÕES</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Lx</td><td>110 (cm)</td></tr> <tr><td>Ly</td><td>305 (cm)</td></tr> <tr><th colspan="2">Fy</th></tr> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,203 (cm)</td></tr> <tr><th colspan="2">Fx</th></tr> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,003 (cm)</td></tr> </tbody> </table> </div> <div style="font-size: x-small;"> <p>Lx 110</p> $2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$ $Eci = 560 \sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times l}$ $Fy = \frac{384 \times Ecs \times I}{P \times ly^4}$ $Fy = \frac{384 \times Ecs \times I}{384 \times Ecs \times l}$ </div>	DIMENSÕES		Lx	110 (cm)	Ly	305 (cm)	Fy		FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm ²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fy	0,203 (cm)	Fx		FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm ²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fx	0,003 (cm)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 10px;"> <p style="text-align: center;">L14</p> </div> <div style="border: 2px solid black; padding: 10px; margin-bottom: 10px; text-align: center;"> <p>ESPESSURA 8 (cm) CARGA 0,050 (Kn/m²)</p> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); font-size: small;">Ly 305</div> <table border="1" style="font-size: x-small; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th colspan="2">DIMENSÕES</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Lx</td><td>300 (cm)</td></tr> <tr><td>Ly</td><td>305 (cm)</td></tr> <tr><th colspan="2">Fy</th></tr> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fy</td><td>0,506 (cm)</td></tr> <tr><th colspan="2">Fx</th></tr> <tr><td>FCK</td><td>30</td></tr> <tr><td>v</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>Eci</td><td>3067,25 (kn/cm²)</td></tr> <tr><td>Ecs</td><td>2607,16 -</td></tr> <tr><td>I</td><td>4266,67 (cm)</td></tr> <tr><td>Fx</td><td>0,190 (cm)</td></tr> </tbody> </table> </div> <div style="font-size: x-small;"> <p>Lx 300</p> $2 \times fy \leq \frac{l}{250} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$ $Eci = 560 \sqrt{fck}$ $Ecs = 0,85 \times Eci$ $Fy = \frac{5 \times P \times ly^4}{384 \times Ecs \times l}$ $Fy = \frac{384 \times Ecs \times I}{2 \times P \times ly^4}$ $Fy = \frac{384 \times Ecs \times I}{P \times ly^4}$ $Fy = \frac{384 \times Ecs \times I}{384 \times Ecs \times l}$ </div>	DIMENSÕES		Lx	300 (cm)	Ly	305 (cm)	Fy		FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm ²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fy	0,506 (cm)	Fx		FCK	30	v	5,48	Eci	3067,25 (kn/cm ²)	Ecs	2607,16 -	I	4266,67 (cm)	Fx	0,190 (cm)
DIMENSÕES																																																																					
Lx	110 (cm)																																																																				
Ly	305 (cm)																																																																				
Fy																																																																					
FCK	30																																																																				
v	5,48																																																																				
Eci	3067,25 (kn/cm ²)																																																																				
Ecs	2607,16 -																																																																				
I	4266,67 (cm)																																																																				
Fy	0,203 (cm)																																																																				
Fx																																																																					
FCK	30																																																																				
v	5,48																																																																				
Eci	3067,25 (kn/cm ²)																																																																				
Ecs	2607,16 -																																																																				
I	4266,67 (cm)																																																																				
Fx	0,003 (cm)																																																																				
DIMENSÕES																																																																					
Lx	300 (cm)																																																																				
Ly	305 (cm)																																																																				
Fy																																																																					
FCK	30																																																																				
v	5,48																																																																				
Eci	3067,25 (kn/cm ²)																																																																				
Ecs	2607,16 -																																																																				
I	4266,67 (cm)																																																																				
Fy	0,506 (cm)																																																																				
Fx																																																																					
FCK	30																																																																				
v	5,48																																																																				
Eci	3067,25 (kn/cm ²)																																																																				
Ecs	2607,16 -																																																																				
I	4266,67 (cm)																																																																				
Fx	0,190 (cm)																																																																				

22 APÊNDICE XI – CÁLCULO DOS PILARES

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		1	
NK	79,2 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitades do Pilar		μx		0,01		
hx	20 cm	Nd		133,06 KN		μy		0,004
γf	1,4	Índice de esbeltezz				Ábaco de flexão normal		
Fck	30 Mpa	λx		52,9	>35	d'x/hx		0,2
	3 kN/cm ²	λy		21,2	<35	d'y/hy		0,1
fcd	2,143	Momento mínimo				v		0,1
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x		279,42 KN.cm		Tabela		
d'x	3 cm	M1d.min.y		399,17 KN.cm		w		0,20
αcb	1	Excentricidade				Asy		9,9 cm ²
Ac	1000 cm ²	e1x.min.x		2,26 cm		6 φ 16,0		
γn	1,2	e1y.min.y		0,70 cm		Asmin		4,00 cm ²
e	0 cm	P/ momento de 2ª ordem				Raio de giração		
Mkx	0	v		0,062		r		0,00025
VIGA SOLICITADA Y		Raio de giração				Excentricidade de 2ª Ordem		
p	8,88 kN/m	r'		0,000445		Momento Total		
hx	20 cm	Excentricidade de 2ª Ordem				λx		42,4
hy	50 cm	e2x		2,341 cm		λy		5,2
l	252 cm	Momento Total				Esbeltez Limite		
MOMENTO DE ENGASTE		Md.tot.x		590,9 KN.cm				
M.eng		4,70 KNm						
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA								
l.vig		208333 cm ⁴						
r.vig		3307 cm ³						
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp		33333 cm ⁴						
r.p		653,59 cm ³						
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas		67 KN.cm						
Mp.top		78 KN.cm						
VIGA SOLICITADA X								
p	9,55 kN/m							
hx	20 cm							
hy	50 cm							
l	373 cm							
MOMENTO DE ENGASTE								
M.eng		11,07 KNm						
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA								
l.vig		208333 cm ⁴						
r.vig		2234 cm ³						
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp		33333 cm ⁴						
r.p		653,59 cm ³						
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas		204 KN.cm						
Mp.top		251 KN.cm						

PILAR de Extremidade

NK	146,4 KN
le	306 cm
hy	40 cm
hx	15 cm
γf	1,4
Fck	30 Mpa
	3 kN/cm ²
fcd	2,143
fyk	50 kN/cm ²
d'x	3 cm
αcb	1
Ac	600 cm ²
γn	1,2
e	0 cm
Mkx	0

VIGA SOLICITADA

p	19,92 kN/m
hx	12 cm
hy	30 cm
l	196 cm

MOMENTO DE ENGASTE

M.eng 6,38 KNm

COEF DE RIGIDEZ DA VIGA

I.vig 27000 cm⁴r.vig 551 cm³

COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR

Ip 11250 cm⁴r.p 220,59 cm³

MOMENTOS INICIAIS PILAR

Mp.bas 142 KN.cm

Mp.top 182 KN.cm

MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA

MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR	2		
b	≥19	18	17	16	15	14
γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25

Esforços Solicitantes do Pilar	
Nd	245,95 KN

Índice de esbeltez	
λx	70,6 >35
λy	26,5 <35

Momento mínimo	
M1d.min.x	479,61 KN.cm
M1d.min.y	664,07 KN.cm

Md	306,3 KN.cm
----	-------------

Excentricidade	
e1x.min.x	1,95 cm
e1y.min.y	2,7 cm
e1x	1,2 cm

P/ momento de 2ª ordem	
v	0,191

Raio de giração	
r'	0,000482

Excentricidade de 2ª Ordem	
e2x	3,121 cm
e1c	0,498 cm

Momento Total	
Md.tot.x	1247,3 KN.cm

μx	0,06
μy	0,01

Âbaco de flexão normal	
d'x/hx	0,2
d'y/hy	0,08

v	0,2
---	-----

Tabela	
wy	0,00
wx	0,00

Asy	0,0 cm ²
Asx	0,0 cm ²

6 φ 8,0

Asmin	2,40 cm ²
-------	----------------------

Raio de giração	
r	0,000333

Esbeltez Limite	
λx	48,8 2ªOrd.
λy	25,3

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		3	
NK	104,8 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,05		
hx	15 cm	Nd	176,06 KN		μy	0,01		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'y/hy	0,08		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	343,32 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	475,37 KN.cm		wy	0,00		
αb	1	Md			wx	0,08		
Ac	600 cm ²	151,6 KN.cm			Asy			
γn	1,2	Excentricidade			0,0 cm ²			
e	0 cm	e1x.min.x	1,95 cm		Asx			
Mkx	0	e1y.min.y	2,7 cm		2,4 cm ²			
VIGA SOLICITADA		e1x	0,9 cm		6 φ 8,0			
p	9,86 kN/m	P/ momento de 2ª ordem			Asmin			
hx	12 cm	v	0,137		2,40 cm ²			
hy	30 cm	Raio de giração			Raio de giração			
l	196 cm	r'	0,000523		r			
MOMENTO DE ENGASTE		Excentricidade de 2ª Ordem			0,000333			
M.eng	3,16 KNm	e2x	3,121 cm		Esbeltez Limite			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		e1c	0,344 cm		λx	48,8	2ªOrd.	
l.vig	27000 cm ⁴	Momento Total			λy	25,3		
r.vig	551 cm ³	Md.tot.x	892,9 KN.cm					
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	11250 cm ⁴							
r.p	220,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	70 KN.cm							
Mp.top	90 KN.cm							

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		4	
NK	70 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,01		
hx	20 cm	Nd	117,60 KN		μy	0,003		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	52,9	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	21,2	<35	d'y/hy	0,1		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	246,96 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	352,80 KN.cm		w	0,20		
αb	1	Excentricidade			Asy			
Ac	1000 cm ²	e1x.min.x	4,02 cm		9,9 cm ²			
γn	1,2	e1y.min.y	1,33 cm		6 φ 16,0			
e	0 cm	P/ momento de 2ª ordem			Asmin			
Mkx	0	v	0,055		4,00 cm ²			
VIGA SOLICITADA Y		Raio de giração			Raio de giração			
p	10,83 kN/m	r'	0,000451		r			
hx	20 cm	Excentricidade de 2ª Ordem			0,00025			
hy	50 cm	e2x	2,341 cm		Esbeltez Limite			
l	282 cm	Momento Total			λx			
MOMENTO DE ENGASTE		Md.tot.x	522,2 KN.cm		λy			
M.eng	7,18 KNm				75,5			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA					9,9			
l.vig	208333 cm ⁴							
r.vig	2955 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	110 KN.cm							
Mp.top	130 KN.cm							
VIGA SOLICITADA X								
p	14,07 kN/m							
hx	20 cm							
hy	50 cm							
l	382 cm							
MOMENTO DE ENGASTE								
M.eng	17,11 KNm							
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA								
l.vig	208333 cm ⁴							
r.vig	2182 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	321 KN.cm							
Mp.top	394 KN.cm							

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		5
NK	221,4 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	15 cm	Esforços Solicitates do Pilar		μ _x		0,02		
hx	40 cm	Nd		371,95 KN		μ _y		0,098
γ _f	1,4	Índice de esbelteza				Ábaco de flexão normal		
F _{ck}	30 Mpa	λ _x		26,469 <35		d' _x /h _x		0,1
	3 kN/cm ²	λ _y		70,584 >35		d' _y /h _y		0,20
f _{cd}	2,143	Momento mínimo				v		0,13
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x		1004,27 KN.cm		Tabela		
d' _x	3 cm	M1d.min.y		725,31 KN.cm		w _y		0,15
α _b	1	M1dx		0,0 KN.cm		w _x		0
A _c	600 cm ²	Excentricidade				A _{sy}		4,44 cm ²
γ _n	1,2	e1x.min.x		2,7		A _{sx}		0,00 cm ²
e	0 cm	e1y.min.y		1,95		6 φ 10		
M _{kx}	0	e1x		0		A _{smin}		2,40 cm ²
		P/ momento de 2ª ordem				Raio de giração		
		v		0,289		r		0,000333
		Raio de giração				Raio de giração		
		r		0,000422		r		0,000333
		Excentricidade de 2ª Ordem				Esbeltez Limite		
		e2y		3,121 cm		λ _x		25,3
		Momento Total				λ _y		48,8 2ªOrd.
		Md.tot.y		1886,2 KN.com				

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		6
NK	165,4 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	15 cm	Esforços Solicitates do Pilar		μ _x		0,01		
hx	40 cm	Nd	277,87	KN	μ _y	0,073		
γ _f	1,4	Índice de esbelteza		Ábaco de flexão normal				
F _{ck}	30 Mpa	λ _x	26,469	<35	d' _x /h _x	0,1		
	3 kN/cm ²	λ _y	70,584	>35	d' _y /h _y	0,20		
f _{cd}	2,143	Momento mínimo		2 ^o Ord.	v	0,13		
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x	750,25	KN.cm	Tabela			
d' _x	3 cm	M1d.min.y	541,85	KN.cm	w _y	0,14		
α _b	1	M1dx		0,0 KN.cm	w _x	0		
A _c	600 cm ²	Excentricidade			A_{sy}	4,14 cm ²		
γ _n	1,2	e1x.min.x	2,7		A_{sx}	0,00 cm ²		
e	0 cm	e1y.min.y	1,95		6 φ 10			
M _{kx}	0	e1x	0		A_{smin}	2,40 cm ²		
		P/ momento de 2ª ordem			Raio de giração			
		v	0,216		r	0,000333		
		Raio de giração			Raio de giração			
		r	0,000465		r	0,000333		
		Excentricidade de 2ª Ordem			Esbeltez Limite			
		e2y	3,121	cm	λ _x	25,3		
		Momento Total			λ _y	48,8 2 ^o Ord.		
		Md.tot.y	1409,1	KN.com				

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		7		
NK	213,6 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar						μx	0,09
hx	15 cm	Nd	358,85 KN					μy	0,02
γf	1,4	Índice de esbeltez						Ábaco de flexão normal	
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	2ªOrd.		d'x/hx	0,2	
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35			d'y/hy	0,08	
fcd	2,143	Momento mínimo						v	0,3
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	699,75 KN.cm					Tabela	
d'x	3 cm	M1d.min.y	968,89 KN.cm					wy	0,00
αb	1	Md						wx	0,04
Ac	600 cm ²	1120,7 KN.cm						Asy	
γn	1,2	Excentricidade						0,0 cm ²	
e	0 cm	e1x.min.x	1,95 cm					Asx	
Mkx	0	e1y.min.y	2,7 cm					1,2 cm ²	
VIGA SOLICITADA		e1x	3,1 cm					6 φ 8,0	
p	11,87 kN/m	P/ momento de 2ª ordem						Asmin	
hx	12 cm	v	0,279					2,40 cm ²	
hy	30 cm	Raio de giração						Raio de giração	
l	390 cm	r'	0,000428					r	
MOMENTO DE ENGASTE		Excentricidade de 2ª Ordem						0,000333	
M.eng	15,05 KNm	e2x	3,121 cm					Esbeltez Limite	
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		e1c	1,249 cm					λx	
l.vig	27000 cm ⁴	Momento Total						48,8 2ªOrd.	
r.vig	277 cm ³	Md.tot.x	1819,8 KN.cm					λy	
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								25,3	
lp	11250 cm ⁴								
r.p	220,59 cm ³								
MOMENTOS INICIAIS PILAR									
Mp.bas	462 KN.cm								
Mp.top	667 KN.cm								

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		8	
NK	206 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,10		
hx	15 cm	Nd	346,08 KN		μy	0,02		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'y/hy	0,08		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,3		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	674,86 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	934,42 KN.cm		wy	0,00		
αb	1	Md			wx	0,10		
Ac	600 cm ²	861,2 KN.cm			Asy			
γn	1,2	Excentricidade			0,0 cm ²			
e	0 cm	e1x.min.x	1,95 cm		Asx			
Mkx	0	e1y.min.y	2,7 cm		3,0 cm ²			
VIGA SOLICITADA		e1x	2,5 cm		6 φ 8,0			
p	18,47 kN/m	P/ momento de 2ª ordem			Asmin			
hx	12 cm	v	0,269		2,40 cm ²			
hy	30 cm	Raio de giração			Raio de giração			
l	297 cm	r'	0,000433		r			
MOMENTO DE ENGASTE		Excentricidade de 2ª Ordem			0,000333			
M.eng	13,58 KNm	e2x	3,121 cm		Esbeltez Limite			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		e1c	0,995 cm		λx	48,8	2ªOrd.	
l.vig	27000 cm ⁴	Momento Total			λy	25,3		
r.vig	364 cm ³	Md.tot.x	1941,4 KN.cm					
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	11250 cm ⁴							
r.p	220,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	372 KN.cm							
Mp.top	513 KN.cm							

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		9	
NK	83 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,04		
hx	15 cm	Nd	139,44	KN	μy	0,01		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'y/hy	0,08		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	271,91	KN.cm	Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	376,49	KN.cm	wy	0,00		
αb	1	Md			308,7	KN.cm	wx	0,01
Ac	600 cm ²	Excentricidade			Asy			
γn	1,2	e1x.min.x	1,95	cm	0,0 cm ²			
e	0 cm	e1y.min.y	2,7	cm	Asx			
Mkx	0	e1x	2,2	cm	0,3 cm ²			
VIGA SOLICITADA		P/ momento de 2ª ordem			6 φ 8,0			
p	20,08 kN/m	v	0,108		Asmin			
hx	12 cm	Raio de giração			2,40 cm ²			
hy	30 cm	r'	0,000548		Raio de giração			
l	196 cm	Excentricidade de 2ª Ordem			r			
MOMENTO DE ENGASTE		e2x	3,121	cm	0,000333			
M.eng	6,43 KNm	e1c	0,886	cm	Esbeltez Limite			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Momento Total			λx	48,8	2ªOrd.	
l.vig	27000 cm ⁴	Md.tot.x	707,1	KN.cm	λy	25,3		
r.vig	551 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	11250 cm ⁴							
r.p	220,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	143 KN.cm							
Mp.top	184 KN.cm							

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR	10		
NK	134,6 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,06		
hx	15 cm	Nd	226,13	KN	μy	0,01		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'y/hy	0,08		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,2		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	440,95	KN.cm	Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	610,55	KN.cm	wy	0,00		
αb	1	Md			wx	0,00		
Ac	600 cm ²	170,3 KN.cm			Asy			0,0 cm ²
γn	1,2	Excentricidade			Asx			0,0 cm ²
e	12,51 cm	e1x.min.x	1,95	cm	6 φ 8,0			
Mkx	1683,8	e1y.min.y	2,7	cm	Asmin			2,40 cm ²
VIGA SOLICITADA		e1x	0,8	cm	Raio de giração			
p	20,08 kN/m	P/ momento de 2ª ordem			r			0,000333
hx	20 cm	v	0,176		Esbeltez Limite			
hy	50 cm	Raio de giração			λx	48,8	2ªOrd.	
l	291 cm	r'	0,000493		λy	25,3		
MOMENTO DE ENGASTE		Excentricidade de 2ª Ordem						
M.eng	14,17 KNm	e2x	3,121	cm				
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		e1c	0,301	cm				
l.vig	208333 cm ⁴	Momento Total						
r.vig	2864 cm ³	Md.tot.x	1146,7	KN.cm				
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	11250 cm ⁴							
r.p	220,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	95 KN.cm							
Mp.top	101 KN.cm							

PILAR de Extremidade

NK	152,4 KN
le	306 cm
hy	40 cm
hx	15 cm
yf	1,4
Fck	30 Mpa
	3 kN/cm ²
fcd	2,143
fyk	50 kN/cm ²
d'x	3 cm
αb	1
Ac	600 cm ²
γn	1,2
e	2,32 cm
Mkx	353,57

VIGA SOLICITADA

p	20,77 kN/m
hx	20 cm
hy	50 cm
l	390 cm

MOMENTO DE ENGASTE

M.eng 26,33 KNm

COEF DE RIGIDEZ DA VIGA

I.vig 208333 cm⁴r.vig 2137 cm³

COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR

Ip 11250 cm⁴r.p 220,59 cm³

MOMENTOS INICIAIS PILAR

Mp.bas 225 KN.cm

Mp.top 246 KN.cm

MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA

b	≥19	18	17	16	15	14
γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25

Esforços Solicitantes do Pilar	
Nd	256,03 KN

Índice de esbeltez	
λx	70,6 >35
λy	26,5 <35

Momento mínimo	
M1d.min.x	499,26 KN.cm
M1d.min.y	691,29 KN.cm

Md	413,9 KN.cm
----	-------------

Excentricidade	
e1x.min.x	1,95 cm
e1y.min.y	2,7 cm
e1x	1,6 cm

P/ momento de 2ª ordem	
v	0,199

Raio de giração	
r'	0,000477

Excentricidade de 2ª Ordem	
e2x	3,121 cm
e1c	0,647 cm

Momento Total	
Md.tot.x	1298,4 KN.cm

PILAR 11

16	15	14
1,15	1,2	1,25

μx	0,07
μy	0,01

Ábaco de flexão normal	
d'x/hx	0,2
d'y/hy	0,08

v	0,2
---	-----

Tabela	
wy	0,00
wx	0,10

Asy	0,0 cm ²
Asx	3,0 cm ²

6 φ 8,0

Asmin	2,40 cm ²
-------	----------------------

Raio de giração	
r	0,000333

Esbeltez Limite	
λx	48,8 2ªOrd.
λy	25,3

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		12	
NK	233,4 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,04		
hx	20 cm	Nd	392,11 KN		μy	0,01		
yf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	52,9	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	21,2	<35	d'y/hy	0,06		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,2		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	823,44 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	1176,34 KN.cm		wy	0,02		
αb	1	Md	1465,5 KN.cm		wx	0,01		
Ac	1000 cm ²	Excentricidade			Asy 1,0 cm ²			
γn	1,2	e1x.min.x	2,1 cm		Asx 0,5 cm ²			
e	12,51 cm	e1y.min.y	3 cm		6 φ 8,0			
Mkx	2919,8	e1x	3,7 cm		Asmin 4,00 cm ²			
VIGA SOLICITADA		P/ momento de 2ª ordem			Raio de giração			
p	18,47 kN/m	v	0,183		Raio de giração			
hx	12 cm	Raio de giração			r			
hy	30 cm	r'	0,000366		0,00025			
l	297 cm	Excentricidade de 2ª Ordem			Esbeltez Limite			
MOMENTO DE ENGASTE		e2x	2,341 cm		λx			
M.eng	13,58 KNm	e1c	1,495 cm		λy			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Momento Total			39,4 2ªOrd.			
l.vig	27000 cm ⁴	Md.tot.x	1741,3 KN.cm		22,5			
r.vig	364 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	531 KN.cm							
Mp.top	872 KN.cm							

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		13	
NK	101,2 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	
h _y	15 cm	Esforços Solicitantes do Pilar				μ _x	0,01		
h _x	40 cm	N _d	170,02 KN			μ _y	0,045		
γ _f	1,4	Índice de esbeltez				Ábaco de flexão normal			
F _{ck}	30 Mpa	λ _x	26,469 <35		d' _x /h _x	0,1			
	3 kN/cm ²	λ _y	70,584 >35		d' _y /h _y	0,20			
f _{cd}	2,143	Momento mínimo				v	0,13		
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x	459,04 KN.cm		Tabela				
d' _x	3 cm	M1d.min.y	331,53 KN.cm		w _y	0,01			
α _b	1	M1dx				w _x	0		
A _c	600 cm ²	426,7 KN.cm				A_{sy}			
γ _n	1,2	Excentricidade				0,30 cm ²			
e	2,51 cm	e1x.min.x	2,7		A_{sx}				
M _{kx}	254,01	e1y.min.y	1,95		0,00 cm ²				
		e1x	2,51		6 φ 8				
		P/ momento de 2ª ordem				A_{smin}			
		v	0,132		2,40 cm ²				
		Raio de giração				Raio de giração			
		r	0,000527		r				
		Excentricidade de 2ª Ordem				0,000333			
		e2y	3,121 cm		Esbeltez Limite				
		Momento Total				λ _x			
		Md.tot.y	862,2 KN.com		25,3 2ªOrd.				
						λ _y			
						48,8			

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		14		
NK	252,6 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	14	
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	1,25	
hy	15 cm	Esforços Solicitantes do Pilar				μ _x	0,02			
hx	45 cm	Nd	424,37	KN	μ _y		0,1			
γ _f	1,4	Índice de esbeltezes				Ábaco de flexão normal				
F _{ck}	30 Mpa	λ _x	23,5	<35	d' _x /h _x	0,1				
	3 kN/cm ²	λ _y	70,584	>35	d' _y /h _y	0,20				
f _{cd}	2,143	Momento mínimo				v	0,3			
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x	1209,45	KN.cm	Tabela					
d' _x	3 cm	M1d.min.y	827,52	KN.cm	w _y	0,00				
α _b	1	M1dx				w _x	0,02			
A _c	675 cm ²	0,0 KN.cm				A_{sy}		0,00	cm ²	
γ _n	1,2	Excentricidade				A_{sx}		0,67	cm ²	
e	cm	e1x.min.x	2,85		6 φ 8					
M _{kx}	0	e1y.min.y	1,95		A_{smin}		2,70	cm ²		
		e1x	0		Raio de giração					
		P/ momento de 2ª ordem				Raio de giração				
		v	0,293		r	0,000333				
		Raio de giração				Esbeltez Limite				
		r	0,00042		λ _x	23,8				
		Excentricidade de 2ª Ordem				λ _y	48,8	2ªOrd.		
		e2y	3,121	cm						
		Momento Total								
		Md.tot.y	2152,1	KN.com						

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		15	
NK	403,6 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	
h _y	20 cm	Esforços Solicitantes do Pilar				μ _x	0,12		
h _x	40 cm	N _d	678,05 KN		μ _y	0,1			
γ _f	1,4	Índice de esbelteza				Ábaco de flexão normal			
F _{ck}	30 Mpa	λ _x	26,469	<35	d' _x /h _x	0,1			
	3 kN/cm ²	λ _y	52,938	>35	d' _y /h _y	0,15			
f _{cd}	2,143	Momento mínimo				v	0,4		
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x	1830,73	KN.cm	Tabela				
d' _x	3 cm	M1d.min.y	1423,90	KN.cm	w _y	0,10			
α _b	1	M1dx				8482,4	w _x	0,00	
A _c	800 cm ²	Excentricidade				As_y			
γ _n	1,2	e1x.min.x	2,7		As_x				
e	12,51 cm	e1y.min.y	2,1		6 φ 10				
M _{kx}	5049	e1x	12,51		As_{min}				
		P/ momento de 2ª ordem				3,20 cm ²			
		v	0,396		Raio de giração				
		Raio de giração				0,00025			
		r'	0,000279		Raio de giração				
		Excentricidade de 2ª Ordem				r			
		e2y	2,341	cm	Esbeltez Limite				
		Momento Total				λ _x			
		Md.tot.y	3011,1	KN.com	λ _y				
						25,3			
						39,4 2ªOrd.			

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR	16	
NK	60 KN	b	≥19	18	17	16	
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	
hy	40 cm	Esforços Solicitantes do Pilar		μx	0,03		
hx	15 cm	Nd	100,80	KN	μy	0,01	
γf	1,4	Índice de esbeltez		Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	70,6	>35	d'x/hx	0,2	
	3 kN/cm ²	λy	26,5	<35	d'y/hy	0,1	
fcd	2,143	Momento mínimo		v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	196,56	KN.cm	Tabela		
d'x	3 cm	M1d.min.y	272,16	KN.cm	wy	0,00	
αb	1	Md	125,6	KN.cm	wx	0,00	
Ac	600 cm ²	Excentricidade		Asy			
γn	1,2	e1x.min.x	1,95	cm	Asx		
e	0 cm	e1y.min.y	2,7	cm	6 φ 8,0		
Mkx	0	e1x	1,2	cm	Asmin		
VIGA SOLICITADA		P/ momento de 2ª ordem		Raio de giração			
p	10,46 kN/m	v	0,078	r			
hx	12 cm	Raio de giração		Raio de giração			
hy	30 cm	r'	0,000576	r			
l	179 cm	Excentricidade de 2ª Ordem		Esbeltez Limite			
MOMENTO DE ENGASTE		e2x	3,121	cm	λx		
M.eng	2,79 KNm	e1c	0,498	cm	λy		
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Momento Total					
l.vig	27000 cm ⁴	Md.tot.x	511,2	KN.cm			
r.vig	603 cm ³	COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR					
MOMENTOS INICIAIS PILAR							
lp	11250 cm ⁴						
r.p	220,59 cm ³						
Mp.bas	59 KN.cm						
Mp.top	75 KN.cm						

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		17	
NK	72 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitantes do Pilar		μ _x		0,01		
hx	20 cm	Nd	120,96 KN		μ _y	0,003		
yf	1,4	Índice de esbeltez		2ªOrd.		Ábaco de flexão normal		
Fck	30 Mpa	λ _x	52,9			>35	d'x/hx	0,2
	3 kN/cm ²	λ _y	21,2	<35	d'y/hy	0,1		
fcd	2,143	Momento mínimo		v		0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	254,02 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	362,88 KN.cm		w	0,20		
α _b	1	Excentricidade		Asy		9,9 cm ²		
Ac	1000 cm ²	e1x.min.x	1,38 cm		6 φ 16,0			
γ _n	1,2	e1y.min.y	1,71 cm		Asmin		4,00 cm ²	
e	0 cm	P/ momento de 2ª ordem		v		0,056		
Mkx	0	Raio de giração		r'		0,000449		
VIGA SOLICITADA Y		Excentricidade de 2ª Ordem		e2x		2,341 cm		
p	13,26 kN/m	Momento Total		Md.tot.x		537,2 KN.cm		
hx	20 cm	Esbeltez Limite		λ _x		25,9		
hy	50 cm	λ _y		12,8				
l	290 cm							
MOMENTO DE ENGASTE								
M.eng	9,29 KNm							
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA								
I.vig	208333 cm ⁴							
r.vig	2874 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
I _p	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	145 KN.cm							
Mp.top	172 KN.cm							
VIGA SOLICITADA X								
p	9,55 kN/m							
hx	20 cm							
hy	50 cm							
l	302 cm							
MOMENTO DE ENGASTE								
M.eng	7,26 KNm							
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA								
I.vig	208333 cm ⁴							
r.vig	2759 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
I _p	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	117 KN.cm							
Mp.top	139 KN.cm							

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR		18	
NK	145,2 KN	b	≥19	18	17	16	15	14
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25
hy	50 cm	Esforços Solicitantes do Pilar			μx	0,03		
hx	20 cm	Nd	243,94 KN		μy	0,01		
γf	1,4	Índice de esbeltez			Ábaco de flexão normal			
Fck	30 Mpa	λx	52,9	>35	d'x/hx	0,2		
	3 kN/cm ²	λy	21,2	<35	d'y/hy	0,06		
fcd	2,143	Momento mínimo			v	0,1		
fyk	50 kN/cm ²	M1d.min.x	512,27 KN.cm		Tabela			
d'x	3 cm	M1d.min.y	731,81 KN.cm		wy	0,00		
αb	1	Md	836,9 KN.cm		wx	0,10		
Ac	1000 cm ²	Excentricidade			Asy 0,0 cm ²			
γn	1,2	e1x.min.x	2,1 cm		Asx 4,9 cm ²			
e	0 cm	e1y.min.y	3 cm		6 φ 10,0			
Mkx	0	e1x	3,4 cm		Asmin 4,00 cm ²			
VIGA SOLICITADA		P/ momento de 2ª ordem			Raio de giração			
p	10,3 kN/m	v	0,114		Raio de giração			
hx	12 cm	Raio de giração			r			
hy	30 cm	r'	0,000407		0,00025			
l	300 cm	Excentricidade de 2ª Ordem			Esbeltez Limite			
MOMENTO DE ENGASTE		e2x	2,341 cm		λx			
M.eng	7,73 KNm	e1c	1,372 cm		λy			
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Momento Total			39,4 2ªOrd.			
l.vig	27000 cm ⁴	Md.tot.x	1083,3 KN.cm		22,5			
r.vig	360 cm ³							
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR								
lp	33333 cm ⁴							
r.p	653,59 cm ³							
MOMENTOS INICIAIS PILAR								
Mp.bas	303 KN.cm							
Mp.top	498 KN.cm							

PILAR Intermediário		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA				PILAR		19	
NK	43,6 KN	b	≥19	18	17	16	15	14	
le	306 cm	γ _n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	
hy	20 cm	Esforços Solicitantes do Pilar				μ _x	0,002		
hx	50 cm	Nd	73,25	KN		μ _y	0,008		
γ _f	1,4	Índice de esbelteza				Ábaco de flexão normal			
F _{ck}	30 Mpa	λ _x	21,175	<35	2ªOrd.	d' _x /h _x	0,1		
	3 kN/cm ²	λ _y	52,938	>35		d' _y /h _y	0,15		
f _{cd}	2,143	Momento mínimo				v	0,13		
f _{yk}	50 kN/cm ²	M1d.min.x	219,74	KN.cm		Tabela			
d' _x	3 cm	M1d.min.y	153,82	KN.cm		w _y	0,001		
α _b	1	M1dx				w _x	0		
A _c	1000 cm ²	0,0 KN.cm				As_y			
γ _n	1,2	Excentricidade				0,05 cm ²			
e	0 cm	e1x.min.x	3		As_x				
M _{kx}	0	e1y.min.y	2,1		0,00 cm ²				
		e1x	0		6 φ 10				
		P/ momento de 2ª ordem				As_{min}			
		v	0,034		4,00 cm ²				
		Raio de giração				Raio de giração			
		r	0,000468		r				
		Excentricidade de 2ª Ordem				0,00025			
		e2y	2,341	cm	Esbeltez Limite				
		Momento Total				λ _x			
		Md.tot.y	325,3	KN.com	22,5				
						λ _y			
						39,4 2ªOrd.			

PILAR de Extremidade		MÉTODO DA CURVATURA APROXIMADA			PILAR	20			
NK	266,4 KN	b	≥19	18	17	16			
le	306 cm	γn	1	1,05	1,1	1,15			
hy	50 cm					1,2	1,25		
hx	20 cm	Esforços Solicitantes do Pilar							
γf	1,4	Nd	447,55 KN		μx	0,05			
Fck	30 Mpa						μy	0,08	
	3 kN/cm ²	Índice de esbeltez							
fcd	2,143	λx	52,9	>35	2ªOrd.				
fyk	50 kN/cm ²	λy	21,2	<35	Ábaco de flexão normal				
d'x	3 cm						d'x/hx	0,2	
αb	1						d'y/hy	0,06	
Ac	1000 cm ²	Momento mínimo					v	0,2	
γn	1,2	M1d.min.x	939,86 KN.cm						
e	18,4 cm	M1d.min.y	1342,66 KN.cm		Tabela				
Mkx	4901,8	Md	357,4 KN.cm		wy			0,10	
VIGA SOLICITADA		M1dx	8235,0 KN.cm		wx			0,00	
p	14,89 kN/m	Excentricidade					Asy	4,9 cm ²	
hx	20 cm	e1x.min.x	2,1 cm		Asx			0,0 cm ²	
hy	50 cm	e1y.min.y	3 cm		6 φ 12,5				
l	300 cm	e1x	0,8 cm		Asmin			4,00 cm ²	
MOMENTO DE ENGASTE		P/ momento de 2ª ordem					Raio de giração		
M.eng	11,17 KNm	v	0,209		r			0,00025	
COEF DE RIGIDEZ DA VIGA		Raio de giração					Esbeltez Limite		
l.vig	208333 cm ⁴	r'	0,000353		λx			39,4 2ªOrd.	
r.vig	2778 cm ³	Excentricidade de 2ª Ordem					λy		22,5
COEF DE RIGIDEZ DMO PILAR		e2x	2,341 cm						
lp	33333 cm ⁴	e1c	0,319 cm						
r.p	653,59 cm ³	Momento Total							
MOMENTOS INICIAIS PILAR		Md.tot.x	1987,5 KN.cm						
Mp.bas	179 KN.cm								
Mp.top	213 KN.cm								

25 APÊNDICE XIV – PROJETO DE ESTRUTURAL LAJES

