

**COMPARATIVO DE PROJETOS ESTRUTURAIS EMPREGANDO SISTEMA
RETICULADO E COM LAJE NERVURADA**

IOLANDA SCHEIBE DE SIQUEIRA

MELINE APARECIDA VIANA POSSIDONIO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVEREIRO – 2011

COMPARATIVO DE PROJETOS ESTRUTURAIS EMPREGANDO SISTEMA RETICULADO E COM LAJE NERVURADA

IOLANDA SCHEIBE DE SIQUEIRA
MELINE APARECIDA VIANA POSSIDONIO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Guilherme Chagas Cordeiro

Co-orientador: Eng^o Luiz Gabriel Sarmet Moreira Smiderle

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVEREIRO – 2011

COMPARATIVO DE PROJETOS ESTRUTURAIS EMPREGANDO SISTEMA RETICULADO E COM LAJE NERVURADA

IOLANDA SCHEIBE DE SIQUEIRA
MELINE APARECIDA VIANA POSSIDONIO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 14 de Fevereiro de 2011.

Comissão Examinadora:

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro (Orientador, D.Sc., Estruturas) – UENF

Eng^o Luiz Gabriel Sarmet Moreira Smiderle (Co-orientador, M.Sc. Estruturas) – UENF

Eng^o José Renato de Freitas – UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia (D.Sc., Estruturas) – UENF

AGRADECIMENTOS

Às nossas famílias, pelo apoio, incentivo e amor nesta etapa tão importante de nossas vidas.

Aos nossos amigos do LECIV que, de perto ou de longe, sempre estiveram conosco, nos apoiando e alegrando.

Ao nosso orientador Guilherme Chagas Cordeiro e ao nosso co-orientador Luiz Gabriel Sarmet Moreira Smiderle pelos ensinamentos, boa vontade e paciência durante todo o período acadêmico e principalmente, neste projeto. Aos professores pelos conhecimentos transmitidos e disponibilidade ao longo do curso.

Um agradecimento especial ao Eng^o José Renato de Freitas e ao Prof^o Sergio Luis González Garcia pelas ajudas com o programa EBERICK V6[®].

Agradecemos à Deus por nos dar força a cada longo dia de trabalho dedicado à este projeto.

Nosso profundo e sincero agradecimento às pessoas que, de alguma forma, nos auxiliaram na realização deste trabalho.

SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES.....	xiii
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1- Descrição do Projeto.....	1
1.2- Objetivos	1
1.3- Justificativa	2
CAPÍTULO II – REVISÃO TEMÁTICA	4
2.1- Estruturas de Concreto Armado.....	4
2.1.1- Histórico.....	4
2.2- Lajes	8
2.2.1- Histórico.....	8
2.2.2- Definição de lajes	8
CAPÍTULO III – PROJETO ESTRUTURAL.....	12
3.1- Definição dos Materiais e Considerações Iniciais para o Sistema com Lajes Convencionais e para o Sistema com Lajes Nervuradas	12
3.2- Dimensionamento Manual dos Elementos.....	16
3.2.1- Dimensionamento da Viga V2	16
□ Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS)	22
3.2.2- Dimensionamento da Viga V5	25
3.2.3- Dimensionamento dos Pilares P12 e P25	35
3.2.4- Dimensionamento das Lajes Maciças	47
3.2.5- Dimensionamento da Laje Nervurada	64

3.3- Dimensionamento das Estruturas Utilizando o Programa Computacional EBERICK V6®	78
3.3.1- EBERICK V6®	78
3.3.2- Etapas de Trabalho no EBERICK V6®	78
CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES	87
4.1- Projeto Estrutural	87
4.2- Comparativo entre os Dois Sistemas Estruturais	87
4.2.1- Levantamento de Materiais e de Custos da Alternativa Convencional	87
4.2.2- Levantamento de Materiais e de Custos da Alternativa Nervurada	91
4.3- Comparativo	95
CAPÍTULO V – CONCLUSÕES	99
REFERÊNCIAS	100
ANEXO	104

RESUMO

O trabalho proposto consistiu na elaboração de dois projetos com sistemas estruturais diferentes de um edifício concebido para ser um prédio padrão destinado à expansão física da Universidade Estadual Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF.

O prédio em questão é composto de dois pavimentos e apresenta uma arquitetura simples e bem flexível, de modo a estar apto a abrigar diferentes utilizações, como laboratórios de pesquisa, gabinetes de escritórios administrativos e salas de aula. As divisões internas serão feitas posteriormente com divisórias de gesso acartonado (tipo *dry wall*). Desta forma, um importante aspecto do projeto estrutural deverá ser o de permitir a flexibilidade da arquitetura interna.

Com base nestas premissas, serão desenvolvidos dois projetos estruturais em concreto armado. O primeiro com um sistema estrutural reticulado convencional, com o emprego de lajes maciças. No segundo projeto será empregado o sistema estrutural com lajes nervuradas, exatamente para se tentar conceber uma estrutura com menor número de pilares a fim de contemplar uma maior flexibilidade nas futuras divisões internas da arquitetura. O projeto básico de arquitetura está apresentado em arquivo anexo.

No desenvolvimento dos projetos iniciamos com o lançamento da estrutura, através do projeto arquitetônico. A análise estrutural, nos dois casos, foi feita através do programa comercial EBERICK V6[®], sendo também desenvolvido o dimensionamento manual de alguns elementos estruturais de ambos os projetos, considerados críticos. Por último, foram avaliadas e comparadas as duas metodologias de cálculo e desenvolveu-se um comparativo de custos dos dois sistemas estruturais empregados.

PALAVRAS-CHAVE: Sistema reticulado; Projeto estrutural; Concreto armado, Laje nervurada.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Prédio Padrão para expansão da UENF.....	2
Figura 2- O protótipo original do barco Lambot (CARVALHO, 2008).....	4
Figura 3- Sistema de concreto armado, por Hennebique em 1892 : a) corte longitudinal da viga; b) junção da viga com o piso; c) seção transversal da viga com o piso; d) seção da viga principal; e) corte das vigas secundárias com o piso; f) vigas principais, secundárias e piso, formando um conjunto monolítico; g) método da armação das colunas (IBRACON, 2011).....	6
Figura 4- Sistema de transmissão das cargas (SILVA, 2005).....	9
Figura 5- Configuração da laje nervurada (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007).	11
Figura 6- Planta de forma, com viga V2 em destaque.	16
Figura 7- Esquema de análise da viga V2.....	17
Figura 8- Esquema de cálculo da viga V2.....	18
Figura 9- Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga V2 (kNm).	19
Figura 10- Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga V2 (kN).	19
Figura 11- Planta de forma, com viga V2 em destaque.	26
Figura 12- Esquema de análise da viga V5.....	26
Figura 13- Esquema de cálculo da viga V5.....	27
Figura 14- Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga V5 (kNm).	28
Figura 15- Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga V5 (kNm).	28

Figura 16- Diagrama de momento fletor da viga V5 com os respectivos deslocamentos al.	31
Figura 17- Planta de forma, com o pilar P12 em destaque.	36
Figura 18- Planta de forma, com o pilar P25 em destaque.	36
Figura 19- Classificação quanto às solicitações iniciais (PINHEIRO e SCADELAI, 2005).	37
Figura 20- Distâncias l_0 e l (PINHEIRO e SCADELAI, 2005).	38
Figura 21- Seções para cálculo de momentos.	47
Figura 22- Vão teórico (l) – definição usual.	48
Figura 23- Relação entre vãos teóricos.	49
Figura 24- Convenção para Condições de Apoio (ARAÚJO, 2003).	50
Figura 25- Caso especial de vinculação.	50
Figura 26- Condição de Apoio para lajes armadas em duas direções (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007).	51
Figura 27- Ilustração de diagrama com correção de momentos.	55
Figura 28- Cobrimento, altura útil e altura total de uma laje armada em duas direções (RIOS, 2008).	56
Figura 29- Condições de apoio para lajes armadas em uma direção (ARAÚJO, 2003).	69
Figura 30– Pórtico 3D da estrutura com laje maciça.	81
Figura 31– Pórtico 3D da estrutura com laje nervurada.	81
Figura 32– Grelha 3D do primeiro teto da estrutura com laje maciça.	84
Figura 33– Grelha 3D do segundo teto da estrutura com laje maciça.	84
Figura 34– Grelha 3D do primeiro teto da estrutura com laje nervurada.	85

Figura 35– Grelha 3D do segundo teto da estrutura com laje nervurada.	85
Figura 36- Comparativo entre volumes de concreto para os dois sistemas construtivos.	96
Figura 37- Comparativo entre consumo de aço para os dois sistemas construtivos.	97
Figura 38- Comparativo entre custo para os dois sistemas construtivos.	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classes de Agressividade (NBR 6118, 2003).	13
Tabela 2- Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118, 2003).	14
Tabela 3- Correspondência entre Classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (NBR 6118, 2003).	15
Tabela 4- Cargas sobre a viga V5.	27
Tabela 5- Critério de classificação para bordas com uma parte engastada e outra parte apoiada (PINHEIRO <i>et al.</i> ,2003).	51
Tabela 6- Valores de ρ_{mim} (NBR 6118, 2003).	58
Tabela 7- Valores mínimos para as armaduras (NBR 6118, 2003).	58
Tabela 8- Coeficientes ψ_{2i} para Diferentes Edificações (NBR 6118, 2003).	61
Tabela 9- Fator de Redução para as Ações Variáveis (NBR 6118, 2003).	75
Tabela 10- Valores do coeficiente ϵ em função do tempo (NBR 6118, 2003). .	76
Tabela 11 - Quantitativos dos materiais separados por pavimento e elementos	88
Tabela 12- Quantitativo de aço discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais para o sistema convencional.	89
Tabela 13– Total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas para o sistema convencional.	89
Tabela 14- Planilha de custos para execução da laje em sistema convencional.	90
Tabela 15- Quantitativos dos materiais separados por pavimento e elementos estruturais para o sistema nervurado.	92

Tabela 16– Quantitativo de aço discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais para o sistema nervurado.....	93
Tabela 17– Total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas para o sistema nervurado.	93
Tabela 18- Planilha de custos para execução da laje em sistema nervurado. .	94

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

α – Ângulo de inclinação da armadura transversal

γ_c – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

λ – Índice de esbeltez

ρ – Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_{\min} – Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

ϕ – Diâmetro das barras da armadura

ν – Coeficiente de Poisson

φ – Coeficiente de fluência

A – Área da seção cheia

A_c – Área da seção transversal de concreto

A_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

b – Largura

b_w – Largura da alma de uma viga

c – Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

cm – centímetro

cm² – centímetro quadrado

d – Altura útil

D – Rigidez à flexão da laje

e – Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd}

E – Módulo de elasticidade

(EI) – Rigidez à flexão da viga

f – Resistência

h – Altura

i – Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

I – Momento de inércia

kN – Quilonewton

l – Comprimento

m – Metro

m^2 – Metro quadrado

M – Momento fletor

M_{eng} – Momento de engastamento perfeito

M_{sup} – Momento de engastamento elástico superior

M_{inf} – Momento de engastamento elástico inferior

Pa – Pascal

MPa – Mega Pascal

N_d – Força normal de cálculo

N_{sd} – Força normal solicitante de cálculo

NBR – Norma Brasileira

r_{sup} – coeficiente para cálculo de rigidez na parte superior do pilar

r_{inf} – coeficiente para cálculo de rigidez na parte inferior do pilar

r_{vig} – coeficiente para cálculo de rigidez em viga

s – Espaçamento das barras da armadura

t – Tempo

x – Altura da linha neutra

V_{rd1} – Força resistente de cálculo ao cisalhamento

V_{rd2} – Força cortante resistente de cálculo relativa à biela comprimida

V_{rd3} – Força resistente da viga à cortante

V_{sd} – Força cisalhante solicitante de cálculo

V_c – Força resistente do concreto à cortante

V_{sw} – Parcela de força adsorvida pelo estribo

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1- Descrição do Projeto

A Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), situada no Norte do Estado do Rio de Janeiro, foi concebida em 1993 com o propósito de promover o desenvolvimento regional através da formação de recursos humanos e do desenvolvimento de pesquisas em diversas áreas do conhecimento. A partir de então a Universidade cresceu, com o aumento do número de cursos, alunos e projetos de pesquisa, o que gerou a necessidade de ampliação da infraestrutura civil. Com isso, inúmeros prédios foram construídos conjuntamente com o projeto inicial de Oscar Niemayer e outros ainda encontram-se em fase de projeto ou de construção. Um desses projetos em execução é o prédio denominado de prédio padrão pela Prefeitura do *campus*, sendo o mesmo, o prédio escolhido para o projeto em questão.

1.2- Objetivos

O trabalho proposto tem como objetivo a elaboração e comparação de dois projetos com sistemas estruturais diferentes: laje nervurada utilizando formas de polipropileno e o sistema de lajes convencionais, de um edifício concebido para ser um prédio padrão destinado à expansão física da UENF (Figura 1), utilizando os conceitos adquiridos durante a graduação. Foi também utilizado para o dimensionamento um programa comercial EBERICK V6[®] e, posteriormente, realizadas análises de ambas as concepções estruturais.



Figura 1- Prédio Padrão para expansão da UENF.

1.3- Justificativa

Com a alta competitividade no mercado da construção civil, os projetistas de estruturas de concreto armado buscam incessantemente soluções que gerem uma maior eficácia, rapidez e logicamente melhoria da relação custo benefício.

A necessidade em se constituir grandes vãos e simultaneamente, proporcionar certa flexibilidade, aliada à capacidade de suportar cargas consideráveis, faz com que as lajes nervuradas sejam cada vez mais utilizadas. Tratando-se de um processo industrializado, ocorre uma minimização das perdas e uma otimização de mão-de-obra, gerando vantagens de produtividade e de prazo. Outro aspecto relevante, do sistema com laje nervurada, é a questão ambiental, pois as formas plásticas propiciam grande número de

reutilizações dependendo da compatibilidade dos projetos. Isso não era possível quando se utilizavam madeiras para sua confecção que, frequentemente, durante o processo de desforma tornavam-se inutilizáveis, acarretando em um aumento no custo referente às fôrmas e, conseqüentemente, acréscimos significativos no total da obra.

O edifício escolhido para este estudo é composto de dois pavimentos e apresenta uma arquitetura simples e bem flexível, de modo a abrigar diferentes utilizações, como laboratórios de pesquisa, gabinetes de escritórios administrativos e salas de aula. As divisões internas serão feitas posteriormente com divisórias de gesso acartonado (tipo *dry wall*). Desta forma, um importante aspecto do projeto estrutural deverá ser o de permitir a flexibilidade da arquitetura interna. Outra motivação desse projeto foi colocar em prática os conhecimentos adquiridos durante a graduação e o desafio em aprender a lidar com uma ferramenta importante, que consiste o programa computacional EBERICK V6[®] (Empresa AltoQI, 2006).

CAPÍTULO II – REVISÃO TEMÁTICA

2.1- Estruturas de Concreto Armado

2.1.1- Histórico

“Estudando a evolução das construções na civilização ocidental, sob o ponto de vista das lajes, percebe-se que o homem precisou de milhares de anos para criar pisos acima do solo” (NAPPI, 1993). Desde a antiguidade já se utilizavam a cal hidráulica e o cimento pozolânico (solo de origem vulcânica) como aglomerantes pelos romanos e gregos na construção de estruturas, que ainda perduram mesmo após milhares de anos. Somente em 1824, o cimento Portland, tal como hoje conhecido, foi patenteado na Inglaterra por Joseph Aspdin. Algum tempo depois surgiu a idéia de associar o ferro ao cimento, com o intuito de torná-lo mais resistente aos esforços de tração. Sendo que esse novo material era chamado “cimento armado”, só após 1920 passou a chamar-se concreto armado (ABCP, 2004).

Considera-se que o cimento armado surgiu na França, no ano de 1849, com o primeiro objeto do material registrado pela História sendo um barco, do francês Lambot (Figura 2), o qual foi apresentado oficialmente em 1855. O barco foi construído com telas de fios finos de ferro preenchidas com argamassa. Embora os barcos funcionassem, não alcançaram sucesso comercial (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007).



Figura 2- O protótipo original do barco Lambot (CARVALHO, 2008).

A partir de 1861, outro francês, Joseph Mounier, que era um comerciante de plantas ornamentais, fabricou uma enorme quantidade de vasos de flores de argamassa de cimento com armadura de arame (CASSIMINHO, 1999 *apud* BOROWSKI, 2005). Satisfeito com o resultado, Monier patenteou o material e incrementou sua indústria de vasos e, logo após, testou a possibilidade de usar o material para construir reservatórios e encanamentos, ainda de modo rudimentar e sem controle de cálculos. Em 1867, levou seus produtos a uma exposição internacional, onde despertaram interesses de engenheiros alemães, que compraram as patentes (CARVALHO, 2008).

Paralelamente, em 1850, o norte americano Hyatt fez uma série de ensaios e vislumbrou a verdadeira função da armadura no trabalho conjunto com o concreto. Porém, seus estudos não ganharam repercussão por falta de publicação.

Na França, François Hennebique (1841-1921), um construtor francês auto-didata, foi o primeiro após Hyatt a compreender a função das armaduras no concreto. Ele desenvolveu e obteve patente para o projeto e construção com base num novo sistema construtivo por ele denominado de “béton arme”, cujos primeiros desenhos estão mostrados na Figura 3. Hyatt “Percebeu a necessidade de dispor outras armaduras além da armadura reta de tração. Imaginou armaduras dobradas, prolongadas em diagonal e ancoradas na zona de compressão. Foi o primeiro a colocar estribos com a finalidade de absorver tensões oriundas da força cortante e o criador das vigas T, levando em conta a colaboração da laje como mesa de compressão” (VASCONCELOS, 1985).

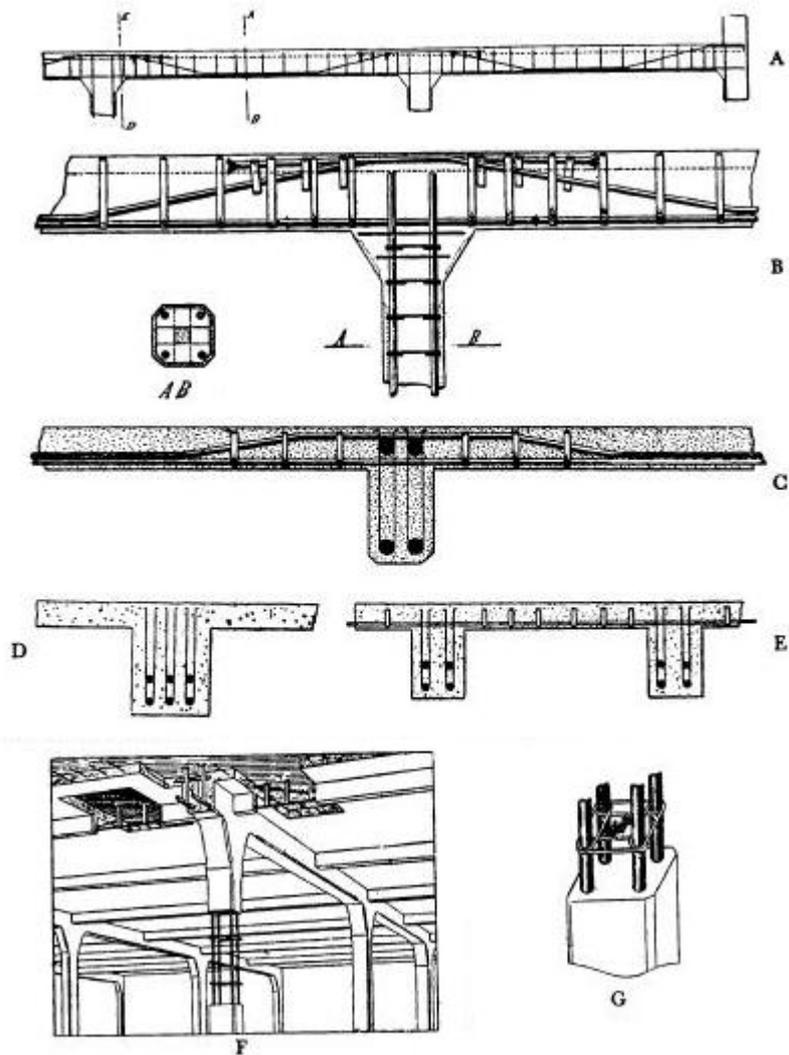


Figura 3- Sistema de concreto armado, por Hennebique em 1892 : a) corte longitudinal da viga; b) junção da viga com o piso; c) seção transversal da viga com o piso; d) seção da viga principal; e) corte das vigas secundárias com o piso; f) vigas principais, secundárias e piso, formando um conjunto monolítico; g) método da armação das colunas (IBRACON, 2011).

Para demonstrar as vantagens e segurança desse novo sistema construtivo, Hennebique projetou e construiu o primeiro edifício totalmente de concreto armado, com pilares, vigas e lajes, similar ao que hoje se pratica em todas as nações do mundo. Demonstrou ser possível, seguro e durável substituir as paredes portantes por paredes de vedação e os pisos metálicos ou de madeira por lajes de concreto armado, inaugurando, em 1901, um prédio de

7 andares onde fez sua residência e seu escritório de negócios (IBRACON, 2011).

Contudo, a primeira teoria realista ou consistente sobre o dimensionamento das peças de concreto armado surgiu com uma publicação, em 1902, de E. Mörsch, eminente engenheiro alemão, professor da Universidade de Stuttgart (Alemanha). Suas teorias resultaram de ensaios experimentais, dando origem às primeiras normas para o cálculo e construção em concreto armado. A treliça clássica de Mörsch é uma das maiores invenções em concreto armado, permanecendo ainda aceita, apesar de ter surgido há mais de 100 anos (BASTOS, 2006).

As fissuras (trincas de pequena abertura – entre 0,05 a 0,4 mm) causadas pela tensão de tração no concreto atrasaram o desenvolvimento do concreto armado devido à dificuldade de como tratar e resolver o problema. Como forma de contornar o problema da fissuração no concreto, M. Koenen propôs, em 1907, tracionar previamente as barras de aço, para assim originar tensões de compressão na seção, como forma de eliminar a tração no concreto e conseqüentemente, eliminar as fissuras. Surgia assim o chamado “Concreto Protendido” (BASTOS, 2006).

Em 1903, Suíça e Alemanha publicaram as duas primeiras normas de projeto e execução de estruturas de concreto do planeta, seguidas por França em 1906, Inglaterra em 1907 e Estados Unidos em 1910. Brasil publica sua primeira norma em 1931, depois de haver projetado e construído dois recordes mundiais em altura, os edifícios A Noite, no Rio de Janeiro, e Martinelli, em São Paulo, ambos em fins da década de 20 (IBRACON, 2011).

O concreto armado foi para Brasil, Argentina, Uruguai e outros países, nos quais não existia indústria siderúrgica capaz de produzir perfis estruturais, o mais importante material estrutural de construção civil da primeira metade do século XX, e continua assim (IBRACON, 2011).

2.2- Lajes

2.2.1- Histórico

Os primeiros edifícios com estruturas de concreto armado foram construídos com lajes maciças. Nos edifícios de pisos múltiplos, de acordo com FRANÇA e FUSCO (1997), a utilização de pavimentos em lajes maciças pode resultar num consumo de quase dois terços do volume total da estrutura.

NAPPI (1993) cita que com o objetivo de eliminar o concreto onde ele não é solicitado, reduzindo-se, conseqüentemente, o custo de execução, foi criada uma alternativa construtiva para as lajes, através da utilização de nervuras de concreto armado na face inferior das mesmas, com a permanência de uma camada de concreto na superfície superior. Entre estas nervuras pode ou não existir algum material, visto que não deve existir esforço algum sobre ele. Esse tipo de laje é denominada laje nervurada.

Segundo levantamentos históricos, a primeira laje nervurada foi executada por William Boutland Wilkinson, em 1854, que patenteou um sistema em concreto armado composto de pequenas vigas espaçadas regularmente, dispendo barras de aço nas regiões tracionadas e preenchendo os vazios entre as nervuras com moldes de gesso (KAEFER, 1998).

2.2.2- Definição de lajes

A NBR 6118 (2003), conforme o item 14.4.2.1, define as lajes como “elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes”.

As lajes são elementos estruturais bidimensionais que têm de resistir aos esforços normais que atuam perpendicularmente ao seu plano principal (FUSCO, 1995). As cargas nas lajes são compostas por:

- Peso próprio da laje;
- Revestimento;

- Paredes sobre lajes
- Eventuais enchimentos
- Cargas acidentais (determinadas em função de sua utilização).

Essas cargas, que agem perpendicularmente, conferem à laje um comportamento de placa e são transmitidas para as vigas que, por sua vez, as transferem para os pilares. Estes são responsáveis por conduzir as cargas atuantes aos elementos de fundação e que, finalmente, transferem todo carregamento para o solo. A Figura 4 mostra, esquematicamente, o sistema de transmissão de cargas de uma estrutura simples. As lajes também desempenham outra importante função: funcionam como diafragmas rígidos, sob a atuação de cargas em seu plano médio, comportando-se como chapa e absorvendo parte dos esforços horizontais gerados. Desta forma, as lajes evitam o deslocamento dos pilares e contribuindo para garantir a integridade global da estrutura (FUSCO, 1995).

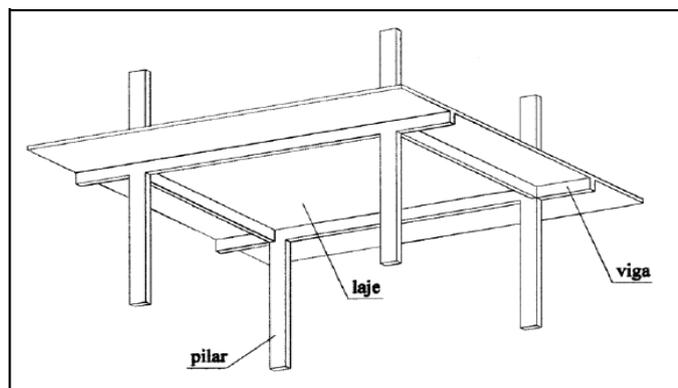


Figura 4- Sistema de transmissão das cargas (SILVA, 2005).

Com incessante busca por economia e conforto nas edificações, os engenheiros estão, constantemente, em pesquisa procurando sempre inovar. Assim gerando-se muitas possibilidades de sistemas estruturais diferentes das convencionais.

Atualmente o engenheiro que necessita de flexibilidade da arquitetura em seu projeto estrutural tem a possibilidade de escolher, a que melhor se

adéqua ao seu projeto, entre as várias opções de lajes, as quais estão relacionadas abaixo:

- Laje Maciça
- Laje plissada
- Laje protendida
- Laje nervurada
- Laje pré-fabricada
- Laje treliçada
- Laje translúcida

No projeto, em questão, foram dimensionadas lajes maciças e lajes nervuradas.

Lajes Convencionais

As lajes convencionais são elementos planos, cuja principal função é absorver carregamentos atuantes no piso. Geralmente apóiam-se sobre as vigas dispostas em seu perímetro, que são responsáveis por transmitir esses esforços para os apoios que, em geral, são os pilares. Estas, por sua vez, recebem as reações das vigas e as transferem para as fundações (ARAÚJO, 2008).

Esse sistema é executado sobre fôrmas que permitem determinar sua forma geométrica, sendo sustentado por escoras até adquirirem a resistência necessária. Constitui-se em um dos dois sistemas estruturais mais empregados até hoje e, devido a sua grande utilização, oferece uma mão-de-obra bastante capacitada.

Lajes Nervuradas

Segundo a da NBR 6118 (2003), as lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.

As lajes nervuradas são constituídas por uma série de vigas solidarizadas entre si pela mesa e possuem seção transversal em forma de T (BOCCHI e GIONGO, 1993). A Figura 5 mostra um corte de uma laje nervurada, demonstrando sua configuração.

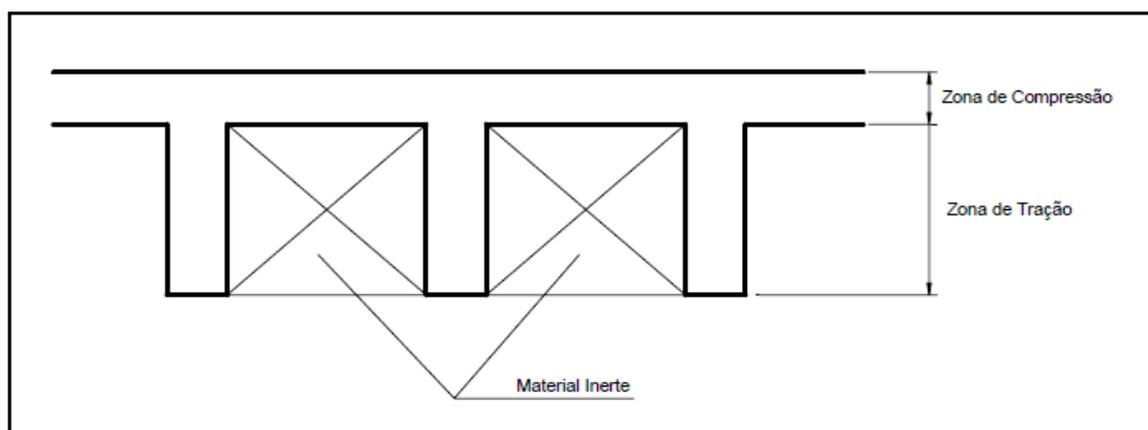


Figura 5- Configuração da laje nervurada (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007).

As lajes nervuradas combatem com muita eficiência os esforços de tração, que são absorvidos pela nervura com a devida armadura, e os esforços de compressão que são suportados, em sua maior parte, pela massa de concreto. Com a linha neutra situada próxima a região da mesa, a parte inferior pouco contribui para a resistência de compressão, servindo apenas para garantir a aderência entre o aço e o concreto. Tal região é considerada inerte e poderá se preenchida com material mais leve sem função estrutural, como placas de isopor, elementos cerâmicos, entre outros.

CAPÍTULO III – PROJETO ESTRUTURAL

3.1- Definição dos Materiais e Considerações Iniciais para o Sistema com Lajes Convencionais e para o Sistema com Lajes Nervuradas

Para os elementos vigas e pilares das estruturas, admitiram-se seções retangulares ou quadradas em concreto armado. Tanto as lajes maciças quanto as nervuradas foram projetadas, também, em concreto armado. Esses elementos estruturais foram dimensionados no Estado Limite Último (ELU), sendo feita a verificação no Estado Limite de Serviço (ELS).

Para as paredes adotou-se 15 cm de espessura, constituídas em tijolos cerâmicos furados, considerando-se o peso específico da alvenaria como 15 kN/m³.

Para a execução da estrutura do prédio, tanto no sistema reticulado quanto no sistema nervurado, foi utilizado um concreto com fck de 25 MPa. Para determinação do mesmo foram utilizadas Tabela 1 e Tabela 2 (NBR 6118, 2003).

Definiu-se classe de agressividade II, através da Tabela 1 visto que o prédio considerado se localiza em região urbana. Com esse dado utiliza-se a Tabela 2 para definir o fck ideal, sendo ele de 25 MPa, como foi citado anteriormente.

Tabela 1- Classes de Agressividade (NBR 6118, 2003).

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
		Marinha ¹⁾	
III	Forte	Industrial ^{1), 2)}	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito Forte	Respingos de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviços 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 (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente.

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

Tabela 2- Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118, 2003).

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40
	CP	≥C25	≥C30	≥C35	≥C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.

2 CA corresponde a componente e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componente e elementos estruturais de concreto protendido.

O cobrimento para laje, viga e pilar foi obtido com o auxílio da Tabela 3, utilizando o valor de f_{ck} determinado anteriormente .

- Para lajes: 2,5 cm
- Para pilares e vigas: 3,0 cm.

Tabela 3- Correspondência entre Classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (NBR 6118, 2003).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizados sob tensão.

²⁾ Para a fase 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 tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal $\geq 15\text{mm}$.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45\text{mm}$.

Para a execução das lajes, vigas e pilares utilizou-se aço CA50 e CA60.

3.2- Dimensionamento Manual dos Elementos

3.2.1- Dimensionamento da Viga V2

Uma das vigas que foi escolhida, para o dimensionamento manual, é a viga V2, situada no primeiro pavimento do sistema estrutural com laje maciça, como mostra a Figura 6.

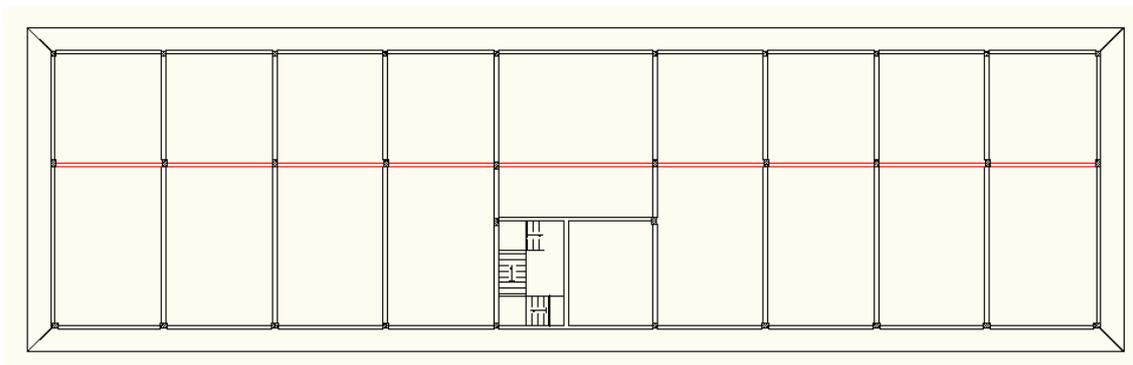


Figura 6- Planta de forma, com viga V2 em destaque.

3.2.1.1- Pré-dimensionamento

De acordo com a NBR 6118 (2003), vigas não devem apresentar largura menor que 12 cm.

❖ Dados iniciais

Os dados iniciais estão indicados na Figura 7 (dimensões em metros):

Nome da viga: V2 (Figura 7)

Dimensões da seção: 15x50

Classe do concreto C25 e do aço CA-50

Cobrimento $c = 3,00$ (Classe II)

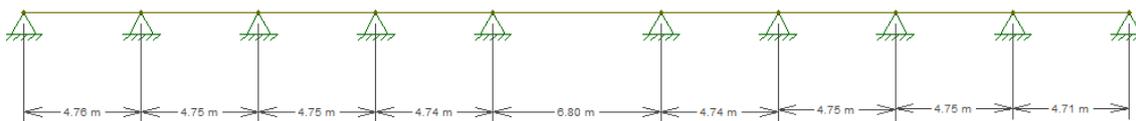


Figura 7- Esquema de análise da viga V2.

3.2.1.2- Determinação das Cargas

❖ Peso próprio

O peso próprio da viga pode ser calculado por:

$$p_p = 1,4 \cdot \gamma_c \cdot A_c$$

❖ Ações das lajes

Para a determinação das reações das lajes nas vigas será utilizada a Tabelas de Coeficientes de Barés (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007) para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas.

Conhecendo-se o valor de λ e o caso de condição de apoio da laje, determinam-se os valores dos coeficientes de Barés (k_x , k_y , k_x' e k_y').

Os valores das reações das lajes na viga V2 são apresentados nas Tabelas A1 e A2, em anexo.

- *Reações nas direções x e y nas vigas em bordas simplesmente*

Apoiadas

$q_x = k_x \cdot \frac{p l_x}{10}$; refere-se a uma viga perpendicular ao eixo x;

$q_y = k_y \cdot \frac{p l_x}{10}$; refere-se a uma viga perpendicular ao eixo y.

- *Reações nas direções x e y nas vigas em bordas engastadas*

$q_x' = k_x' \cdot \frac{p l_x}{10}$; refere-se a uma viga perpendicular ao eixo x;

$q_y' = k_y' \cdot \frac{p l_x}{10}$; refere-se a uma viga perpendicular ao eixo y.

Sendo p a carga sobre as lajes, determinada no capítulo anterior, conforme a NBR 6120.

As reações das lajes na viga se encontram na Tabelas A1 e A2, em anexo.

❖ Carga de projeto

A carga de projeto será determinada através da soma entre o peso próprio da viga e as reações das lajes nas direções x ou y, conforme a viga analisada.

- A carga sobre cada vão foi obtida por:

$$q = p_p + q_{yLi}$$

❖ Cálculo dos Esforços

Foram calculadas esforços da viga V2 através do programa de análise estrutural Ftool, Figura 8, Figura 9 e Figura 10.

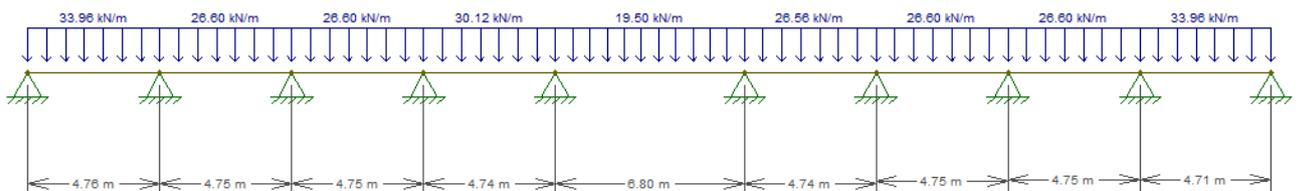


Figura 8- Esquema de cálculo da viga V2.

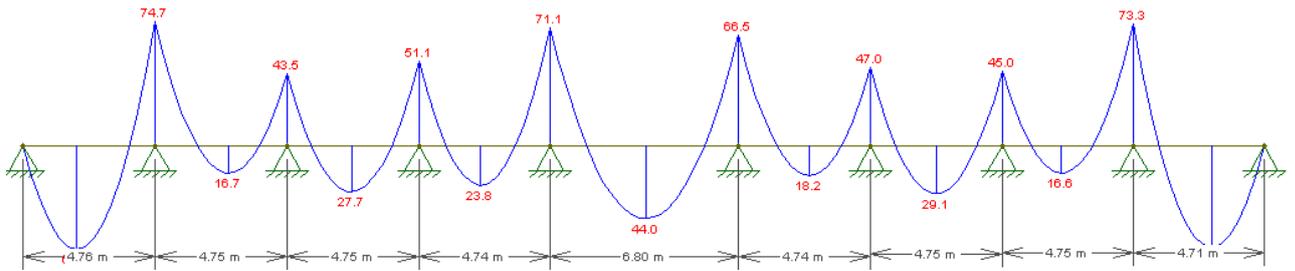


Figura 9- Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga V2 (kNm).

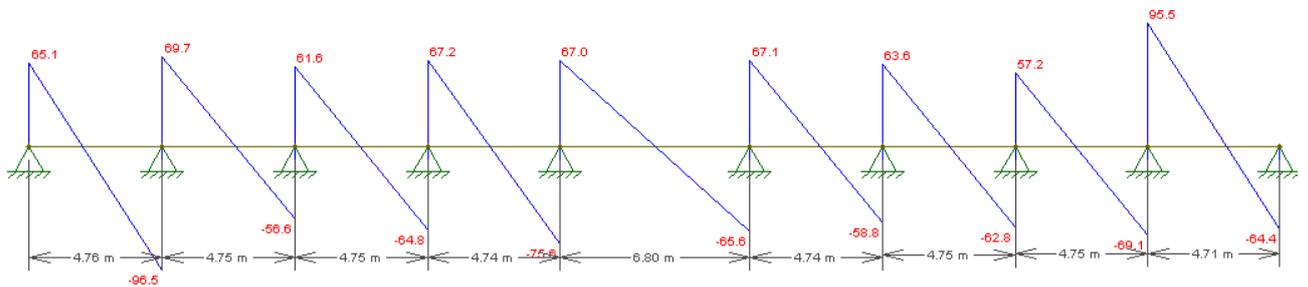


Figura 10- Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga V2 (kN).

3.2.1.3- Dimensionamento da Armadura

❖ Dimensionamento da armadura longitudinal

➤ Altura útil da viga

A altura útil da viga foi dada por:

$$d = h - d' = h - (c + \phi t + \phi l / 2) = 0,46 \text{ m}$$

➤ Domínio de Trabalho

Em vigas, na flexão simples a ruptura pode ocorrer nos domínios 2, 3 ou

4.

Para determinar o domínio de trabalho da viga, deve-se primeiro determinar a altura da zona comprimida pela equação a seguir:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot fcd}} \right]$$

Se $x \leq x_{2-3} = 0,259d$; $\sigma_{sd} = fyd$, a viga estará domínio 2.

Neste domínio, encurtamento do concreto na borda comprimida está compreendido entre 0 e 0,35%. O concreto é pouco solicitado e a armadura está em escoamento e a ruptura é do tipo dúctil.

Se $x_{2-3} \leq x \leq x_{3-4} = \left(\frac{0,0035d}{0,0035 + \varepsilon_{yd}} \right)$; $\sigma_{sd} = fyd$, a viga estará no domínio 3.

Neste domínio, ocorrerá o esmagamento do concreto e o alongamento da armadura está compreendido entre ε_{yd} e 1%, o concreto está adequadamente solicitado e a armadura está em escoamento ocasionando ruptura dúctil.

Valores de x encontram-se em anexo. Como pode ser observado, na Tabela, os valores de x estão no domínio 2 ($x \leq x_{2-3}$) ou no domínio 3 ($x_{2-3} \leq x \leq x_{3-4}$).

➤ Cálculo da Armadura

É necessário verificar se a seção da viga se comporta como seção T ou retangular. Para verificar se a seção da viga se comporta como seção T, é preciso analisar a altura x (posição da linha neutra), em relação à altura h_f do flange (espessura da laje). Para todos os trechos da viga, o valor de x foi menor do que a altura do flange. Assim, considerou-se a viga com seção retangular com armadura simples que tem as seguintes características:

- A zona comprimida da seção sujeita a flexão tem forma retangular;

- As barras que constituem a armadura estão agrupadas junto à borda tracionada e podem ser imaginadas concentradas no seu centro de gravidade.

Logo a área de aço pode ser calculada por:

$$A_s = \frac{Msd}{f_y d (d - 0,4x)}$$

Esta não deve ser menor que a área de aço mínima:

$$A_{s\text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

As áreas de aço para cada momento fletor máximo encontram-se nas Tabelas A3, A4 e A5, em anexo.

No entanto, nenhum dos valores de áreas de aço calculado foi menor que a mínima.

Os valores das áreas para cada trecho da viga V2 e o cálculo das áreas efetivas, estão na Tabelas A3, A4 e A5, em anexo.

➤ Bitolas das Barras

As bitolas das barras são escolhidas, a princípio, de forma que a área de aço efetiva tenha valor o mais próximo possível da área de aço calculada, por motivos de economia. O número de barras é dado pela seguinte expressão:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}}$$

sendo:

A_s - área do aço calculada

A_{ϕ} - área da bitola

➤ **Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS)**

Os cálculos efetuados para o dimensionamento de estruturas são realizados de modo a garantir a segurança, evitando a ocorrência do esgotamento da capacidade resistente da estrutura (Estado Limite Último – ELU). Entretanto, depois de efetuados tais cálculos, é necessária a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS). Essa verificação visa garantir a manutenção do conforto dos usuários, aparência, durabilidade e funcionalidade.

Em concreto armado, os estados limites usualmente verificados são:

- Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS – DEF);
- Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS – W) e
- Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS – VE).

Será verificado, neste trabalho, apenas o ELS – DEF.

❖ Dimensionamento da armadura transversal

Para realizar o dimensionamento da armadura transversal foram utilizados os diagramas de esforço cortante da viga V2.

➤ Modelo de cálculo I

Escolheu-se o modelo de cálculo I que admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Admite ainda que a parcela complementar V_c seja constante, independente da força cortante de cálculo na seção (V_{sd}).

➤ Verificação da biela comprimida

Independente da taxa de armadura transversal deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

V_{sd} é esforço cortante solicitante de projeto, calculado a $d/2$ do apoio, como será descrito a seguir;

V_{Rd2} é esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17857 \cdot 0,15 \cdot 0,47 = 305,92 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

➤ Cálculo da armadura transversal

Deve ser verificada, também, a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c - V_{sw}$$

Onde:

V_{Rd3} é o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína por tração da diagonal;

V_c é a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_{sw} é a parcela de esforço cortante resistido pela armadura transversal

Considerando $V_{sd} = V_{rd3}$ temos o seguinte:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

➤ Cálculo de V_{sd}

Segundo a NBR 6118 (2003), para o cálculo da armadura transversal no trecho próximo ao apoio, deve ser considerado o esforço cortante a uma

distância a $d/2$ do apoio para que seja mais econômica, já que o V_{sd} passará a ter um valor menor. Assim corrigiu-se todos os valores de V_{sd} .

➤ Cálculo de V_c

De acordo com a NBR 6118 (2003), para o caso de flexão simples, com a linha neutra cortando a seção, V_c pode ser calculado por:

$$V_c = V_{co} = 0,6f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,282 \cdot 5,0 \cdot 15,0 \cdot 47 = 54,25 \text{ kN}$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,565 = 1,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,7955}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

➤ Cálculo de A_s

O cálculo da área de aço é feito por metro de viga através da seguinte fórmula:

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \text{ em } \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

O número de estribos é obtido através de:

$$N^{\circ}E = \frac{A_{sw}}{2A_{\phi}}$$

Sendo A_{ϕ} a área da seção transversal da barra que está em função do seu diâmetro. De acordo com a NBR 6118 (2003), o diâmetro da barra deve estar no intervalo $5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10}$. Logo, foi adotado diâmetro de 6.3mm ($A_{\phi} = 31,2 \text{ mm}^2$).

O espaçamento é determinado pelo trecho analisado dividido pelo número de estribos.

Para garantir a ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura deve ter uma taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha}$$

Esta taxa deve ser maior que a taxa mínima de aço:

$$\rho_{sw} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{2,565}{500} = 0,001026$$

➤ Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento. Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300mm \dots se V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200mm \dots se V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases}$$

O espaçamento máximo adotado será sempre o de menor valor.

➤ Resultados dos espaçamentos, das taxas de armadura e do número de estribos

Nas Tabelas A6, A7 e A8, em anexo, estão os resultados dos espaçamentos, das taxas de armadura e do número de estribos que serão utilizadas no projeto.

3.2.2- Dimensionamento da Viga V5

A outra das vigas que foi escolhida, para o dimensionamento manual, é a viga V5 situada no primeiro pavimento do sistema estrutural com laje nervurada, conforme mostra a Figura 11.

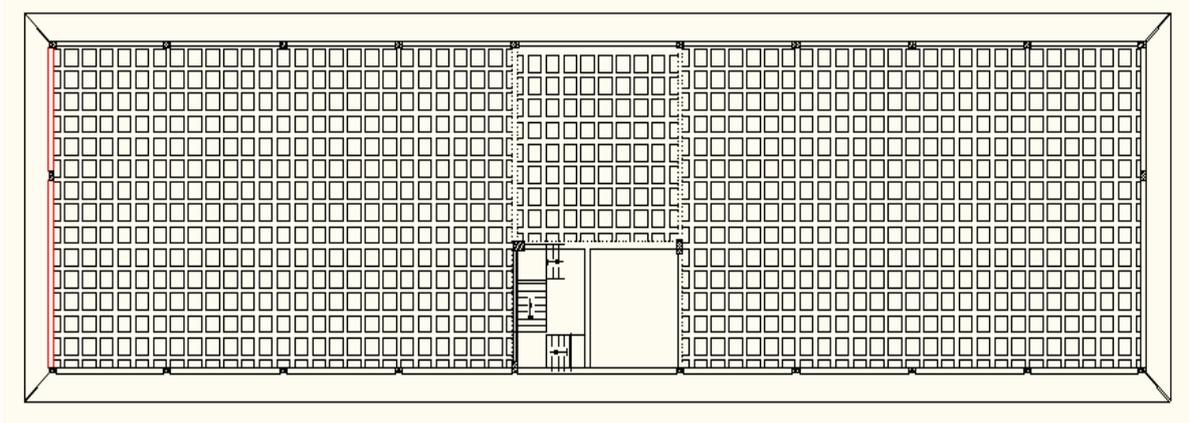


Figura 11- Planta de forma, com viga V2 em destaque.

3.2.2.1- Pré-dimensionamento

Como já foi dito, anteriormente, a NBR 6118 (2003) diz que as vigas não devem apresentar largura menor que 12 cm.

❖ Dados iniciais

Os dados iniciais estão indicados na Figura 12 (dimensões em centímetros):

Nome da viga: V5 (Figura 12)

Dimensões da seção: 20x55

Classe do concreto C25 e do aço CA-50

Cobrimento $c = 3,00$ (Classe II)



Figura 12- Esquema de análise da viga V5.

3.2.2.2- Determinação das Cargas

❖ Peso próprio

O peso próprio da viga pode ser calculado por:

$$p_p = 1,4 \cdot \gamma_c \cdot A_c = 1,4 \cdot 25 \cdot 0,2 \cdot 0,55 = 3,85 \text{ kN/m}$$

❖ Carga de projeto

Tabela 4- Cargas sobre a viga V5.

V5			
Trecho	Peso Próprio (kN/m)	Carga parede (kN/m)	Carga de Projeto (kN/m)
1	3,85	6,3	10,15
2	3,85	7,098	10,948

A Tabela 4 mostra a carga para cada trecho da viga V5.

❖ Cálculo dos Esforços

Foram calculadas esforços da viga V5 através do programa de análise estrutural Ftool, Figura 13, Figura 14 e Figura 15.

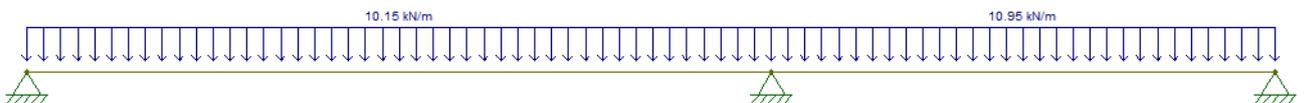


Figura 13- Esquema de cálculo da viga V5.

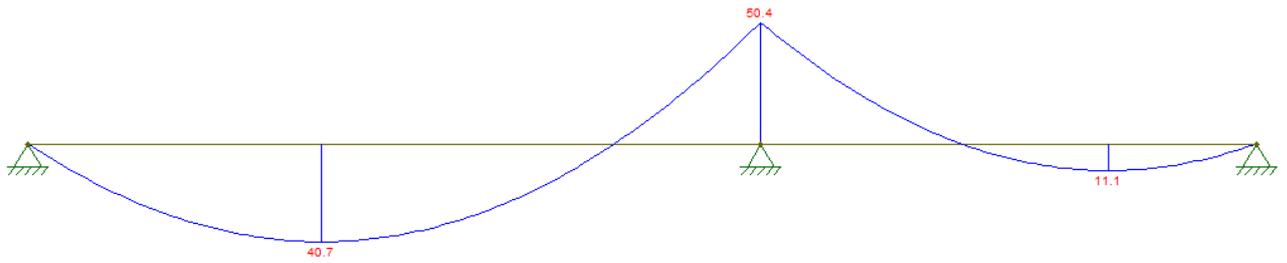


Figura 14- Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga V5 (kNm).

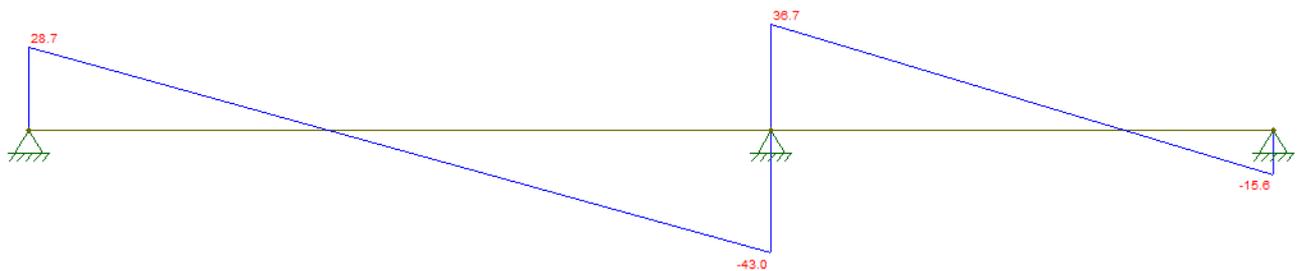


Figura 15- Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga V5 (kNm).

3.2.2.3- Dimensionamento da Armadura

❖ Dimensionamento da armadura longitudinal

➤ Altura útil da viga

A altura útil da viga foi dada por:

$$d = h - d' = h - (c + \phi t + \phi l/2) = 0,51 \text{ m}$$

➤ Domínio de Trabalho

O cálculo para verificação do domínio de trabalho da viga V5 foi realizado de forma semelhante do utilizado para a viga V2.

➤ Cálculo da Armadura

Para o cálculo da armadura, admitiram-se vigas com seção retangular com armadura simples que tem as seguintes características:

- A zona comprimida da seção sujeita a flexão tem forma retangular;
- As barras que constituem a armadura estão agrupadas junto à borda tracionada e podem ser imaginadas concentradas no seu centro de gravidade.

Logo a área de aço pode ser calculada por:

$$A_s = \frac{Msd}{f_y d (d - 0,4x)}$$

Esta deve ser menor que a área de aço mínima:

$$A_{s\text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

As áreas de aço para cada momento fletor máximo encontram-se na Tabela A9, em anexo.

No entanto, nenhum dos valores de áreas de aço calculado foi menor que a mínima.

Os valores das áreas para cada trecho da viga V5, o cálculo das áreas efetivas e as verificações às flechas estão na Tabela A9, em anexo.

➤ Bitolas das Barras

As bitolas das barras são escolhidas de forma que a área de aço efetiva tenha valor o mais próximo possível da área de aço calculada, por motivos de economia. O número de barras é dado pela seguinte expressão:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A\phi}$$

sendo:

A_s - área da aço calculada

$A\phi$ - área da bitola

➤ Detalhamento da armadura longitudinal

Escolheu-se, para detalhamento a viga V5, que está apresentado em anexo na prancha A1.

Para que haja redução no comprimento de algumas barras é importante que seja feito o escalonamento da armadura longitudinal proporcionando, assim, economia de aço.

○ *Comprimento de ancoragem*

O comprimento de ancoragem representa, fisicamente, o comprimento mínimo que uma barra reta deve ter, em contato com o concreto, para transmitir a ele (concreto) a máxima força de tração resistida pela barra (comprimento que a barra deve ter para que não haja escorregamento).

Pelo equilíbrio de tensões no aço e no concreto, o comprimento de ancoragem para uma barra reta pode ser obtido por:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4f_{bd}}$$

ou

$$l_b = 54. \phi \text{ (para ancoragem sem gancho, má aderência e } f_{ck} = 25\text{MPa)}$$

Sendo f_{bd} o valor último da tensão de aderência de cálculo, definido em função da qualidade de aderência:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

Sendo:

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para barras de diâmetro $\phi < 32\text{mm}$.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,795}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

Deve-se calcular o valor de a_l (Figura 16), que é usado para deslocar o diagrama de momento fletor para o sentido mais desfavorável para que a área do diagrama seja aumentada.

Foi utilizado o modelo de cálculo II para a obtenção de a_l , que considera inclinação da biela $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$.

$$a_l = 0,5 \cdot d \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) = 0,5 \cdot 0,51 \cdot (\cot 45 - \cot 90) = 0,25$$

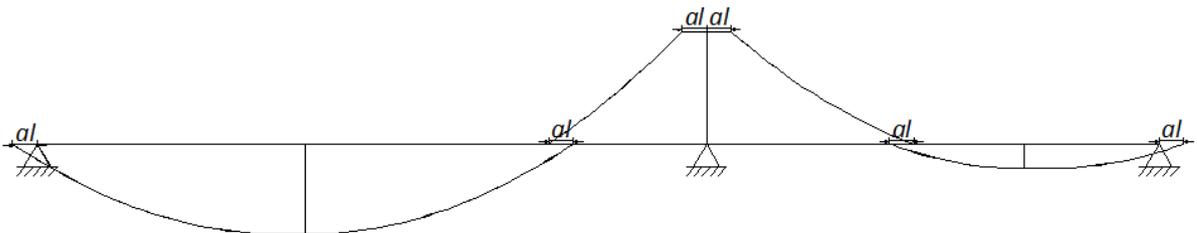


Figura 16- Diagrama de momento fletor da viga V5 com os respectivos deslocamentos a_l .

O comprimento mínimo de ancoragem é obtido por:

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}}$$

Para os pilares da V5:

$$A_{s,cal} = \frac{V_d a_l}{d f_{yd}}$$

No entanto, a condição a seguir deve ser atendida:

$$l_{b,nec} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10cm \end{cases}$$

Encontra-se em anexo a Tabela A11 com os cálculos para o detalhamento.

❖ Dimensionamento da armadura transversal

Para realizar o dimensionamento da armadura transversal foram utilizados os diagramas de esforço cortante da viga V5.

➤ Modelo de cálculo I

Escolheu-se o modelo de cálculo I que admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Admite ainda que a parcela complementar V_c seja constante, independente da força cortante de cálculo na seção (V_{sd}).

➤ Verificação da biela comprimida

Independente da taxa de armadura transversal deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

V_{sd} é esforço cortante solicitante de projeto, calculado a $d/2$ do apoio, como será descrito a seguir;

V_{Rd2} é esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17857 \cdot 0,2051 = 441,48 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

➤ Cálculo da armadura transversal

Deve ser verificada, também, a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c - V_{sw}$$

Onde:

V_{Rd3} é o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína por tração da diagonal;

V_c é a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_{sw} é a parcela de esforço cortante resistido pela armadura transversal

Considerando $V_{sd} = V_{rd3}$ temos o seguinte:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

➤ Cálculo de V_{sd}

Segundo a NBR-6118:2003, para o cálculo da armadura transversal no trecho próximo ao apoio, deve ser considerado o esforço cortante a uma distância a $d/2$ do apoio para que seja mais econômica, já que o V_{sd} passará a ter um valor menor. Assim corrigiu-se todos os valores de V_{sd} .

➤ Cálculo de V_c

De acordo com a NBR-6118:2003, para o caso de flexão simples, com a linha neutra cortando a seção, V_c pode ser calculado por:

$$V_c = V_{co} = 0,6 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1282,5 \cdot 0,2051 = 78,29 \text{ kN}$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2.565 = 1,7955 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,7955}{1,4} = 1,2825 \text{ MPa}$$

➤ Cálculo de As

O cálculo da área de aço é feito por metro de viga através da seguinte fórmula:

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \text{ em } \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

O número de estribos é obtido através de:

$$N^{\circ}E = \frac{A_{sw}}{2A_{\phi}}$$

Sendo A_{ϕ} a área da seção transversal da barra que está em função do seu diâmetro. De acordo com a NBR 6118 (2003), o diâmetro da barra deve estar no intervalo $5\text{mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10}$. Logo, foi adotado diâmetro de 6.3mm ($A_{\phi} = 31,2 \text{ mm}^2$).

O espaçamento é determinado pelo trecho analisado dividido pelo número de estribos.

Para garantir a ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura deve ter uma taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sena}}$$

Esta taxa deve ser maior que a taxa mínima de aço:

$$\rho_{sw} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{2,565}{500} = 0,001026$$

➤ Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

Como já foi citado, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300mm \dots se V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200mm \dots se V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases}$$

O espaçamento máximo adotado será sempre o de menor valor.

➤ Resultados dos espaçamentos, das taxas de armadura e do número de estribos

Na tabela A10, em anexo, estão os resultados dos espaçamentos, das taxas de armadura e do número de estribos que serão utilizadas no projeto.

3.2.3- Dimensionamento dos Pilares P12 e P25

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

Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

No presente projeto de conclusão de curso, foram escolhidos os pilares P12, situado no primeiro pavimento do sistema estrutural com laje maciça (Figura 17), e P25 situado no primeiro pavimento do sistema estrutural com laje nervurada (Figura 18), para que fossem realizados seus dimensionamentos manuais.

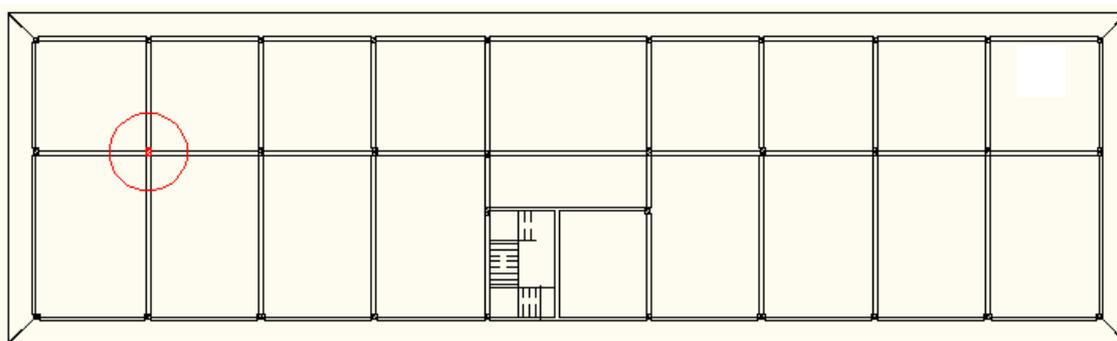


Figura 17- Planta de forma, com o pilar P12 em destaque.

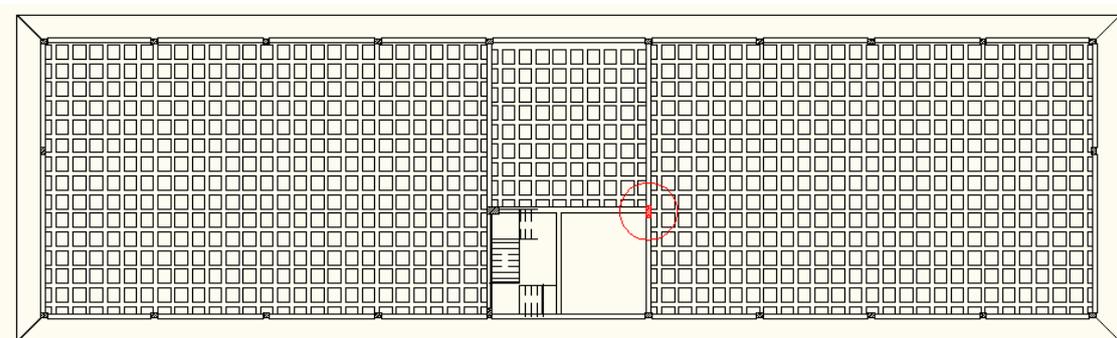


Figura 18- Planta de forma, com o pilar P25 em destaque.

Quanto à esbeltez os pilares podem ser classificados:

- curtos, para os quais não são considerados efeitos de segunda ordem;
- moderadamente esbeltos, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados porém podem ser calculados de forma simplificada;
- esbeltos, os efeitos de segunda ordem são tão importantes que não podem ser calculados por processos simplificados.

3.2.3.1- Pré-dimensionamento

A NBR 6118 (2003) determina que um pilar não pode ter área menor que 360cm^2 . Além disso, também deve ser respeitada a consideração da norma em seu item 13.2.3, que estabelece que pilares não devem apresentar dimensão inferior a 19cm, salvo em casos em há dimensão de até 12cm multiplicada pelo coeficiente γ_n fornecido pela mesma. Diante disto, optou-se pela seção 20x30cm para o pilar P12 e 20x50 para o pilar P25.

3.2.3.2- Classificação dos Pilares

Os pilares podem ser classificados conforme as solicitações iniciais e a esbeltez. Quanto às solicitações iniciais podem ser internos, de borda e de canto (Figura 19).

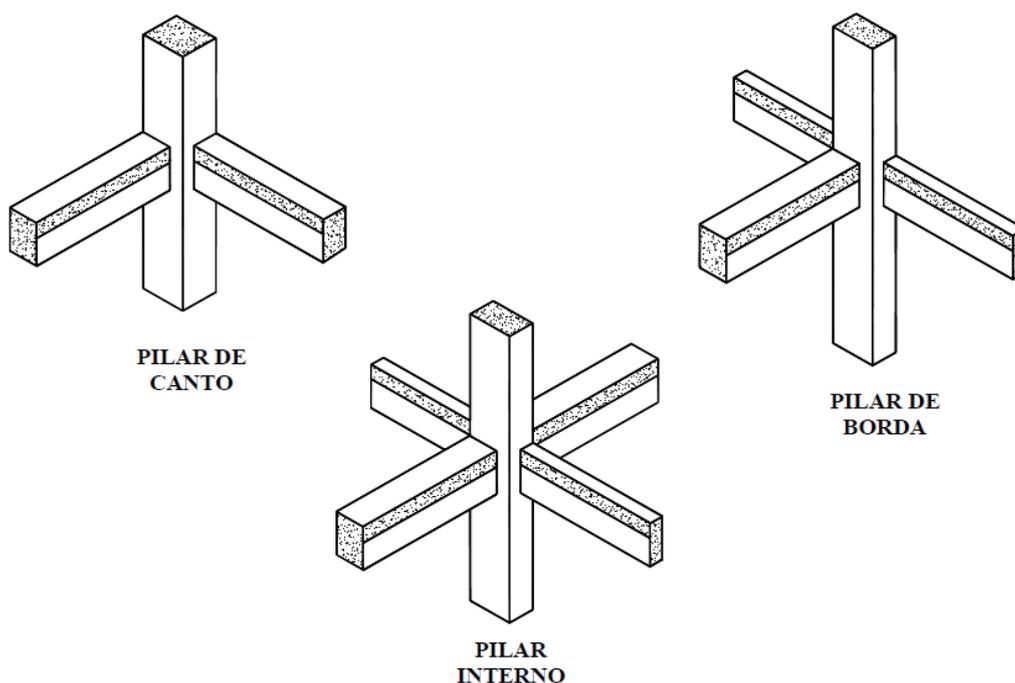


Figura 19- Classificação quanto às solicitações iniciais (PINHEIRO e SCADELAI, 2005).

Serão considerados internos os pilares em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas. Nos pilares de borda, as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda. Pilares de canto são submetidos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

Pode-se ver, anteriormente, que os pilares escolhidos para dimensionamento foram P12/maciça e P26/nervurada, interno e de borda, respectivamente. O procedimento utilizado para o dimensionamento dos pilares seguiu o “Método do pilar-padrão com curvatura aproximada”.

3.2.3.3- Pilar Interno P12

a) Comprimento equivalente

O comprimento equivalente l_e do pilar deve ser o menor entre os valores de $l_0 + h$ e l .

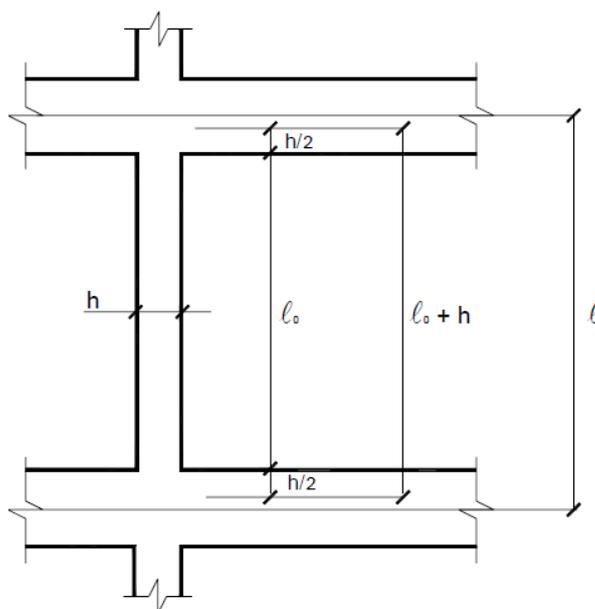


Figura 20- Distâncias l_0 e l (PINHEIRO e SCADELAI, 2005).

l_0 = a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar (Figura 20);

h = a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura (Figura 20);

l = a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado (Figura 20).

$$(l_0 + h)_x = 3,1 + 0,2 = 3,3 \text{ m}$$

$$(l)_x = 3,1 + 0,5 = 3,6 \text{ m}$$

Portanto,

$$l_{ex} = 3,3 \text{ m}$$

b) Raio de giração

Define-se o raio de giração i como sendo:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

O pilar apresenta seção transversal de 20x50 cm. Logo,

$$i_x = \frac{0,2}{\sqrt{12}} = 0,0577 \text{ m}$$

c) Índice de esbeltez

Pode ser obtido através da equação:

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i} = \frac{3,30}{0,0577} = 57,16$$

d) Momentos de inércia dos pilares

$$I_x = \frac{0,2 \times 0,3^3}{12} = 0,00045 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{0,3 \times 0,2^3}{12} = 0,0002 \text{ m}^4$$

e) Momentos na ligação viga-pilar

Para o cálculo da rigidez superior e inferior dos pilares, a largura efetiva é obtida dividindo-se o comprimento equivalente do pilar por 2. Já para a rigidez da viga, esta largura efetiva é o próprio vão livre da viga.

A rigidez do pilar equivale a:

$$r_{x\text{sup}} = \frac{I}{l_e} = \frac{0,00045}{1,65} = 0,00027m^3$$

$$r_{y\text{sup}} = \frac{I}{l_e} = \frac{0,0002}{1,65} = 0,00012m^3$$

f) Cálculo de N_d

O valor do N_d foi obtido através do programa computacional EBERICK V6[®].

$$N_d = 669,46 \text{ kN}$$

g) Momento Fletor Mínimo

A NBR6118/2003 exige um momento mínimo dado por:

$$M_{1d,\text{mín},x} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 669,46 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,3) = 16,067 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,\text{mín},y} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 669,46 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 14,06 \text{ kN.m}$$

h) Excentricidade de primeira ordem mínima

$$e_{1,\text{mín},x} = \frac{M_{1d,\text{mín}}}{N_d} = \frac{16,07}{669,46} = 0,024m$$

$$e_{1,\text{mín},y} = \frac{M_{1d,\text{mín}}}{N_d} = \frac{14,06}{669,46} = 0,021m$$

i) Esbeltez Limite

Os esforços locais de segunda ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad 35/\alpha_b < \lambda < 90$$

Sendo, e_1 a excentricidade de primeira ordem.

O coeficiente α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

⇒ Pilares biapoiados sem forças transversais

Se $M_{1d,\text{mín}}$ for maior do que M_d o valor de α_b será igual à 1. Caso contrário:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_b}{M_a} \geq 0,4$$

$$\lambda_{\text{lim},x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{0,024}{0,3}}{1} = 26 < \frac{35}{\alpha_b} \quad \therefore \lambda_{1,x} = 35$$

$$\lambda_{\text{lim},y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{0,021}{0,2}}{1} = 26,31 < \frac{35}{\alpha_b} \quad \therefore \lambda_{1,y} = 35$$

Comparando λ_1 com λ :

- $\lambda \leq \lambda_1$ - não se considera o efeito de segunda ordem para a direção considerada;
- $\lambda > \lambda_1$ - se considera o efeito de segunda ordem para a direção considerada.

Como $\lambda_x > \lambda_{1,x}$ e $\lambda_y > \lambda_{1,y}$, deverá ser considerado o efeito de segunda ordem nos dois eixos.

3.2.3.4- Pilar de Borda P25

a) Comprimento equivalente

O comprimento equivalente l_e do pilar deve ser o menor entre os valores de $l_0 + h$ e l .

$$(l_0 + h)_x = 3,1 + 0,2 = 3,3 \text{ m}$$

$$(l)_x = 3,1 + 0,5 = 3,60 \text{ m}$$

$$(l_0 + h)_y = 3,1 + 0,2 = 3,3 \text{ m}$$

$$(l)_y = 3,1 + 0,5 = 3,6 \text{ m}$$

Por tanto,

$$l_{ex} = 3,3 \text{ m}$$

$$l_{ey} = 3,3 \text{ m}$$

b) Raio de giração

Pode ser obtido através da formula:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

O pilar apresenta seção transversal de 20x50 cm. Portanto,

$$i_x = \frac{0,5}{\sqrt{12}} = 0,1443m$$

$$i_y = \frac{0,2}{\sqrt{12}} = 0,0577m$$

c) Índice de esbeltez

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i} = \frac{3,0}{0,0577} = 51,96$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i} = \frac{2,5}{0,0577} = 43,30$$

d) Momento de inércia

- VIGAS

$$I_x = \frac{0,15 \times 0,5^3}{12} = 0,00156m^4$$

- PILARES

$$I_x = \frac{0,2 \times 0,5^3}{12} = 0,002083m^4$$

$$I_y = \frac{0,5 \times 0,2^3}{12} = 0,0003333m^4$$

e) Momentos na ligação viga-pilar

Para o calculo da rigidez superior e inferior dos pilares, a largura efetiva é obtida dividindo-se o comprimento equivalente do pilar por 2. Já para a rigidez da viga, esta largura efetiva é o próprio vão livre da viga.

A rigidez do pilar equivale a:

$$r_{x\text{sup}} = r_{x\text{inf}} = \frac{I}{l_e} = \frac{0,002083}{1,65} = 0,001262m^3$$

$$r_{y\text{sup}} = r_{y\text{inf}} = \frac{I}{l_e} = \frac{0,0003333}{1,65} = 0,000202m^3$$

A rigidez da viga equivale a:

$$r_{x\text{viga}} = \frac{I_{\text{viga}}}{l_{\text{ef}}} = \frac{0,00156}{6,5} = 0,00024m^3$$

Os momentos provocados pelo engastamento são:

$$M_{engx} = 392,9kN$$

$$M_{engy} = 4,2kN$$

$$M_{engvigax} = \frac{0,001262}{(0,001262 + 0,00024)} 392,9 = 330,1kN$$

f) Cálculo de N_d

O valor do N_d foi obtido através do programa computacional EBERICK V6®.

$$N_d = 1048,20 \text{ kN}$$

g) Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,mín,x} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 1048,20 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,5) = 31,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,mín,y} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 1048,20 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 22,01 \text{ kN.m}$$

h) Excentricidade de primeira ordem mínima

$$e_{1,mín,x} = e_{1,mín,y} = \frac{M_{1d,mín}}{N_d} = \frac{31,45}{1048,2} = 0,03m$$

i) Excentricidade de primeira ordem

$$e_{1,x} = \frac{M_{eng,viga,x}}{N_d} = \frac{22,01}{1048,2} = 0,021m$$

j) Esbeltez Limite

Os esforços locais de segunda ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad 35/\alpha_b < \lambda < 90$$

sendo, e_1 a excentricidade de primeira ordem.

O coeficiente α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

⇒ Pilares biapoiados sem forças transversais

Se $M_{1d,\text{mín}}$ for maior do que M_d o valor de α_b será igual à 1. Caso contrário:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_b}{M_a} \geq 0,4$$

Como M_d é maior que $M_{1d,\text{mín}}$: $\alpha_b = 0,6 + 0,4 * 1 \geq 0,4$, o valor de α_b será de 0,4.

$$\lambda_{\text{lim},x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{0,03}{0,5}}{0,4} = 64,38 > \frac{35}{\alpha_b} \quad \therefore \lambda_{1,x} = 64,38$$

Comparando λ_1 com λ :

- $\lambda \leq \lambda_1$ - não se considera o efeito de segunda ordem para a direção considerada;
- $\lambda > \lambda_1$ - se considera o efeito de segunda ordem para a direção considerada.

Como $\lambda \leq \lambda_1$, não será considerado o efeito de segunda ordem.

3.2.3.5- Dimensionamento das Armaduras Longitudinais dos Pilares

O dimensionamento dos pilares deve ser feito para as direções x e y , considerando todas as situações de projeto possíveis. As Tabelas A12, A13 e A14 com os dimensionamentos, seguem no anexo deste projeto.

De posse da excentricidade total, dada por: $e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{ax}$ e considerando-se o cálculo para a direção x, onde, por exemplo:

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ax} \\ e_{1x,\text{mín}} \end{cases}$$

Pode-se então calcular o valor do momento atuante por:

$$M_d = N_{sd} \cdot e_x$$

$$\begin{cases} \sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \\ v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \\ \mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{cd}} \\ \delta = \frac{d'}{h} \\ \varpi \end{cases}$$

A área de aço pôde então ser calculada pela fórmula:

$$A_s = \frac{\varpi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

Segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118 (2003), o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Segundo o item 17.3.5.3 da NBR 6118 (2003), a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

O valor máximo da área total de armadura longitudinal é dado por:

$$A_{s,\text{máx}} = 8\% \cdot A_c$$

Devendo a taxa de armadura ser inferior ao valor máximo de 4%, inclusive nos trechos de emenda por traspasse, onde a soma dos trechos consecutivos deve ser menor que 8%.

3.2.4- Dimensionamento das Lajes Maciças

3.2.4.1- Pré-dimensionamento das Lajes

As dimensões iniciais das lajes maciças foram obtidas de acordo com a NBR 6118 (2003), item 13.2.4.1, visando sempre a otimização da estrutura. Para lajes maciças em balanço localizadas em torno do primeiro e segundo tetos, adotou-se 10 cm de espessura, respeitando o valor limite mínimo recomendado de 07 cm. Já para as demais lajes, tanto do primeiro teto quanto do segundo, adotou-se 12 cm de espessura, seguindo a relação para lajes de piso contínuas.

$$h = \frac{l}{50}$$

sendo:

l a menor dimensão da laje (cm);

h a espessura estimada (cm).

Pela estrutura ser simétrica, foi realizado o cálculo manual somente das lajes maciças L4, L5, L6, L7, L13, L14, L15, L16 do primeiro teto consideradas mais críticas, Figura 21 ilustra as seções para os cálculos dos momentos.

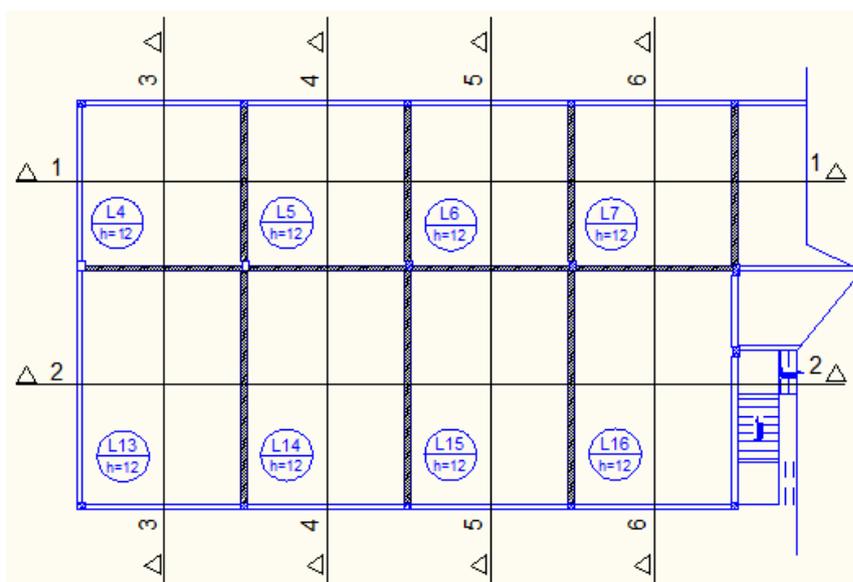


Figura 21- Seções para cálculo de momentos.

3.2.4.2- Determinação dos Vãos Teóricos das Lajes

Vão teórico ou vão de cálculo, l , é a distância entre os centros dos apoios. Nas lajes em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. Porém, de acordo com a NBR 6118 (2003), não é necessário adotar valores maiores que:

- a) em laje isolada: o vão livre acrescido de 60% da espessura da laje;
- b) em laje contínua: o vão livre acrescido de 60% da espessura da laje no painel considerado.

Quando a largura das vigas de apoio não é muito grande, as diferenças entre os centros dos apoios e os limites indicados anteriormente são pequenas. Assim, nos casos correntes dos edifícios, é usual adotar como vão teórico a distância entre os centros dos apoios (ARAÚJO, 2003).

No projeto, os vãos teóricos adotados foram a distância entre o centro dos apoios, isto é, a distância entre os eixos das vigas, conforme mostrado na Figura 22.

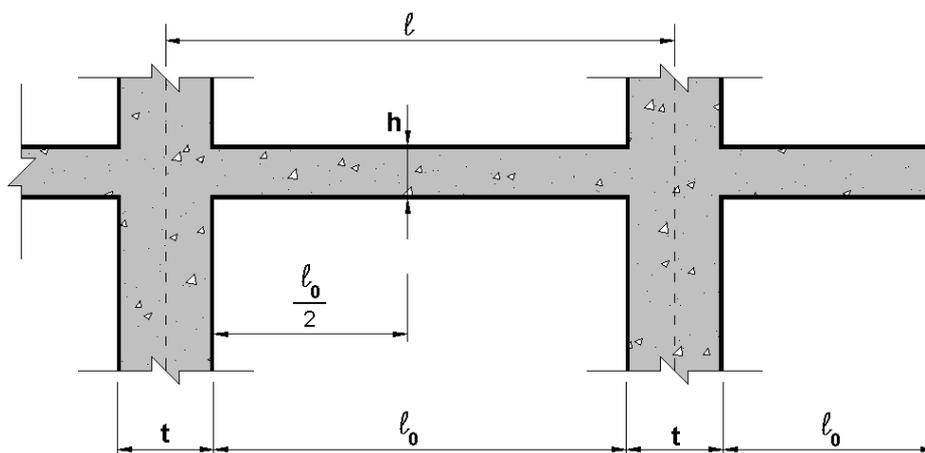


Figura 22- Vão teórico (l) – definição usual.

3.2.4.3- Classificação Quanto à Forma de Trabalho das Lajes

Após definidos os vãos teóricos, é possível classificar as lajes quanto à forma de trabalho através da relação entre os vãos teóricos (λ). Este parâmetro reflete a geometria da laje. A Figura 23 ilustra esta relação, onde l_x é o menor vão e l_y o maior vão de uma laje.

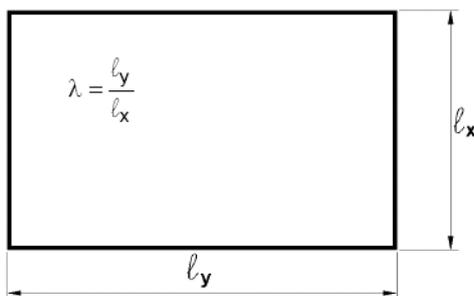


Figura 23- Relação entre vãos teóricos.

Assim tem-se lajes armadas em duas direções quando $\lambda \leq 2$, e lajes armadas em uma direção se $\lambda > 2$.

A forma de trabalho das lajes se encontra na Tabela A16, apresentada no anexo.

3.2.4.4- Classificação Quanto às Condições de Apoio

Para efetuar o cálculo dos esforços nas lajes, é preciso definir suas condições de contorno. Teoricamente, as lajes apoiadas em vigas deveriam ser considerada sobre os apoios elásticos, já que as vigas também se deformam quanto submetidas a ação de carregamento externo. Todavia, como uma simplificação de projeto, é comum considerar que esses apoios não sofrem deslocamentos verticais. Para lajes contínuas, estão contidas nesta simplificação as seguintes considerações:

- Nos bordos internos, quando há continuidade com lajes vizinhas, admite-se um engastamento perfeito;

- Nos bordos externos, ou nos bordos internos quando se tratar de lajes rebaixadas admite-se a condição de apoio simples.

A representação das condições de apoio segue uma convenção, como mostrada na Figura 24:



Figura 24- Convenção para Condições de Apoio (ARAÚJO, 2003).

Pode ocorrer também, por exemplo, uma borda com uma parte engastada e a outra apoiada, como mostrado na Figura 25. Um critério aproximado, permitido para este caso, é indicado na Tabela 5.

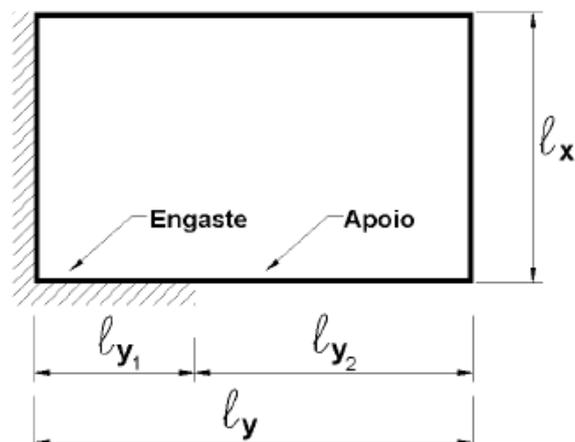


Figura 25- Caso especial de vinculação.

Tabela 5- Critério de classificação para bordas com uma parte engastada e outra parte apoiada (PINHEIRO *et al.*, 2003).

$l_{y1} \leq \frac{l_y}{3}$	Considera-se a borda totalmente apoiada
$\frac{l_y}{3} < l_{y1} < \frac{2l_y}{3}$	Calculam-se os esforços para as duas situações – borda totalmente apoiada e borda totalmente engastada – e adotam-se os maiores valores no dimensionamento
$l_{y1} \geq \frac{2l_y}{3}$	Considera-se a borda totalmente engastada

A definição da situação de apoio da laje é importante para a etapa seguinte no dimensionamento, a determinação dos momentos fletores positivos e negativos atuantes sobre a laje e as reações nas vigas dos bordos.

Para as lajes armadas em duas direções são nove casos, como mostra a Figura 26.

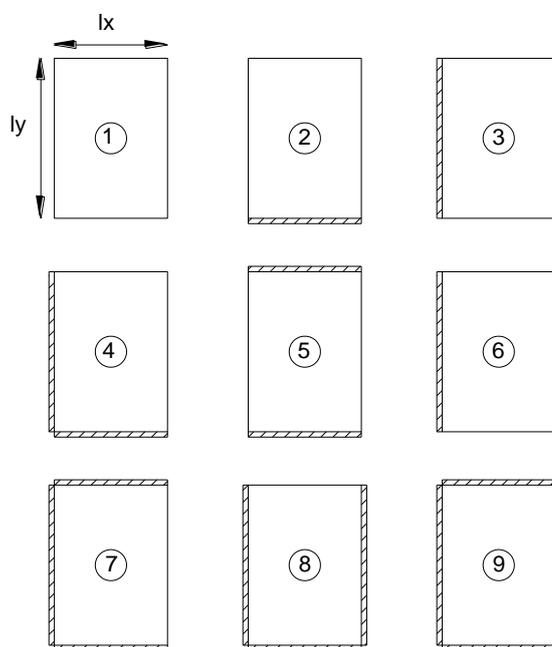


Figura 26- Condição de Apoio para lajes armadas em duas direções (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007).

As lajes maciças dimensionadas do projeto são armadas nas duas direções, com as lajes L4, L13 e L16 sendo do caso 4 e as demais do caso 8.

3.2.4.5- Determinação das Cargas Atuantes nas Lajes (p)

O cálculo dos esforços solicitantes sobre as lajes resultam das cargas, permanentes e acidentais, atuantes sobre a estrutura em questão.

➤ **Carga Permanente (g)**

A carga permanente é constituída “pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes” (NBR 6120, 1980). Logo, para todas as lajes em questão, tem-se:

- *Peso próprio (g_1)*

$$g_1 = \gamma \cdot h = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

- *Revestimento (g_2)*

O valor adotado foi o mínimo de 1 kN/m², estabelecido pela NBR 6120 (1980).

$$g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$$

- *Alvenaria (g_3)*

Pela utilização do prédio ser flexível e passível de mudanças, há poucas paredes de alvenaria sobre as lajes.

$$g_3 = 0 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Carga Acidental (q)**

A carga acidental é aquela que pode agir sobre a estrutura de edificações devido ao seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.) (NBR 6120, 1980).

Como não há previsão de como será sua utilização e ainda deverão ser colocadas parede de dry wall (geralmente utilizadas na UENF), a carga a ser utilizada será:

$$q = 4\text{kN/m}^2$$

➤ **Carga de Vento**

A carga de vento não foi considerada por simplificação dos cálculos.

➤ **Carga de Projeto para Todas as Lajes**

Com as cargas permanentes e acidentais calculadas, é possível obter a carga total de projeto que atua sobre as lajes. Logo, a carga total de projeto (p) é dada por:

$$p = (q + g) \times 1,4 = (3,00 + 1,00 + 4,00) \times 1,4 = 11,20 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4.6- Determinação dos Momentos Fletores

A determinação dos momentos fletores máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas é feito com o auxílio das Tabelas - Coeficientes de Barés. Considerando a situação de contorno e o caso da laje, podem-se obter os valores dos coeficientes de Barés (μ_x , μ_y , μ_x' , μ_y'). Com estes coeficientes, calculam-se os momentos máximos nas direções de x e de y, utilizando as seguintes fórmulas:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } x;$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } y;$$

$$m'x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } x;$$

$$m'y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } y.$$

onde:

$\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$ são os coeficientes de Barés;

m_x, m_y são os momentos máximos positivos em x e y (respectivamente);

$m'x, m'y$ são os momentos máximos negativos em x e y (respectivamente);

p é a carga total de projeto;

l_x é o menor vão da laje.

Os resultados obtidos para os momentos fletores encontram-se na Tabela A17 no anexo.

3.2.4.1- Correção dos Momentos Fletores

Analisando os valores de momentos obtidos para cada laje, verifica-se que resultaram dois valores distintos para o momento negativo na maioria dos apoios internos.

Com isso, utilizando um método de cálculo simplificado, considera-se que os momentos são iguais à média dos dois valores obtidos em cada apoio interno. “Além disso, para evitar a adoção de momentos muito pequenos, este valor é limitado a 80% do maior momento” (ARAÚJO, 2003). O cálculo é especificado a seguir

$$M_e \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{e1} + M_{e2}}{2} \\ 0,8 M_{emax} \end{array} \right\}$$

onde M_{e1} e M_{e2} são valores absolutos dos momentos negativos calculados para as lajes isoladamente e M_{emax} é o máximo entre M_{e1} e M_{e2} .

Depois de corrigidos os momentos máximos negativos, é preciso fazer uma correção dos momentos máximos positivos. Segue-se a seguinte regra :

- $m_{corrigido} = m + \frac{\Delta X}{2}$, quando o momento negativo corrigido da laje em questão for menor que o original (Figura 27).
- $m_{corrigido} = m - \frac{\Delta X}{2}$, quando o momento negativo corrigido da laje em questão for maior que o original (Figura 27).

Pode haver situações em que estes dois casos aconteçam simultaneamente. Os cálculos dos momentos positivos estão presentes na Tabela A18 no anexo.

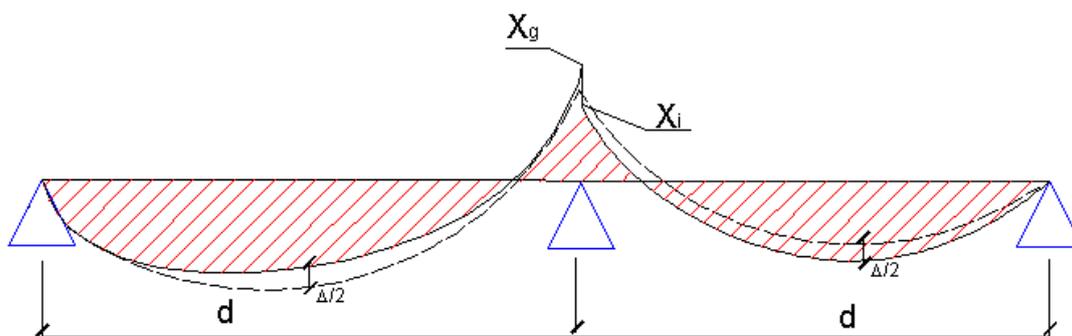


Figura 27- Ilustração de diagrama com correção de momentos.

3.2.4.2- Dimensionamento das Armaduras Positivas e Negativas

Após a correção dos momentos fletores, segue-se ao dimensionamento das seções das lajes. Para esse dimensionamento, são consideradas as lajes

como vigas contínuas de largura unitária igual a 100 cm ($b_w = 100$ cm) e altura 12 cm.

➤ **Determinação da Altura Útil**

A altura útil da seção é igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração (Figura 28). Assim sendo, antes da definição da altura efetiva, faz-se necessária a definição da bitola máxima a ser utilizada. Pela NBR 6118 (2003):

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,5\text{cm} = 15\text{mm}$$

onde:

ϕ_{\max} é a bitola máxima permitida;

h é a espessura da laje.

Logo, a bitola máxima para as lajes consideradas será de 12,5 mm (bitola comercial). Adotou-se a bitola de 6,3 mm para as lajes, para se ter um número mais razoável de barras.

Avaliando a Figura 28, pode-se observar a altura útil d , a altura h e o cobrimento c a ser considerado.

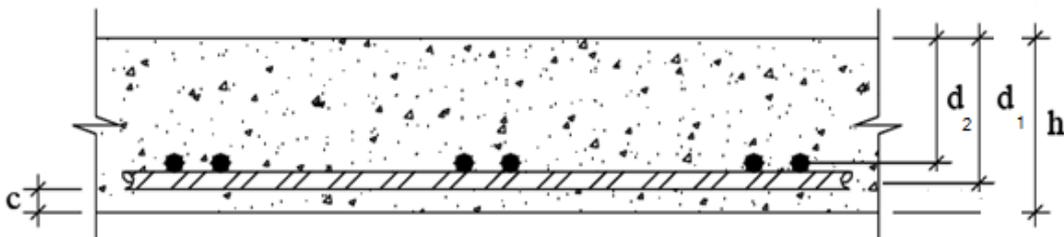


Figura 28- Cobrimento, altura útil e altura total de uma laje armada em duas direções (RIOS, 2008).

De acordo com a Figura 28, tem-se:

$$d_1 = h - c - \frac{\phi}{2} \rightarrow d_1 = 12 - 2,5 - \frac{1,25}{2} = 8,875cm$$

$$d_2 = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} \rightarrow d_2 = 12 - 2,5 - 1,25 - \frac{1,25}{2} = 7,625m$$

A altura útil é definida como a média entre esses dois valores, ou seja:

$$d_m = \frac{d_1 + d_2}{2} = 8,25cm$$

➤ Determinação do Domínio de Trabalho das Lajes

Para o cálculo das armaduras, as seções devem estar no Domínio 2 ou 3 (resultando em armadura simples). Neste projeto, todas as lajes trabalham no domínio 2 ou 3. Calcula-se o domínio de trabalho obtendo-se o valor de x e comparando - o com x_{34} e com x_{23} .

Sendo:

$$x = 1,25.d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425.b.d^2.fcd}} \right]; \quad x_{34} = \frac{d0,0035}{\varepsilon_{sy} + 0,0035}; \quad x_{23} = 0,259 \times d$$

Considere-se:

- $x \leq x_{23} \rightarrow$ Domínio 2;
- $x_{23} \leq x \leq x_{34} \rightarrow$ Domínio 3;
- $x \geq x_{34} \rightarrow$ Domínio 4.

Se a laje estiver no domínio 2 ou 3, ela pode ser dimensionada sem maiores problemas. Mas, caso esteja no domínio 4, deve-se procurar uma nova solução que faça voltar ao domínio 2 ou 3. Por exemplo: aumentar a altura da laje (h) ou mudar o f_{ck} .

Neste projeto, todas as lajes se encontram nos domínios 2 ou 3.

➤ **Cálculo das Armaduras**

A área de aço a ser utilizada é calculada através da expressão abaixo:

$$A_s = \frac{Md}{f_y d (d - 0,4x)}$$

Esta armadura deve ser comparada à armadura mínima ($A_{s, \min}$):

$$\rho_{s \min} = \frac{A_{s \min}}{b_w \cdot d}$$

onde $\rho_{s \min}$ é fornecido pela Tabela 6. Para armaduras positivas de lajes armadas em duas direções, deve-se multiplicar a taxa de armadura mínima por 0,67 (Tabela 7), conforme a NBR 6118 (2003).

Tabela 6- Valores de ρ_{\min} (NBR 6118, 2003).

f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
ω_{\min}	ρ_{\min} (%)						
0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{\min} dado.							

Tabela 7- Valores mínimos para as armaduras (NBR 6118, 2003).

Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq 20\%$ da armadura principal $\rho_s \geq 0,50 \rho_{\min}$ $\rho_s \geq 0,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Os resultados obtidos para o dimensionamento de todas as seções são mostrados nas Tabelas A19 a A33, em anexo.

➤ **Cálculo dos Espaçamentos**

Calcularam-se os espaçamentos para todas as bitolas, considerando as áreas de aço máximo e mínimo ($A_{s\text{máx}}$, $A_{s\text{mín}}$).

Adota-se o menor dos seguintes valores:

$$S_{\text{calculado}} = \frac{\phi_{\text{bitola}} \cdot 100}{A_{s\text{calculado}}}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{\phi_{\text{bitola}} \cdot 100}{A_{s\text{mín}}}$$

$$S_{\text{máx}} = 2h \text{ ou } 20\text{cm (lajes 2 direções)}$$

Os resultados obtidos encontram-se nas Tabelas A19 a A433, em anexo.

➤ **Detalhamento da Armadura de Flexão**

Nas lajes consideradas, são detalhadas armaduras de dois tipos: as positivas, colocadas na face inferior e as negativas, colocadas na face superior.

Nas plantas de detalhamento das armaduras, constam a quantidade, a nomenclatura, o diâmetro, o espaçamento e o comprimento das barras. A planilha com os cálculos das armaduras e a planta correspondente prancha 2ª, em anexo.

- Armadura Positiva

As armaduras positivas têm barras com comprimento igual ao vão livre da laje acrescido 10ϕ ou 6 cm, sendo escolhido o maior entre estes valores.

Para reduzir o consumo de aço, pode-se utilizar armadura alternada, porém esta solução só pode ser adotada quando o espaçamento das barras na região central for menor que 16,5 cm.

Neste trabalho, optou-se pela utilização de barras corridas, assim como nos apoios intermediários. A planta correspondente se encontra prancha 2A.

- Armadura Negativa

As armaduras negativas terão um comprimento de $\frac{l_x}{4}$ para cada lado do apoio. Para vãos adjacentes diferentes, adota-se o maior vão entre os vãos principais. A planta correspondente se encontra prancha 2A.

3.2.4.3- Cálculo das Flechas (Estado Limite de Serviço)

Considerando o estado limite de serviço, analisa-se a estrutura antes da ruína, isto é, sob condições normais de uso. Sendo assim, as cargas totais a serem utilizadas não serão majoradas para o cálculo das flechas.

No projeto, as flechas foram calculadas admitindo-se que as lajes se encontrem no estágio I (concreto não fissurado) porque os momentos máximos são inferiores ao momento de fissuração do concreto.

➤ Carregamento quase permanente

As flechas devem ser calculadas para a combinação quase permanente de carregamento, dada por:

$$p = g_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

onde:

g_k representa o carregamento permanente característico;

ψ_{2i} é obtido através da Tabela 8 para os diversos tipos de ações variáveis:

Tabela 8- Coeficientes ψ_{2i} para Diferentes Edificações (NBR 6118, 2003).

Ações		γ_{12}		
		ψ_0	$\psi_1^{1)}$	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23. ²⁾ Edifícios residenciais. ³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

No caso da estrutura em questão, o valor adotado para ψ_{2i} foi de 0.4, ficando a expressão igual a:

$$p = g + 0,4q$$

O valor se justifica, pois o prédio poderá, muito provavelmente, abrigar equipamentos de peso elevado que permanecem fixos por um período de tempo longo, se for destinado a um laboratório.

➤ Flecha Final

Para se obter a flecha final, utiliza-se a seguinte relação:

$$f_{\infty} = (1 + \varphi).f_0$$

onde:

φ é o coeficiente de fluência adotado igual a 2,5;

f_0 é a flecha inicial, cujo cálculo será mostrado no próximo item.

➤ Flecha Inicial

Para lajes que trabalham em duas direções a flecha inicial pode ser calculada empregando as tabelas A34 a A35 de, Araújo (2003). Sendo l_x é o menor vão da laje, tem-se:

$$f_0 = 0,001 \cdot w_c \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{D}$$

onde:

p é o carregamento quase permanente;

w_c é o coeficiente fornecido pelas tabelas;

D é a rigidez à flexão da laje.

A rigidez a flexão da laje pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

O coeficiente de Poisson do concreto, ν , é considerado igual a 0,2 e o valor de módulo de Elasticidade Secante, E_{cs} , pode ser calculado segundo a norma 6118(2003) através da equação abaixo:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ MPa}$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto.

➤ Flecha Admissível

Após a flecha final calculada, deve-se comparar o valor obtido com o valor da flecha admissível. A flecha final deverá ser menor que a flecha admissível permitida pela NBR 6118 (2003) que é determinada por:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250}$$

onde:

l_x é o menor vão da laje.

Os valores das flechas obtidos para as lajes estão presente nas Tabelas A34 e A35, em anexo. Através destas, pode-se observar que os valores das flechas das lajes encontram-se muito abaixo do máximo admissível de acordo com a norma.

3.2.4.4- Verificação do Cisalhamento nas Lajes

Segundo a NBR 6118 (2003), as lajes podem ser executadas sem armadura transversal, desde que a força cisalhante de cálculo V_{ds} seja menor que um determinado valor limite. A força resistente de cálculo limite, V_{rd1} , depende da resistência do concreto, da espessura da laje e da taxa de armadura longitudinal do banzo tracionado.

Pode-se dispensar o uso de armadura transversal nas lajes quando:

$$V_{sd} \leq V_{rd1}$$

A verificação se encontra Tabela A36 do anexo. Todas as lajes satisfizeram essa condição.

3.2.4.5- Verificação da Biela Comprimida

A resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

A verificação se encontra na Tabela A37 do anexo. Todas as lajes foram verificadas e mostraram-se satisfatórias para essa condição.

3.2.5- Dimensionamento da Laje Nervurada

A princípio, como critério de dimensionamento, a laje nervurada deve ser considerada discretizada, ou seja, separada dos demais elementos componentes do pavimento em questão. Sendo assim, desvinculada de lajes adjacentes, torna-se simplesmente apoiada em seus elementos de sustentação e com rotação livre em suas bordas. “Caso haja a presença de lajes adjacentes deve ser efetuada a colocação de uma armadura negativa, que impeça a ocorrência de fissuras na mesa de concreto” (ARAÚJO, 2008).

Como ocorre em todo dimensionamento de elementos de concreto armado, devem ser efetuadas as verificações previstas para o Estado Limite Último (ELU) e para Estado Limite de Serviço (ELS).

As lajes nervuradas, quanto à disposição das nervuras, podem ser armadas em uma ou duas direções. Como nos casos de lajes maciças, as que trabalham em apenas em apenas um sentido são aquelas que possuem relação entre o maior vão e o menor superior a dois. Sendo assim, as nervuras são distribuídas, geralmente, na direção do menor vão e possuem um comportamento estrutural semelhante ao de vigas simplesmente apoiadas. As lajes unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção destas nervuras,

desprezando a rigidez à torção e rigidez transversal, conforme a NBR 6118 (2003).

3.2.5.1- Prescrições da norma NBR 6118 (2003)

A NBR 6118 (2003) determina que as lajes nervuradas podem ser calculadas como lajes maciças, através de processos elásticos, desde que sejam respeitadas as prescrições a seguir.

- a) A espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm e a espessura da mesa, quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre nervuras e não menor que 3 cm. Esse valor mínimo de 3 cm passa para 4 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5 mm.
- b) Nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão.
- c) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- d) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- e) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

Este item visa o dimensionamento manual da laje L4, do projeto estrutural nervurado. O cálculo empregado contempla o item (d) acima descrito. O detalhamento encontra-se na prancha 2A.

3.2.5.2- Pré-dimensionamento

Para começar o cálculo da laje é imprescindível um pré-dimensionamento da seção da mesma. A distância entre as nervuras é determinada em função das medidas das cubetas fornecidas por catálogos de cada fabricante em função da geometria, da concepção, entre outros fatores pertinentes ao projeto.

Todavia, a sua altura é determinada em função da deformação-limite ou do momento no estado limite-último, devendo-se inicialmente realizar um pré-dimensionamento e, caso necessário, efetuar correções posteriores (ARAÚJO, 2008).

A altura útil (d) estimada pode ser calculada através da expressão (BOTELHO e MARCHETTI, 2007):

$$d \geq 1,5 \cdot \alpha \cdot l_x$$

onde:

$$\alpha(\%) = \left[2,0 + \frac{l_y - 1}{l_x} \right] \% \leq 2,5\%$$

d é a altura útil da laje;

l_x o menor vão;

l_y o maior vão.

O valor estimado de d obtido usando a expressão acima foi, aproximadamente, 41 cm. Assim pode-se calcular o valor da altura total h somando o cobrimento adotado, 2,5 cm, e metade do valor da bitola adotada, $2,5/2$ ao valor de d estimado. Logo, a fôrma a ser escolhida deverá ter no

mínimo 44,75 cm de altura total h . Em posse deste valor, pode-se escolher uma fôrma do catálogo de um fornecedor. A fôrma escolhida foi a ATEX 800x400 com uma altura total de 50 cm, maior que a encontrada, tendo em vista as dimensões da laje. Com a altura h igual a 50 cm, tem-se uma altura útil de 46,25 cm. A largura da nervura da fôrma é variável, sendo $b_{w\text{inf}} = 12,5$ cm e $b_{w\text{sup}} = 25,8$ cm, para o dimensionamento utilizou-se a média dos dois valores, $b_w = 19,20$ cm.

Quanto a disposição das nervuras, escolheu-se posicionar as nervuras menos espaçadas na direção do menor vão, já que está é a forma de trabalho da laje considerada.

3.2.5.3- Determinação da carga atuante (p)

➤ Carga permanente (g)

A carga permanente, para a laje em questão, é constituída por:

- *Peso próprio (g_1)*

Para o cálculo do peso próprio da laje, tem-se que calcular uma altura equivalente, ou seja, obter altura que equivaleria a mesma por metro de laje. A altura equivalente é dada por (BOTELHO e MARCHETTI, 2007):

$$h_{eq} = \frac{b \cdot h_{capa} + b_w \cdot h_{nervura}}{b} = \frac{72,5 \cdot 10 + 40 \cdot 19,2}{72,5} = 20,60 \text{ cm}$$

onde:

b é a distância entre os eixos das nervuras;

h_{capa} a espessura da mesa;

b_w a espessura da nervura;

$h_{nervura}$ a altura da nervura.

Calculado o valor de h_{eq} , obtem-se o peso próprio através da equação:

$$g_1 = \gamma_c \cdot h_{eq} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,206 \text{ m} = 5,15 \text{ kN/m}^2$$

- *Revestimento* (g_2)

O valor adotado foi o mesmo que o utilizado para o cálculo das lajes maciças no item 3.5.1.

$$g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$$

- *Alvenaria* (g_3)

Pela utilização do prédio ser flexível e passível de mudanças, há poucas paredes de alvenaria sobre as lajes. Sobre a laje considerada não há paredes, logo:

$$g_3 = 0 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Carga acidental (q)**

Foi considerado, para a carga acidental, o mesmo valor que o adotado no cálculo das lajes maciças:

$$q = 4 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Carga de projeto para todas as lajes**

Com as cargas permanentes e acidentais calculadas, é possível obter a carga total de projeto que atua sobre a laje L4. Logo, a carga total de projeto (p) é dada por:

$$p = (q + g) \times 1,4 = (5,15 + 1,00 + 4,00) \times 1,4 = 14,21 \text{ kN/m}^2$$

Para uma nervura, temos:

$$p_{nervura} = p \times b_w = 14,21 \times 0,725 = 10,302 \text{ kN/m}$$

➤ **Determinação dos momentos fletores**

Como a relação entre l_y e l_x é maior que dois, a laje considerada trabalha em uma direção, ou seja, receberá armação na direção do menor vão da laje. O cálculo dos momentos para lajes armadas em uma direção é feito utilizando as seguintes expressões, conforme os casos mostrados na Figura 29:

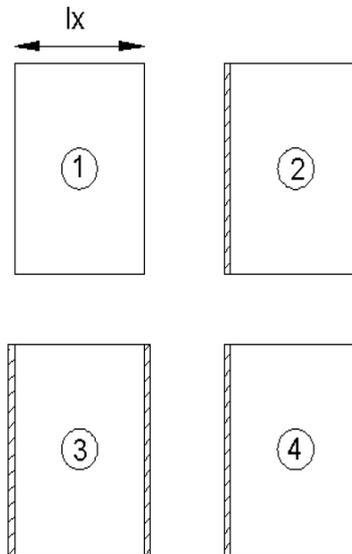


Figura 29- Condições de apoio para lajes armadas em uma direção (ARAÚJO, 2003).

- Caso 1 – Laje apoiada em dois lados:

$$\text{Momento positivo máximo } M \text{ é dado por } M = \frac{p.l_x^2}{8}$$

- Caso 2 – Laje apoiada em um lado e engastada em outro:

$$\text{Momento positivo máximo é dado por } M = \frac{p.l_x^2}{14.22}$$

$$\text{Momento no engaste, } M_e = -\frac{p.l_x^2}{8}$$

- Caso 3 – Laje engastada em dois lados:

$$\text{O momento positivo máximo é dado por } M = \frac{p.l_x^2}{24}$$

O momento nos engastes é dado por $M_e = -\frac{p.l_x^2}{12}$

- Caso 4 – Laje em balanço:

O momento no engaste é dado por $M_e = -\frac{p.l_x^2}{2}$

onde:

p é a carga total sobre a laje;

l_x o vão menor da laje.

O caso correspondente à laje L4 é o caso 1. Sendo assim, foi calculado o momento máximo positivo dado por:

$$M = \frac{p_{nervura} \times l_x^2}{8} = \frac{10,302 \cdot (11,65^2)}{8} = 174,8 \text{ kNm/m}$$

Como a carga p é expressa em kN/m^2 e o vão l_x em metros, para expressar o momento correspondente a uma faixa unitária, utiliza-se a unidade do momento em kN.m .

3.2.5.4- Dimensionamento da armadura

Primeiramente, é necessário verificar se a seção da laje se comporta como seção T ou retangular. Para verificar se a seção se comporta como seção T, é preciso analisar a altura x , a altura da zona comprimida, em relação à altura h_{capa} (espessura da mesa).

Calculando o coeficiente k_6 , pode-se obter k_x e k_3 através da tabela divulgada pelo engenheiro John Ulic Burke Jr (BOTELHO e MARCHETTI, 2007). O valor de k_6 , x e da área de aço da seção da laje é dado por:

$$k_6 = \frac{b \cdot d^2}{M} = \frac{72,5 \cdot 46,25^2}{1748} = 88,72$$

onde:

b é a distância entre os eixos das nervuras em cm;

d a altura útil cm;

M o momento positivo máximo em tf.cm/m.

$$x = k_x \cdot d = 0,12 \cdot 46,25 = 5,55 \text{ cm} < h_{\text{capa}} = 10 \text{ cm}$$

onde:

d é a altura útil da seção;

k_x coeficiente obtido através da tabela.

$$A_s = \frac{k_3 \cdot M}{d} = \frac{0,338 \cdot 1748}{46,25} = 12,77 \text{ cm}^2$$

onde:

M o momento positivo máximo em tf.cm/m;

d a altura útil cm;

k_3 coeficiente obtido através da tabela.

Com a área de aço obtida, escolheu-se a bitola a ser utilizada e a área de aço real foi encontrada. Os resultados encontram-se na Tabela A39 do anexo.

3.2.5.5- Estados limites de serviço (Cálculo das Flechas)

O comportamento da estrutura é analisado sob condições normais de utilização, ou seja, antes da ruína. Sendo assim, as cargas a serem utilizadas não são majoradas.

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. Para uma avaliação mais aproximada da flecha imediata, pode-se calcular a rigidez equivalente $(EI)_{eq}$.

➤ Cálculo da rigidez equivalente

Para o cálculo da rigidez equivalente $(EI)_{eq}$, precisa-se obter I_o (Estádio I), I_{II} (Estádio II) e o M_r (momento de fissuração). O cálculo desses itens segue abaixo.

- Estádio I

É necessário encontrar os valores de Yt_{inf} e Yt_{sup} para a obtenção de I_o . Os valores de Yt_{inf} , Yt_{sup} e I_o são dados por:

$$Yt_{inf} = \frac{b_w \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_w) \cdot h_{capa} \cdot \left(h - \frac{h_{capa}}{2} \right)}{b_w \cdot h + (b - b_w) \cdot h_{capa}}$$
$$= \frac{19,2 \cdot \frac{50^2}{2} + (72,5 - 19,20) \cdot 10 \cdot \left(50 - \frac{10}{2} \right)}{19,20 \cdot 50 + (72,5 - 19,20) \cdot 10} = 32,14 \text{ cm}$$

$$Yt_{sup} = h - Yt_{inf} = 50 - 32,14 = 17,86 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
I_0 &= (b - b_w) \cdot h_{capa} \cdot \left(h - \frac{h_{capa}}{2} - Yt_{inf} \right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - Yt_{inf} \right)^2 + \frac{b_w \cdot h^3}{12} \\
&\quad + (b - b_w) \cdot \frac{h_{capa}^3}{12} \\
&= (72,5 - 19,20) \cdot 10 \cdot \left(50 - \frac{10}{2} - 32,14 \right)^2 + 19,20 \cdot 50 \cdot \left(\frac{50}{2} - 32,14 \right)^2 \\
&\quad + \frac{19,20 \cdot 50^3}{12} + (72,5 - 19,20) \cdot \frac{10^3}{12} = 892296,076 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

onde:

b_w é a largura da nervura;

h a altura total da laje;

b a distância entre os eixos das nervuras;

h_{capa} a altura da mesa.

- Estádio II

- Verificação da posição da linha neutra: (viga retangular)
(1º caso)

$$do = \frac{\sum A_{si} \cdot d_i}{\sum A_{si}} = \frac{14,726 \cdot 46,25}{14,726} = 46,25 \text{ cm}$$

$$A = \alpha_e \cdot \frac{\sum A_{si}}{b} = 15 \cdot \frac{14,726}{46,25} = 3,05$$

$$x = A \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot do}{A}} \right] = 3,05 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 46,25}{3,05}} \right] = 14,02 > h_{capa} = 10$$

- Verificação como viga tê: (2º caso)

$$A_s^* = \frac{(b - b_w) \cdot h_{capa}}{\alpha_e} = \frac{(72,5 - 19,20) \cdot 10}{15} = 35,533 \text{ cm}^2$$

$$do = \frac{\sum A_{si} \cdot d_i}{\sum A_{si}} = \frac{12,566 \cdot 46,25 + 35,533 \cdot (10/2)}{14,726 + 35,533} = 17,086 \text{ cm}$$

$$A = \alpha_e \cdot \frac{\sum A_{si}}{b_w} = \frac{15 \cdot (14,726 + 35,533)}{19,20} = 39,27$$

$$x = A \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_o}{A}} \right] = 39,27 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17,086}{39,27}} \right] = 14,434 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{b \cdot x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \cdot (x - h_{capa})^3}{3} + \alpha_e \cdot (A_s \cdot (d - x)^2 + A'_s \cdot (d' - x)^2) \\ &= \frac{72,5 \cdot 14,434^3}{3} - \frac{(72,5 - 19,20) \cdot (14,434 - 10)^3}{3} \\ &\quad + 15 \cdot (14,726 \cdot (46,25 - 14,434)^2) = 361386,214 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{II}} \cdot x = \frac{14,726}{361386,214} \cdot 14,434 = 0,588 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_c \cdot \frac{(d - x)}{x} = 15 \cdot 0,588 \cdot \frac{(46,25 - 14,434)}{14,434} = 19,447 \text{ kgf/cm}^2$$

- Cálculo do momento de fissuração (M_r)

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_0}{Y_t} = \frac{1,2 \cdot 25,65 \cdot 892296,076}{32,14} = 8,545 \text{ tf.m}$$

De posse destes valores, pode-se calcular a rigidez equivalente através da expressão abaixo:

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \cdot I_0 + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \\ &= 23800 \left\{ \left(\frac{8,545}{14,726} \right)^3 \cdot 892296,076 + \left[1 - \left(\frac{8,545}{14,726} \right)^3 \right] \cdot 361386,214 \right\} \\ &= 4.149.442.979,363 > E \cdot I_0 \end{aligned}$$

Como a rigidez equivalente resultou em um valor superior que a rigidez da seção plena, usa-se a rigidez da seção plena, $E \cdot I_0$.

➤ **Cálculo da flecha permanente**

Para lajes que trabalham em uma direção, a flecha inicial é obtida como para uma viga de largura unitária e vão l_x , dada por:

$$f_0 = \frac{k}{384} \cdot \frac{g \times l_x^4}{(EI_0)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,458 \times 11,65^4}{212366,466} = 0,5034 \text{ cm}$$

em que k é um coeficiente que depende das condições de apoio, de acordo com a Tabela 9.

Tabela 9- Fator de Redução para as Ações Variáveis (NBR 6118, 2003).

Caso	K	Local
1	5	centro
2	2	centro
3	1	centro
4	48	extremo

➤ **Cálculo da flecha acidental**

A flecha acidental é obtida através da equação:

$$f_q = \frac{q}{g} \times f_0 = \frac{2,90}{4,458} \times 0,5034 = 0,3275 \text{ cm}$$

➤ **Cálculo da flecha diferida**

A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0,000292} = 1,4390$$

onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{1,005}{72,5 \cdot 47,5} = 0,000292 \text{ (Adotando-se } 2 \phi 8\text{mm);}$$

ε é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na Tabela 10.

Tabela 10- Valores do coeficiente ε em função do tempo (NBR 6118, 2003).

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

➤ Cálculo da flecha final

A flecha final é calculada através da seguinte equação:

$$\begin{aligned} f_{\infty} &= f_0 \times \alpha_f + f_q = 0,5034 \cdot 1,4390 + 0,3275 \\ &= 1,052 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l_x}{300} = \frac{11,65}{300} = 3,883 \text{ cm} \end{aligned}$$

Comparando a flecha final (f_{∞}) com a flecha admissível (f_{adm}) admitida pela NBR 6118 (2003), que é, neste caso, $l_x/300$, pode-se perceber que a laje L4 verifica-se dentro das exigências.

3.2.5.6- Verificação ao cisalhamento

Conforme já foi dito anteriormente, a laje considerada contempla a exceção da NBR 6118 (2003), podendo assim ser verificada ao cisalhamento com uma viga.

Portanto, por ser uma laje unidirecional e simplesmente apoiada em seus bordos, tem-se que:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_k = 1,4 \cdot (g + q) \cdot \frac{l_x}{2} = 1,4 \cdot (10,15) \cdot \frac{11,65}{2} = 82,759 \text{ kN}$$

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \cdot \frac{(0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2})}{1,4} = 321 \text{ kN/m}^2$$

$$k = (1,6 - d) = (1,6 - 0,4625) = 1,138$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{14,726}{100 \cdot 46,25} = 0,0032 < 0,02$$

Logo, o valor obtido para V_{rd1} é:

$$V_{rd1} = [320,620 \cdot 1,138 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0032)] \cdot 100 \cdot 46,25 = 223,895 \text{ kN}$$

Comparando os valores V_{sd} e V_{rd1} , pode-se concluir que a laje L4 atende às exigências quanto ao cisalhamento.

3.2.5.7- Verificação da mesa à flexão

Segundo a NBR 6118 (2003), para a fôrma escolhida, é necessária a verificação da mesa quanto à flexão. Assim sendo, tem-se:

$$\text{Vão Teórico} = b = 72,5 \text{ cm}$$

$$\text{Carga} = p_p + g_2 + q = \gamma_{concreto} \cdot h_{capa} + g_2 + q = 25 \cdot 0,10 + 1 + 4 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \frac{\text{carga} \cdot (\text{vão teórico})^2}{8} = \frac{7,5 \cdot (0,725)^2}{8} = 4,9277 \text{ tf} \cdot \text{cm/m}$$

$$A_s = \frac{k_3 \cdot M}{d} = \frac{0,338 \cdot 4,9277}{9} = 0,185 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Após a análise do valor de A_s , adotou-se 1 ϕ 6,3mm com um espaçamento de 20cm.

3.3- Dimensionamento das Estruturas Utilizando o Programa Computacional EBERICK V6®

3.3.1- EBERICK V6®

Para dimensionar o edifício, utilizou-se o AltoQi Eberick, que é um programa destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Este possui um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos. Sendo eles: lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas.

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses no cálculo do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais da norma brasileira e pode ser organizado em pranchas para posterior plotagem.

É fundamental fazer a verificação do modelo matemático utilizado pelo sistema, para saber se o mesmo está adequado para reproduzir, com a maior fidelidade possível, o comportamento real da estrutura da edificação.

3.3.2- Etapas de Trabalho no EBERICK V6®

➤ Configurações do Sistema

As configurações no EBERICK V6® são organizadas conforme seu contexto e aplicação. Assim, a distribuição dessas configurações é feita em três grupos principais:

- Configurações do desenho;
- Configurações do projeto;

- Configurações do sistema.

➤ **Entrada de dados gráfica em ambiente de CAD integrado**

O Eberick não pode ler arquivos em formato DWG, por ser um padrão do próprio AutoCAD, mas consegue ler e gravar arquivos em formato DXF, que é um padrão universal de intercomunicação entre os *softwares* de CAD. A exportação do arquivo DWG para DXF foi feita pelo próprio AutoCAD.

➤ **Lançamento da Estrutura**

Formas de lançamento da estrutura:

- Através de coordenadas

Lançando os elementos estruturais através de coordenadas.

- Através de planta digitalizada

Importando a arquitetura digitalizada em DXF.

➤ **Lançamento dos pilares**

Sendo um pilar, uma barra vertical cuja aparência é de uma linha que, vista de cima, fica resumida a um ponto. Uma viga também é uma barra, porém horizontal, e que pertence ao plano XY do pavimento e aparece em verdadeira grandeza no lançamento.

Uma vez que as vigas devem estar apoiadas nos pilares, é natural que as barras das mesmas estejam conectadas às barras dos pilares. Portanto, devem-se lançar os nós dos pilares de maneira a apoiarem as barras das vigas, sempre que possível, diretamente.

➤ **Lançamento das vigas**

As vigas podem ser lançadas através do ícone viga ou através do menu. Uma vez acessado o comando de lançamento de vigas, os dados do diálogo são informados para definir as características geométricas das vigas. A mesma será inserida através de dois nós, pilares.

Pode-se renumerar as vigas, através do ícone de renumerar vigas. Assim, elas serão automaticamente ordenadas de cima para baixo e da esquerda para a direita, sendo as vigas inclinadas numeradas posteriormente.

➤ **Lançamento das lajes**

Com a ajuda do menu ou com o ícone lajes, pode-se lançar lajes, bastando apenas clicar em um ponto qualquer no interior do contorno definido pelas vigas.

Um dos tipos laje muito comuns atualmente é a laje nervurada, e o seu lançamento utiliza-se do mesmo procedimento para laje maciça.

➤ **Lançamento da escada**

Primeiramente definem-se níveis intermediários no mesmo pavimento. Os elementos estruturais lançados nos níveis intermediários são agrupados aos elementos no croqui principal para dimensionamento e detalhamento, como se fossem uma continuidade do mesmo.

- Lançamento dos patamares

Para que possa se lançar o patamar, é preciso definir barras que compõem seu contorno.

- Lançamento dos *lances*

Os lances da escada correspondem aos elementos inclinados que farão a ligação entre o croqui principal e os croquis intermediários. Estes elementos, portanto, aparecem em dois croquis simultaneamente, definidos por um ponto de partida, no croqui superior, e um ponto de chegada, no croqui imediatamente abaixo.

Para inserir o lance da escada, deve-se inicialmente inserir as barras inclinadas que limitará o mesmo.

➤ **Visualização tridimensional da estrutura**

Após o lançamento da estrutura tem-se a possibilidade de ter uma visão 3D da mesma. Na Figura 30 e na Figura 31, pode-se observar os pórticos 3D da estrutura com laje maciça e a da estrutura com laje nervurada, respectivamente.

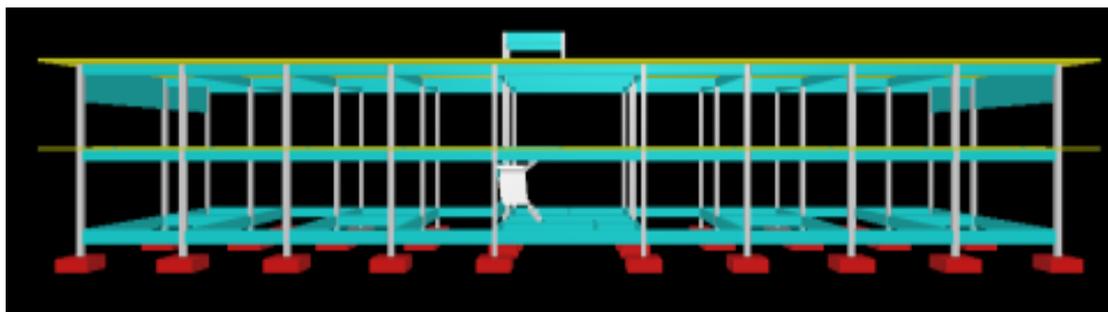


Figura 30– Pórtico 3D da estrutura com laje maciça.

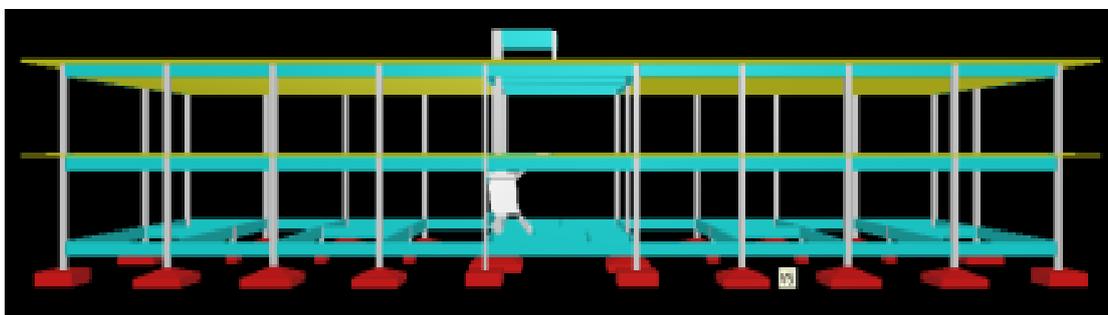


Figura 31– Pórtico 3D da estrutura com laje nervurada.

➤ **Configurações da análise**

As configurações do tipo análise são aquelas que definem os parâmetros do modelo de cálculo, a partir do qual serão obtidos os esforços e deslocamentos da estrutura.

Dentre os tópicos abordados nessa configuração, alguns devem ser destacados, em razão de sua importância. Por exemplo, como a estrutura será calculada:

- Pórtico espacial
- Pavimentos isolados

Pode-se definir o método de cálculo das lajes, para cada pavimento, conforme o que se segue:

- Grelhas
- Grelhas isoladas

➤ **Configurações dos materiais e durabilidade**

As configurações relativas a Materiais e Durabilidade pretendem caracterizar os parâmetros do concreto e das armaduras para as diversas partes do projeto, bem como requisitos para garantia da durabilidade da edificação (cobrimento e abertura máxima das fissuras).

➤ **Configurações do dimensionamento**

As configurações de dimensionamento refletem itens que alteram a maneira como os elementos estruturais são dimensionados.

Cabe destacar as configurações que poderão interferir no dimensionamento dos elementos:

- Taxa de armadura máxima
- Avisar para flechas $> L/300$
- Relação máxima entre altura e C.G. da armadura
- Avisar para flechas $> L/300$

➤ **Análise da estrutura**

O processamento da estrutura, que fornece os esforços de deslocamentos, pode ser feito a partir de qualquer janela do programa, pressionando o botão de análise na barra de ferramentas.

O cálculo desses esforços e deslocamentos é feito através de uma análise estática linear do modelo de pórtico espacial que contempla as seguintes etapas:

- Construção do modelo estrutural;
- Cálculo dos painéis de lajes;
- Processamento do pórtico espacial.

Tanto a análise como o dimensionamento dos elementos têm dois escopos distintos: global e local. É preciso, portanto, analisar o comportamento e verificar o dimensionamento ao Estado Limite Último e de Serviço, tanto no escopo global quanto no local. Desta maneira, deve-se começar a análise da estrutura por seu comportamento global.

➤ **Análise da estrutura em modelo de pórtico espacial, com verificação da estabilidade global**

O pórtico é processado e os valores obtidos para os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais.

Pode-se analisar os painéis de lajes em um modelo de grelha plana, com discretização semi-automática. Neste diagrama, a representação é feita através de um gradiente de cores. A Figura 32, Figura 33, Figura 34 e Figura 35 mostram esta análise, da estrutura com laje maciça e da estrutura com laje nervurada.

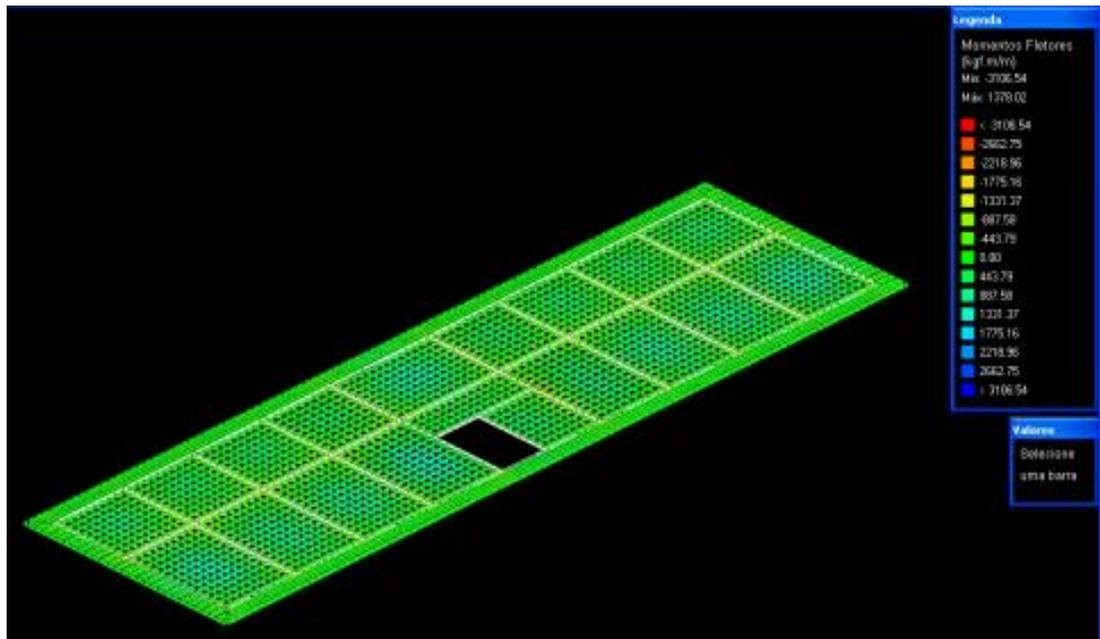


Figura 32– Grelha 3D do primeiro teto da estrutura com laje maciça.

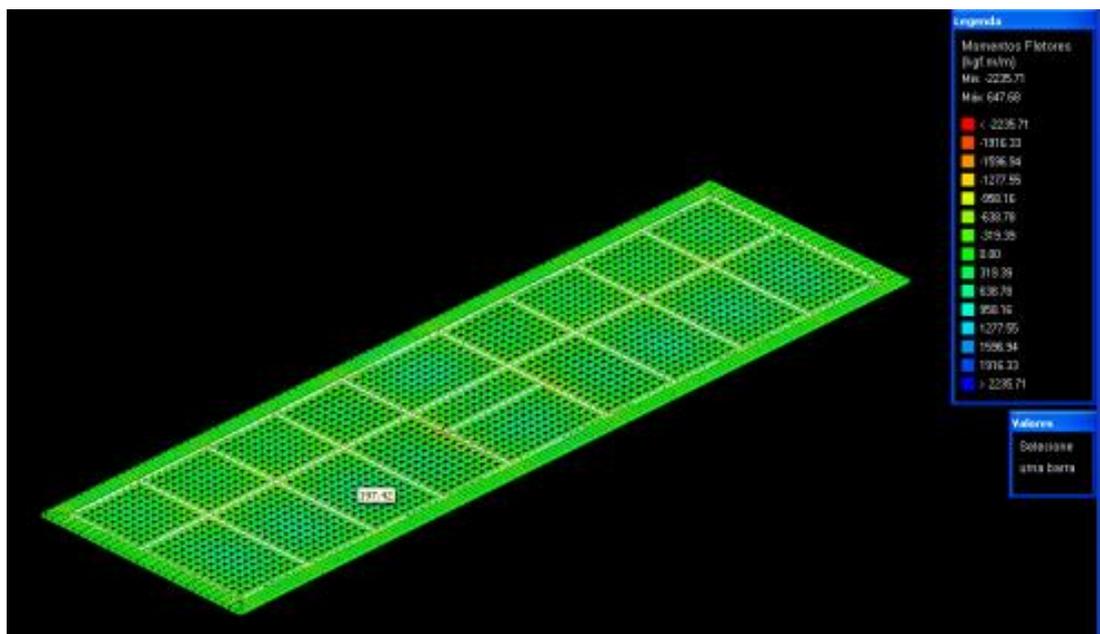


Figura 33– Grelha 3D do segundo teto da estrutura com laje maciça.

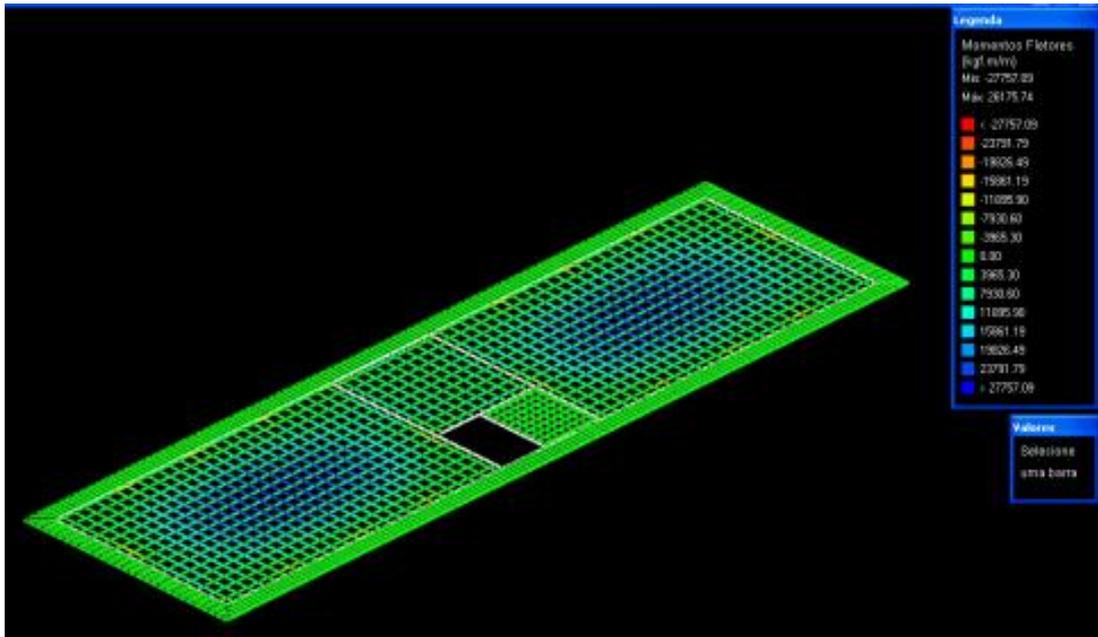


Figura 34– Grelha 3D do primeiro teto da estrutura com laje nervurada.

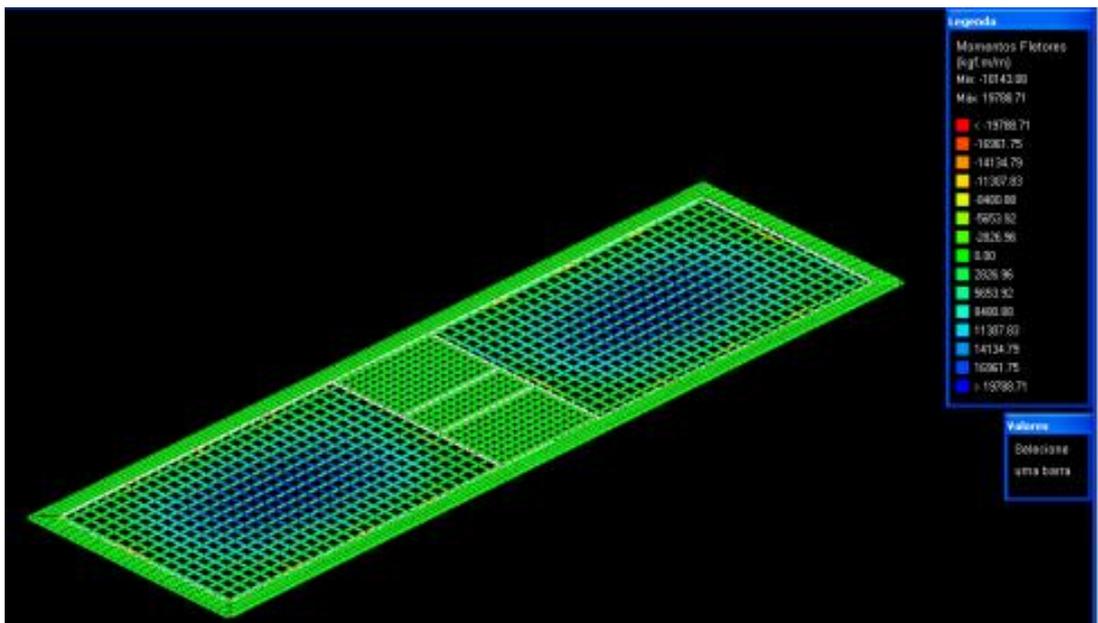


Figura 35– Grelha 3D do segundo teto da estrutura com laje nervurada.

➤ **Dimensionamento dos pilares**

O dimensionamento da estrutura deve garantir os requisitos mínimos de qualidade da estrutura, que correspondem à capacidade resistente (segurança à ruptura), desempenho em serviço (principalmente flechas e fissuração controlada) e durabilidade da estrutura.

Dada a importância da verificação da estrutura em serviço, é importante saber antes do dimensionamento ao Estado Limite Último (ELU) qual foi o desempenho da estrutura em termos de deformações excessivas.

➤ **Armaduras**

No dimensionamento de cada um dos elementos da estrutura, o programa faz o dimensionamento para cada uma das bitolas selecionadas na configuração “Materiais e Durabilidade” e, dentre aquelas que atendem aos requisitos normativos e de dimensionamento, escolhe uma das armaduras para ser exibida em cada uma das respectivas janelas de dimensionamento.

➤ **Detalhamento das armaduras**

O programa permite que o detalhamento de um elemento estrutural seja efetuado utilizando três formatos diferentes: CAD, PRC ou DTS. Cada um desses formatos gerará o mesmo desenho, porém com extensões diferentes.

Neste item é apresentado o produto final do projeto estrutural, ou seja, as pranchas de detalhamento das formas e armaduras de todos os elementos estruturais (Anexos ii, iii) geradas pelo programa EBERICK V6®.

➤ **Geração de quantitativos de materiais por elemento**

O programa gera um quantitativo de materiais, que foi utilizado para a confecção dos orçamentos do sistema estrutural com laje maciça e do sistema com laje nervurada. O mesmo se encontra no próximo capítulo.

CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1- Projeto Estrutural

Este item apresenta o resultado final dos dois projetos estruturais, ou seja, as pranchas de forma e de detalhamento das armaduras de todos os elementos estruturais geradas pelo programa computacional EBERICK®. As pranchas correspondentes ao projeto com sistema convencional estão presentes no CD-ROM, e as pranchas do projeto com lajes nervuradas estão também no CD-ROM. Além disso, apresenta-se também as pranchas de detalhamento das armaduras dimensionadas manualmente (Pranchas 1A, 2A e 3A) .

4.2- Comparativo entre os Dois Sistemas Estruturais

Com o objetivo de comparar os dois sistemas estruturais, o sistema convencional e o com lajes nervuradas, foram realizados os orçamentos, somente da parte estrutural, de ambos os projetos.

4.2.1- Levantamento de Materiais e de Custos da Alternativa Convencional

Para estabelecer o quantitativo dos materiais e aplicar posteriores índices de maneira mais precisa, foram analisados os tipos de elemento estrutural, vigas, pilares e lajes, por cada pavimento através do relatório de materiais gerado pelo programa computacional EBERICK V6®. A Tabela 11 apresenta, separados por pavimento, os quantitativos de materiais:

- ✓ Peso do aço necessário, em kg, com um acréscimo de 10% considerando, assim, o desperdício que ocorre durante a armação;

- ✓ Volume de concreto em m³;
- ✓ Área das formas em m²;

Além disso, a Tabela 11 fornece o consumo de aço, dado em kg de aço/m³ de concreto, que possibilita uma comparação mais refinada do teor de aço de um elemento estrutural de um pavimento com o mesmo no outro pavimento ou com o projeto todo. Por exemplo, pode-se observar que os pilares são os que apresentam maiores valores de consumo de aço em todos os pavimentos do projeto.

Tabela 11 - Quantitativos dos materiais separados por pavimento e elementos estruturais para o sistema convencional.

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)
Reservatório	Vigas	54,5	0,9	13,5	62,1
	Pilares	28,3	0,3	5,3	107,1
	Lajes	20,9	0,8	7,1	24,6
	Total	103,7	2,0	25,8	52,1
Segundo Teto	Vigas	1892,4	25,8	353,6	73,3
	Pilares	906,8	5,4	94,7	168,7
	Lajes	4293,0	71,4	628,0	60,1
	Total	7092,1	102,6	1076,3	69,1
Primeiro Teto	Vigas	2648,2	23,8	326,9	111,5
	Pilares	1169,6	5,2	91,8	224,6
	Lajes	5275,7	69,8	615,1	75,5
	Escadas	88,1	1,7	18,6	52,0
	Total	9181,5	100,5	1052,3	91,4
Térreo	Vigas	1254,8	22,0	305,5	57,0
	Pilares	624,2	2,5	44,4	247,7
	Total	1878,9	24,5	349,9	76,6

O relatório gerado pelo programa computacional EBERICK® ainda traz mais duas tabelas. A Tabela 12 mostra o quantitativo de aço, em kg, discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais. Deste modo, torna-se mais fácil, posteriormente, obter os custos da armação. E a Tabela 13 fornece o total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas do projeto.

Tabela 12- Quantitativo de aço discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais para o sistema convencional.

Aço	Diâmetro (mm)	Peso do aço +10 % (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA50	6,3	1620,2		4541,9	15,1	6177,1
CA50	8,0	400,5		2949,4	37,0	3386,9
CA50	10,0	395,8	365,1	841,6	34,4	1636,9
CA50	12,5	1931,7	658,6	1038,5		3628,8
CA50	16,0	1383,1	930,0			2313,1
CA50	20,0	65,1	516,1			581,2
CA50	25,0	50,0				50,0
CA60	5,0	3,4	259,1	218,2	1,5	482,3

Tabela 13– Total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas para o sistema convencional.

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	5846,4	2469,7	9371,4	86,6	17774,0
	CA60	3,4	259,1	218,2	1,5	482,3
	Total	5849,8	2728,8	9589,6	88,1	18256,3
Volume concreto (m ³)	C-25	72,5	13,4	142,1	1,7	229,6
Área de forma (m ²)		999,4	236,2	1250,2	18,6	2504,3
Consumo de aço (kgf/m ³)		80,7	204,1	67,5	52,0	79,5

4.2.1.1- Quantificação dos Insumos Para o Sistema Convencional

Na quantificação dos materiais e mão-de-obra foram utilizados os índices estabelecidos pela EMOP (Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro) e os custos da base EMOP de novembro de 2010.

Para a execução do serviço de fôrmas, os coeficientes dos insumos incluem a montagem e a desforma das fôrmas. Os valores de consumo do serviço de fôrmas e escoramento foram retirados da

Tabela 13.

Para o serviço de armaduras, considera-se o corte, dobragem, montagem e colocação. A quantidade foi estabelecida em massa (kg) e os valores do consumo são os extraídos da Tabela 12. No consumo de barras e

firos foram retirados os 10% adicionados pelo programa EBERICK V6[®], pois o item do EMOP sobre o fornecimento do aço já considera 10% de perdas.

Em relação à concretagem, foi utilizado um concreto bombeado com $f_{ck}=25\text{MPa}$, convencional. O fornecimento do concreto importado da usina, colocação nas formas, espalhamento, adensamento mecânico e acabamento já estão incluídos no preço unitário. O valor do consumo foi extraído da

Tabela 13 e adicionados 5% equivalente a parte de concreto que fica incorporada a estrutura, possíveis extravios e/ou sobras de concretagem.

A Tabela 14 apresenta o resumo de todas as etapas descritas acima, mostrando o valor final obtido para o orçamento do sistema convencional.

Tabela 14- Planilha de custos para execução da laje em sistema convencional.

Item	Código	Descrição	Unid.	Quant.	R\$ Unit.	R\$ Parcial
11	ESTRUTURAS					247.583,05
CONCRETO						
11.02	11.025.009-0	CONCRETO BOMBEADO, FCK = 25MPa, COMPREENDENDO O FORNECIMENTO DE CONCRETO IMPORTADO DE USINA, COLOCAÇÃO NAS FORMAS, ESPALHAMENTO, ADENSAMENTO MECÂNICO E ACABAMENTO	m ³	241,08	345,81	83.367,87
FÔRMAS E ESCORAMENTOS						
11.03	11.004.020-1	FORMAS DE MADEIRA PARA MOLDAGEM DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO COM PARAMENTOS PLANOS, EM LAJES, VIGAS, PAREDES, ETC, INCLUSIVE FORNECIMENTO DOS MATERIAIS E DESMOLDAGEM, SERVINDO A MADEIRA 3 VEZES, TÁBUAS DE PINHO DE 3ª, OU MADEIRA EQUIVALENTE, COM 2,5CM DE ESPESSURA, SERVINDO TAMBÉM PARA TRAVESSAS, EXCLUSIVE ESCORAMENTO	m ²	2.504,30	25,83	64.686,07
	11.004.035-1	ESCORAMENTO DE FORMAS ATÉ 3,30M DE PÉ DIREITO, COM PINHO DE 3ª, TÁBUAS EMPREGADAS 3 VEZES, PRUMOS 4 VEZES	m ³	194,20	4,71	914,68
FERRAGENS						
	11.011.027-0	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-60, EM FIO REDONDO, SENDO O DIÂMETRO DE 4,2 A 6MM	kg	434,07	2,08	902,87
	11.011.029-0	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, COM DIÂMETRO IGUAL A 6,3MM	kg	5.559,39	2,27	12.619,82
	11.011.030-1	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, SENDO O DIÂMETRO DE 8 A 12,5MM	kg	7.787,34	1,99	15.496,81

11.011.031-1	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, SENDO O DIÂMETRO ACIMA DE 12,5MM	kg	2.649,87	1,7	4.504,78
11.009.011-0	FIO DE AÇO CA-60, REDONDO, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 4,2 A 6MM, DESTINADO À ARMADURA DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTAS E ARAME 18	kg	434,07	3,81	1.653,81
11.009.013-0	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 6,3MM, DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTAS.	kg	5.559,39	4,41	24.516,91
11.009.014-1	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 8 A 12,5MM, DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTA.	kg	7.787,34	3,8	29.591,89
11.009.015-1	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, ACIMA DE 12,5MM, DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTA.	kg	2.649,87	3,52	9.327,54

	Total Parcial:	247.583,05
	B.D.I. (15%):	37.137,46
	TOTAL GERAL:	284.720,50

4.2.2- Levantamento de Materiais e de Custos da Alternativa Nervurada

Para estabelecer o quantitativo dos materiais, foi analisado o relatório de materiais gerado pelo programa computacional EBERICK V6[®]. A Tabela 15 apresenta, separados por pavimento, os quantitativos de materiais:

- ✓ Peso do aço necessário, em kg, com um acréscimo de 10% considerando, assim, o desperdício que ocorre durante a armação;
- ✓ Volume de concreto em m³;
- ✓ Área das formas em m²;

Além disso, a Tabela 15 fornece o consumo de aço, dado em kg de aço/m³ de concreto, que possibilita uma comparação mais refinada do teor de aço de um elemento estrutural de um pavimento com o mesmo no outro pavimento ou com o projeto todo, do mesmo que o relatório gerado do sistema convencional.

Tabela 15- Quantitativos dos materiais separados por pavimento e elementos estruturais para o sistema nervurado.

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)
Reservatório	Vigas	51,5	0,9	13,5	58,4
	Pilares	56,0	0,4	6,6	125,7
	Lajes	20,9	0,9	7,1	24,6
	Total	128,4	2,2	27,2	58,9
Segundo Teto	Vigas	1228,5	15,4	184,4	79,7
	Pilares	594,5	5,1	80,6	116,9
	Lajes	6319,4	141,8	642,0	44,6
	Total	8142,4	162,3	907,0	50,2
Primeiro Teto	Vigas	1989,8	17,9	209,4	111,2
	Pilares	1118,0	4,9	78,1	226,8
	Lajes	8900,5	147,1	629,8	60,5
	Escadas	79,0	1,7	18,5	46,7
	Total	12087,2	171,7	935,8	70,4
Térreo	Vigas	1105,1	22,0	305,5	50,2
	Pilares	785,9	3,1	50,1	249,5
	Total	1890,9	25,2	355,6	75,2

De modo similar ao projeto de sistema convencional, o relatório de materiais do sistema nervurado também tem mais duas tabelas além da citada acima. A Tabela 16 mostra o quantitativo de aço, em kg, discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais. Deste modo, torna-se mais fácil, posteriormente, obter os custos da armação e a Tabela 17 fornece o total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas do projeto.

Tabela 16– Quantitativo de aço discriminado por tamanho da bitola, tipo de aço e elementos estruturais para o sistema nervurado.

Aço	Diâmetro	Peso do aço +10 % (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA50	6.3	1165,1	13,1	522,5	18,5	1719,1
CA50	8.0	480,2		247,6		727,9
CA50	10.0	940,4	282,9	1888,7	58,9	3171,0
CA50	12.5	955,1	274,5	5895,0		7124,6
CA50	16.0	579,6	1137,1	6448,1		8164,8
CA50	20.0	233,8	502,7			736,5
CA50	25.0		96,6			96,6
CA60	5.0	20,6	247,6	238,8	1,5	508,4

Tabela 17– Total do quantitativo para o aço, concreto e fôrmas para o sistema nervurado.

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	4.354,2	2.306,9	15.002,0	77,4	21.740,5
	CA60	20,6	247,6	238,8	1,5	508,4
	Total	4.374,8	2.554,4	15.240,8	79,0	22.249,0
Volume concreto (m ³)	C-25	56,2	13,6	289,8	1,7	361,3
Área de forma (m ²)		712,8	215,5	1.278,9	18,5	2.225,7
Consumo de aço (kgf/m ³)		77,9	187,7	52,6	46,7	61,6

4.2.2.1- Quantificação dos Insumos Para o Sistema Nervurado

Na quantificação dos materiais e mão-de-obra foram utilizados os índices estabelecidos pela EMOP (Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro) e os custos da base EMOP de novembro de 2010, com exceção das lajes nervuradas cujos indicadores utilizados foram os fornecidos pelas empresas fabricantes das fôrmas de polipropileno. A empresa fabricante que forneceu estes indicadores foi a ATEX Brasil®.

Para execução das etapas e aplicações dos coeficientes dos insumos para as fôrmas, armaduras e concretagem, com exceção das lajes nervuradas, foram seguidas as mesmas observações realizadas para a alternativa convencional. Os valores de consumo do serviço de fôrmas e escoramento foram retirados das Tabela 17, sendo que da área de fôrma das lajes subtrai-

se as áreas de fôrma das lajes nervuradas. Assim como no sistema convencional, do consumo de barras e fios foram retirados 10%, adicionados pelo programa EBERICK®, pois o item do EMOP sobre o fornecimento do aço já considera 10% de perdas.

A Tabela 18 apresenta o resumo de todas as etapas descritas acima, mostrando o valor final obtido para o orçamento do sistema nervurado.

Para a obtenção da quantidade total de horas necessária do serviço do carpinteiro, considerou-se que, para uma cubeta, seja utilizada 0,20 h (ARAÚJO,2008). Além disso, o tempo, em dias, de aluguel foi de 150 dias, isto é, 5 meses de aluguel.

Tabela 18- Planilha de custos para execução da laje em sistema nervurado.

Item	Código	Descrição	Unid.	Quant.	R\$ Unit.	R\$ Parcial
11	ESTRUTURAS					457.663,66
CONCRETO						
11.02	11.025.009-0	CONCRETO BOMBEADO, FCK = 25MPa, COMPREENDENDO O FORNECIMENTO DE CONCRETO IMPORTADO DE USINA, COLOCAÇÃO NAS FORMAS, ESPALHAMENTO, ADENSAMENTO MECÂNICO E ACABAMENTO	M3	379,37	345,81	131.188,21
FÔRMAS E ESCORAMENTOS						
11.03	11.004.020-1	FORMAS DE MADEIRA PARA MOLDAGEM DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO COM PARAMENTOS PLANOS, EM LAJES, VIGAS, PAREDES, ETC, INCLUSIVE FORNECIMENTO DOS MATERIAIS E DESMOLDAGEM, SERVINDO A MADEIRA 3 VEZES, TÁBUAS DE PINHO DE 3ª, OU MADEIRA EQUIVALENTE, COM 2,5CM DE ESPESSURA, SERVINDO TAMBÉM PARA TRAVESSAS, EXCLUSIVE ESCORAMENTO	M²	362,23	25,83	9.356,39
	11.004.035-1	ESCORAMENTO DE FORMAS ATÉ 3,30M DE PÉ DIREITO, COM PINHO DE 3ª, TÁBUAS EMPREGADAS 3 VEZES, PRUMOS 4 VEZES	M3	379,37	4,71	1.786,81
		ALUGUEL DE CUBETAS PLÁSTICAS ATEX 800x400,	UN/DIA	1.695	0,52	132210
	05.105.010-0	MAO-DE-OBRA DE CARPINTEIRO DE FORMAS, INCLUSIVE ENCARGOS SOCIAIS	H	339,00	10,38	70.376,40
FERRAGENS						
	11.011.027-0	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-60, EM FIO REDONDO, SENDO O DIÂMETRO DE 4,2 A 6MM	KG	457,56	2,08	951,72

11.011.029-0	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, COM DIÂMETRO IGUAL A 6,3MM	KG	1.547,19	2,27	3.512,12
11.011.030-1	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, SENDO O DIÂMETRO DE 8 A 12,5MM	KG	9.921,15	1,99	19.743,09
11.011.031-1	CORTE, DOBRAGEM, MONTAGEM E COLOCAÇÃO DE FERRAGENS NAS FORMAS, AÇO CA-50, EM BARRAS REDONDAS, SENDO O DIÂMETRO ACIMA DE 12,5MM	KG	8.098,11	1,7	13.766,79
11.009.011-0	FIO DE AÇO CA-60, REDONDO, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 4,2 A 6MM, DESTINADO À ARMADURA DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTAS E ARAME 18	KG	457,56	3,81	1.743,30
11.009.013-0	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 6,3MM, DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTAS.	KG	1.547,19	4,41	6.823,11
11.009.014-1	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, DIÂMETRO DE 8 A 12,5MM, DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTA.	KG	9.921,15	3,8	37.700,37
11.009.015-1	BARRA DE AÇO CA-50, COM SALIÊNCIA OU MOSSA, COEFICIENTE DE CONFORMAÇÃO SUPERFICIAL MÍNIMO (ADERÊNCIA) IGUAL A 1,5, ACIMA DE 12,5MM , DESTINADA À ARMADURA DE CONCRETO ARMADO, COMPREENDENDO FORNECIMENTO, 10% DE PERDAS DE PONTA.	KG	8.098,11	3,52	28.505,35

Total Parcial:	457.663,66
B.D.I. (15%):	68.649,55
TOTAL GERAL:	526.313,20

4.3- Comparativo

Em posse do quantitativo e da relação de materiais, fez-se um comparativo entre os dois sistemas através de gráficos. A Figura 36 traça um comparativo do volume de concreto entre os sistemas.

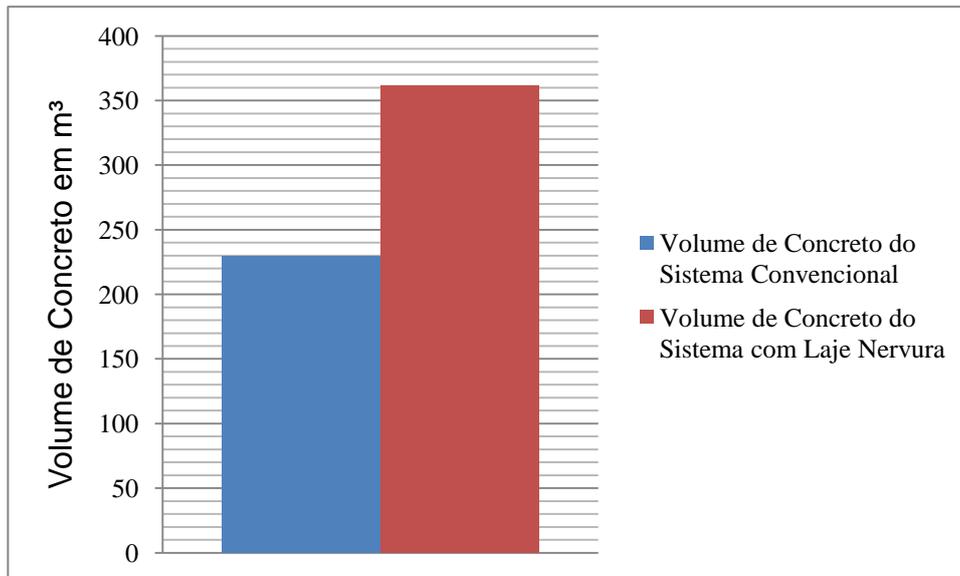


Figura 36- Comparativo entre volumes de concreto para os dois sistemas construtivos.

Pode-se perceber, com o a Figura 36, que o volume de concreto do sistema convencional foi menor do que o volume de concreto do sistema nervurado. Isso se deve ao fato de que a carga acidental utilizada no dimensionamento foi de 4kN/m^2 , já que o prédio tem previsão de abrigar laboratórios, e também, por ter um valor relevante de vão. Assim, a laje nervurada necessitou possuir maior altura, gerando assim um aumento em seu volume de concreto.

Da mesma maneira, fez-se um comparativo do consumo de aço entre os dois sistemas (Figura 37).

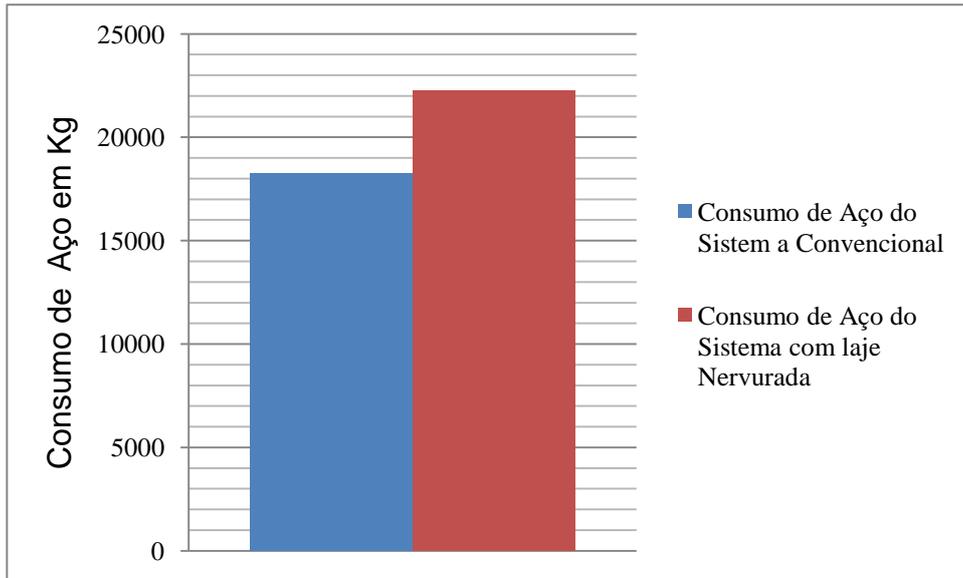


Figura 37- Comparativo entre consumo de aço para os dois sistemas construtivos.

A Figura 37 demonstra o que já se esperava, em relação ao consumo de aço. Devido a sua geometria, a laje nervurada consome uma quantidade relevante de aço, isso para compensar sua liberdade quando se trata de pilares e vigas.

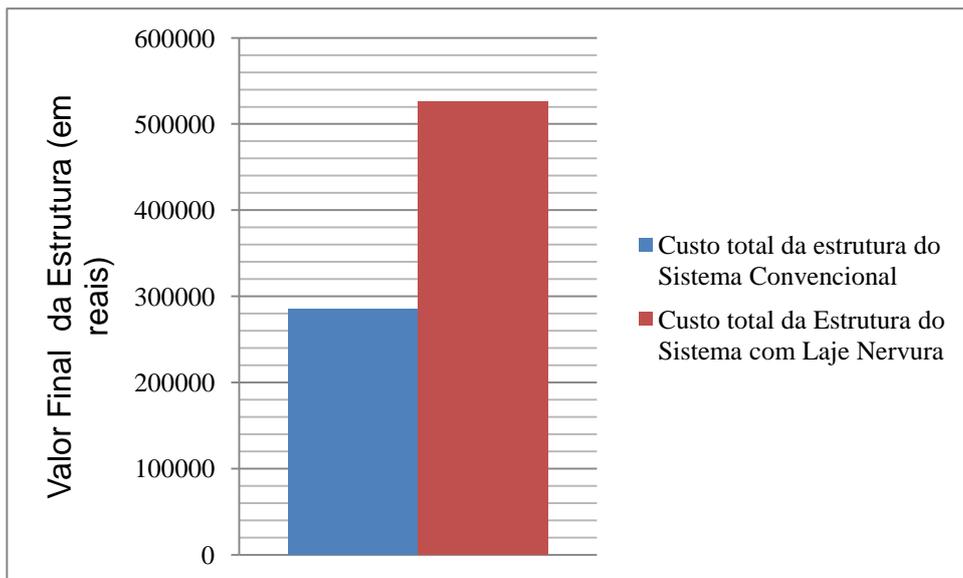


Figura 38- Comparativo entre custo para os dois sistemas construtivos.

A diferença do custo final da obra entre os dois sistemas, Figura 38, foi significativa. Sendo viável ou não de acordo com as necessidades do prédio. Ou seja, caso o prédio tenha a extrema necessidade de ter área livre de pilares, pode-se avaliar o custo benefício da obra, caso contrário fica inviável.

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES

O presente trabalho foi de grande importância na conclusão do curso, visto que pode-se aplicar conhecimentos adquiridos na graduação e aprender sobre um sistema estrutural diferente do convencional, sistema nervurado.

Além disso, adquiriu-se prática no manuseio do programa computacional EBERICK V6 devido, principalmente, ao dimensionamento de duas estruturas.

O programa poupa o tempo do engenheiro, porém o mesmo deve ser capaz de interpretar os resultados gerados pelo programa, evitando assim, erros que possam causar riscos à população e também relevantes danos materiais.

Em relação ao comparativo dos sistemas estruturais pode-se analisar não só questões econômicas, mas também a questão da flexibilidade do prédio. Assim, foi possível concluir que por questões econômicas a laje maciça é a mais viável, mas por necessidade de uma maior flexibilidade a laje nervurada é a melhor opção.

Cabe ao engenheiro analisar a solução que melhor se adéqua às particularidades de cada obra.

REFERÊNCIAS

ABCP, Associação Brasileira de Cimento Portland, Uma breve história do cimento Portland, São Paulo, 2004.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 - *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado*, 2003. 221p.

ABNT , Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120 – *Cargas para o Cálculo de Estruturas*, 1980. 5p.

ALTOQI. *Curso Básico Eberick: Projeto estrutural em concreto armado*. Florianópolis: QiTec Cursos e Palestras, 2004. 179p.

ARAÚJO, A. DA R., Estudo Técnico Comparativo entre Pavimentos Executados com Lajes Nervuradas e Lajes Convecionais. 2008, Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo.

ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 1. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 222p.

ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 2. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 325p.

ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 3. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 244p.

ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 4. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 234p.

BASTOS, P.S. DOS S., *Fundamentos do Concreto Armado*. 2006, Notas de Aula – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista, Bauru, São Paulo.

BOCCHI JR., C.F.; GIONGO, J.S. Lajes Nervuradas: Análise Comparativa entre o Cálculo Aproximado e Cálculo Usando a Teoria das Grelhas. III Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo: 1 a 3 dezembro de 1993. 443 p.

BOROWSKI, G. da C. Cálculo de deslocamentos em lajes nervuradas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2005.

BOTELHO, M.H.C., MARCHETTI, O., *Concreto Armado Eu Te Amo*. Vol.1. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2010.

BOTELHO, M.H.C. MARCHETTI, O., *Concreto Armado Eu Te Amo*. Vol. 2. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2010.

CARVALHO, C., FIGUEIREDO FILHO, J. R., *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*, São Carlos, Ed. EdufSCar, 3ª edição, 2007.

CARVALHO, J. D. N., Sobre as origens e desenvolvimento do concreto, Maringá, Revista Tecnológica, v. 17, p. 19-28, 2008.

CASSIMINHO, A. L. F. Modelização dos convexos representativos das fases de plasticidade em vigas de concreto armado submetidas à flexão composta desviada. Santa Maria: UFSM, 1999. 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, 1999.

FRANCA, A.B.M.; FUSCO, P.B. As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios. São Paulo, AFALA & ABRAPEX, 1997.

IBRACON. *On-line*. Disponível na Internet via WWW. URL: <http://www.ibracon.com.br>. Consultado em 30 de janeiro de 2011.

KAEFER, L. F., Concepção, Projeto e Realização das Estruturas: Aspectos Históricos – A Evolução do Concreto Armado. 1998, 43 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

NAPPI, S.C.B., Análise comparativa entre lajes maciças, com vigotes pré-moldados e nervuradas. Dissertação – Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, Florianópolis, 1993.

PINHEIRO, L. M., SCADELAI, M. A., Estrutura de Concreto. USP –EESC- Departamento de Engenharia de Estruturas, São Paulo, 2005.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, S.P. Projeto de Lajes Maciças. In: PINHEIRO, L.M. *Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios*. São Carlos, EESC-USP, 2003.

RIOS, D. F., Procedimentos de Projeto de Lajes Nervuradas de Concreto. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2008.

SILVA, M. A. F., Projeto e Construção de Lajes Nervuradas de Concreto Armado. 2005, 239 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

VASCONCELOS, A.C. *O concreto no Brasil – Recordes, Realizações, História.* São Paulo, Ed. Pini, 2a ed., v.1, 1985.

ANEXO

Tabela A1- Cargas das lajes nas vigas.

LAJES	CASO	ly (maior vão)	lx (menor vão)	ly/lx	P (kN/m)	Plx (kN/m)
L4	4	4,85	4,7825	1,014	11,2	53,564
L5	8	4,85	4,75	1,021	11,2	53,200
L6	8	4,85	4,75	1,021	11,2	53,200
L7	8	4,85	4,7425	1,023	11,2	53,116
L8	8	6,8	4,85	1,402	11,2	54,320
L9	8	4,85	4,7425	1,023	11,2	53,116
L10	8	4,85	4,75	1,021	11,2	53,200
L11	8	4,85	4,75	1,021	11,2	53,200
L12	4	4,85	4,7825	1,014	11,2	53,564
L13	4	7	4,7825	1,464	11,2	53,564
L14	8	7	4,75	1,474	11,2	53,200
L15	8	7	4,75	1,474	11,2	53,200
L16	4	7	4,7425	1,476	11,2	53,116
L17	3	6,8	2,35	2,894	26,32	61,852
L18	8	7	4,7425	1,476	11,2	53,116
L19	8	7	4,75	1,474	11,2	53,200
L20	8	7	4,75	1,474	11,2	53,200
L21	4	7	4,7825	1,464	11,2	53,564

Tabela A2- Cargas das lajes nas vigas.

LAJES	Kx	qx (kN/m)	Ky	qy (kN/m)	K'x	q'x (kN/m)	K'y	q'y (kN/m)
L4	1,920	10,284	1,830	9,802	3,320	17,783	3,170	16,980
L5	-	-	1,440	7,661	3,120	16,598	2,500	13,300
L6	-	-	1,440	7,661	3,120	16,598	2,500	13,300
L7	-	-	1,440	7,649	3,120	16,572	2,500	13,279
L8	-	-	1,440	7,822	3,590	19,501	2,500	13,580
L9	-	-	1,440	7,649	3,120	16,572	2,500	13,279
L10	-	-	1,440	7,661	3,120	16,598	2,500	13,300
L11	-	-	1,440	7,661	3,120	16,598	2,500	13,300
L12	1,920	10,284	1,830	9,802	3,320	17,783	3,170	16,980
L13	2,440	13,070	1,830	9,802	4,230	22,658	3,170	16,980
L14	-	-	1,440	7,661	3,690	19,631	2,500	13,300
L15	-	-	1,440	7,661	3,690	19,631	2,500	13,300
L16	2,440	12,960	1,830	9,720	4,230	22,468	3,170	16,838
L17								
L18	-	-	1,440	7,649	3,690	19,600	2,500	13,279
L19	-	-	1,440	7,661	3,690	19,631	2,500	13,300
L20	-	-	1,440	7,661	3,690	19,631	2,500	13,300
L21	2,440	13,070	1,830	9,802	4,230	22,658	3,170	16,980

Tabela A3- Cálculo da Armadura Longitudinal da Viga V2.

Vigas	1		2			3		
	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
L (m)	4,760	4,760	4,750	4,750	4,750	4,750	4,750	4,750
bw (m)	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
a	3,570	3,570	3,563	3,563	3,563	3,563	3,563	3,563
b	0,357	0,357	0,356	0,356	0,356	0,356	0,356	0,356
b	2,305	2,305	2,300	2,300	2,300	2,300	2,300	2,300
h (m)	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
d (m)	0,457	0,456	0,456	0,459	0,457	0,457	0,459	0,459
Msd (kNm)	62,400	74,700	74,700	16,700	43,500	43,500	27,700	51,100
x (m)	0,081	0,099	0,099	0,020	0,055	0,055	0,034	0,065
x3-4	0,286	0,285	0,285	0,287	0,286	0,286	0,287	0,287
x2-3	0,118	0,118	0,118	0,119	0,118	0,118	0,119	0,119
Domínio	Domínio 2							
Asw (m²)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Asw (mm²)	337,517	412,714	412,714	103,208	229,728	229,728	143,159	271,576
ø (mm)	12,500	16,000	16,000	10,000	12,500	12,500	10,000	10,000
N° de Barras	3,000	3,000	3,000	2,000	2,000	2,000	2,000	4,000
Asw real (mm²)	368,145	603,168	603,168	157,075	245,430	245,430	157,075	314,150
Asw mín (mm²)	102,926	102,533	102,533	103,208	102,926	102,926	103,208	103,208
Asw projeto	368,145	603,168	603,168	157,075	245,430	245,430	157,075	314,150

Tabela A4- Cálculo da Armadura Longitudinal da Viga V2.

Vigas	4			5			6		
	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
L (m)	4,74	4,74	4,74	6,80	6,80	6,80	4,74	4,74	4,74
bw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
a	3,56	3,56	3,56	5,10	5,10	5,10	3,56	3,56	3,56
b	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,36	0,36	0,36
b	2,30	2,30	2,30	3,33	3,33	3,33	2,30	2,30	2,30
h (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
d (m)	0,47	0,47	0,46	0,46	0,47	0,46	0,46	0,47	0,46
Msd (kNm)	51,10	23,80	71,10	71,10	44,00	66,50	66,50	18,20	47,00
x (m)	0,06	0,03	0,09	0,09	0,05	0,08	0,08	0,02	0,06
x3-4	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
x2-3	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Domínio	Domínio 2								
Asw (m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw (mm ²)	267,44	120,71	384,52	384,52	228,34	355,89	355,89	104,63	245,51
ø (mm)	10,00	10,00	16,00	16,00	10,00	12,50	12,50	10,00	12,50
N° de Barras	4,00	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	2,00	3,00
Asw real (mm ²)	314,15	157,08	402,11	402,11	235,61	368,14	368,14	157,08	368,14
Asw mín (mm ²)	104,63	104,63	103,95	103,95	104,63	104,34	104,34	104,63	104,34
Asw projeto	314,15	157,08	402,11	402,11	235,61	368,14	368,14	157,08	368,14

Tabela A5- Cálculo da Armadura Longitudinal da Viga V2.

Vigas	7			8			9	
	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)
L (m)	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,71	4,71
bw (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
a	3,56	3,56	3,56	3,56	3,56	3,56	3,53	3,53
b	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,35	0,35
b	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,28	2,28
h (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
d (m)	0,46	0,47	0,47	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46
Msd (kNm)	47,00	29,10	45,00	45,00	16,60	73,30	73,30	61,10
x (m)	0,06	0,04	0,06	0,06	0,02	0,09	0,09	0,08
x3-4	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
x2-3	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Domínio	Domínio 2							
Asw (m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw (mm ²)	245,51	148,46	233,81	233,81	104,63	397,58	397,58	324,74
ø (mm)	12,50	10,00	10,00	10,00	10,00	16,00	16,00	12,50
N° de Barras	3,00	2,00	4,00	4,00	2,00	3,00	3,00	3,00
Asw real (mm ²)	368,14	157,08	314,15	314,15	157,08	603,17	603,17	368,14
Asw mín (mm ²)	104,34	104,63	104,63	104,63	104,63	103,95	103,95	104,34
Asw projeto	368,14	157,08	314,15	314,15	157,08	603,17	603,17	368,14

Tabela A5 B- Cálculo da Flecha da Viga V2.

	V2								
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Trecho 4	Trecho 5	Trecho 6	Trecho 7	Trecho 8	Trecho 9
Carregamento Quase Permanente (kN/m)	11,578	9,475	9,475	10,481	7,446	9,464	9,475	9,475	11,578
Momento Atuante (kNm)	21,2	6,1	10	7,6	17,3	6	10,4	6,1	20,7
Ecs (MPa)	23800	23800	23800	23800	23800	23800	23800	23800	23800
Y_t (m)	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
I_0 (m ⁴)	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031
M_r (kN.m)	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09	48,09
Verificação Fissuras	Estádio I								
L (m)	4,76	4,75	4,75	4,74	6,800	4,740	4,75	4,75	4,71
Flecha permanente (m)	0,00017	0,00017	0,00017	0,00017	0,0007	0,00017	0,00017	0,00017	0,00016
Flecha acidental (m)	0,00087	0,00068	0,00068	0,00076	0,00208	0,00067	0,00068	0,00068	0,00084
α_f	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37
f_∞ (cm)	0,110	0,091	0,091	0,099	0,305	0,090	0,091	0,091	0,106
f_{adm} (cm)	1,904	1,900	1,900	1,896	2,720	1,896	1,900	1,900	1,884
Verificação	Ok								

Tabela A6- Cálculo da Armadura Transversal da Viga V2.

	Trecho 1a	Trecho 1b	Trecho 1c	Trecho 2a	Trecho 2b	Trecho 2c	Trecho 3a	Trecho 3b	Trecho 3c
Vrd2 (kN)	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75
psw,min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (mm ²)	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90
Vsw min (kN)	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28
Vc	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80
Vsd	53,72	12,28	85,12	60,84	12,28	47,70	52,67	12,28	55,90
Vsw	0,92	12,28	32,32	8,04	12,28	12,28	12,28	12,28	3,10
Ltrecho	0,34	3,18	1,24	0,58	4,09	0,09	0,28	4,09	0,40
Área do Gráfico	0,31	39,05	40,08	4,67	50,25	1,09	3,39	50,21	1,23
Asw,proj (m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw,proj (mm ²)	1,75	218,16	223,89	26,09	280,72	6,07	18,91	280,50	6,87
Asw:Asw mín	153,90	218,16	223,89	153,90	280,72	153,90	153,90	280,50	153,90
ø (mm)	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30
Asø (mm ²)	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17
Nº de Estribos	2,47	3,50	3,59	0,42	4,50	0,10	0,30	4,50	0,11
Nº de Estribos	3,00	4,00	4,00	1,00	5,00	1,00	1,00	5,00	1,00
S (m)	0,11	0,79	0,31	0,58	0,82	0,09	0,28	0,82	0,40
Verificação	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,6d ou 0,3	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
Sfinal (cm)	12,00	28,00	28,00	28,00	28,00	9,00	28,00	28,00	28,00

Tabela A7- Cálculo da Armadura Transversal da Viga V2.

	Trecho 4a	Trecho 4b	Trecho 4c	Trecho 5a	Trecho 5b	Trecho 5c	Trecho 6a	Trecho 6b	Trecho 6c
Vrd2 (kN)	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75
psw,min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (m²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (mm²)	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90
Vsw min (kN)	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28
Vc	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80
Vsd	57,10	12,28	65,51	60,47	12,28	59,07	58,20	12,28	49,90
Vsw	4,30	12,28	12,71	7,67	12,28	6,27	5,40	12,28	12,28
Ltrecho	0,36	3,69	0,71	0,65	3,52	0,58	0,48	4,11	0,17
Área do Gráfico	1,55	45,34	9,01	5,01	43,29	3,65	2,61	50,44	2,09
Asw,proj (m²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw,proj (mm²)	8,65	253,31	50,33	28,01	241,84	20,37	14,60	281,78	11,67
Asw:Asw mín	153,90	253,31	153,90	153,90	241,84	153,90	153,90	281,78	153,90
ø (mm)	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30
Asø (mm²)	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17
N° de Estribos	0,14	4,06	0,81	0,45	3,88	0,33	0,23	4,52	0,19
N° de Estribos	1,00	5,00	1,00	1,00	4,00	1,00	1,00	5,00	1,00
S (m)	0,36	0,74	0,71	0,65	0,88	0,58	0,48	0,82	0,17
Verificação	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,6d ou 0,3	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
Sfinal (cm)	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	17,00

Tabela A8- Cálculo da Armadura Transversal da Viga V2.

	Trecho 7a	Trecho 7b	Trecho 7c	Trecho 8a	Trecho 8b	Trecho 8c	Trecho 9a	Trecho 9b	Trecho 9c
Vrd2 (kN)	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75	297,75
psw,min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (m²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw min (mm²)	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90	153,90
Vsw min (kN)	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28	12,28
Vc	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80	52,80
Vsd	54,69	12,28	53,89	48,29	12,28	60,20	84,11	12,28	53,03
Vsw	1,88	12,28	1,09	12,28	12,28	7,40	31,31	12,28	0,23
Ltrecho	0,35	4,09	0,32	0,11	4,09	0,56	1,21	3,25	0,30
Área do Gráfico	0,66	50,22	0,35	1,36	50,24	4,13	38,01	39,87	0,07
Asw,proj (m²)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Asw,proj (mm²)	3,70	280,55	1,95	7,62	280,68	23,10	212,34	222,76	0,38
Asw:Asw mín	153,90	280,55	153,90	153,90	280,68	153,90	212,34	222,76	153,90
ø (mm)	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30
Asø (mm²)	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17	31,17
N° de Estribos	0,06	4,50	0,03	0,12	4,50	0,37	3,41	3,57	0,01
N° de Estribos	1,00	5,00	1,00	1,00	5,00	1,00	4,00	4,00	1,00
S (m)	0,35	0,82	0,32	0,11	0,82	0,56	0,30	0,81	0,30
Verificação	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,6d ou 0,3	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
Sfinal (cm)	28,00	28,00	28,00	12,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00

Tabela A9- Cálculo da Armadura Longitudinal da Viga V5.

Vigas	V15			
	Trecho 1		Trecho 2	
	(+)	(-)	(-)	(+)
L (m)	7,0746	7,0746	4,7750	4,7750
bw (m)	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
a	5,3060	5,3060	3,5813	3,5813
b	0,5306	0,5306	0,3581	0,3581
b	3,4373	3,4373	2,2875	2,2875
h (m)	0,5500	0,5500	0,5500	0,5500
d (m)	0,5087	0,5087	0,5087	0,5087
Msd (kNm)	40,7000	50,4000	50,4000	11,1000
x (m)	0,0338	0,0422	0,0422	0,0090
x3-4	0,3179	0,3179	0,3179	0,3179
x2-3	0,1318	0,1318	0,1318	0,1318
Domínio	Domínio 2	Domínio 2	Domínio 2	Domínio 2
Asw (m ²)	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001
Asw (mm ²)	189,0493	235,6952	235,6952	152,6100
∅ (mm)	10,0000	10,0000	10,0000	10,0000
N° de Barras	3,0000	4,0000	4,0000	2,0000
Asw real (mm ²)	235,6125	314,1500	314,1500	157,0750
Asw mín (mm ²)	152,6100	152,6100	152,6100	152,6100
Asw projeto	235,6125	314,1500	314,1500	157,0750

Tabela A9 B- Cálculo da Flecha da Viga V5.

	V5	
	Trecho 1	Trecho 2
Carregamento Quase Permanente (kN/m)	4,550	4,778
Momento Atuante (kNm)	10,5	3,4
Ecs (MPa)	23800,0	23800,0
Yt(m)	0,275	0,275
I ₀ (m ⁴)	0,00504	0,00504
M _r (kN.m)	70,536	70,536
Verificação Fissuras	Estádio I	Estádio I
L (m)	4,76	4,75
Flecha permanente (m)	0,00010	0,00010
Flecha acidental (m)	0,00054	0,00042
α _f	1,37	1,37
f _∞ (cm)	0,068	0,056
f _{adm} (cm)	1,904	1,900
Verificação	Ok	Ok

Tabela A10- Cálculo da Armadura Transversal da Viga V5.

Armadura longitudinal						
V15						
	Trecho 1a	Trecho 1b	Trecho 1c	Trecho 2a	Trecho 2b	Trecho 2c
Vrd2 (kN)	441,4789	441,4789	441,4789	441,4789	441,4789	441,4789
psw,min	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
Asw min (m ²)	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
Asw min (mm ²)	205,1971	205,1971	205,1971	205,1971	205,1971	205,1971
Vsw min (kN)	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791
Vc	78,2878	78,2878	78,2878	78,2878	78,2878	78,2878
Vsd	24,5450	16,3791	38,8450	32,2100	16,3791	11,1100
Vsw	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791	16,3791
Ltrecho	7,0746			4,7750		
Área do Gráfico	115,8754	115,8754	115,8754	78,2101	78,2101	78,2101
Asw,proj (m ²)	0,0006	0,0006	0,0006	0,0004	0,0004	0,0004
Asw,proj (mm ²)	582,1233	582,1233	582,1233	392,9040	392,9040	392,9040
Asw:Asw mín	582,1233	582,1233	582,1233	392,9040	392,9040	392,9040
ø (mm)	6,3000	6,3000	6,3000	6,3000	6,3000	6,3000
Asø (mm ²)	31,1715	31,1715	31,1715	31,1715	31,1715	31,1715
Nº de Estribos	9,3374	9,3374	9,3374	6,3023	6,3023	6,3023
Nº de Estribos	10,0000	10,0000	10,0000	7,0000	7,0000	7,0000
S (m)	0,7075	0,7075	0,7075	0,6821	0,6821	0,6821
Verificação	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,6d ou 0,3	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000
Sfinal (cm)	30,0000	30,0000	30,0000	30,0000	30,0000	30,0000

Tabela A11- Detalhamento da Viga V5.

	Detalhamento da Viga V15				
	Negativo			Positivo	
	Apoio extremo1	Apoio extremo 2	Apoio intermediário	1	2
al(m)	0,25435	0,25435	0,25435	0,25435	0,25435
fbd	2885,58	2885,58	2885,58	2885,58	2885,58
lb (mm)	540	540	540	540	540
As calc(mm ²)	42,78	25,53	17,94	189,0492613	152,6100000
As exist (mm ²)	235,6125000	157,0750000	314,1500000	235,6125000	157,0750000
lb nec (m)	0,09804743	0,087768264	0,030837498	0,43328177	0,52465001
lb corrigido	0,1	0,1	0,1	0,43328177	0,52465001

Tabela A12-Dimensionamento dos Pilares P12 e P25.

Pilares		
	P12-Interno	P25-Borda
$l_{ox} + h$ (m)	3,30	3,30
l_x (m)	3,60	3,60
$l_{oy} + h$ (m)	-	3,30
l_y (m)	-	3,60
l_{ex} (m)	3,30	3,30
l_{ey} (m)	-	3,30
i_x (cm)	5,77	14,43
i_y (cm)	-	5,77
λ_x	57,16	22,86
λ_y	-	57,16
I_{vx} (cm ⁴)	-	156250,00
I_{vy} (cm ⁴)	-	-
I_{vx} (cm)	-	650,00
I_{vy} (cm)	-	-
$r_{viga\ x}$ (cm ³)	-	240,38
$r_{viga\ y}$ (cm ³)	-	-
I_{px} (cm ⁴)	45000,00	208333,33
I_{py} (cm ⁴)	20000,00	33333,33
I_{px} (cm)	165,00	165,00
I_{py} (cm)	-	165,00
r_{infx} (cm ³)	272,73	1262,63
r_{infy} (cm ³)	-	202,02
$M_{eng\ x}$ (kNm)	-	392,90
$M_{eng\ y}$ (kNm)	-	4,20
$M_{eng\ viga\ x}$ (kNm)	-	330,06
$M_{eng\ viga\ y}$ (kNm)	-	-
N_d (kN)	669,46	1048,20
$M_{1d,min\ x}$ (kN.m)	16,07	31,45
$M_{1d,min\ y}$ (kN.m)	14,06	22,01
$e_{min\ x}$ (cm)	2,40	3,00
$e_{min\ y}$ (cm)	2,10	2,10
α_b	1,00	0,40
e_{1x} (cm)	-	31,49
e_{1y} (cm)	-	-
$\lambda_{lim\ x}$	26,00	64,38
$\lambda_{lim\ y}$	25,88	-
λ_{1x}	35,00	64,38
λ_{1y}	35,00	-
Direção x	2 ordens	1 ordem
Direção y	-	-

Tabela A13-Dimensionamento dos Pilares P12 e P25.

Seção intermediária - P2		
	em x	em y
δ	0,25	0,25
ν_d	0,74	0,74
$1/r$	0,02	0,02
e_{2d} (cm)	2,20	-
e_a (cm)	0,83	-
e_x (cm)	3,23	-
e_y (cm)	-	-
$e_x \geq e_{\min x}$ (cm)	2,40	-
$e_y \geq e_{\min y}$ (cm)	-	-
$M_{d,x}$ (kNm)	21,59	-
μ_x	0,12	-
$M_{d,y}$ (kNm)	-	-
μ_y	-	-
ω	0,00	-

A_s (mm ²)	0	
A_{smin} (mm ²)	230,9637	
$A_{smáx}$ (mm ²)	8000	
A_{proi} (mm ²)	230,9637	4 ϕ 10

Tabela A14- Dimensionamento dos Pilares P12 e P25.

Seção extremidade - P25		
	em x	em y
δ	0,25	0,25
v_d	0,69	0,73
e_a (cm)	0,83	0,83
e_x (cm)	32,31	31,49
e_y (cm)	-	0,83
$e_x \geq e_{\min x}$ (cm)	32,31	31,49
$e_y \geq e_{\min y}$ (cm)	-	2,10
$M_{d,x}$ (kNm)	338,71	330,06
μ_x	2,79	1,16
$M_{d,y}$ (kNm)	-	22,01
μ_y	-	0,08
ω	0,00	0,07

Seção intermediária - P25		
	em x	em y
v_d	0,69	0,73
$1/r$	0,02	0,02
e_{2d} (cm)	-	-
e_a (cm)	0,83	0,83
e_x (cm)	13,42	12,60
e_y (cm)	-	0,83
$e_x \geq e_{\min x}$ (cm)	13,42	12,60
$e_y \geq e_{\min y}$ (cm)	-	2,10
$M_{d,x}$ (kNm)	140,67	132,02
μ_x	0,46	0,46
$M_{d,y}$ (kNm)	-	22,01
μ_y	-	0,08
ω	1,05	1,05

A_s (mm ²)	1380	4 ϕ 22
$A_{s\min}$ (mm ²)	361,629	
$A_{s\max}$ (mm ²)	8000	

Tabela A15-Cálculo da carga de projeto da laje maciça.

LAJES	PERMANENTES			TOTAL PERMANENTE g (kN/m ²)	ACIDENTAL q (kN/m ²)	CARGA DE PROJETO p=(g+q)*1,4 (kN/m ²)
	Peso próprio (kN/m ²)	Revestimento (kN/m ²)	Alvenaria (kN/m ²)			
L4	3	1	0	4	4	11,2
L5	3	1	0	4	4	11,2
L6	3	1	0	4	4	11,2
L7	3	1	0	4	4	11,2
L13	3	1	0	4	4	11,2
L14	3	1	0	4	4	11,2
L15	3	1	0	4	4	11,2
L16	3	1	0	4	4	11,2

Tabela A16-Estudo de caso da Laje Maciça.

Laje	l _y (m)	l _x (m)	λ	Caso
4	4,85	4,7825	1,014	4
5	4,85	4,75	1,021	8
6	4,85	4,75	1,021	8
7	4,85	4,7425	1,023	8
13	7	4,7825	1,464	4
14	7	4,75	1,474	8
15	7	4,75	1,474	8
16	7	4,7425	1,476	4

Tabela A17-Cálculo dos momentos da Laje Maciça.

Valores dos momentos máximos negativos e positivos das lajes											
Laje	Caso	p (kN/m ²)	p*lx ² /100	μ _x	m _x (kN.m) (+)	μ _y	m _y (kN.m) (+)	μ _x	m _x (kN.m)(-)	μ _y	m _y (kN.m)(-)
4	4	11,20	2,56	3,05	7,81	2,81	7,20	7,43	19,03	7,18	18,39
5	8	11,20	2,53	2,78	7,03	2,09	5,28	6,47	16,35	5,56	14,05
6	8	11,20	2,53	2,78	7,03	2,09	5,28	6,47	16,35	5,56	14,05
7	8	11,20	2,52	2,78	7,00	2,09	5,26	6,47	16,30	5,56	14,01
13	4	11,20	2,56	4,81	15,01	2,47	6,33	10,62	27,21	8,06	20,65
14	8	11,20	2,53	3,78	9,55	1,53	3,87	8,00	20,22	5,72	14,45
15	8	11,20	2,53	3,78	9,55	1,53	3,87	8,00	20,22	5,72	14,45
16	4	11,20	2,52	4,81	12,12	2,47	6,22	10,62	26,75	8,06	20,30

Tabela A18-Correção dos momentos da laje maciça.

SEÇÃO 1-1

L4-L5			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L4:	$m'x =$	19,03	kNm/m
Momento negativo em L5:	$m'x =$	16,35	kNm/m
Média m' :	17,69	kNm/m	$M_d =$ 17,69
80% m' maior:	15,23	kNm/m	

L5-L6			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L5:	$m'x =$	16,35	kNm/m
Momento negativo em L6:	$m'x =$	16,35	kNm/m
Média m' :	16,35	kNm/m	$M_d =$ 16,35
80% m' maior:	13,08	kNm/m	

L6-L7			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L6:	$m'x =$	16,35	kNm/m
Momento negativo em L7:	$m'x =$	16,30	kNm/m
Média m' :	16,32	kNm/m	$M_d =$ 16,32
80% m' maior:	13,08	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L4:		Momento Positivo em L5:	
$M_x =$	7,8132 kNm/m	$M_x =$	7,0251 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	8,4841 kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$	6,3541 kNm/m
Momento Positivo em L6:		Momento Positivo em L7:	
$M_x =$	7,0251 kNm/m	$M_x =$	7,0029 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	7,0380 kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$	6,9900 kNm/m

SEÇÃO 2-2

L13-L14			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L13:		$m'x = 27,21$	kNm/m
Momento negativo em L14:		$m'x = 20,22$	kNm/m
Média m' :	23,71	kNm/m	$M_d = 23,71$
80% m' maior:	21,76	kNm/m	

L14-L15			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L14:		$m'x = 20,22$	kNm/m
Momento negativo em L15:		$m'x = 20,22$	kNm/m
Média m' :	20,22	kNm/m	$M_d = 20,22$
80% m' maior:	16,17	kNm/m	

L15-L16			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L15:		$m'x = 20,22$	kNm/m
Momento negativo em L16:		$m'x = 26,75$	kNm/m
Média m' :	23,48	kNm/m	$M_d = 23,48$
80% m' maior:	21,40	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L13:		Momento Positivo em L14:	
$M_x =$	15,0100 kNm/m	$M_x =$	9,5521 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	16,7573 kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$	7,8048 kNm/m
Momento Positivo em L15:		Momento Positivo em L16:	
$M_x =$	9,5521 kNm/m	$M_x =$	12,1165 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	7,9180 kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$	13,7505 kNm/m

SEÇÃO 3-3

L13-L4			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L13:	$m'y = 20,65$	kNm/m	
Momento negativo em L4:	$m'y = 18,39$	kNm/m	
Média m' :	19,52	kNm/m	$M_d = 19,52$
80% m' maior:	16,52	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L13:		Momento Positivo em L4:	
$M_x =$	6,3274	kNm/m	$M_x =$ 7,1984 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	6,8910	kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$ 6,6348 kNm/m

SEÇÃO 4-4

L14-L5			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L14:	$m'y = 14,45$	kNm/m	
Momento negativo em L5:	$m'y = 14,05$	kNm/m	
Média m' :	14,25	kNm/m	$M_d = 14,25$
80% m' maior:	11,56	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L14:		Momento Positivo em L5:	
$M_x =$	3,8663	kNm/m	$M_x =$ 5,2814 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	3,9674	kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$ 5,1804 kNm/m

SEÇÃO 5-5

L15-L6			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L15:		$m'y = 14,45$	kNm/m
Momento negativo em L6:		$m'y = 14,05$	kNm/m
Média m' :	14,25	kNm/m	$M_d = 14,25$
80% m' maior:	11,56	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L15:		Momento Positivo em L6:	
$M_x =$	3,8663	kNm/m	$M_x =$ 5,2814 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	3,9674	kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$ 5,1804 kNm/m

SEÇÃO 6-6

L16-L7			
CÁLCULO DOS MOMENTOS			
Momento negativo em L16:		$m'y = 20,30$	kNm/m
Momento negativo em L7:		$m'y = 14,01$	kNm/m
Média m' :	17,15	kNm/m	$M_d = 17,15$
80% m' maior:	16,24	kNm/m	

Correção dos Momentos Positivos			
Momento Positivo em L16:		Momento Positivo em L7:	
$M_x =$	6,2220	kNm/m	$M_x =$ 5,2648 kNm/m
$M_{\text{corrigido}} =$	7,7964	kNm/m	$M_{\text{corrigido}} =$ 3,6904 kNm/m

Tabela A19-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 1-1	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	As (cm ²)
Laje 4 (+)	435000	17.857	8,48	0,009	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,470
Laje 4-5 (-)	435000	17.857	17,69	0,020	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	5,444
Laje 5 (+)	435000	17.857	6,35	0,007	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,829
Laje 5-6 (-)	435000	17.857	16,35	0,018	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	4,988
Laje 6 (+)	435000	17.857	7,04	0,007	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,033
Laje 6-7 (-)	435000	17.857	16,32	0,018	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	4,978
Laje 7 (+)	435000	17.857	6,99	0,007	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,019

Tabela A20-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 2-2	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	As (cm ²)
Laje 13 (+)	435000	17.857	16,76	0,018	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	5,126
Laje 13-14 (-)	435000	17.857	23,71	0,027	0,0825	0,052	0,021	Domínio 3	7,614
Laje 14 (+)	435000	17.857	7,81	0,008	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,264
Laje 14-15 (-)	435000	17.857	20,22	0,023	0,0825	0,052	0,021	Domínio 3	6,330
Laje 15 (+)	435000	17.857	7,92	0,008	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,298
Laje 15-16 (-)	435000	17.857	23,48	0,027	0,0825	0,052	0,021	Domínio 3	7,527
Laje 17 (+)	435000	17.857	13,75	0,015	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	4,128

Tabela A21-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 2-2	ρ (%)	Asmin (cm ²)	ρ_{min} (%)	A Φ (cm ²) (Φ 6,3mm)	Scálculo (cm)
Laje 13 (+)	0,6212	0,829	0,15	0,31157	6,078
Laje 13-14 (-)	0,9229	1,237	0,15	0,31157	4,092
Laje 14 (+)	0,2744	0,829	0,15	0,31157	13,762
Laje 14-15 (-)	0,7673	1,238	0,15	0,31157	4,921
Laje 15 (+)	0,2786	0,829	0,15	0,31157	13,557
Laje 15-16 (-)	0,9123	1,237	0,15	0,31157	4,139
Laje 17 (+)	0,5003	0,829	0,15	0,31157	7,548

Tabela A22-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 2-2	$A\Phi$ (cm ²) (Φ 8mm)	$S_{\text{cálculo}}$ (cm) (Φ 8mm)	$S_{\text{máx}}$ (cm) (Φ 8mm)	$S_{\text{máx}}$ (cm) (Φ 6mm)	$S_{\text{prático}}$ (Φ 6mm)	$S_{\text{prático}}$ (Φ 8mm)
Laje 13(+)	-	-	-	37,58	6	-
Laje 13-14(-)	0,502	6,601	40,617	-	-	6
Laje 14(+)	-	-	-	37,58	13,5	-
Laje 14-15(-)	0,502	7,940	40,617	-	-	7,5
Laje 15(+)	-	-	-	37,58	13,5	-
Laje 15-16(-)	0,502	6,678	40,617	-	-	6,5
Laje 17(+)	-	-	-	37,58	7,5	-

Tabela A23-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 2-2	n = nº de barras (6,3 mm)	n = nº de barras (8mm)	Asreal (cm ²) (6,3 mm)	Asreal (cm ²) (8mm)
Laje 13(+)	17	-	5,296	-
Laje 13-14(-)	-	16	-	8,04224
Laje 14(+)	8	-	2,49253	-
Laje 14-15(-)	-	13	-	6,53432
Laje 15(+)	8	-	2,49253	-
Laje 15-16(-)	-	15	-	7,5396
Laje 17(+)	14	-	4,36193	-

Tabela A24-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 3-3	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	As (cm ²)
Laje 13 (+)	435000	17.857	6,89	0,007	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,989
Laje 13-4 (-)	435000	17.857	19,52	0,022	0,0825	0,052	0,021	Domínio 3	6,082
Laje 4 (+)	435000	17.857	6,64	0,007	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,912

Tabela A25-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 3-3	ρ (%)	A_{smin} (cm ²)	ρ min (%)	$A\Phi$ (cm ²) (Φ 6,3mm)	Scálculo (cm)	$S_{máx}$ (cm)	$S_{prático}$	n = nº de barras	A_{sreal} (cm ²)
Laje 13 (+)	0,241	0,829	0,15	0,312	15,67	37,58	15,5	7	2,181
Laje 13-4 (-)	0,737	1,238	0,15	0,312	5,12	25,18	5,5	20	6,231
Laje 4 (+)	0,232	0,829	0,15	0,312	16,29	37,58	16	7	2,181

Tabela A26-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 4-4	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	A_s (cm ²)
Laje 14 (+)	435000	17.857	3,97	0,004	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,127
Laje 14-5 (-)	435000	17.857	14,25	0,015	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	4,290
Laje 5 (+)	435000	17.857	5,18	0,005	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,482

Tabela A28-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 4-4	ρ (%)	A_{smin} (cm ²)	ρ min (%)	$A\Phi$ (cm ²) (Φ 6,3mm)	Scálculo (cm)	$S_{máx}$ (cm)	$S_{prático}$	n = nº de barras	A_{sreal} (cm ²)
Laje 14 (+)	0,137	0,829	0,150	0,312	27,63	37,58	20	4	1,246
Laje 14-5 (-)	0,520	1,238	0,150	0,312	7,26	25,18	7	14	4,362
Laje 5 (+)	0,180	0,829	0,150	0,312	21,03	37,58	20	5	1,558

Tabela A29-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 5-5	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	A_s (cm ²)
Laje 15 (+)	435000	17.857	3,97	0,004	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,127
Laje 15-6 (-)	435000	17.857	14,25	0,015	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	4,290
Laje 6 (+)	435000	17.857	5,18	0,005	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,482

Tabela A30-Dimensionamento da laje maciça.

Seção 5-5	ρ (%)	A_{smin} (cm ²)	ρ min (%)	$A\Phi$ (cm ²) (Φ 6,3mm)	Scálculo (cm)	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	$S_{pr\acute{a}tico}$	n = n ^o de barras	A_{sreal} (cm ²)
Laje 15 (+)	0,137	0,829	0,15	0,312	27,63	37,58	20	4	1,246
Laje 15-6 (-)	0,520	1,238	0,15	0,312	7,26	25,18	7,5	14	4,362
Laje 6 (+)	0,180	0,829	0,15	0,312	21,03	37,58	20	5	1,558

Tabela A31- Dimensionamento da laje maciça.

Seção 6-6	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	A_s (cm ²)
Laje 16 (+)	435000	17.857	7,80	0,008	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,261
Laje 16-7 (-)	435000	17.857	17,15	0,019	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	5,259
Laje 7 (+)	435000	17.857	3,69	0,004	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,047

Tabela A32- Dimensionamento da laje maciça.

Seção 6-6	f_{yd} (kN/m ²)	f_{cd} (kN/m ²)	Msd (kNm)	x (m)	dm (m)	x_{3-4} (m)	x_{2-3} (m)	Verificação	A_s (cm ²)
Laje 16 (+)	435000	17.857	7,80	0,008	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	2,261
Laje 16-7 (-)	435000	17.857	17,15	0,019	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	5,259
Laje 7 (+)	435000	17.857	3,69	0,004	0,0825	0,052	0,021	Domínio 2	1,047

Tabela A33- Dimensionamento da laje maciça.

Seção 6-6	ρ (%)	A_{smin} (cm ²)	ρ min (%)	$A\Phi$ (cm ²) (Φ 6,3mm)	Scálculo (cm)	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	$S_{pr\acute{a}tico}$	n = n ^o de barras	A_{sreal} (cm ²)
Laje 16 (+)	0,274	0,829	0,15	0,312	13,78	37,58	13,5	8	2,492
Laje 16-7 (-)	0,637	1,238	0,15	0,312	5,92	25,18	5,5	17	5,296
Laje 7 (+)	0,127	0,829	0,15	0,312	29,75	37,58	20	4	1,246

Tabela A34- Verificação de flecha

Verificação das Flechas (lajes que trabalham em duas direções)											
Lajes	g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	Ψ_2	p (kN/m ²)	l_x (m)	l_y (m)	l_x/l_y	l_y/l_x	Wc	Ecs (MPa)	D (kN.m)
4	4,0	4,0	0,4	5,60	4,7825	4,85	0,986	1,014	2,1	23800	3570,0
5	4,0	4,0	0,4	5,60	4,75	4,85	0,979	1,021	1,57	23800	3570,0
6	4,0	4,0	0,4	5,60	4,75	4,85	0,979	1,021	1,57	23800	3570,0
7	4,0	4,0	0,4	5,60	4,7425	4,85	0,978	1,023	1,57	23800	3570,0
13	4,0	4,0	0,4	5,60	4,7825	7	0,683	1,464	3,6	23800	3570,0
14	4,0	4,0	0,4	5,60	4,75	7	0,679	1,474	2,24	23800	3570,0
15	4,0	4,0	0,4	5,60	4,75	7	0,679	1,474	2,24	23800	3570,0
16	4,0	4,0	0,4	5,60	4,7425	7	0,678	1,476	3,6	23800	3570,0

Tabela A35- Verificação de flecha

Verificação das Flechas (lajes que trabalham em duas direções)				
Lajes	fo (m)	foo (m)	Flecha Adm. (fadm)	Verificação (foo <= fadm)
4	0,0017	0,0060	0,0191	Ok!
5	0,0013	0,0044	0,0190	Ok!
6	0,0013	0,0044	0,0190	Ok!
7	0,0012	0,0044	0,0190	Ok!
13	0,0030	0,0103	0,0191	Ok!
14	0,0018	0,0063	0,0190	Ok!
15	0,0018	0,0063	0,0190	Ok!
16	0,0029	0,0100	0,0190	Ok!

Tabela A36- Verificação ao Cisalhamento

Laje	l_x (m)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$f_{ctk,inf}$ (MPa)	f_{ctd} (MPa)	V_{sd} (kN/m)	k	dm (m)	ρ	τ_{rd}	V_{rd1} (kN/m)	Verificação ($V_{sd} \leq V_{rd1}$)
4	4,8	2,56	1,795	1,282	17,783	1,518	0,0825	0,00232	0,3206	51,889	Ok!
5	4,8	2,56	1,795	1,282	16,598	1,518	0,0825	0,00180	0,3206	51,052	Ok!
6	4,8	2,56	1,795	1,282	16,598	1,518	0,0825	0,00180	0,3206	51,052	Ok!
7	4,7	2,56	1,795	1,282	16,572	1,518	0,0825	0,00127	0,3206	50,205	Ok!
13	4,8	2,56	1,795	1,282	22,658	1,518	0,0825	0,00241	0,3206	52,039	Ok!
14	4,8	2,56	1,795	1,282	19,631	1,518	0,0825	0,00137	0,3206	50,361	Ok!
15	4,8	2,56	1,795	1,282	19,631	1,518	0,0825	0,00137	0,3206	50,361	Ok!
16	4,7	2,56	1,795	1,282	22,468	1,518	0,0825	0,00274	0,3206	52,568	Ok!

Tabela A37- Verificação ao Cisalhamento

Laje	l_x (m)	f_{cd} (MPa)	V_{sd} (kN/m)	α	b_w (m)	dm (m)	V_{rd2}	Verif ($V_{sd} \leq V_{rd2}$)
4	4,8	17,86	17,783	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
5	4,8	17,86	16,598	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
6	4,8	17,86	16,598	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
7	4,7	17,86	16,572	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
13	4,8	17,86	22,658	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
14	4,8	17,86	19,631	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
15	4,8	17,86	19,631	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!
16	4,7	17,86	22,468	0,575	1,000	0,083	381,1942	Ok!

Tabela A38- Dados da Laje Nervurada

Laje L4 (+) - Características	
l (m)	11,65
h (cm)	50
c (cm)	2,500
d (cm)	46,25
b (cm)	72,5
h_{capa} (cm)	10,000
h_{nervura} (cm)	40,000
b_w (cm)	19,200
$h_{\text{equivalente}}$ (cm)	20,593

Tabela A39- Dimensionamento da Laje Nervurada

	Laje L4 - Armadura
M_k (tf.cm/m)	1248,22
M_d (tf.cm/m)	1747,51
k_6	88,74
k_x	0,12
k_3	0,338
x (cm)	5,55
Verificação Forma de Trabalho	Retangular
A_s (cm ²)	12,771
f (mm)	25
Nº de Bitolas	3
$A_{s \text{ real}}$ (cm ²)	14,726

Tabela A40- Dimensionamento da Laje Nervurada

Cargas	
Peso Próprio (p_p) (kN/m ²)	5,148
Revestimento (g_2) (kN/m ²)	1,000
Carga Acidental (q) (kN/m ²)	4
Carga Total (p_p+g_2+q) (kN/m ²)	10,148
Carga p / uma nervura (kN/m ²)	7,358

Tabela A40- Verificação da flecha da Laje Nervurada

Verificação da Flecha

Estadio I	
E_{cs} (MPa)	23800,000
$Y t_{inf}$ (cm)	32,140
$Y t_{sup}$ (cm)	17,860
I_o (cm ⁴)	892296,076
Estadio II	
Verificando Posição da Linha Neutra: (viga retangular)	
d_o (cm)	46,25
A	3,05
x (cm)	14,015
Verificação Forma de Trabalho	T

Verificando como viga T (2º caso)				
A^*_s (cm ²)	35,533			
d_o (cm)	17,086			
A	39,265			
x (cm)	14,434			
I_{II} (cm ⁴)	361386,214			
σ_c (kgf/cm ²)	0,588			
σ_s (kgf/cm ²)	19,447			
M_r (tf.m)	8,545			
(EI_{eq})	4149442979,363			
$E_{cs} I_o$	212366,466			
Verificação	212366,466			
flecha permanente (cm)	0,503	Adotando 2 ϕ 8(mm)		
flecha acidental (cm)	0,328	A'_s (cm ²)	1,005	
flecha diferida (cm)	1,438	ρ'	0,000300	
flecha final (cm)	1,052	t_o	0,5 mês	0,54
flecha admissível (cm)	3,883	t_{oo}	70 meses	2,00
Verificação	ok	$\Delta\varepsilon$	1,46	

Cisalhamento		Verificação
V_k (kN)	59,114	ok
V_d (kN)	82,759	
V_{rd1} (kN)	223,895	Verificação
τ_{rd} (kN/m ²)	320,620	ok
k	1,138	
ρ	0,003184	

Tabela A42- Verificação da flexão da mesa da Laje Nervurada

Verificação da mesa à flexão		
Vão Teórico (cm)	72,5	
g+q (kN/m ²)	7,5	
M_x (tf.m/m)	0,04928	
M_x (tf.cm/m)	4,9277	
k_6	1141,498	Bitola
A_s (cm ² /m)	0,185	1 ϕ 6,3mm
2h ou 20 cm	20	