UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL E LAJES NERVURADAS

CAROLINE GONÇALVES SILVA E SOUZA
RAYANE CAMPOS LOPES

GOIÂNIA
FEVEREIRO / 2016

CAROLINE GONÇALVES SILVA E SOUZA
RAYANE CAMPOS LOPES

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL E LAJES NERVURADAS

Monografia apresentada na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: Janes Cleiton Alves de Oliveira

GOIÂNIA
2016

CAROLINE GONÇALVES SILVA E SOUZA

RAYANE CAMPOS LOPES

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL E LAJES NERVURADAS

Monografia apresentada no Trabalho de Conclusão de Curso 2 do Curso de Graduação em Engenharia Civil ou Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Goiás.

Aprovado em: 07/03/2016.

Banca Examinadora:

_____

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira – Universidade Federal de Goiás (Orientador)

_____

Prof. Dr. Ademir Aparecido do Prado – Universidade Federal de Goiás

_____

Prof. Ms. Alberto Vilela Chaer – Universidade Federal de Goiás

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:

_____

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira (Orientador)

Em: 9 / 3 / 16

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente ao nosso Deus e Pai, por nos guiar pelos seus caminhos e nos capacitar a concluir esse trabalho, renovando as nossas forças todos os dias. Agradecemos pela salvação, pela vida abundante e por dar significado às nossas vidas. Obrigada por não nos abandonar e nos amar incondicionalmente. "Lâmpada para os meus pés é a tua Palavra e Luz para os meus caminhos" (Salmos 119:105).

Agradecemos aos nossos familiares, pelo apoio, conselhos, companheirismo, amor, dedicação, recursos despendidos para a realização deste trabalho e durante todo o curso de Engenharia Civil.

_Caroline: Em especial aos meus pais, Walter e Eliania, e ao meu noivo Henrique Augusto, por sempre estarem comigo diante as dificuldades e por me sustentarem, quando, por algumas vezes, pensei em desistir, dando o amor e o carinho necessário. Aos meus avós (avô, *in memorian*), por serem exemplo de persistência, humildade e cuidado com a vida.

_Rayane: Em especial aos meus pais, irmãos e avós. Ao meu pai Robson, pela orientação e inspiração nesse trabalho e curso. À minha mãe Gleide, por me ensinar no caminho em que devo andar. Aos meus quatro irmãos, por me ensinarem a conviver e amar pessoas tão diferentes de mim. Aos meus avós, pelo exemplo de vida, caráter e força.

Ao professor Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira pela orientação em cada fase desse trabalho, pela paciência e disponibilidade em nos ajudar. Obrigada por contribuir para a nossa formação profissional.

RESUMO

A laje nervurada é conhecida pelo melhor aproveitamento dos materiais do concreto armado: aço e concreto, levando à redução do peso próprio das estruturas. Com o acréscimo de protensão, o modelo pode vencer vãos maiores em estruturas mais esbeltas, uma vantagem em relação à laje maciça em concreto armado. Nessa monografia estudou-se três sistemas estruturais diferentes (lajes maciças apoiadas sobre vigas, lajes nervuradas cogumelo - apoiada diretamente sobre pilares - em concreto armado e lajes nervuradas cogumelo protendidas com monocordoalhas engraxadas), para o Pavimento Tipo escolhido (laje maciça em formato H)com o objetivo de compará-los quanto à quantidade de materiais (fôrma, concreto e aço) e flecha. Para isso, estudou-se lajes nervuradas e protensão, apresentando na Revisão Bibliográfica os principais critérios para projeto de lajes nervuradas em concreto armado e protendidas, que para o aprendizado e aplicação das equações da Revisão Bibliográfica, utilizamos o Modelo de Referência, modelo simétrico menor, com o auxílio do software SAP2000®. Em seguida, para o Pavimento Tipo utilizou-se também o software TQS®, fazendo o dimensionamento apenas para as lajes nervuradas, em concreto armado e protendida, obtendo dados as comparações propostas. Quanto à área de fôrmas, as lajes nervuradas apresentaram uma redução em relação às lajes maciças, porém tiveram um aumento em relação ao volume de concreto. Quanto à quantidade de aço total, a laje com maior consumo foi a maciça, seguida pela nervurada protendida e depois pela nervurada convencional. Quanto às flechas, a laje protendida apresentou melhores resultados. Para o Pavimento Tipo estudado, o sistema estrutural que apresentou maiores vantagens foi a laje nervurada em concreto armado. A laje nervurada protendida apresentou altas taxas de armadura passiva, o que a tornou economicamente inviável para esse pavimento, pois aumentou consideravelmente o valor final com relação à laje nervurada convencional. Para o modelo proposto, a laje maciça apresentou os piores índices econômicos e executivos. Estudos e outros trabalhos podem ser realizados, fazendo essa mesma comparação, porém para pavimentos com vãos maiores entre os apoios.

Palavras-chave: Laje nervurada cogumelo. Laje nervurada cogumelo protendida. Laje maciça.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Seção transversal de laje nervurada com diferentes elementos de enchimento....26

Figura 2.2 - Seção transversal de laje nervurada sem elemento de enchimento.....26

Figura 2.3 - Esquema de uma cordoalha engraxada.....27

Figura 2.4 - Ancoragens ativa e passiva…….…….....28

Figura 2.5 – Armadura de fretagem para cabos isolados – ancoragem ativa – sistema com monocordoalhas engraxadas.....29

Figura 2.6 - Aplicação do método de carga balanceada…….…..30

Figura 2.7 - Carga equilibrada para vãos de extremidade, modificada pelo autor……....32

Figura 2.8 - Fôrma plástica da Astra……...…….36

Figura 2.9. Fôrma plástica da Impacto Protensão…….36

Figura 2.10 - Dados técnicos fôrmas Atex 610……..…...…....36

Figura 2.11 - Lajes nervuradas com bordas simplesmente apoiadas…….……...37

Figura 2.12 - Lajes nervuradas com bordas engastadas e com mesa de compressão inferior..37

Figura 2.13 - Laje nervurada apoiada em pilares, com capitel, modificada pelo autor……38

Figura 2.14 - Mesa da laje nervurada na face tracionada…….....44

Figura 2.15 - Linha neutra na mesa da Laje Nervurada.....44

Figura 2.16 - Linha Neutra na alma da laje nervurada.....45

Figura 2.17 - Largura da mesa colaborante.....45

Figura 2.18 - Diagrama de tensões.....46

Figura 2.19 - Deformação elástica da laje nervurada.....50

Figura 2.20 - Deformação elástica da mesa.....51

Figura 2.21 – Concreto de envolvimento da armadura.....52

Figura 2.22 – Braço de alavanca.....53

Figura 4.1 - Planta baixa Modelo de Referência.....67

Figura 4.2 - Modelo de Referência no SAP2000®.....68

Figura 4.3 - Armadura positiva – LNC.....69

Figura 4.4 - Armadura negativa – LNC.....69

Figura 4.5 - Nervuras protendidas e faixas analisadas.....71

Figura 4.6 - Armadura positiva – LNP.....72

Figura 4.7 - Armadura negativa – LNP.....72

Figura 4.8 - Armadura ativa – LNP.....73

Figura 4.9 - Planta baixa Pavimento Tipo – LMC.....74

Figura 4.10 - Planta baixa Pavimento Tipo – LNC e LNP.....75

Figura 4.11 - Pavimento Tipo – Laje Nervurada no SAP2000®.....76

Figura 4.12 – Flechas máximas LMC.....77

Figura 4.13 - Armadura positiva - Regiões A, B e C.....79

Figura 4.14 - Armadura positiva - Regiões D e E.....80

Figura 4.15 - Detalhamento armadura positiva.....81

Figura 4.16 - Armadura negativa.....82

Figura 4.17 - Armadura contra colapso progressivo.....83

Figura 4.18 - Detalhamento da armadura negativa.....84

Figura 4.19 - Detalhamento da armadura contra colapso progressivo.....84

Figura 4.20 – Isodeslocamentos LNC.....85

Figura 4.21 - Faixas das Armaduras Ativas.....86

Figura 4.22 - Tensões no ELS – Faixa 2.....87

Figura 4.23 - Tensões no ELU Ato da Protensão – Faixa 2.....87

Figura 4.24 - Armadura positiva vertical.....89

Figura 4.25 - Armadura positiva horizontal.....90

Figura 4.26 - Detalhamento armadura positiva.....91

Figura 4.27 - Armadura ativa.....92

Figura 4.28 - Detalhe dos perfis dos cabos.....93

Figura 4.29 - Armaduras negativas.....94

Figura 4.30 – Armadura contra colapso progressivo.....95

Figura 4.31 - Detalhe armaduras negativas.....96

Figura 4.32 - Detalhe armaduras contra colapso progressivo.....96

Figura 4.33 – Isodeslocamentos LNP.....97

Figura 4.34 – Gráfico comparativo área de fôrma.....98

Figura 4.35 – Gráfico comparativo volume de concreto.....98

Figura 4.36 – Gráfico comparativo quantidade de aço.....99

Figura 4.37 – Gráfico comparativo do custo de concreto.....100

Figura 4.38 – Gráfico comparativo do custo de aço.....101

Figura 4.39 – Gráfico comparativo do custo de formas.....101

Figura 5.1 – Comparativo do custo total dos materiais.....103

Figura A.1 - Dimensões da nervura, dadas em cm.....107

Figura A.2 - Delimitação da região Acr analisada.....110

Figura A.3 - Posição do centro de gravidade e excentricidade máxima da cordoalha.....113

Figura A.4. - Perfil do cabo de protensão utilizado.....114

Figura A.5 - Gráfico das tensões no ELU Ato da protensão – nervura 4.....116

Figura A.6 – Gráfico das tensões no ELU Ato da protensão – nervura 11.....116

Figura A.7 - Gráfico das tensões no ELS – nervura 4.....118

Figura A.8 – Gráfico das tensões no ELS – nervura 11.....118

Figura A.9 – Gráfico das tensões de tração – abertura de fissuras – nervura 11.....121

Figura B.1 – Eixos capitel Pilar 100x22.....128

Figura B.2 – Eixos capitel Pilar 145x25.....130

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Exigências quanto ao nível de protensão.....34

Quadro 2.2 - Combinações de serviço.....42

Quadro 2.3 - Taxas mínimas – ρmín.....47

Quadro 2.4 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes de laje.....48

Quadro 2.5 – Exigências relativas à fissuração.....54

Quadro 2.6 – Limites para deslocamentos.....54

Quadro A.1 - Propriedades da seção transversal, conforme tabela Atex.....112

Quadro A.2 - Propriedades da cordoalha adotada.....113

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Quantidade de aço LNC.....70

Tabela 4.2 – Quantidade de aço LNP.....73

Tabela 4.3 – Materiais LMC.....76

Tabela 4.4 - Áreas de aço da armadura positiva.....77

Tabela 4.5 - Resultados cálculos capitéis LNC.....81

Tabela 4.6 – Materiais LNC.....85

Tabela 4.7 – Áreas de aço da armadura positiva passiva.....88

Tabela 4.8 – Materiais LNP.....96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnica
CP	– Concreto Protendido
ELU	– Estado Limite Último
ELS	– Estados Limite de Serviço
ELS – DEF	– Estado Limite de Serviço Deformações Excessivas
ELS – F	– Estado Limite de Serviço Formação de Fissuras
ELS – W	– Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras
EPS	– Poliestireno Expandido
IBTS	– Instituto Brasileiro de Telas Soldadas
LMC	– Laje Maciça Convencional
LNC	– Laje Nervurada Convencional
LNP	– Laje Nervurada Protendida
NBR	– Norma Brasileira
PP	– Peso Próprio
RB	– Relaxação Baixa
RV	– Revestimento
SC	– Sobrecarga
SINAPI	– Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área total de concreto da seção transversal bruta do concreto
$A_{s,ccp}$	Somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar
b_w	Largura da nervura
b_f	Largura da mesa colaborante
d	Altura útil
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
F_{ptk}	Resistência característica à tração
f_{pyk}	Resistência característica convencional ao escoamento
F_{Sd}	Reação de cálculo de punção no pilar
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica do concreto à tração direta
M_{BAL}	Momento fletor devido à carga balanceada com a protensão
M_{EXT}	Momento fletor devido ao carregamento externo atuante no ato da protensão
N_{Sd}	Força longitudinal na seção/Força Normal solicitante de Cálculo
R_{cc}	Força resultante de compressão no concreto
R_{st}	Força resultante de tração na armadura
u	Perímetro do contorno de C
u'	Perímetro do contorno de C'
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo

V_{Rd1}	Força cortante resistente de cálculo
W	Módulo resistente da seção transversal bruta do concreto
w_k	Abertura característica de fissuras na superfície do concreto
x	Posição da linha neutra da seção da face mais comprimida
y	Região da Ação de Rcc a partir da face mais comprimida
γ_c	Coeficientes de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coeficientes de ponderação da resistência do aço
λ	Parâmetro - relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra
ρ_s	Taxa geométrica de armadura aderente passiva
ρ_p	Taxa geométrica de armadura de protensão
σ_{cp}	Tensão normal no concreto devido à protensão
σ_{si}	Tensão de tração no centro de gravidade da armadura no estádio II
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
τ_{Sd}	Tensão de cisalhamento de cálculo
ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
ψ_2	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS
ω_p	Taxa mecânica de armadura protendida

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 21
1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES 21
1.2. OBJETIVOS 22
1.2.1. Objetivo Geral 22
1.2.2. Objetivos específicos 23
1.3. PESQUISAS RELEVANTES ACERCA DO TEMA 23
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 25
2.1. LAJES NERVURADAS 25
2.1.1. Tipos 25
2.1.2. Lajes nervuradas protendidas 26
2.1.2.1. Protensão com monocordoalhas engraxadas 27
2.1.2.2. Carga Balanceada 29
2.1.2.3. Força de Protensão 33
2.1.2.4. Perdas de Protensão 34
2.1.3. Fôrmas plásticas removíveis 35
2.2. CONSIDERAÇÕES PARA PROJETOS DE LAJES NERVURADAS 37
2.2.1. Vinculação das lajes nervuradas 37
2.2.2. Prescrições normativas 38
2.2.3. Ações e combinações a considerar 40
2.2.4. Estados limites para dimensionamento 43
2.2.4.1. Estado Limite Último 43
2.2.4.2. Estados Limite de Serviço 52
2.2.5. Verificações de lajes nervuradas cogumelo 55
2.2.5.1. Ruptura por puncionamento 55
2.2.5.2. Ruptura por Colapso Progressivo 57
2.2.6. Verificações de lajes nervuradas protendidas 57
2.2.6.1. Ato da protensão 57
2.2.6.2. Estado Limite de Serviço 59
2.2.6.3. Ruptura por Flexão 60
2.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS 62

3. METODOLOGIA 65
4. APLICAÇÕES, RESULTADOS E ANÁLISES 67
4.1. MODELO DE REFERÊNCIA 67
4.1.1. Laje Nervurada Convencional 68
4.1.2. Laje Nervurada Protendida 70
4.2. PAVIMENTO TIPO 74
4.2.1. Laje Maciça Convencional 76
4.2.2. Laje Nervurada Convencional 77
4.2.3. Laje Nervurada Protendida 86
4.2.4. Comparações 97
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 103
5.1. CONCLUSÕES 103
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 104
REFERÊNCIAS 105
APÊNDICE A – Memorial de Cálculo Modelo de Referência 107
A.1. Laje Nervurada Convencional (LNC) 109
A.2. Laje Nervurada Protendida (LNP) 112
APÊNDICE B – Memorial de Cálculo Pavimento Tipo LNC 125

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Com o aumento da construção de edifícios verticais, unido às exigências arquitetônicas, tais como grandes vãos, estruturas mais esbeltas e menores custos, observou-se a limitação do concreto armado quanto ao atendimento a essas necessidades. Mediante diversos estudos[1], que foram baseados na antiga técnica de protensão - inserção intencional de um estado de tensões prévio na estrutura com o objetivo de melhorar o seu comportamento ou sua resistência sob diversas solicitações (PFEIL, 1984) - o resultado obtido foi o concreto protendido, que ampliou as possibilidades de uso do concreto e o tornou competitivo em relação às estruturas de aço. Existem alguns tipos de protensão, e, inicialmente, procurava-se eliminar totalmente as tensões normais de tração com o uso da protensão completa. Verifica-se a tendência em utilizar a protensão parcial onde, em determinadas situações, permite-se a fissuração da peça.

Outra busca na Construção Civil é a redução do peso próprio das estruturas, gerando, dessa forma, alívio no carregamento permanente aplicado à fundação. O concreto protendido já apresenta essa vantagem, que pode ser maximizada com a execução de lajes nervuradas. Neste tipo, há redução da quantidade de concreto na parte tracionada com a concentração das armaduras em nervuras e consequentemente melhor aproveitamento dos dois materiais: aço e concreto. Outras vantagens do processo construtivo das lajes nervuradas serão vistas nesse trabalho posteriormente, além de suas desvantagens também. Dessa forma, executando-se lajes nervuradas com concreto protendido, pode ser possível suprir essas diversas necessidades.

Os avanços tecnológicos em Construção Civil, em específico, para sistemas construtivos de estruturas de concreto armado, geram, notadamente, estruturas cada vez mais viáveis econômica e tecnicamente, o que, por exemplo, foi alcançado com o emprego da técnica do

[1] P. H. Jackson, Estados Unidos (1886); K. Wettstein, Alemanha (1919); R.H. Dill, Estados Unidos (1923) e E. Freyssinet, França (1928), que chegou ao primeiro trabalho consistente sobre o Concreto Protendido.

concreto protendido. Sabe-se que esses novos sistemas estruturais contribuem efetivamente para a evolução da construção civil.

No entanto, percebe-se a falta de dados consistentes que forneçam parâmetros para os profissionais da construção civil, situação que dificulta a tomada de decisão pelo sistema estrutural a ser empregado numa determinada obra.

Em busca de contribuir nessa tomada decisão entre laje nervurada convencional e protendida e laje maciça far-se-á uma análise comparativa dos sistemas.

Diante disso, os objetos de estudo principal são laje nervurada de concreto armado e protendido. Para lajes nervuradas protendidas em pós-tração existem dois tipos, aderente e não aderente. Optou-se por explorar a protensão parcial não aderente, feita através de monocordoalhas engraxadas, por ser mais utilizada e de fácil execução.

A estrutura do trabalho se divide basicamente em três partes: a revisão bibliográfica, a metodologia e o estudo de caso. A primeira parte é sobre lajes nervuradas, com algumas observações sobre protensão não aderente. Nos estudos, a principal norma técnica a ser utilizada é a ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. A segunda parte contém os processos e métodos utilizados para alcançar os objetivos.

A terceira parte apresenta o estudo de caso, com o dimensionamento de um pavimento tipo de um edifício modelo, em formato H, segundo os critérios e procedimentos levantados durante as outras etapas, para desenvolver uma análise comparativa entre lajes nervuradas convencionais e protendidas. Posteriormente, serão apresentados os resultados e as conclusões.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Estabelecer uma comparação com relação ao consumo de aço, concreto e fôrma para um mesmo Pavimento Tipo de um edifício variando-se os tipos de lajes: maciças (projeto original), lajes nervuradas em concreto armado e lajes nervuradas protendidas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Revisão Bibliográfica sobre lajes nervuradas convencionais e protendidas.

- Dimensionar e detalhar um pavimento tipo com laje nervurada cogumelo em concreto armado;

- Dimensionar e detalhar um pavimento tipo com laje nervurada cogumelo protendida com monocordoalhas engraxadas;

- Comparar o pavimento tipo em três sistemas estruturais deferentes - lajes maciças, lajes nervuradas em concreto armado e lajes nervuradas protendidas, considerando o consumo de materiais (concreto, fôrma e aço - armadura ativa e passiva) e a análise de deslocamentos.

1.3. PESQUISAS RELEVANTES ACERCA DO TEMA

LOPES e BONO (2013) fizeram um estudo técnico comparativo entre lajes maciças e lajes nervuradas com diferentes materiais de enchimento (blocos cerâmicos, EPS e fôrmas reaproveitáveis), aplicando-se o Método dos Elementos Finitos, com o uso do software CYPECAD® e fundamentado na NBR 6118:2003. Dentre esses sistemas estruturais estudados, a laje nervurada com fôrmas reaproveitáveis de polipropileno apresentou maiores reduções nos seguintes critérios avaliados: peso próprio, flecha total, esforços solicitantes, consumo de fôrmas, armadura e concreto. Dessa forma, esse sistema apresentou o melhor desempenho e o menor custo total.

ALMEIDA FILHO (2002) fez um estudo comparativo entre sistemas de protensão aderente (bainhas metálicas com injeção de nata de cimento) e não aderente (monocordoalhas engraxadas), considerando três diferentes sistemas estruturais: laje plana maciça apoiada sobre pilares (sistema 1), laje plana nervurada apoiada sobre pilares (sistema 2) e laje nervurada apoiada em vigas faixa protendidas sobre pilares (sistema 3). Além disso, ele fez a comparação com modelos em concreto armado pesquisados por ALBUQUERQUE (1998).

Em relação ao desempenho estrutural (deslocamento do pavimento) e ao consumo de materiais (concreto e armadura passiva), o sistema 2 apresentou melhores resultados que os outros. Comparando-se os dois tipos de protensão em um mesmo sistema estrutural, a

protensão aderente apresentou um menor consumo de aço, tanto de armadura passiva quanto ativa, e menores deslocamentos, em relação à protensão não aderente. Porém, a protensão não aderente tem em geral um menor tempo de execução, e consequentemente uma produtividade maior, devido ao método construtivo.

Analisando-se todas as soluções estruturais estudadas, considerando desempenho estrutural, consumo de materiais e tempo de execução, ALMEIDA FILHO (2002) concluiu que o sistema estrutural laje plana nervurada com protensão não aderente é o mais vantajoso.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. LAJES NERVURADAS

As lajes são elementos básicos das estruturas. São elementos planos bidimensionais, com uma espessura bem menor em relação às outras dimensões, com carregamento predominantemente transversal. Em uma estrutura convencional, como por exemplo laje-viga-pilar, as lajes possuem, de forma geral, dupla função estrutural: transmitir o carregamento aplicado diretamente no piso para as vigas e/ou pilares e funcionar como diafragma rígido, ao distribuir as cargas horizontais atuantes na estrutura de contraventamento, contribuindo para o mesmo. (CUNHA, 1998)

As lajes, em concreto armado ou protendido, podem ser classificadas segundo diferentes critérios. Segundo CUNHA (1998), esta classificação se subdivide em 4 categorias, a saber: quanto à secção transversal (maciça, nervurada); quanto à execução (moldada in loco, pré-moldada); quanto ao apoio (em vigas/alvenaria estrutural, em pilares) e quanto à armação (aramada em uma direção, em duas direções).

A norma NBR 6118:2014 define, no seu item 14.7.7, lajes nervuradas como “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.”.

2.1.1. Tipos

As lajes nervuradas, quanto ao critério de execução, podem ser pré-moldadas ou moldadas “in loco” (no local).

As lajes nervuradas pré-moldadas são aquelas em que parte da laje, geralmente parte da nervura, é executada fora do local definitivo de construção. Nesse tipo de laje, é comum o emprego de vigotas unidirecionais pré-fabricadas com armadura em treliça ou tipo trilho (em concreto armado ou protendido), com elementos leves de enchimento sem função estrutural (blocos cerâmicos, de concreto celular, EPS, etc.), solidarizados pelo concreto moldado no local. (SILVA, 2005)

As lajes nervuradas moldadas no local são aquelas executadas completamente em sua posição definitiva. Quanto ao posicionamento da nervura, as lajes nervuradas podem ser dupla, invertida e normal, na qual as nervuras são inferiores, com uma mesa superior de concreto. Como nas lajes nervuradas pré-moldadas, pode-se usar algum material de enchimento (Figura 2.1), que servirá de forma para a mesa e as faces laterais da nervura ou pode-se optar por deixar vazios os espaços entre as nervuras (Figura 2.2), reduzindo ainda mais o peso próprio da laje, porém sendo necessária a utilização de fôrmas, feitas de madeira, plásticas, metálicas, ou algum outro material. (SILVA, 2005)

Figura 2.1 - Seção transversal de laje nervurada com diferentes elementos de enchimento (SILVA, 2005)

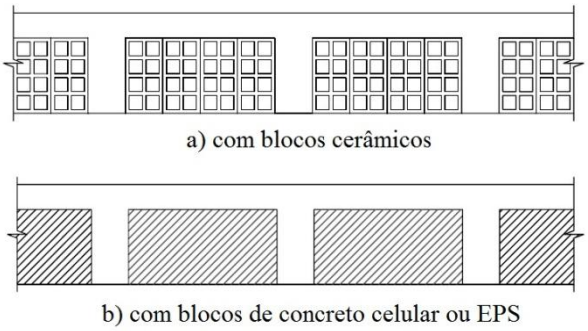
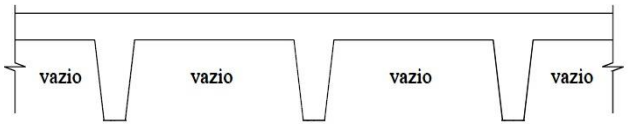


Figura 2.2 - Seção transversal de laje nervurada sem elemento de enchimento (SILVA, 2005)



Dentre esses tipos de lajes, os mais utilizados atualmente em edifícios de múltiplos pavimentos são as lajes nervuradas moldadas no local com o uso de fôrmas plásticas removíveis ou com EPS como material de enchimento, tanto em concreto armado, quanto em concreto protendido.

2.1.2. Lajes nervuradas protendidas

Os aspectos iniciais e básicos sobre protensão serão abordados de forma sintética, uma vez que esse estudo tem como foco o dimensionamento de lajes nervuradas, se concentrando nas recomendações de projeto para lajes nervuradas com protensão parcial utilizando monocordoalhas engraxadas.

2.1.2.1. Protensão com monocordoalhas engraxadas

O sistema de protensão com monocordoalhas engraxadas é um sistema não-aderente, em que não ocorre a aderência entre o cabo (cordoalha) e o concreto. Dessa forma, dispensa a utilização de bainhas metálicas e a injeção de pasta de cimento, como no sistema aderente. A expressão monocordoalha se refere ao fato de cada cabo ter o seu próprio par de ancoragem e ser protendido individualmente. (ZANETTE, 2006)

Esse tipo de protensão só é possível em um sistema de pós-tração, quando, antes da concretagem, os cabos são posicionados na fôrma e, tendo o concreto atingido a resistência determinada pelo projetista, os cabos são puxados por um macaco hidráulico e depois ancorados por suas cunhas.

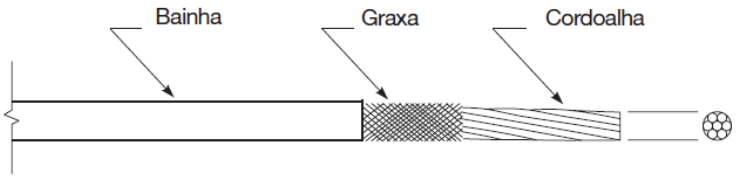
As cordoalhas de aço usualmente utilizadas são constituídas de sete fios de aço CP-190 RB, com diâmetros de 12,7 e 15,2 mm. Essas cordoalhas recebem um banho de graxa mineral e são revestidas por extrusão com polietileno de alta densidade (Figura 2.3). Dentre as principais características desse sistema, destacam-se:

- A graxa da cordoalha protege a armadura contra a corrosão e reduz o atrito entre a cordoalha e a capa plástica;

- As monocordoalhas podem ser manuseadas no canteiro sem ser danificadas, devido a sua capa plástica; além de ser leve, o que facilita o manuseio e posicionamento;

- Os macacos utilizados na protensão são leves e de fácil manuseio, já que cada cordoalha é protendida individualmente e permitem fazer a protensão mesmo em lugares de difícil acesso.

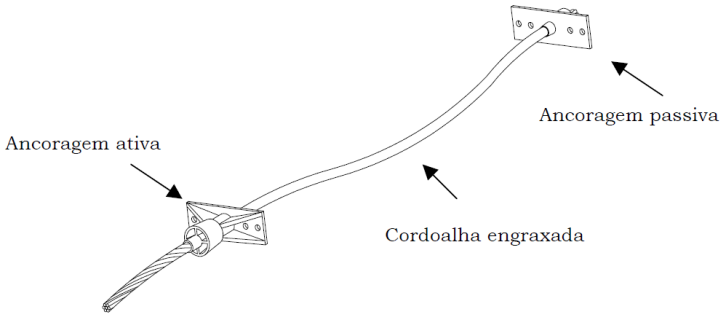
Figura 2.3 - Esquema de uma cordoalha engraxada (CAUDURO, 2002)



Importante parte desse sistema são as ancoragens, pois, por não existir aderência entre o concreto e a armadura ativa, elas são responsáveis pela interação da protensão com o

concreto, distribuindo as cargas pela peça estrutural e fazendo o travamento das cordoalhas. Esse dispositivo passou por grandes avanços, diminuindo a perda gerada na acomodação da ancoragem. As ancoragens podem ser passiva (ponta final do cabo, onde ele está fixado) e ativa (onde é aplicado o alongamento do cabo), como mostrado na Figura 2.4. (ZANETTE, 2006; ALMEIDA FILHO, 2002)

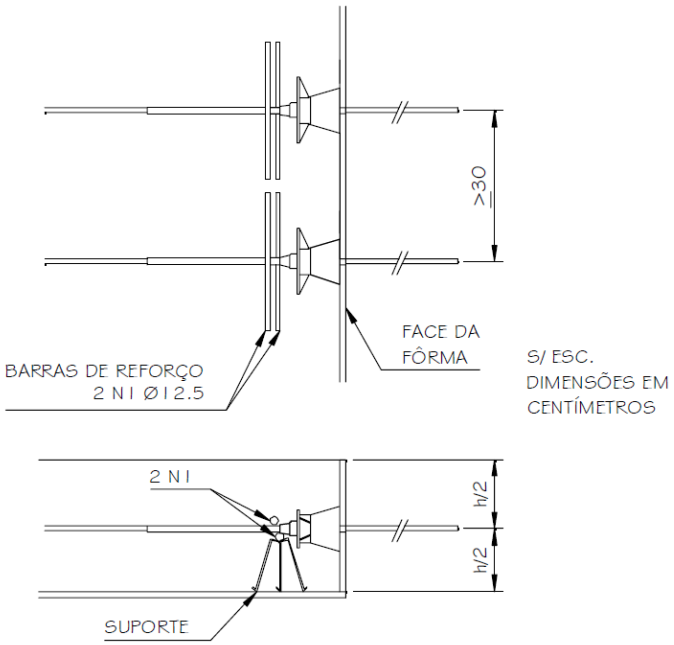
Figura 2.4 - Ancoragens ativa e passiva (ALMEIDA FILHO, 2002)



No caso da monocordoalha, a ancoragem é formada por uma única peça de ferro fundido, formado por uma placa distribuidora, reforço radial e furo tronco-cônico, que recebe as cunhas de ancoragem. Também faz parte do conjunto de ancoragem, uma fôrma plástica, que impede a entrada da nata de cimento na cavidade da ancoragem durante a concretagem. Essa peça estabelece o espaçamento adequado entre fôrma e ancoragem, além de possibilitar a modelagem de um nicho de pequenas dimensões, que é preenchido com argamassa de acabamento posteriormente. (ZANETTE, 2006)

Para combater as tensões de tração introduzidas no concreto devido à força de protensão, existentes principalmente na região das ancoragens, utiliza-se armadura de fretagem. EMERICK (2005) traz uma recomendação prática das ferragens de reforço mínima para lajes com monocordoalhas engraxadas. A Figura 2.5 traz o detalhamento dessa armadura para cabos isolados. Esse detalhamento é válido tanto para ancoragens ativas quanto passivas.

Figura 2.5 – Armadura de fretagem para cabos isolados – ancoragem ativa – sistema com monocordoalhas engraxadas (EMERICK, 2005)

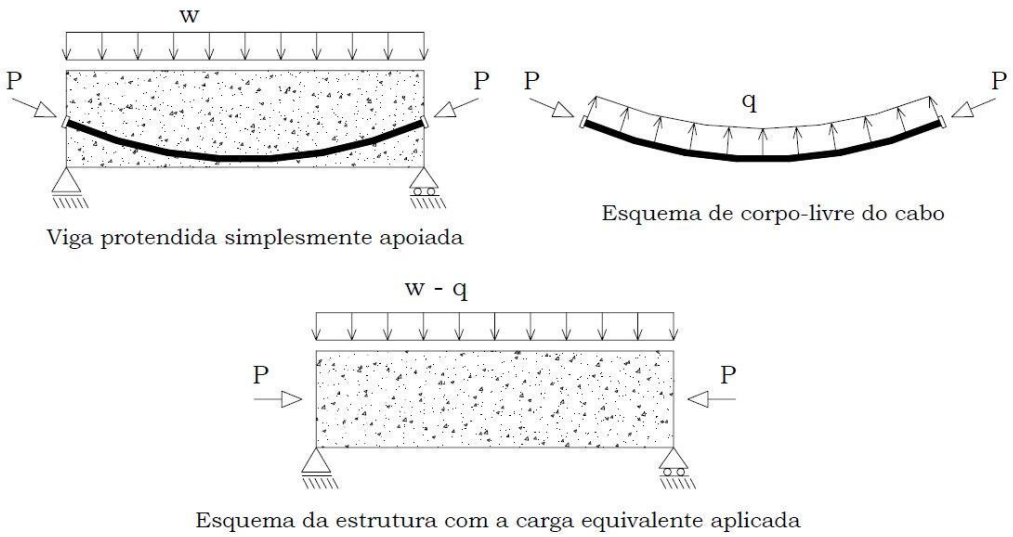


2.1.2.2. Carga Balanceada

Um dos principais métodos para cálculo e análise de peças protendidas é o Método do Balanceamento de Cargas ou das Cargas Equilibrantes, apresentado pelo Engenheiro Tung-Yen Lin em 1963. Nesse método, a protensão equilibra, balanceia parte da combinação de carga da estrutura, calculando assim a força de protensão e o traçado dos cabos para equilibrar essa parcela do carregamento. Dessa forma, é possível controlar as tensões de tração na peça e a formação de fissuras. (EMERICK, 2005; ALMEIDA FILHO, 2002)

Este método está representado na Figura 2.6. A protensão longitudinal da peça gera uma componente transversal q, de sentido contrário ao carregamento aplicado ao pavimento (carga w). Assim a carga q pode equilibrar parte ou totalmente a carga w. (ALMEIDA FILHO, 2002)

Figura 2.6 - Aplicação do método de carga balanceada (ALMEIDA FILHO, 2002)



Por esse método, a força de protensão necessária para equilibrar a carga w é obtida pela Eq. 2.1 a seguir, para cabos com perfil parabólico e elementos simplesmente apoiados, em um sistema unidirecional. (ALMEIDA FILHO, 2002)

$$P = \frac{q.L^2}{8.e} \qquad \text{(Eq. 2.1)}$$

Onde:

P é a força de protensão aplicada na seção transversal da peça;

e é a excentricidade do cabo em relação à linha média da seção transversal da peça.

L é o comprimento do vão da peça;

q é a carga balanceada.

No caso de sistemas bidirecionais, o balanceamento de cargas é diferente, devido à influência em uma direção gerada pelos cabos posicionados na direção perpendicular. Dessa forma, a força de protensão e o perfil dos cabos são inter-relacionados. ALMEIDA FILHO (2002) apresenta uma formulação para esse caso.

EMERICK (2005) apresenta também uma formulação simplificada para o caso de balanço. Em uma adaptação, utilizando as mesmas variáveis apresentadas acima, a força de protensão seria:

$$P = \frac{q.L^2}{2.e} + \frac{Q.L}{e} \qquad \text{(Eq. 2.2)}$$

Onde:

Q é a força concentrada aplicada na ponta da laje em balanço.

Por esse método para calcular a força de protensão é necessário determinar a carga balanceada. EMERICK (2005) recomenda que a carga equilibrada seja as cargas permanentes mais uma parcela das cargas variáveis, considerando que sobre carregamento quase permanente, a laje não apresente flechas.

EMERICK (2005) propõe como sequência básica de cálculo desse método para lajes protendidas os seguintes passos:

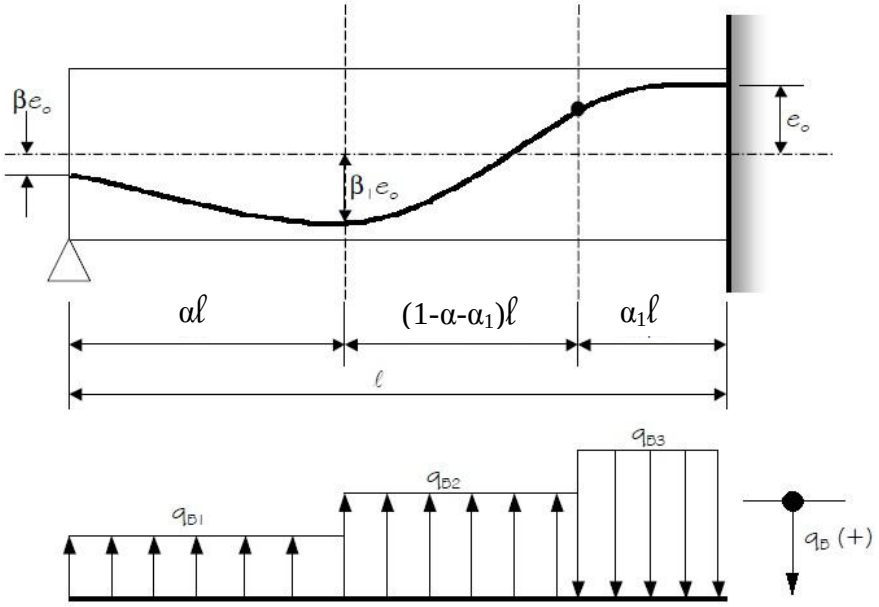
- Determinação da carga a ser equilibrada;
- Fixação das excentricidades máximas dos cabos, função do cobrimento adotado;
- Determinação da força de protensão necessária;
- Cálculo da quantidade de cabos;
- Verificação das tensões em serviço (Estados limites de serviço);
- Verificação à ruptura.

É importante ressaltar que os esforços obtidos pela carga balanceada possuem duas parcelas: uma referente ao efeito isostático da protensão e outra ao efeito hiperestático. O efeito isostático é independente das condições de apoio e das cargas balanceadas e se refere ao momento necessário para manter o equilíbrio da seção. O efeito hiperestático ocorre em estruturas hiperestáticas sujeitas a protensão. Devido à existência de apoios intermediários, não haverá o livre deslocamento de cada tramo, gerando outros momentos e esforços que devem ser levados em consideração (EMERICK, 2005)

A combinação desses dois efeitos gera o efeito da carga balanceada (q_B) na estrutura. EMERICK (2002) apresenta a formulação, proposta inicialmente por NAAMAN (1982), para o cálculo da carga balanceada considerando o efeito da inversão da curvatura dos cabos sobre os pilares. Com essa carga balanceada, é possível determinar o momento balanceado em cada seção com o auxílio de softwares.

Optou-se por utilizar a formulação original do NAAMAN (1982), porém com a nomenclatura proposta por EMERICK (2005). Segue na Figura 2.7 o perfil parabólico para o caso de vão de extremidade.

Figura 2.7 - Carga equilibrada para vãos de extremidade, modificada pelo autor (EMERICK, 2005)



$$q_{B1} = \frac{-2P.(\beta_1 - \beta).\ e_0}{(\alpha l)^2} \qquad \text{(Eq. 2.3)}$$

$$q_{B2} = \frac{2P.\ \lambda.\ e_0}{l^2} \qquad \text{(Eq. 2.4)}$$

$$q_{B3} = \frac{-2P.\ \mu.\ e_0}{l^2} \qquad \text{(Eq. 2.5)}$$

$$\lambda = \frac{1 - \beta_1}{(1-\alpha).(1-\alpha-\alpha_1)} \qquad \text{(Eq. 2.6)}$$

$$\mu = \frac{1 - \beta_1}{(1-\alpha).\ \alpha_1} \qquad \text{(Eq. 2.7)}$$

2.1.2.3. Força de Protensão

A força de protensão varia ao longo do tempo, devido às perdas imediatas e progressivas. A seguinte expressão determina a força média de protensão, na abscissa x e no tempo t. (ZANETTE, 2006)

$$P_{t(x)} = P_{0(x)} - \Delta P_{t(x)} = P_i - \Delta P_{0(x)} - \Delta P_{t(x)} \qquad \text{(Eq. 2.8)}$$

Onde:

P_i é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$P_{0(x)}$ é a força na armadura de protensão no tempo t=0 e na seção de abscissa x;

$\Delta P_{0(x)}$ é a perda imediata medida a partir de P_i no tempo t=0 e na seção x;

$P_{t(x)}$ é a força na armadura de protensão no tempo t e na seção x;

$\Delta P_{t(x)}$ é a perda de protensão na seção x e no tempo t, calculada após o tempo t=0.

O valor de P_i de cada monocordoalha depende do tipo de aço de protensão utilizado e é limitado indiretamente pela norma NBR 6118:2014. O item 9.6.1.2.2 dessa norma apresenta os valores-limites para a tensão de tração na armadura ativa no ato da protensão. A tensão limite para protensão em pós tração não-aderente com aços da classe de relaxação baixa, o caso específico deste trabalho, é o menor valor obtido entre 0,80 fptk (resistência característica à tração) e 0,88 fpyk (resistência característica convencional ao escoamento).

Na prática, adota-se para monocordoalhas engraxadas P_i = 150 kN para cordoalhas de diâmetro 12,7 mm e P_i = 200 kN para diâmetro 15,2 mm. Esses valores ficam dentro da tolerância de execução de 10%, dado pelo item 9.6.1.2.3 da norma.

Para determinar o número de cordoalhas de determinada seção e as suas perdas, é necessário determinar a força total de protensão. Quanto mais cordoalhas, maior é o grau de protensão da peça, ou seja, a intensidade da protensão em um elemento estrutural.

A NBR 6118:2014 determina 3 níveis de protensão: parcial (nível 1), limitada (nível 2) e completa (nível 3), com critérios mostrados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Exigências quanto ao nível de protensão (parte da Tabela 13.4 - NBR 6118:2014)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D [a]	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D [a]	Combinação frequente

Neste trabalho, será utilizada protensão parcial (nível 1). Dessa forma, permite-se que para uma combinação frequente, haja formação de fissura, limitadas a 0,2 mm.

2.1.2.4. Perdas de Protensão

Segundo a NBR 6118:2014, o projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor. Elas podem ocorrer antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração, que não se aplica a monocordoalhas engraxadas), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

As principais perdas imediatas existentes, que devem ser calculadas, são devidas ao encurtamento imediato do concreto (no caso de mais de uma monocordoalha na laje); ao atrito entre as armaduras e as bainhas e o concreto (menor perda em relação à protensão aderente, devido ao menor coeficiente de atrito) e à acomodação da ancoragem (valores indicados pelos fabricantes e determinados de forma experimental). A norma, no item 9.6.3.3, apresenta recomendações para a estimativa dessas perdas imediatas.

As perdas progressivas estão relacionadas às características do aço de protensão e do concreto: fluência e retração do concreto, relaxação do aço. Por dependerem de uma série de variáveis pouco conhecidas na fase de projeto, como propriedades dos materiais, cura do concreto e condições ambientais, sua determinação se mostra difícil e imprecisa. Apesar

dessas perdas serem interdependentes, em uma simplificação, a perda progressiva total pode ser calculada como a soma de cada perda individual. (ZANETTE, 2006)

Para o cálculo das perdas progressivas, a NBR 6118:2014 apresenta um processo simplificado e outro aproximado. Porém, eles só são válidos caso haja aderência entre a armadura e o concreto e o elemento estrutural permaneça no estádio I. Como nenhuma dessas duas hipóteses são válidas para o caso estudado nessa monografia, esses processos de cálculo não podem ser utilizados.

Neste trabalho, essas perdas não foram calculadas. Estimaram-se as perdas imediatas em 6% e perdas totais em 12%, para monocordoalhas engraxadas com uma ancoragem passiva e a outra ativa (protensão somente de um lado), segundo critério adotado por EMERICK (2005).

2.1.3. Fôrmas plásticas removíveis

Nos sistemas de lajes nervuradas moldadas no local com fôrmas removíveis, as fôrmas são uma importante parte, pois são elas que possibilitam a formação da laje nervurada sem material de enchimento, deixando vazios os espaços entre as nervuras.

No começo da utilização desse sistema, a fôrma de madeira era a mais usada. Devido ao alto custo desse material e da maior praticidade das fôrmas plásticas, atualmente opta-se mais pelas fôrmas plásticas, geralmente feitas de polipropileno. Essas fôrmas apresentam várias vantagens, como por exemplo: são reaproveitáveis, reforçadas internamente, com ótima precisão nas dimensões, leves, de fácil manuseio, não incorporam peso a laje, desforma manual, sem ar comprimido e podem ser colocadas diretamente em cima do escoramento, dispensando o assoalho da laje. (SILVA, 2005)

Existem, atualmente, empresas que vendem ou alugam essas fôrmas, assim como sistemas de escoramento próprios para as mesmas. No Brasil, algumas das maiores empresas desse ramo são Atex, Ulma, Astra e Impacto Protensão. As Figuras 2.8 e 2.9 mostram modelos de fôrmas de dois desses grandes fabricantes. A quantidade de modelos de fôrmas existentes consegue atender a vários projetos diferentes, tanto para vãos menores, quanto maiores. Esses fabricantes fornecem catálogos com os dados técnicos referentes a cada modelo de fôrma, necessários durante o dimensionamento da laje, para a escolha da fôrma a ser utilizada.

Figura 2.8 - Fôrma plástica da Astra

Fonte: www.astra-sa.com.br, acesso em maio/2015

Figura 2.9. Fôrma plástica da Impacto Protensão

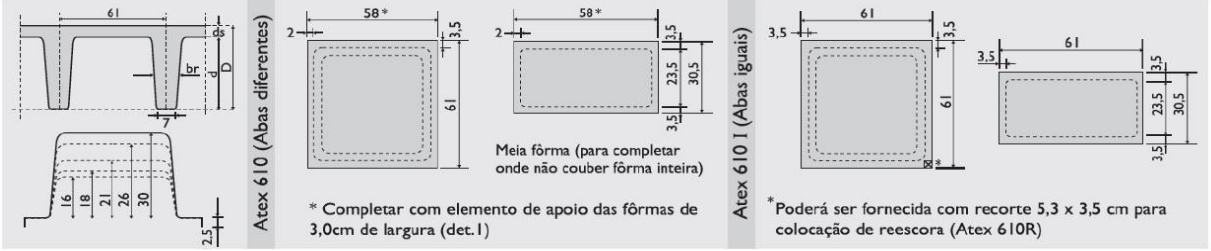
Fonte: www.impactoprotensao.com.br, acesso em maio/2015

Na Figura 2.10, exemplifica-se os dados técnicos referente às fôrmas do fabricante Atex com intereixo de 61 cm, existindo mais opções da altura da fôrma. Segundo cálculo feito pela Atex, em comparação com a laje maciça equivalente, a utilização das fôrmas Atex 610 com 18 cm de altura da fôrma e 5 cm de espessura da lâmina (capa de concreto) resultou em uma economia de 36% no consumo de concreto e 35% no de aço.

Figura 2.10 - Dados técnicos fôrmas Atex 610

ATEX 610

ALTURA DA FÔRMA	ESPESSURA DA LÂMINA	ALTURA TOTAL	LARGURA DA NERVURA			ÁREA DA SEÇÃO	DISTÂNCIA DO C.G. à		INÉRCIA	MÓDULO DE FLEXÃO		VOLUME DO VAZIO		PESO PRÓPRIO	VOLUME DE CONCRETO
			INFERIOR	SUPERIOR	MÉDIA		FACE SUPERIOR	FACE INFERIOR		W s	W i				
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm²	cm	cm	cm4	cm³	cm³	m³	m³/m²	kN/m²	m³/m²
16,0	5,0	21,0	7,0	9,9	8,4	440	5,6	15,4	12933	2318	839	0,044	0,119	2,28	0,091
	7,5	23,5				593	6,3	17,2	18299	2895	1065			2,90	0,116
	10,0	26,0				745	7,3	18,7	25336	3485	1353			3,53	0,141
18,0	5,0	23,0	7,0	9,9	8,5	458	6,2	16,8	16986	2757	1009	0,050	0,134	2,40	0,096
	7,5	25,5				611	6,8	18,7	23356	3435	1249			3,03	0,121
	10,0	28,0				763	7,7	20,3	31367	4079	1544			3,65	0,146



Fonte: www.atex.com.br, acesso em maio/2015

As nervuras podem ser deixadas aparentes, contribuindo inclusive para a estética da edificação, ou pode-se utilizar forros, para esconder as nervuras e as tubulações das instalações elétricas e hidrossanitárias que geralmente passam abaixo desse tipo de laje. (SILVA, 2005)

2.2. CONSIDERAÇÕES PARA PROJETOS DE LAJES NERVURADAS

Nesta seção, serão apresentadas as principais considerações necessárias para projetos de lajes nervuradas em concreto armado e protendido.

2.2.1. Vinculação das lajes nervuradas

Segundo BOCCHI JR. (1995) e SILVA (2005), como as lajes maciças, as lajes nervuradas podem ter apoio contínuo (vigas, paredes de concreto, alvenaria estrutural), apoio discreto (diretamente em pilares) ou bordas em balanço.

No caso de apoio em vigas ou paredes, a laje pode ser simplesmente apoiada ou engastada. Para lajes nervuradas, BOCCHI JR. (1995) recomendou evitar o uso de lajes engastadas ou em balanço, pois nestes casos, aparecem grandes momentos negativos, que geram esforços de tração na parte superior e de compressão na parte inferior, região em que a área de concreto é reduzida, sendo insuficiente para resistir aos esforços solicitantes. Dessa forma, nesses casos será necessário a criação de uma mesa inferior ou tornar as regiões de contorno maciças, aumentando o peso próprio e com maior consumo de concreto.

As Figuras 2.11 e 2.12, apresentadas a seguir, mostram de forma esquemática as lajes nervuradas com apoio contínuo.

Figura 2.11 - Lajes nervuradas com bordas simplesmente apoiadas (SILVA, 2005)

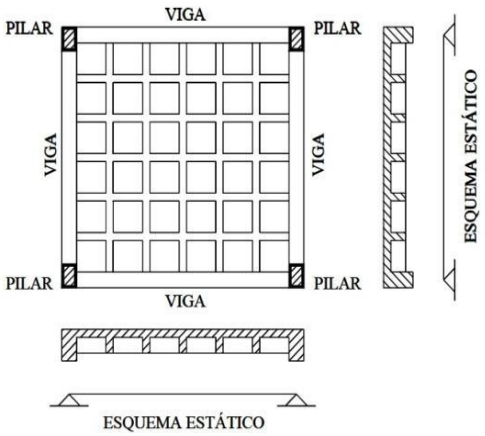
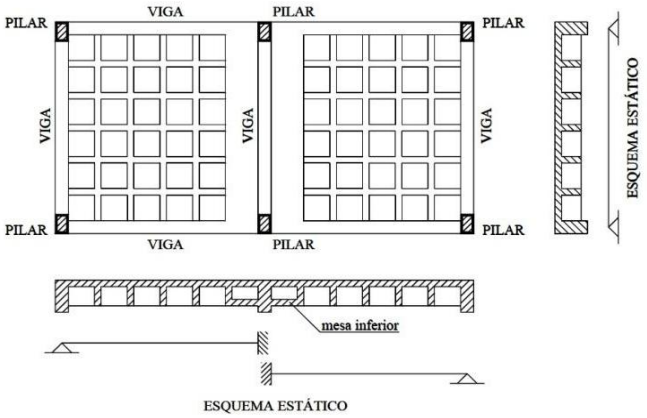
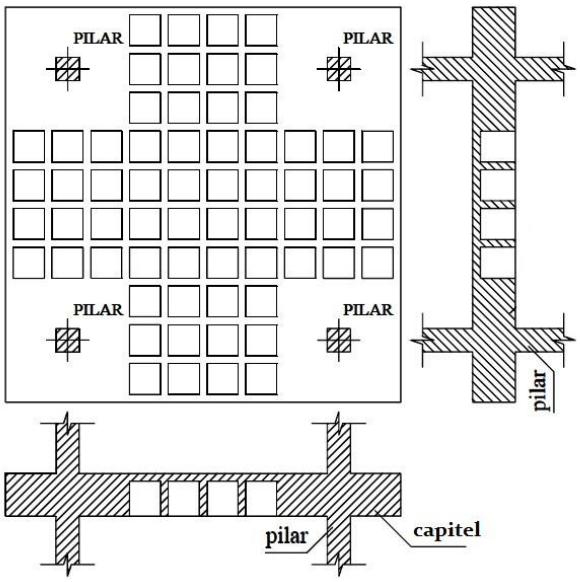


Figura 2.12 - Lajes nervuradas com bordas engastadas e com mesa de compressão inferior (SILVA, 2005)



Quando forem apoiadas diretamente em pilares, torna-se necessário a criação de capitéis (região maciça da laje, com o seu engrossamento) na ligação entre lajes e pilares, para diminuir as tensões de cisalhamento e reduzir a possibilidade de puncionamento. Esse tipo de laje é classificada como laje nervurada cogumelo. Para esse apoio, a laje nervurada deve ser armada nas duas direções. (SILVA, 2005). Esse tipo de vinculação é demonstrada na Figura 2.13.

Figura 2.13 - Laje nervurada apoiada em pilares, com capitel, modificada pelo autor (SILVA, 2005)



Segundo EMERICK (2005), para lajes protendidas um dos esquemas estruturais principais adotados é a laje nervurada com engrossamento na região dos pilares (laje nervurada cogumelo). Uma das principais vantagens em relação aos demais tipos de apoio é a maior facilidade na execução, porém ela deve ser dimensionada quanto à ruptura por cisalhamento e por colapso progressivo.

2.2.2. Prescrições normativas

Neste tópico, serão apresentadas as principais indicações da norma NBR 6118:2014 sobre lajes nervuradas de concreto armado. Elas valem também para lajes nervuradas protendidas, juntamente com as prescrições referentes ao concreto protendido, dado por essa mesma norma.

Segundo essa norma, atendendo-se a essas recomendações específicas, todas as prescrições referentes às lajes podem ser consideradas válidas. Dessa forma, também devem ser observadas durante a concepção do projeto.

Essas principais indicações existentes na norma se referem às dimensões-limites, à análise estrutural e ao espaçamento máximo entre estribos, presentes na maioria no seu item 13.2.4.2.

Quanto às dimensões-limites, a norma NBR 6118:2014 prescreve o seguinte:

- Espessura mínima da mesa (capa de concreto), quando não há tubulações horizontais embutidas: maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces da nervura e não menor que 4 cm;

- Espessura mínima da mesa, quando há tubulações: 5 cm, para tubulações embutidas de diâmetro (ϕ) menor ou igual a 10 mm; 4cm + ϕ para diâmetros maiores que 10 mm e 4cm + 2ϕ, em casos de cruzamento dessas tubulações;

- Espessura mínima da nervura: 5 cm.

Quanto ao espaçamento entre os eixos da nervura, essa norma determina as seguintes condições:

- Para lajes com espaçamento 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;

- Para espaçamento 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;

- Para espaçamento 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.

De acordo com essa norma, quando as prescrições supra citadas não forem verificadas, deve-se, ao realizar a análise estrutural da laje nervurada, considerar a capa como laje maciça apoiada em grelha de vigas. Caso a laje nervurada atenda a essas recomendações, ela poderá ser calculada como laje maciça.

A NBR 6118:2014 determina que as lajes nervuradas unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção. E quanto as bidirecionais, elas podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças.

Quanto aos estribos em laje nervurada, quando forem necessários, não podem ter espaçamento superior a 20 cm.

2.2.3. Ações e combinações a considerar

A norma NBR 6118: 2014 determina que "na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço." Também estabelece que as ações a se considerar devem respeitar as peculiaridades de cada tipo de construção e as normas a ela aplicáveis.

A norma NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento estabelece quais são as ações e critérios de segurança nas estruturas usuais da construção civil.

Segundo critérios dessas duas normas e SILVA (2005), as ações permanentes e variáveis e as combinações normalmente consideradas nas lajes nervuradas dos edifícios serão apresentadas a seguir.

De acordo com a NBR 8681:2003, as ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção, sendo classificadas em diretas e indiretas. Segundo a NBR 6118:2014, elas devem ser consideradas com os valores mais desfavoráveis a segurança.

As ações principais permanentes diretas consideradas nas lajes nervuradas são:

- Peso próprio da estrutura: obtido a partir das dimensões da seção transversal da laje (determinadas na fase de pré-dimensionamento) e do peso específico do concreto armado (2.500 kg/m³, conforme NBR 6118:2014). Ele pode ser considerado uniformemente distribuído em toda área da laje, sendo uma simplificação que obtém resultados satisfatórios. Caso a laje tenha algum material de enchimento, ele deve ser somado nessa parte;

- Revestimentos: é necessário considerar o peso do contrapiso (camada de regularização), do revestimento superior (piso) e do revestimento inferior (forros), quando existir. O peso pode ser obtido multiplicando a espessura da camada pelo peso específico aparente do material utilizado. No caso de sistemas de forro como placas de gesso e gesso acartonado, o peso inclui todas as partes desse sistema;

- Peso de alvenaria sobre a laje: diferentes das outras ações, ela é distribuída linearmente caso tenha alguma parede sobre a laje. Em uma simplificação, ela pode considerada uniformemente distribuída na laje.

As ações permanentes indiretas são:

- Retração e fluência do concreto: geram deformações impostas à estrutura, que são relevantes em lajes nervuradas protendidas;

- Protensão: consideradas em todas as estruturas e elementos protendidos, incluindo também aqueles que sofrem a ação indireta da protensão. O seu valor deve ser calculado considerando a força inicial e as estimativas de perdas imediatas e diferidas.

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção, de acordo com a NBR 8681:2003. Quanto à probabilidade de ocorrência dessas ações durante a vida da construção, elas são classificadas em normais ou especiais.

Geralmente, só são consideradas as seguintes ações variáveis normais:

- Carga acidental: são os carregamentos atuantes na estrutura em função do uso da edificação (pessoas, mobiliário, utensílios, etc.); são considerados uniformemente distribuídos na laje, com valores mínimos indicados para cada local e uso diferente da edificação pela norma NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

- Ações durante a construção (de caráter provisório): são carregamentos que podem ocorrer durante a construção com durações variáveis, dependendo de cada caso particular.

Quanto às combinações de ações, o item 11.8 da NBR 6118:2014 discorre sobre quais devem ser utilizadas na verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e de serviço.

Essas combinações devem ser feitas de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A NBR 6118:2014 classifica as combinações de serviço, calculadas conforme Quadro 2.2, de acordo com sua permanência na estrutura, estabelecendo os seguintes critérios na sua verificação:

a) **Quase permanentes:** podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;

b) **Frequentes:** repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

c) **Raras:** ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Quadro 2.2. Combinações de serviço. (Tabela 11.4 - NBR 6118:2014)

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Os valores dos fatores ψ_1 e ψ_2 podem ser obtidos na tabela 11.2 dessa norma.

2.2.4. Estados limites para dimensionamento

Estruturas em geral devem absorver os esforços solicitantes e, para isto, há a necessidade de verificação da segurança da laje nervurada a ser projetada, com relação aos estados limites - situação (limite) a partir da qual a estrutura deixa de atender a uma das finalidades de sua construção.

Devem ser verificados o Estado-Limite Último, que está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura (NBR 6118:2014) e essa ruína pode correr por ruptura de seções, perda de estabilidade, etc. e o Estado-Limite de Utilização, que não leva a ruína imediata, mas prejudica o uso normal da construção, podendo comprometer a sua durabilidade. A estrutura torna-se inadequada ao uso e que pode ocorrer por deformações e deslocamentos excessivos, fissuração e vibrações excessivas.

2.2.4.1. Estado Limite Último

➢ **Verificações pertinentes às nervuras**

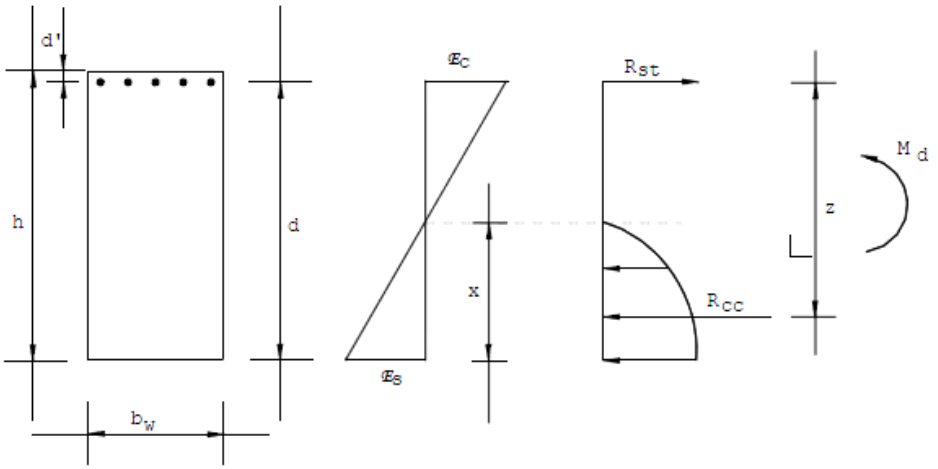
Existem dois tipos de verificação, independentes, para as nervuras das lajes nervuradas: quanto à flexão e quanto ao cisalhamento.

❖ **Verificação da resistência à flexão**

A seção resistente de lajes nervuradas é a seção T, que é submetida à flexão simples e a verificação deve ser feita de acordo com a NBR 6118:2014, para os cálculos, verifica-se as seções tracionadas e comprimidas da viga “T” de acordo com a posição da Linha Neutra (LN). É, então, necessário conhecer a profundidade da linha neutra para se definir a seção resistente para efeitos de cálculo.

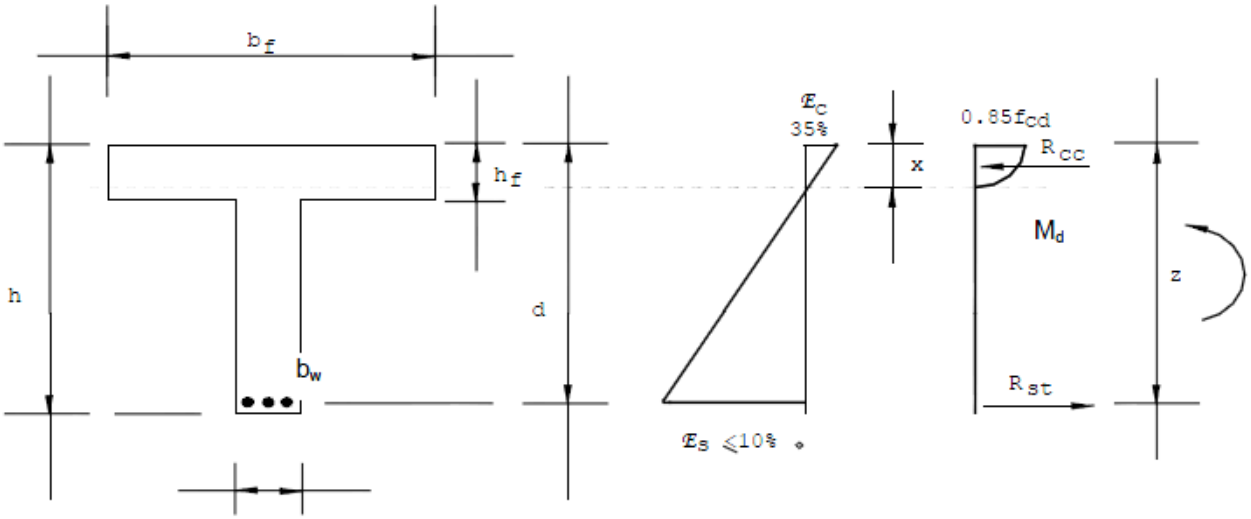
Se a mesa estiver tracionada e, nessas regiões o concreto não colabora para a resistência, a seção resistente é apenas a nervura, e será calculada como seção retangular de altura h e largura b_w. (Figura 2.14)

Figura 2.14 - Mesa da laje nervurada na face tracionada (BOCCHI JR, 2007)



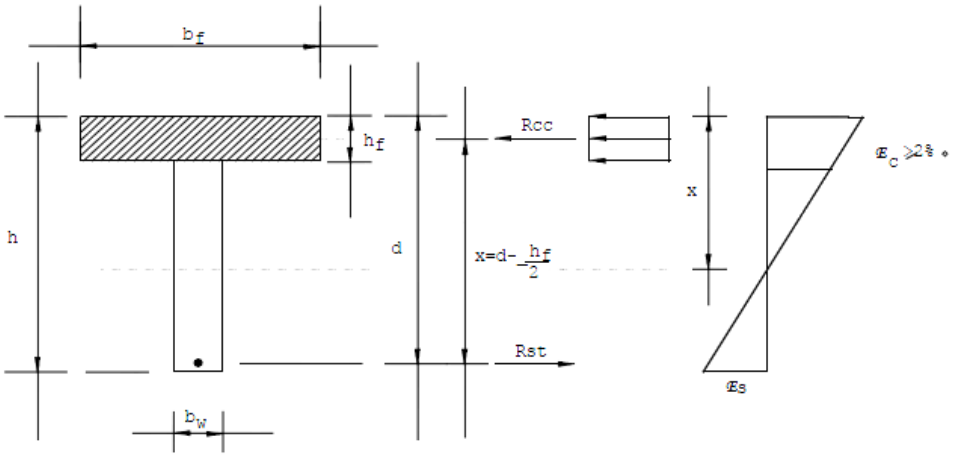
Mas, se a mesa estiver na face comprimida e cortada pela LN, a seção resistente será um falso T, com altura h e largura b_f, pois não haverá colaboração resistente da alma e de parte da mesa, pois estarão tracionados (Figura 2.15).

Figura 2.15 - Linha neutra na mesa da Laje Nervurada (BOCCHI JR, 2007)



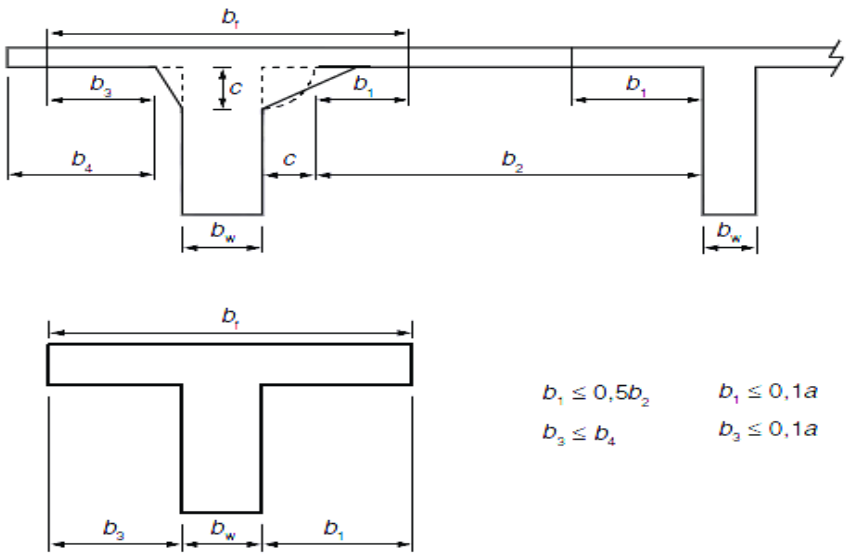
Entretanto, quando a mesa é toda comprimida e a LN está na alma, é caso de dimensionamento de seções T (verdadeira), largura b_f e altura h (Figura 2.16).

Figura 2.16 - Linha Neutra na alma da laje nervurada (BOCCHI JR, 2007)



A largura da mesa colaborante, b_f, é calculada de acordo com a NBR 6118:2014, no item 14.6.2.2 (Figura 2.17). É necessária a determinação de bf, pois a partir dele, é possível fazer o cálculo da profundidade da linha neutra, x.

Figura 2.17 - Largura da mesa colaborante (NBR 6118:2014)

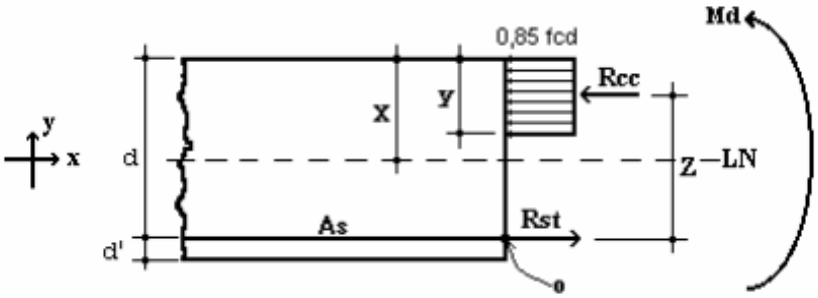


Em regiões onde atuam forças de tração, a área de concreto é desprezada, atuando apenas como elemento de ligação e proteção de armaduras, por apresentar baixa resistência a tração e, por isso, a situação mais usual e viável economicamente é a situação da Figura 2.15, onde a mesa é comprimida, por apresentar maior área de concreto em uma região comprimida.

Situações de continuidade de lajes nervuradas requerem considerações especiais, pois haverá inversão de momentos fletores próximo aos apoios, estando a face superior tracionada, e, para este caso, as lajes nervuradas comuns não serão viáveis, entretanto estas considerações para momentos invertidos não são alvo de estudo deste trabalho.

Para a situação mais usual de lajes nervuradas, apresenta-se a seguir o equacionamento para o cálculo da armadura destinada a absorver os esforços de tração provenientes da flexão das nervuras:

Figura 2.18 - Diagrama de tensões[1]



Fonte: http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20das%20vigas.pdf, acesso em junho/2015.

Do diagrama retangular de tensões no concreto, mostrado na Figura 2.18:

$R_{cc} - R_{st} = 0,$ (Eq. 2.9)

Onde:

R_{cc} = força resultante de compressão no concreto

$R_{cc} = 0{,}85.f_{cd}.b_f.y$ (Eq. 2.10)

$R_{cc} = 0{,}85.f_{cd}.b_f.(\lambda.x)$ (Eq. 2.11)

Pelo item 17.2.2 da NBR 6118: 2014, temos os valores do parâmetro λ:

$\lambda = 0{,}8$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa (Grupo I de resistência - C20 a C50); ou

[1] O diagrama de tensões é aplicável para b_w constante.

$\lambda = 0{,}8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50$ MPa (Grupo II de resistência - C55 a C90).

R_{st} = força resultante de tração na armadura

$$R_{st} = A_s.f_{yd} \qquad \text{(Eq. 2.12)}$$

Da equação 2.12, temos:

$$0{,}85.f_{cd}.b_f.(\lambda.x) - A_s.f_{yd} = 0 \qquad \text{(Eq. 2.13)}$$

Fazendo–se o equilíbrio de momentos fletores (Figura 2.17), obtém-se:

$$M_d = R_{cc}.Z \qquad \text{(Eq. 2.14)}$$

$$M_d = R_{cc}.(d - \frac{y}{2})$$

$$M_d = 0{,}85.f_{cd}.b_f.\lambda.x.(d - \frac{y}{2}) \qquad \text{(Eq. 2.15)}$$

A norma prescreve no item 19.3.3.2 valores mínimos para armaduras passivas aderentes de lajes, conforme tipo de armadura e estrutura a ser calculada, valores apresentados no Quadro 2.4. Esses valores estão relacionados à taxa mínima de armadura de flexão para vigas, calculada conforme resistência do concreto, como mostra o Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Taxas mínimas - $\rho_{mín}$ (Tabela 17.3 - NBR 6118:2014)

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}$ [a] ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

[a] Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, d/h = 0,8 e γ_c = 1,4 e γ_s = 1,15. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

Quadro 2.4 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes de laje (Tabela 19.1 - NBR 6118:2014)

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín} - \rho_p \geq 0{,}67\ \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín} - 0{,}5\ \rho_p \geq 0{,}67\rho_{mín}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0{,}67\rho_{mín}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0{,}67\ \rho_{mín}$	$\rho_s \geq 0{,}67\rho_{mín} - \rho_p \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín} - 0{,}5\rho_p \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín} - \rho_p \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín} - 0{,}5\rho_p \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20$ % da armadura principal $A_s/s \geq 0{,}9$ cm²/m $\rho_s \geq 0{,}5\ \rho_{mín}$		–
onde $\rho_s = A_s/b_w\ h$ e $\rho_p = A_p/b_w\ h$. NOTA Os valores de $\rho_{mín}$ são definidos em 17.3.5.2.1.			

Existem outros métodos de cálculo da armadura para resistir à flexão, como por exemplo a tabela de Kc e Ks(ou KII, em alguns livros), encontradas em livros de Estruturas de Concreto, como por exemplo PINHEIRO (1993) [1]. Nestes livros pode-se determinar as áreas de aço necessárias.

[1] PINHEIRO, L.M. **Concreto armado: tabelas e ábacos**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1993.

❖ Verificação da resistência ao cisalhamento

A ruptura por efeito da força cortante é frequentemente violenta e frágil, devendo sempre ser evitada, o que se obtém fazendo as verificações ao cisalhamento, e a resistência à força cortante deve ser superior à resistência à flexão, de modo que se desenvolva lenta e gradualmente, ou seja, *"é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que a eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando aos usuários"* (NBR 6118:2014 - item 16.2.3)

Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos menor ou igual a 65 cm, a verificação do cisalhamento da região das nervuras pode ser feito considerando os critérios de laje maciça, apresentados a seguir.

Para considerar os mesmos critérios, a seção resistente é de altura total (h), altura útil (d) e largura b_f. Verifica-se o cálculo da área das barras da armadura longitudinal e a ruptura da região comprimida de concreto compreendida entre a face mais comprimida e o plano que contém LN.

A NBR 6118:2014 indica, no seu item 19.4.1, que se a força cortante solicitante de cálculo $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ (força cortante resistente de cálculo), a laje pode prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços cortantes.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}.k.(1,2+40.\rho_1) + 0,15.\sigma_{cp}].b_w.d, \qquad \text{(Eq. 2.16)}$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25.\ F_{ctd} = 0,25.(f_{ctk,inf}/\gamma_c) \qquad \text{(Eq. 2.17)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21\ f_{ck}^{2/3} \text{ (para concretos de classe até C50)} \qquad \text{(Eq. 2.18)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w.d}, \text{ não maior que } 0,02 \qquad \text{(Eq. 2.19)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c \qquad \text{(Eq. 2.20)}$$

k – coeficiente que admite os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: k =1;

- para os demais casos: k = |1,6 – d|, não menor que 1, com d em metros.

τ_{Rd} é a Tensão resistente de cálculo ao cisalhamento;

A_{s1} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que d + $l_{b,nec}$ além da seção considerada, e $l_{b,nec}$ é definido no item 9.4.2.5 da NBR 6118:2014;

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d;

N_{Sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (a compressão é considerada com sinal positivo).

Caso for necessário a armadura de cisalhamento, deve ser calculada conforme o item 17.4.2 da NBR 6118:2014.

➢ **Verificações da resistência da mesa**

❖ **Verificação da resistência à flexão**

Para b_f < 65 cm, a NBR 6118:2014 dispensa a verificação da mesa, menos quando houver cargas concentradas ou linearmente distribuídas aplicadas na mesa entre as nervura. Apesar de não ser obrigatória a verificação nesses casos, a norma prescreve uma armadura mínima de flexão na mesa (Quadro 2.4). Portanto, é importante fazer essa verificação.

Quando carregada, as nervuras e as mesas apresentam uma deformação elástica diferente, como apresentado na Figura 2.19 e Figura 2.20, respectivamente.

Figura 2.19 - Deformação elástica da laje nervurada (ANDRADE, 1977 apud BOCCHI JR, 2007)

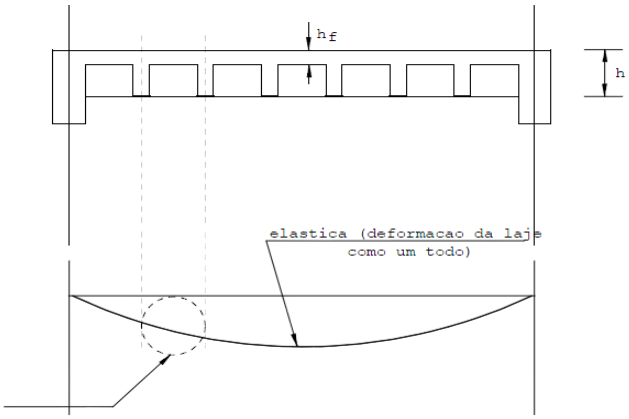
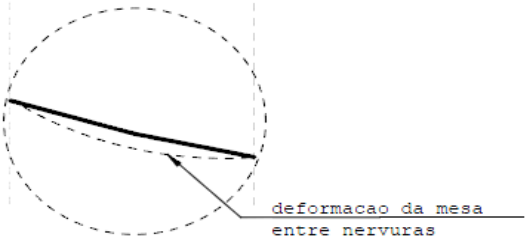


Figura 2.20 - Deformação elástica da mesa (ANDRADE, 1977 apud BOCCHI JR, 2007)



Devido às configurações acima, a mesa pode ser considerada um conjunto de lajes maciças, contínuas e apoiadas elasticamente nas nervuras. Configuração esta que é utilizada para calcular a armadura posicionada na mesa, que devem absorver os momentos fletores positivos.

Para lajes nervuradas que contém a distância entre nervuras menor ou igual a 65 cm e com a mesa tracionada, é necessário fazer a verificação quanto à armadura necessária para absorver os esforços de tração dessa região. Ela pode ser feita em cada nervura isoladamente ou por faixa, considerando a média dos momentos existentes naquela região por metro.

Entretanto, para configurações em que esta distância está entre 65 e 110cm, esta verificação da mesa à flexão é obrigatória e deve ser calculada armadura em duas direções a fim de absorver estas tensões atuantes na mesa. Se este espaçamento for maior do que 110cm, as lajes nervuradas devem ser consideradas como lajes maciças apoiadas sobre grelhas de vigas.

- **Verificação da segurança com relação ao cisalhamento atuante na mesa**

O efeito de cisalhamento é, na maioria dos casos, desprezado, exceto em ações concentradas aplicadas entre as nervuras. Entretanto, segundo BOCCHI (2007), não se aplica a inserção de armaduras transversais devido às pequenas espessuras, pois inviabilizam a montagem. Indica-se, então a aplicação de cargas concentradas acima das nervuras, que faz com que se evite a necessidade dessas armaduras para combater o cisalhamento. Quando houver necessidade, deverá ser feita a análise seguindo a mesma rotina adotada para lajes nervuradas e já descrita neste trabalho.

➢ **Verificação das tensões de cisalhamento nas ligações mesa-nervura**

Ainda segundo BOCCHI JR (2007), as barras das armaduras para absorver os momentos fletores podem ser consideradas como parte da armadura de ligação e a área mínima da seção transversal dessa armadura, estendendo-se por toda a largura útil e ancorada na alma igual a 1,5 cm²/m.

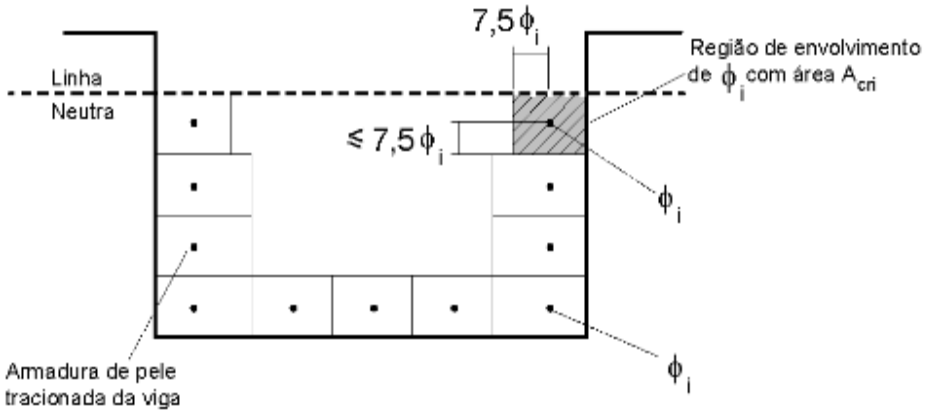
2.2.4.2. Estados Limite de Serviço

Os Estados-limites de serviço estão relacionados à durabilidade das estruturas, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos e tem por objetivo garantir que em utilização, a estrutura apresente comportamento satisfatório ao qual foi projetado.

Algumas verificações existentes são relativas à abertura de fissuras e à flecha gerada.

Estado limite de abertura das fissuras (ELS - W): Nesse estado as fissuras apresentam aberturas características iguais aos máximos especificados pela NBR 6118:2014 (Quadro 2.5). No caso das estruturas de Concreto Protendido com protensão parcial, a abertura de fissura característica está limitada a 0,2 mm, a fim de não prejudicar a estética e a durabilidade.

Figura 2.21 – Concreto de envolvimento da armadura (NBR 6118:2014)



A abertura de fissuras é determinada para cada região de envolvimento (Figura 2.21), e é a menor entre w_1 e w_2, dadas pelas expressões 2.21 e 2.22, respectivamente (item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014):

$$w_k \leq \begin{cases} w_1 = \dfrac{\Phi_i}{12{,}5.\eta_1} \cdot \dfrac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \dfrac{3.\sigma_{si}}{f_{ctm}} & \text{(Eq. 2.21)} \\ w_2 = \dfrac{\Phi_i}{12{,}5.\eta_1} \cdot \dfrac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\dfrac{4}{\rho_{ri}} + 45\right) & \text{(Eq. 2.22)} \end{cases}$$

Onde:

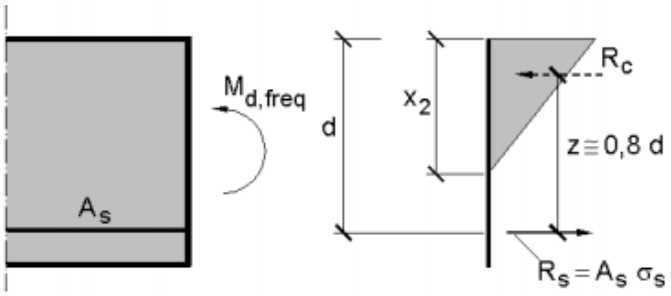
$$\rho_{ri} = \frac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{A_{cri}}} \qquad \text{(Eq. 2.23)}$$

$$\boldsymbol{\eta}_1 = \begin{cases} 1{,}0 \text{ para barras lisas} \\ 1{,}4 \text{ para barras entalhadas} \\ 2{,}25 \text{ para barras nervuradas} \end{cases}$$

Adotando-se z = 0,8d, conforme Figura 2.22, tem-se:

$$\sigma_{si} = \frac{\mathbf{M_{d,freq}}}{\mathbf{0{,}8.d.A_s}} \qquad \text{(Eq. 2.24)}$$

Figura 2.22 – Braço de alavanca



Fonte: http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/ELS/14%20ELS.pdf , acesso em junho/2015

Quadro 2.5 – Exigências relativas à fissuração (parte da Tabela 13.4 - NBR 6118:2014)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Quadro 2.6 – Limites para deslocamentos (Tabela 13.3 – NBR 6118:2014)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250$ [a]
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350$+ contraflecha [b]
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500$ [c] e 10 mm e $\theta = 0,0017$ rad [d]
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250$ [c] e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1\,700$ e $H_i/850$ [e] entre pavimentos [f]
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400$ [g] e 15 mm

Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura. Os limites para essas deformações estão contidos no Quadro 2.6. O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as

flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética e nem causem insegurança aos usuários;

Os valores de flechas totais obtidos (imediata e diferida), tanto através de fórmulas existentes quanto através de cálculo dado por softwares, devem estar abaixo dos seguintes valores aceitáveis.

2.2.5. Verificações de lajes nervuradas cogumelo

Para lajes apoiadas diretamente sobre os pilares um tipo de esforço determinante no dimensionamento é o esforço cortante ao redor da região do pilar, que pode causar sua ruptura por puncionamento. A resistência desse tipo de laje pode ser limitada pela resistência ao puncionamento na ligação laje-pilar. Portanto, é essencial a verificação quanto à punção nesse caso. Outra verificação importante é referente ao colapso progressivo, sendo necessário o dimensionamento de armadura que garanta a dutilidade local e combata o risco de colapso progressivo (EMERICK, 2005)

2.2.5.1. Ruptura por puncionamento

A NBR 6118:2014 traz em seu item 19.5 os critérios para dimensionamento de lajes à punção. Pelo modelo de cálculo apresentado pela norma, é necessário verificar o cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas: contorno C (pilar), contorno C' (afastada 2d do pilar) e contorno C" (verificado somente se for necessário colocar armadura transversal).

O processo de verificação consiste em calcular a tensão solicitante nas superfícies críticas (τ_{Sd}) e compará-la com a tensão resistente (τ_{Rd}).

O cálculo das tensões solicitantes varia conforme a posição e carregamento do pilar. Para pilar interno, com carregamento simétrico, τ_{Sd} nas superfícies críticas C e C' é:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u.d} \qquad \text{(Eq. 2.25)}$$

Onde:

F_{Sd} é a reação de cálculo no pilar;

u é o perímetro dos contornos críticos;

d é a altura útil da laje ao longo dos contornos críticos, sendo uma média das alturas nas duas direções ortogonais.

Se o elemento estrutural for protendido, a verificação deve ser feita com a tensão solicitante efetiva, que poderá sofrer redução devido ao efeito dos cabos de protensão inclinados, calculada conforme item 19.5.5 da norma.

A tensão resistente da superfície crítica C (τ_{Rd2}) é dada pela equação:

$$\tau_{Rd2} = 0{,}27\alpha_v f_{cd} \qquad \text{(Eq. 2.26)}$$

Onde:

$$\alpha_v = 1 - f_{ck}/250, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.} \qquad \text{(Eq. 2.27)}$$

Assim, se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$ não há ruptura por puncionamento nesse contorno crítico.

A tensão resistente da superfície crítica C' em elementos estruturais sem armadura de punção (τ_{Rd1}) é dada pela equação:

$$\tau_{Rd1} = 0{,}13\,(1 + \sqrt{20}/d)\,(100\,\rho\, f_{ck})1/3 + 0{,}10\,\sigma_{cp} \qquad \text{(Eq. 2.28)}$$

Sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x\,\rho_y} \qquad \text{(Eq. 2.29)}$$

Onde:

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada) calculada considerando a armadura nas duas direções ortogonais (ρ_x e ρ_y);

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos.

Assim, se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$ não será necessário armadura de punção e nem verificar outra superfície crítica. Porém, se $\tau_{Sd} > \tau_{Rd1}$ será necessário dimensionar a armadura de punção e verificar quanto a superfície crítica C", para determinar a extensão necessária da armadura transversal. Essa verificação deverá ser feito conforme prescrição da norma.

2.2.5.2. Ruptura por Colapso Progressivo

A norma prescreve no seu item 19.5.4 a armadura de flexão inferior para garantir proteção contra o colapso progressivo, dada pela Eq.2.30. Essa armadura atravessa o pilar (contorno C) e deve estar suficientemente ancorada no contorno C' ou C", conforme comprimentos de ancoragem estabelecidos pela norma .

$$f_{yd}\, A_{s,ccp} \geq 1{,}5.\ F_{Sd} \qquad \text{(Eq. 2.30)}$$

Onde:

$A_{s,ccp}$ é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;

F_{Sd} pode ser calculado com γ_f igual a 1,2.

2.2.6. Verificações de lajes nervuradas protendidas

As lajes nervuradas protendidas, assim como as de concreto armado, devem ser verificadas quanto aos estados limites últimos e estados limites de serviço. As verificações já apresentadas sofrem algumas alterações, ao se levar em consideração os efeitos da protensão. Além dessas, com a utilização de protensão é necessário fazer algumas verificações específicas.

Essas verificações, apresentadas a seguir, procuram determinar se o elemento estrutural tem adequada margem de segurança à ruína e bom desempenho em serviço.

2.2.6.1. Ato da protensão

No ato da protensão, o concreto não atingiu a sua resistência de projeto, já que essa é realizada geralmente bem antes dos 28 dias, possuindo somente uma parcela da sua

resistência à compressão. Além disso, nesse momento só existem as perdas imediatas e o elemento estará sujeito a uma força de protensão maior do que a atuante em boa parte da sua vida útil. A atuação conjunta desses dois fatores pode levar ao rompimento da seção de forma brusca durante a transferência de carga. (ZANETTE, 2006)

Pela norma NBR 6118:2014, nessa verificação, deve ser considerada a resistência característica do concreto f_{ckj} (correspondente à idade fictícia j no ato da protensão) e somente o carregamento efetivamente atuante nessa ocasião, com os seguintes coeficientes de ponderação:

$\gamma_c = 1{,}2$ e $\gamma_s = 1{,}15$;

$\gamma_p = 1{,}1$ na pós-tração (coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão);

$\gamma_f = 1{,}0$ para ações desfavoráveis ou 0,9 para ações favoráveis (coeficiente de ponderação das ações).

Pela norma, é preciso atender a seguintes condições, para que a verificação seja feita no estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

- Tensão máxima de compressão na seção igual a 0,7 f_{ckj} para $\gamma_f = 1{,}0$;
- Tensão máxima de tração na seção não deve ultrapassar 1,2 $f_{ctm,j}$, sendo $f_{ctm,j} = 0{,}3 \sqrt[3]{fckj^2}$;

- Deve haver armadura de tração, calculada no estádio II quando existir tensão de tração nas seções transversais. A força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante de tensões de tração no concreto no estádio I, desde que não provoque acréscimo de tensão nas barras nervuradas superior a 250 MPa.

Uma forma de calcular as tensões ao longo de diferentes seções transversais na nervura mais solicitada no ato da protensão, considerando o Estádio I (seção plena – não fissurada), é somando-se três parcelas. Essas parcelas estão representadas respectivamente na Eq. 2.31: as tensões ocasionadas pelo esforço normal de protensão, pelo momento do carregamento externo atuante na ocasião e pelo momento balanceado de protensão. (EMERICK, 2005). Nessa equação e na Equação 2.32, a força de protensão e os momentos entram com os seus respectivos sinais.

$$\sigma_c = \frac{\gamma_p \cdot P_0}{A_c} + \frac{\gamma_f \cdot M_{EXT}}{W} + \frac{\gamma_p \cdot M_{BAL}}{W} \qquad \text{(Eq. 2.31)}$$

Onde:

A_c é a área total de concreto da seção transversal bruta do concreto;

W é o módulo resistente da seção transversal bruta do concreto;

M_{BAL} é o momento fletor devido à carga balanceada com a protensão;

M_{EXT} é o momento fletor devido ao carregamento externo atuante no ato da protensão.

2.2.6.2. Estado Limite de Serviço

As tensões em serviço também devem ser verificadas. Elas são calculadas através da Eq. 2.32, que tem parcelas correspondentes à Eq. 2.31, porém sem os coeficientes de ponderação.

$$\sigma_c = \frac{P_{inf}}{A_c} + \frac{M_{EXT}}{W} + \frac{M_{BAL}}{W} \qquad \text{(Eq. 2.32)}$$

Onde:

P_{inf} é a força na armadura de protensão após todas as perdas imediatas e progressivas.

A combinação de carga a ser utilizada para obtenção do momento externo é a combinação frequente, no caso de protensão parcial. Como já visto anteriormente na Tabela 2.1, para esse nível de protensão, deve-se verificar ELS-W (abertura de fissuras) e independente do nível de protensão, também o ELS-DEF (deformações excessivas).

Na verificação do ELS-W, são usadas as mesmas fórmulas já apresentadas. Porém, existem algumas constatações que devem ser feitas antes. EMERICK (2005) apresenta o passo a passo dessa verificação.

O primeiro passo é verificar se para a combinação no ELS (M_{EXT} devido à combinação frequente para protensão parcial + M_{BAL}) a seção de fato atingiu o Estádio II. Isso pode ser feito pela Eq. 2.33, onde P_{inf} entra em módulo.

$$\sigma_{t,máx} = \frac{P_{inf}}{A_c} - \frac{M_{EXT+BAL}}{W} \quad \text{(Eq. 2.33)}$$

Se $\sigma_{t,máx} > 0$ indica que toda a seção está comprimida e portanto no Estádio I, atendendo ao ELS-W.

Se $\sigma_{t,máx} < 0$ indica tração na seção. Se essa tensão for menor em módulo que $f_{ctk,inf}$, ela se encontra no Estádio I, atende ao ELS-F (formação de fissuras) e automaticamente ELS-W. Se essa tensão for maior em módulo, ela se encontra no Estádio II e a verificação deve continuar, conforme passos apresentados pelo EMERICK (2005).

2.2.6.3. Ruptura por Flexão

Para o cálculo da capacidade resistente ao momento fletor foi utilizado o procedimento descrito por EMERICK (2005):

- Determinação da força de protensão de cálculo (Pd);

$$P_d = \gamma_p \,.\, P_{inf} \quad \text{(Eq. 2.34)}$$

- Cálculo do pré-alongamento da armadura ativa;

$$\alpha_p = \frac{Ep}{Ec} \quad \text{(Eq. 2.35)}$$

Tensão do concreto no centro de gravidade da armadura (σ_{cp})

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} \quad \text{(Eq. 2.36)}$$

Força de neutralização (P_n):

$$P_n = P_d + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| \quad \text{(Eq. 2.37)}$$

Deformação de pré-alongamento na armadura ativa (ε_{pn}):

$$\varepsilon_{pn} = \frac{P_n}{A_p E_p} \quad \text{(Eq. 2.38)}$$

- Determinação do alongamento e da tensão no aço de protensão;

Para peças com relação L/h[1] ≤ 35:

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\,\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 420 \leq f_{pyk} \text{ (MPa)} \qquad \text{(Eq. 2.39)}$$

$$\sigma_{pn} = \frac{P_n}{A_p} \qquad \text{(Eq. 2.40)}$$

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{\gamma_s} \qquad \text{(Eq. 2.41)}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w\,d} = \frac{A_p}{A_c} \qquad \text{(Eq. 2.42)}$$

Por se tratar de uma seção em T, optou-se por utilizar a Área de concreto inteira, em vez de utilizar b_w.d.

- Verificação do equilíbrio da seção

Com a tensão no aço de protensão (σ_{pd}) determinada, é possível descobrir a força de tração na armadura ativa (Eq. 2.43). Então, ao compará-la com a força de compressão no concreto, será determinada a necessidade ou não da armadura passiva. Caso não seja necessário, é obrigatória a colocação da armadura passiva mínima dada pela norma NBR 6118:2014.

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \,.\, A_p \qquad \text{(Eq. 2.43)}$$

- Verificação da ruptura por flexão

É possível verificar através de fórmulas simplificadas se a seção protendida não irá romper por flexão.

Se a linha neutra estiver na mesa, a verificação pode ser feita como seção retangular.

Taxa mecânica de armadura protendida (ω_p)

[1] L = Vão e h = altura

$$\omega_p = \rho_p \frac{\sigma_{pd}}{\sigma_{cd}} \quad \text{(Eq. 2.44)}$$

Momento resistente da seção (M_{Rd}):

$$M_{Rd} = (A_p\ \sigma_{pd} + A_s\ f_{yd}).d.(1\text{-}0{,}6\ \omega_p) \quad \text{(Eq. 2.45)}$$

Onde:

$$d = \frac{A_p \sigma_{pd} d_p + A_s f_{yd} d_s}{A_p \sigma_{pd} + A_s f_{yd}} \quad \text{(Eq. 2.46)}$$

Limite do momento resistente ($M_{Rd,LIM}$):

$$M_{Rd,LIM} = 0{,}28.bd^2\sigma_{cd} \quad \text{(Eq. 2.47)}$$

Assim, se $M_{Rd} < M_{Rd,LIM}$, não haverá ruptura por flexão.

A Equação 2.47 vale somente para concreto do Grupo I.

Caso a linha neutra esteja na alma, a verificação deve ser feita como seção T, conforme fórmulas apresentadas pelo EMERICK (2005).

2.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS

O sistema de lajes nervuradas é uma evolução natural das lajes maciças, ao eliminar a maior parte do concreto abaixo da linha neutra (zona de tração). Isso resulta em estruturas mais leves e em um aproveitamento mais eficiente dos dois materiais: aço e concreto. (FRANÇA, 1997 apud SCHWETZ, 2011). Com esse alívio do peso próprio, é possível vencer vãos maiores do que a laje maciça, resultando em pilares mais espaçados e liberação de espaço das edificações, permitindo o seu maior aproveitamento e uma maior flexibilidade do projeto arquitetônico. Sobre essa vantagem principal da laje nervurada, CUNHA (1998) afirma que a laje nervurada é uma estrutura, para grandes vãos, mais econômica do que as lajes maciça e cogumelo.

Quanto ao processo de execução, esse tipo de laje pode levar à redução da quantidade de material do sistema de fôrma e escoramento, devido à facilidade de montagem e ao menor peso próprio se comparado com as lajes maciças. Mas para que isso seja uma vantagem, deve-se utilizar um sistema adequado e evitar a adaptação das fôrmas e escoramento empregados nas lajes de seção transversal maciça.

Em razão dessa versatilidade em termos de distribuição de cargas e ocupação de espaços, elas são uma boa opção como solução estrutural tanto para edifícios comercias e residenciais, quanto para hospitais, garagens, aeroportos. (SCHWETZ, 2011)

Segundo CUNHA (1998), outra vantagem das lajes nervuradas é o maior isolamento térmico e acústico do material de enchimento em relação ao concreto, quando existente. Ainda conforme esse autor, algumas desvantagens desse sistema são: o fato da distribuição da carga concentrada não ser feita de forma tão eficiente quanto nas lajes maciças, e também nas lajes nervuradas das reservas de segurança serem menores que nas lajes maciças (reservas não computadas no cálculo), pois as lajes nervuradas são uma estrutura menos monolítica.

3. METODOLOGIA

Tendo como base os critérios levantados na Revisão Bibliográfica, adotou-se procedimentos para alcançar os objetivos determinados. O primeiro passo foi delimitar o objeto de estudo, definindo três sistemas a serem comparados:

- Laje Maciça Convencional (LMC) – Estrutura com laje maciça em concreto armado moldada no local, apoiada diretamente sobre vigas e armada em duas direções;

- Laje Nervurada Convencional (LNC) – Estrutura com laje nervurada cogumelo em concreto armado moldada no local, com o uso de fôrmas removíveis e armada em duas direções;

- Laje Nervurada Protendida (LNP) − Estrutura com laje nervurada cogumelo protendida, com protensão não aderente (monocordoalhas engraxadas), moldada no local, com o uso de fôrmas removíveis e armada em duas direções.

A LMC é o sistema estrutural original utilizado no projeto de um edifício executado em Goiânia, em formato H com quatro apartamentos por andar. A planta baixa do seu pavimento tipo foi utilizada como modelo para aplicação dos outros dois sistemas. A laje maciça não foi estudada, dimensionada e detalhada nesse trabalho, utilizando apenas as informações fornecidas pelo projetista nas comparações realizadas.

Após algumas adaptações no projeto, realizou-se o dimensionamento e detalhamento do Pavimento Tipo em LNC e LNP, permitindo assim a comparação entre esses três sistemas. A diferença entre os dois sistemas de laje nervurada foi o acréscimo da protensão nas nervuras verticais, possibilitando avaliar os efeitos da protensão nesse pavimento.

Antes do Pavimento Tipo, o primeiro passo foi a análise de um modelo isolado de laje nervurada, o Modelo de Referência, com o uso do software SAP2000® versão 14.2.2, para determinação dos esforços solicitantes. Esse modelo permitiu a aplicação das fórmulas para o aprendizado, resultando também em uma Revisão Bibliográfica mais objetiva. Esse modelo é simétrico como o Pavimento Tipo, porém possui vãos menores.

Com os esforços obtidos pelo SAP2000®, dimensionou-se essa laje nervurada tanto em concreto armado, quanto em concreto protendido, com cálculos analíticos, conforme as

equações descritas na Revisão Bibliográfica. O memorial de cálculo do Modelo de Referência para os dois sistemas, contendo os dados de entrada e os parâmetros adotados, encontra-se no Apêndice A.

Após feito esse procedimento, foi realizado o dimensionamento e detalhamento do Pavimento Tipo em LNC e LNP. Ele foi analisado isoladamente, com o auxílio dos softwares SAP2000® e TQS® versão 17, respectivamente.

O modelo de cálculo escolhido, que foi utilizado na análise estrutural em todas as etapas do estudo de caso, tanto no SAP2000® quanto no TQS®, é a análise de grelhas, que consiste em representar a laje nervurada como uma grelha formada por vigas T.

Após o dimensionamento, com os dados obtidos, foram realizadas as comparações entre esses três sistemas estruturais, em relação ao consumo de materiais (concreto, fôrma e aço) e às flechas previstas paras essas lajes. No levantamento dos materiais não foi considerada nenhuma porcentagem a mais referente às perdas, tanto na armadura passiva, quanto na armadura ativa.

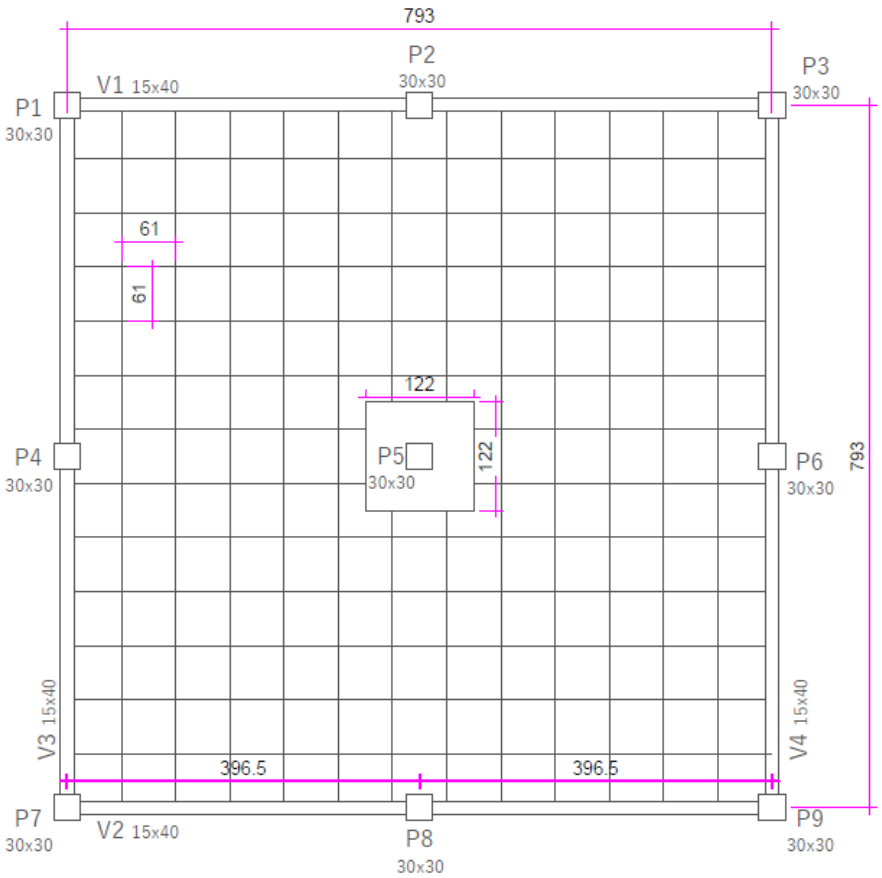
4. APLICAÇÕES, RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. MODELO DE REFERÊNCIA

O Modelo de Referência realizado possui dimensões de 7,93 x 7,93 m², sendo utilizadas fôrmas da Atex com intereixo de 61 cm, 18 cm de altura de fôrma e 5 cm de espessura da lâmina (capa), escolha feita através dos dados oferecidos no catálogo técnico. As cargas solicitantes adotadas, além do peso próprio obtido nos dados técnicos da Atex (240 kgf/m²), são: sobrecarga variável de 150 kgf/m² (NBR 6120:1980 - edifícios residenciais), revestimento de 200 kgf/m² (considerando contrapiso, piso e forro).

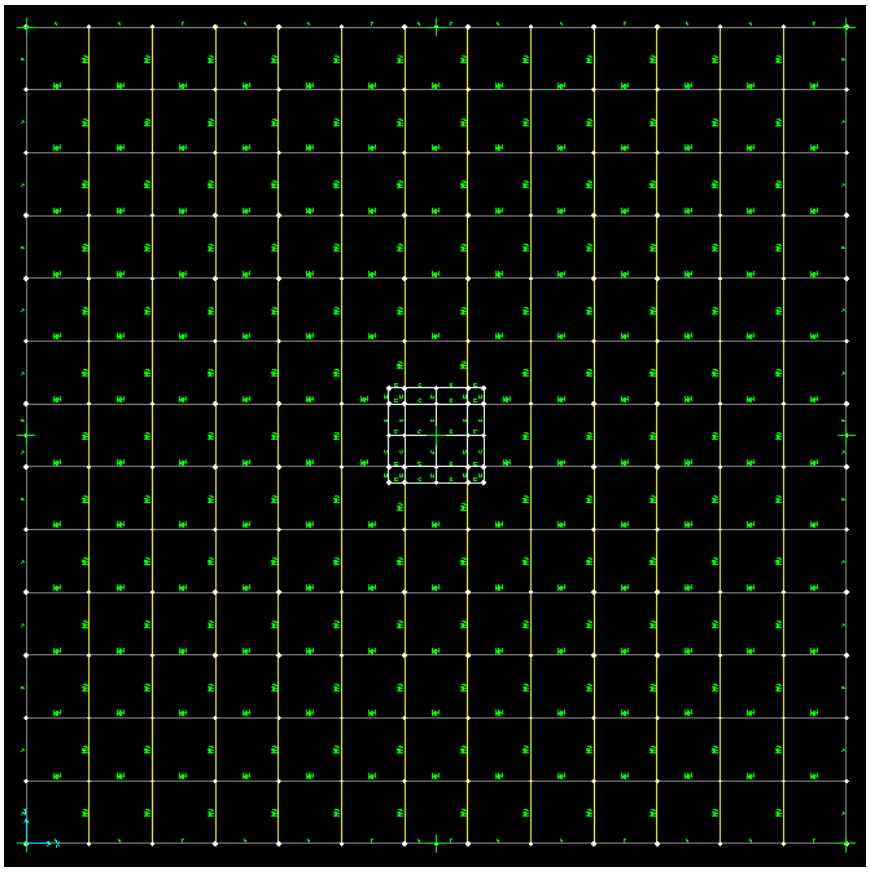
O modelo é uma laje nervurada apoiada sobre vigas nas extremidades e diretamente sobre o pilar central. Nesse modelo, existem no total 9 pilares de 30 x 30 cm, sendo 8 apoiando as vigas de periferia de 15 x 40 cm e um pilar central, com capitel apoiando diretamente a laje. A planta baixa do modelo isolado utilizado está representada na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Planta baixa Modelo de Referência



Os eixos das nervuras, vigas e pilares foram lançados no software SAP2000® para obtenção dos esforços conforme Figura 4.2. A região do capitel foi discretizada em uma malha menor que a das nervuras, para melhor análise dessa região.

Figura 4.2 - Modelo de Referência no SAP2000®



Os resultados obtidos para os dois sistemas estruturais adotados são apresentados a seguir.

4.1.1. Laje Nervurada Convencional

Após todo o dimensionamento feito (descrito no Apêndice A), foi possível detalhar a armadura da Laje Nervurada Convencional do Modelo de Referência, utilizando os dados obtidos pelo SAP2000®. As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam a armadura positiva e negativa desse modelo.

É importante ressaltar que como armadura positiva de flexão da mesa da laje nervurada foi adotada tela soldada tipo Q75, conforme explicado no Memorial de Cálculo.

Figura 4.3 - Armadura positiva – LNC

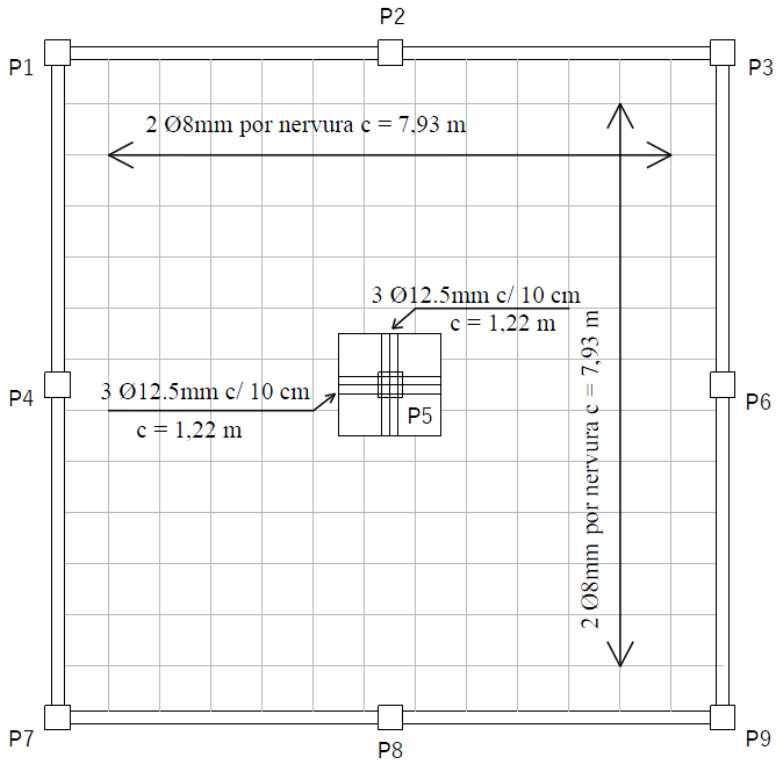
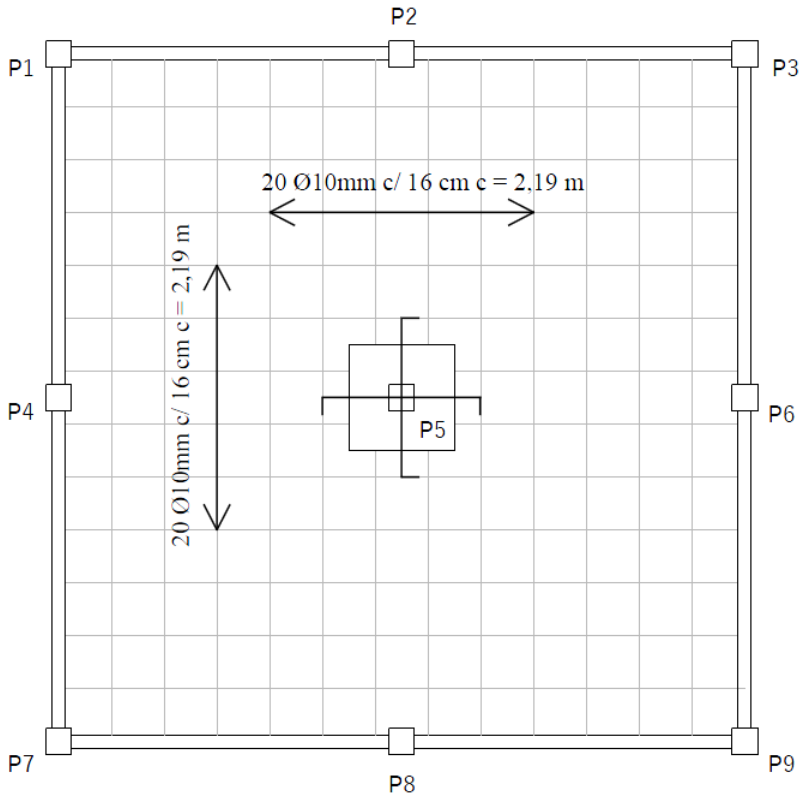


Figura 4.4 - Armadura negativa – LNC.



A quantidade de aço está descrita, por diâmetro na Tabela 4.1, considerando toda a armadura positiva e negativa da laje nervurada e do capitel.

Tabela 4.1 – Quantidade de aço LNC

Diâmetro ϕ (mm)	Comprimento ou Área	Peso (kg)
8	380,6 m	152,3
10	87,6 m	55,2
12,5	7,3 m	7,3
Tela soldada Q75	59 m²	75
Peso Total		289,7

A flecha máxima obtida pelo SAP2000® (que considera somente a flecha imediata) para a LNC foi de 0,2 mm (laje deformando).

4.1.2. Laje Nervurada Protendida

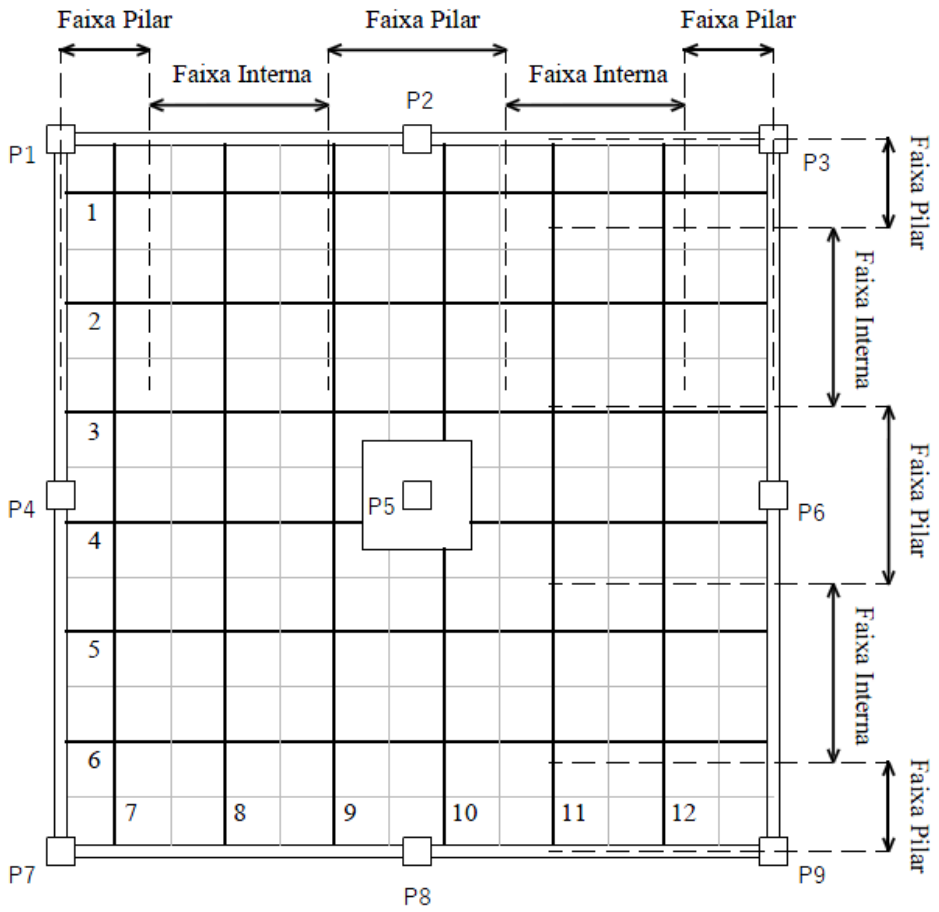
Para fazer as verificações referentes à Laje Nervurada Protendida (apresentadas no Apêndice A), a laje foi dividida em dois tipos de faixa: Faixa Pilar e Faixa Interna, conforme mostrado na Figura 4.5, devido aos momentos fletores terem perfis semelhantes nas nervuras dessas regiões.

Devido ao pequeno valor do carregamento externo, adotou-se após várias tentativas para a LNP, que a protensão será alternada, com uma nervura protendida e a adjacente sem protensão, nas duas direções.

Na Figura 4.5, estão em destaque e enumeradas as nervuras que tiveram protensão: de 1 a 6 as nervuras horizontais e 7 a 12 as nervuras verticais.

As verificações quanto ao ELU e ELS foram realizadas somente para as nervuras mais solicitadas de cada faixa: nervura 4 para a Faixa Pilar e nervura 11para a Faixa Interna.

Figura 4.5 - Nervuras protendidas e faixas analisadas



As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam a armadura positiva e negativa passiva desse modelo. Na Figura 4.6, N1 é a armadura positiva para as nervuras protendidas (1 ϕ 8mm) e N2 é a armadura positiva para as nervuras sem protensão (1 ϕ 10mm), ambas com comprimento de 7,93 m.

A Figura 4.8 apresenta a armadura ativa desse modelo. Em cada nervura protendida foi utilizada 1 monocordoalha CP - 190 RB 12,7 mm, totalizando 12 monocordoalhas, com 8,35 m cada (considerando um comprimento extra de 40 cm na ancoragem ativa para fazer a protensão).

Cada monocordoalha possui uma ancoragem ativa e uma passiva, localizada nas vigas externas. Foi considerada armadura de fretagem mínima, conforme apresentado na Figura 2.5.

Figura 4.6 - Armadura positiva – LNP

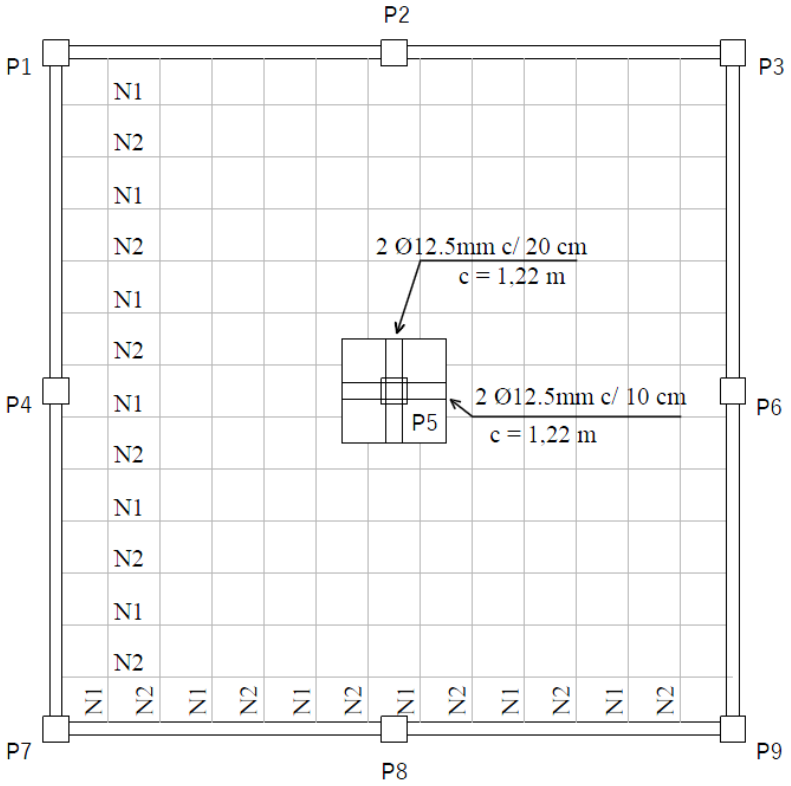


Figura 4.7 - Armadura negativa – LNP

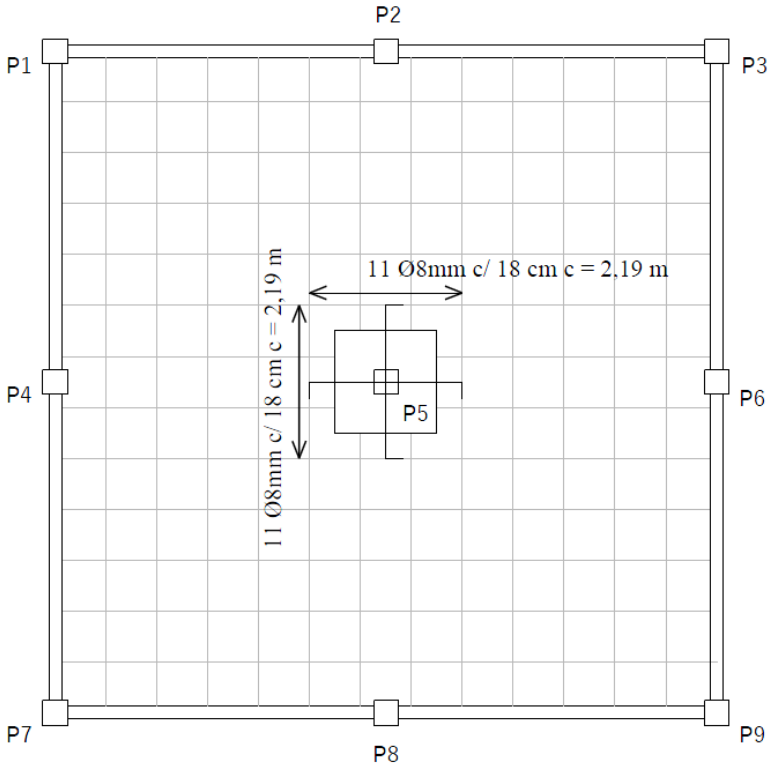
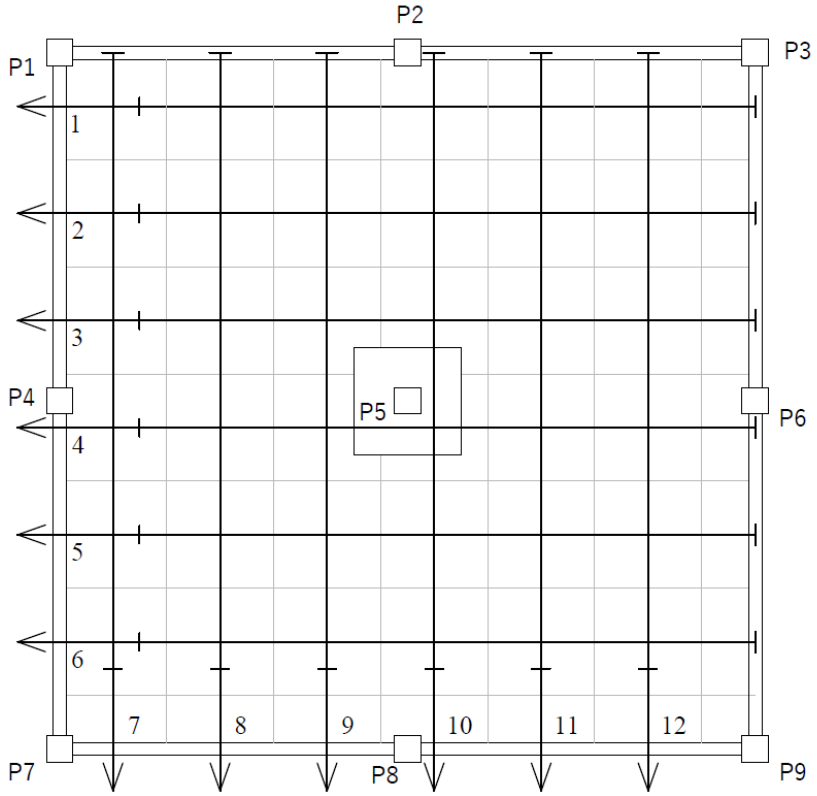


Figura 4.8 - Armadura ativa – LNP



A quantidade de aço total, tanto da armadura passiva quanto da ativa, está descrita por diâmetro na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Quantidade de aço LNP

Diâmetro ϕ (mm)	**Comprimento ou Área**	**Peso (kg)**
8	143,3 m	57,3
10	95,2 m	60,0
12,5	31,3 m	31,3
Tela soldada Q75	59 m²	75
CP 190 RB 12,7	100,2 m	89,2
	Peso Total	286,3

Para esse exemplo de referência, apesar da protensão ser alternada, devido a baixa solicitação de carga a intensidade da protensão foi grande. Isso ficou demonstrado nas flechas calculadas pelo SAP2000®, existindo regiões da laje com flechas negativas (a laje está levantando) e outras com flechas positivas. As flechas máximas obtidas positiva e negativa foram 0,040 mm -0,046 mm, respectivamente.

4.2. PAVIMENTO TIPO

O Pavimento Tipo escolhido, apresentado na Figura 4.9, foi originalmente projetado em um sistema convencional com lajes maciças.

Para esse pavimento ser projetado nos dois sistemas estruturais escolhidos, algumas adaptações foram necessárias. A primeira foi que a retirada da maior parte das vigas internas dos apartamentos, sendo 10 vigas retiradas completamente e 4 vigas em parte. A segunda foi a mudança da posição dos quatro pilares em destaque, para diminuir o balanço da viga interna que chega nesse pilar, nos outros sistemas analisados.

Com essas adaptações, o Pavimento Tipo ficou com o formato apresentado na Figura 4.10.

Figura 4.9 - Planta baixa Pavimento Tipo – LMC

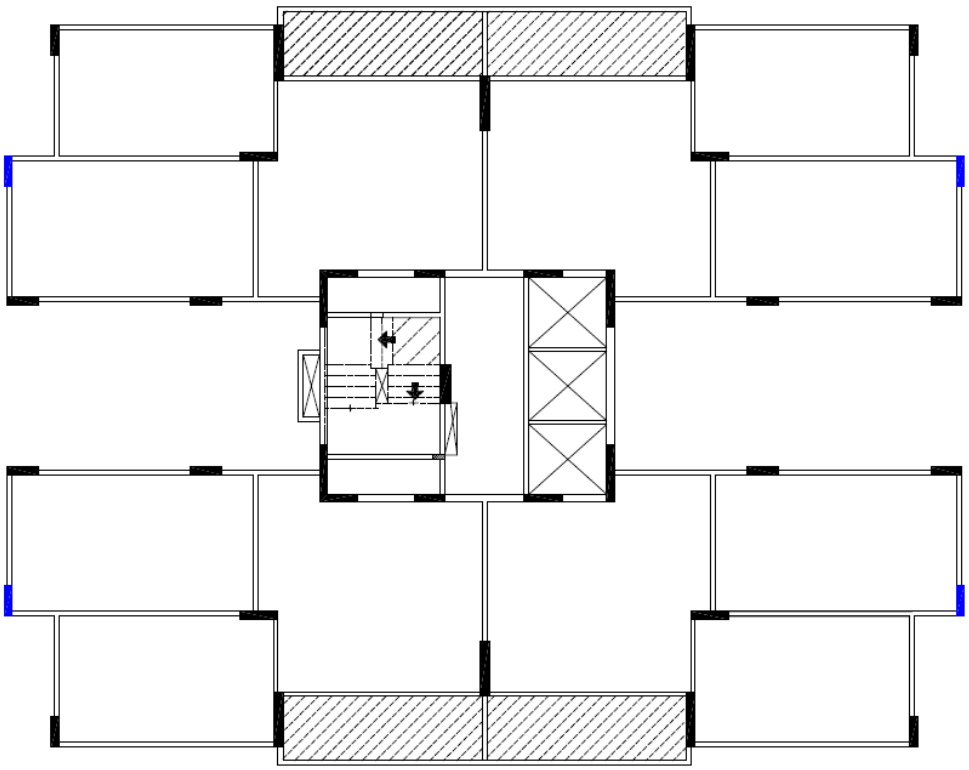
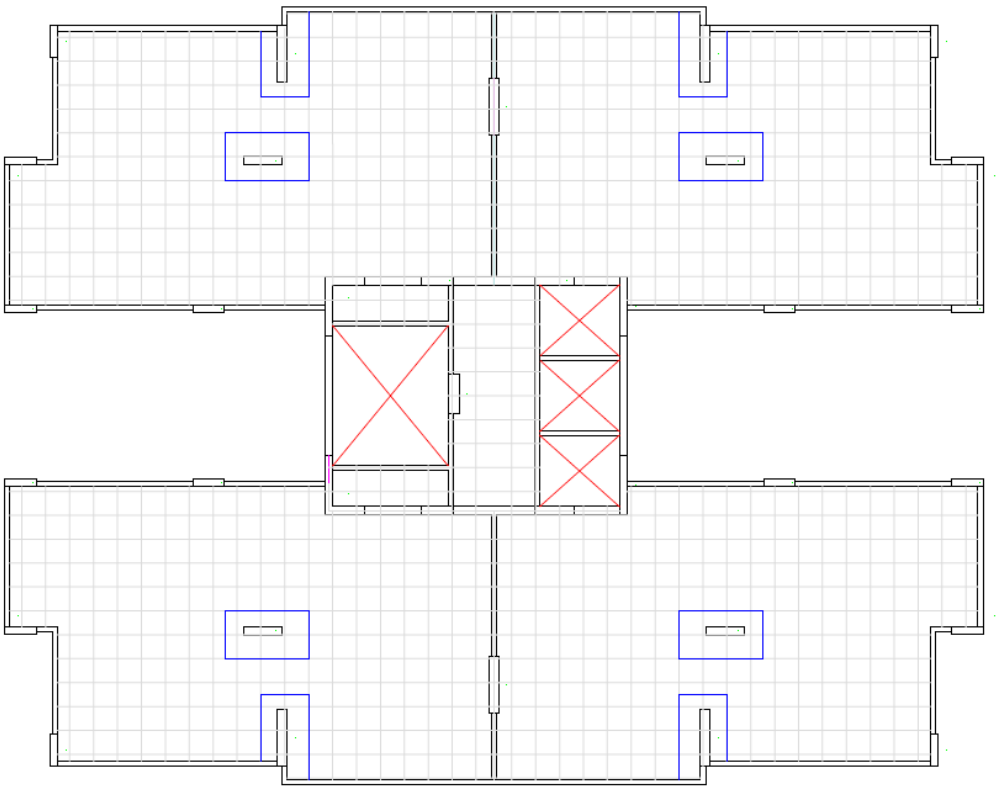


Figura 4.10 - Planta baixa Pavimento Tipo – LNC e LNP

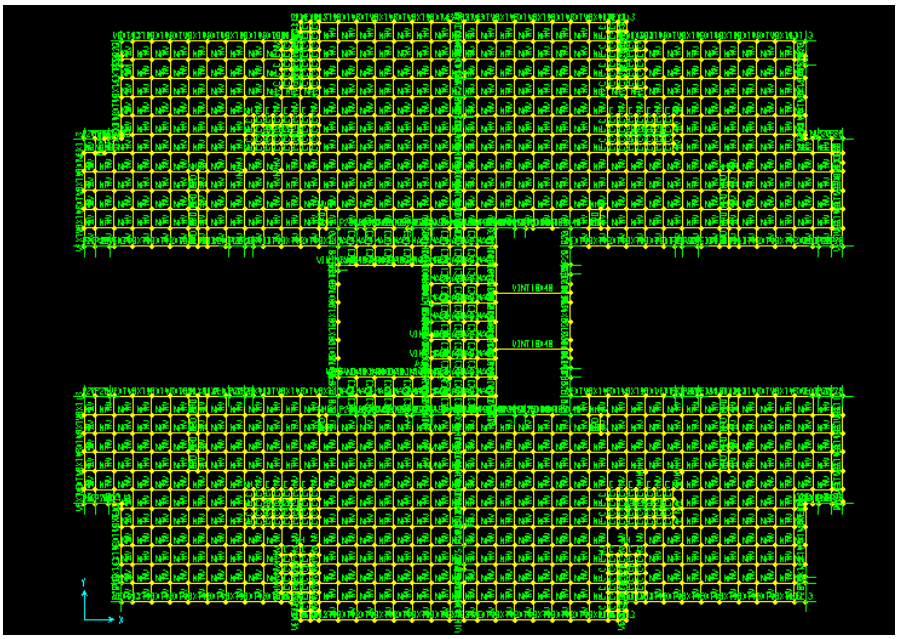


As cubetas utilizadas são idênticas às do Modelo de Referência. As cargas solicitantes adotadas estão descritas no Memorial de Cálculo, variando conforme a espessura das vigas e pilares do projeto anteriormente dimensionado e das lajes nervuradas, retiradas do Catálogo Técnico da Atex. Na região da escada e dos elevadores (central), não foi considerada laje nervurada, mas uma seção maciça, de altura 10 cm.

O Pavimento Tipo para laje nervurada possui lajes apoiadas diretamente sobre pilares, no total de 8, necessitando de capitéis e, nas extremidades, laje apoiada sobre vigas. Os pilares que possuem vigas apoiadas diretamente sobre eles têm seção de 1,00x0,22 m e 1,45x0,25 m. A grande maioria dos demais pilares possuem seção de 0,8x0,2 m.

Os eixos das nervuras, vigas e pilares foram lançados no software SAP2000® para obtenção dos esforços conforme Figura 4.11. Na região do capitel, as barras foram discretizadas pela metade.

Figura 4.11 - Pavimento Tipo – Laje Nervurada no SAP2000®



4.2.1. Laje Maciça Convencional

O levantamento da quantidade de materiais referente a esse sistema estrutural, mostrado na Tabela 4.3, foi feito utilizando o projeto original.

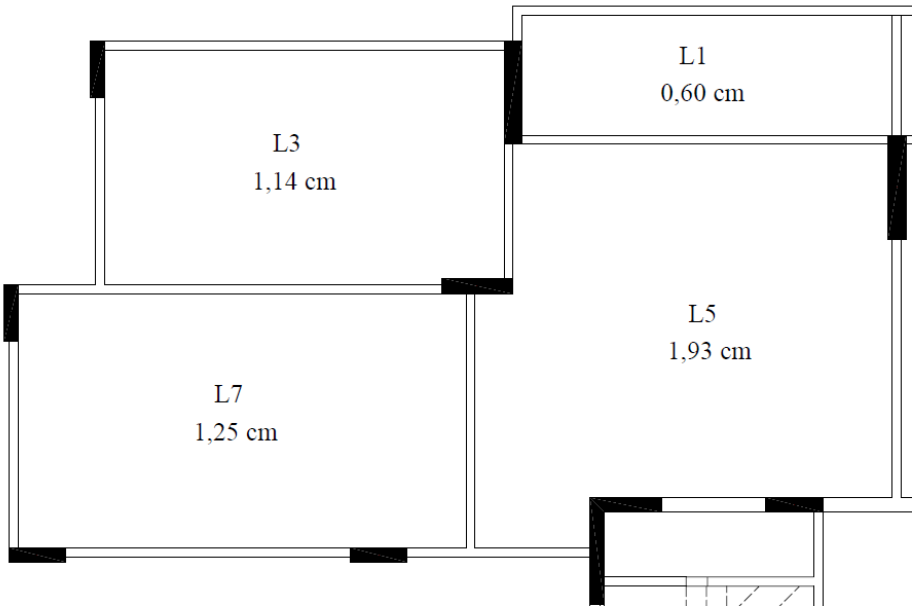
Tabela 4.3 – Materiais LMC

Fôrma (m²)	Concreto (m³)	Quantidade de aço (kg)
546,49	48,06	3960

A quantidade de fôrma e de concreto se refere a todas as lajes e vigas desse pavimento, inclusive à parte comum do hall e elevadores. A quantidade de aço considerada é referente às lajes maciças do interior do apartamento e as vigas internas que foram retiradas. A parte comum não foi contabilizada, pois ela foi mantida constante nos três sistemas analisados.

As flechas máximas consideradas para esse sistema (flecha total: imediata mais diferida) foram obtidas pelo TQS® para cada pano da laje (laje entre as vigas), já que para lajes maciças, em que não há discretização em grelha, o software não gera o gráfico dos isodeslocamentos como para lajes nervurada. Essas flechas são apresentadas na Figura 4.12.

Figura 4.12 – Flechas máximas LMC



4.2.2. Laje Nervurada Convencional

Conforme procedimentos descritos para a avaliação de Lajes Nervuradas Convencionais, realizou-se os lançamentos de seções, cargas, tipo de material, discretizações necessárias à melhor obtenção de resultados, posições de pilares, etc., sempre tendo o cuidado de observar que as seções que estão sendo lançadas estão conforme o projeto original.

Após lançamento concluído, dividiu-se o pavimento em regiões. Neste projeto, ele foi dividido em 3 regiões verticais (A, B e C) e 2 regiões horizontais (D e E). Entretanto, para as duas regiões horizontais, observou-se a necessidade de dividi-la em outras 2: uma próxima à extremidade da laje (1), e outra próximo à viga de divisa dos apartamentos (2).

Na Tabela 4.4 estão apresentadas as áreas de aço obtidas para armadura de flexão positiva e seu detalhamento para cada uma das regiões.

Tabela 4.4 - Áreas de aço da armadura positiva

Região	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
Área de aço (cm²)	0,77	1,11	0,44	0,6 (1) $A_{s,min}$=0,46 (2)	1,31 (1) 0,83 (2)
Diâmetro (mm)	1 ϕ 10	1 ϕ 12,5	1 ϕ 8	1 ϕ 10 (1) 1 ϕ 8 (2)	1 ϕ 16 (1) 2 ϕ 8 (2)

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam as posições em que as armações positivas se encontram no Pavimento Tipo, delimitadas por região de abrangência. O detalhamento das armaduras é apresentado na Figura 4.15.

As verificações para esse tipo de laje foram realizadas conforme Revisão Bibliográfica, sendo descritas no Apêndice B.

Como no Modelo de Referência, utilizou-se tela soldada como armadura positiva de flexão da mesa da laje nervurada. Porém optou-se por utilizar uma tela soldada do tipo Q92 (malha quadrada de aço CA-60 ϕ 4,2 mm com espaçamento entre os fios de 15 cm com 1,48 kg/m²), devido disponibilidade no mercado desse tipo de tela.

Figura 4.13 - Armadura positiva - Regiões A, B e C

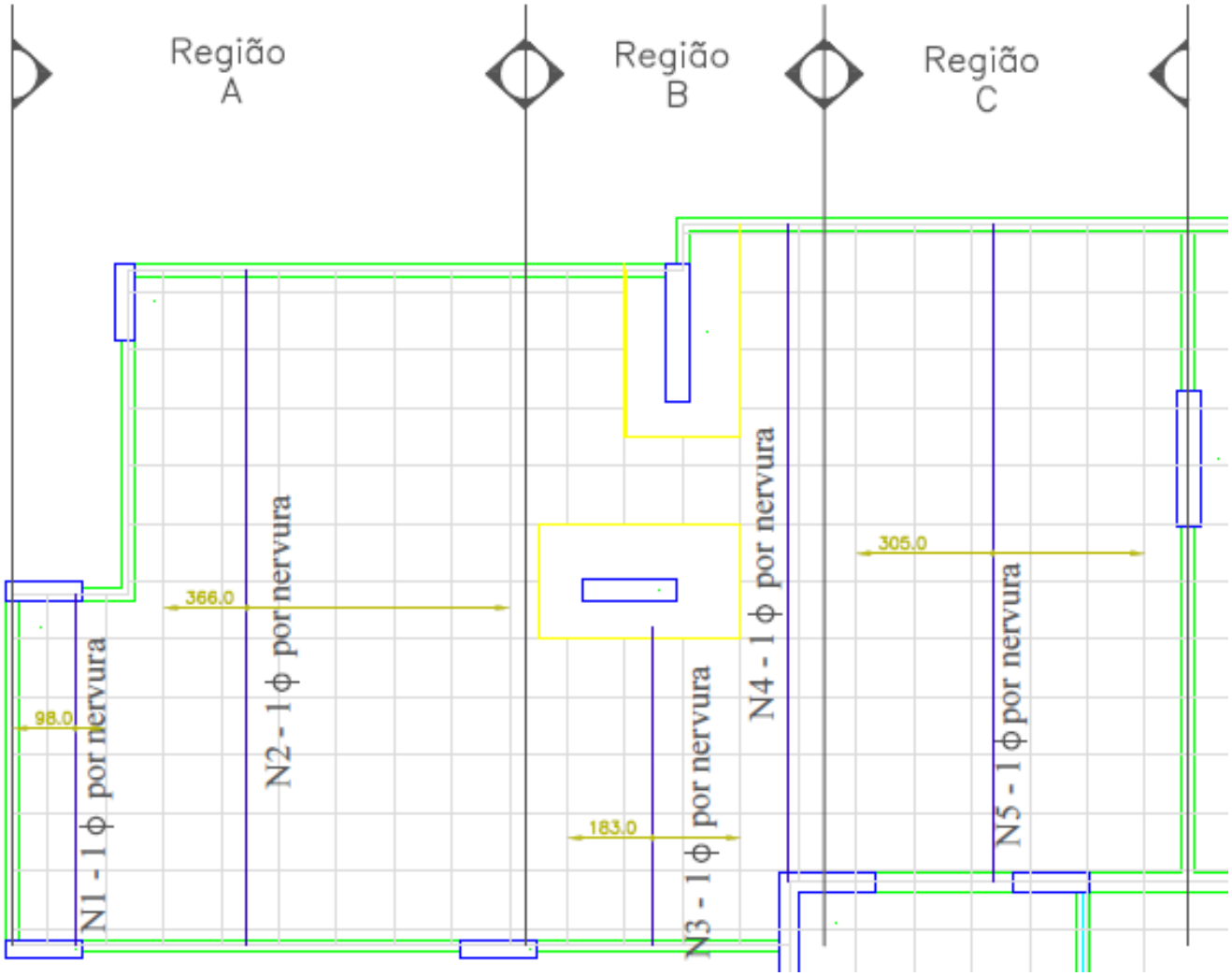


Figura 4.14 - Armadura positiva - Regiões D e E

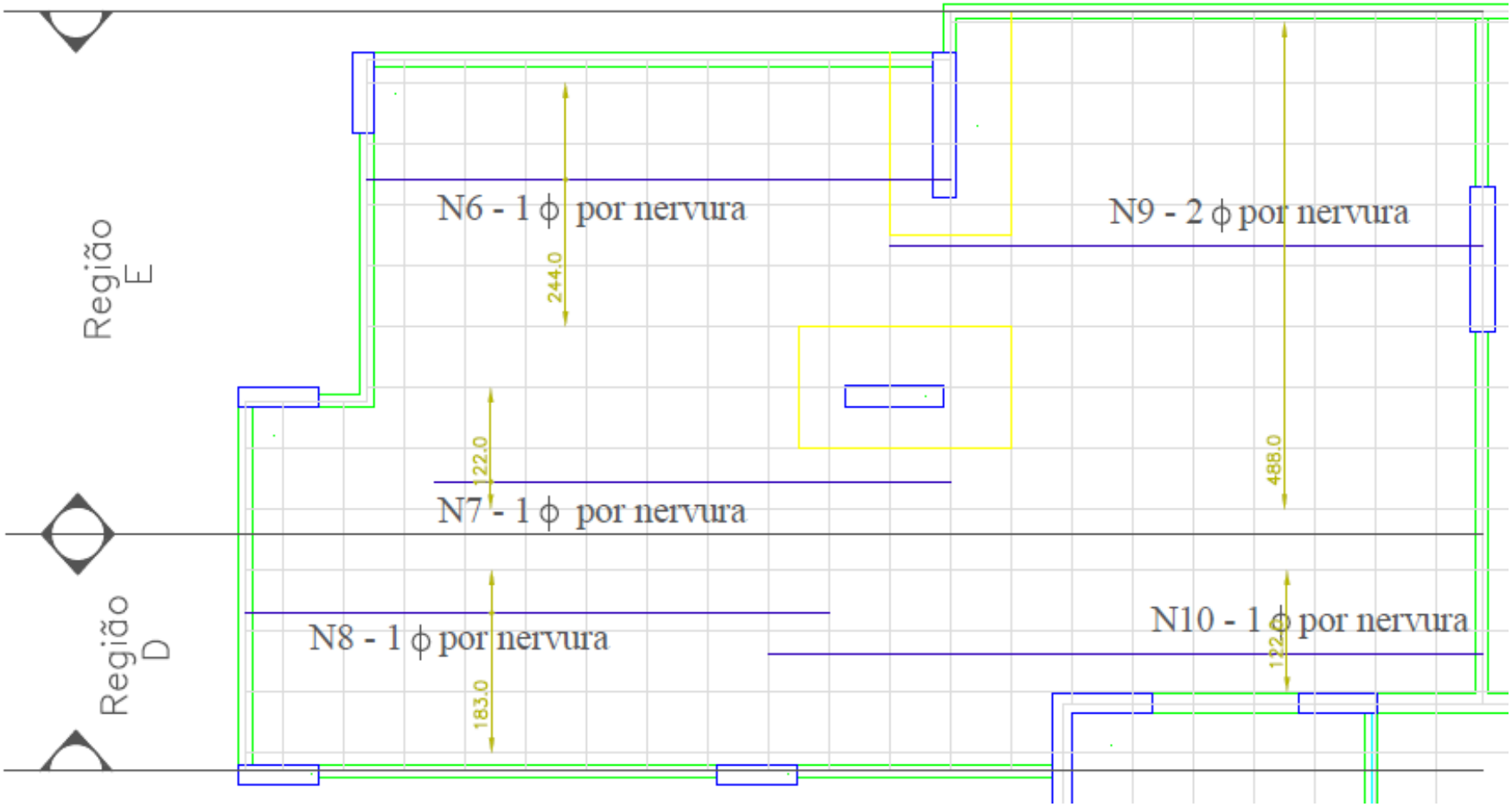
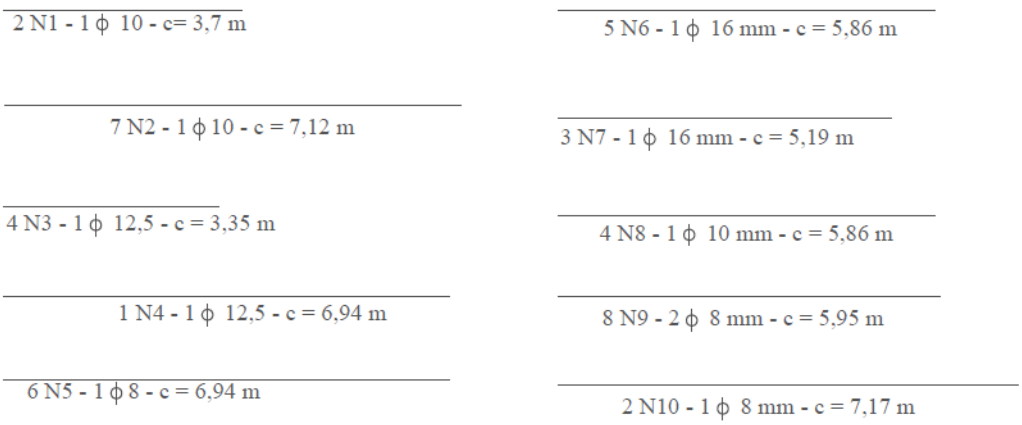


Figura 4.15 - Detalhamento armadura positiva[1]



Não foi necessário armadura de cisalhamento nas nervuras e nem armadura de combate ao efeito de punção nos capitéis. A Tabela 4.5 apresenta os resultados do dimensionamento dos dois capitéis, com sua armadura negativa e contra colapso progressivo.

Tabela 4.5 - Resultados cálculos capitéis LNC

Pilar (cm)	**Eixo**	**Diâmetro (mm)**	**Espaçamento (cm)**	**Punção - Capitel**	**Colapso Progressivo**
100 x 22	1	10	17	Não	ϕ 12,5 mm a cada 16 cm
	2	12,5	10		
145 x 25	1	10	23	Não	ϕ 10 mm a cada 24 cm
	2	10	17		

Nas Figuras 4.16 e 4.17 são apresentadas as posições das armaduras negativas e contra colapso progressivo, respectivamente, em todas as regiões de abrangência. Nas Figuras 4.18 e 4.19 são apresentados os detalhamentos das armaduras.

[1] Cotas em cm; Detalhamento relativo ao Primeiro Quadrante.

Figura 4.16 - Armadura negativa

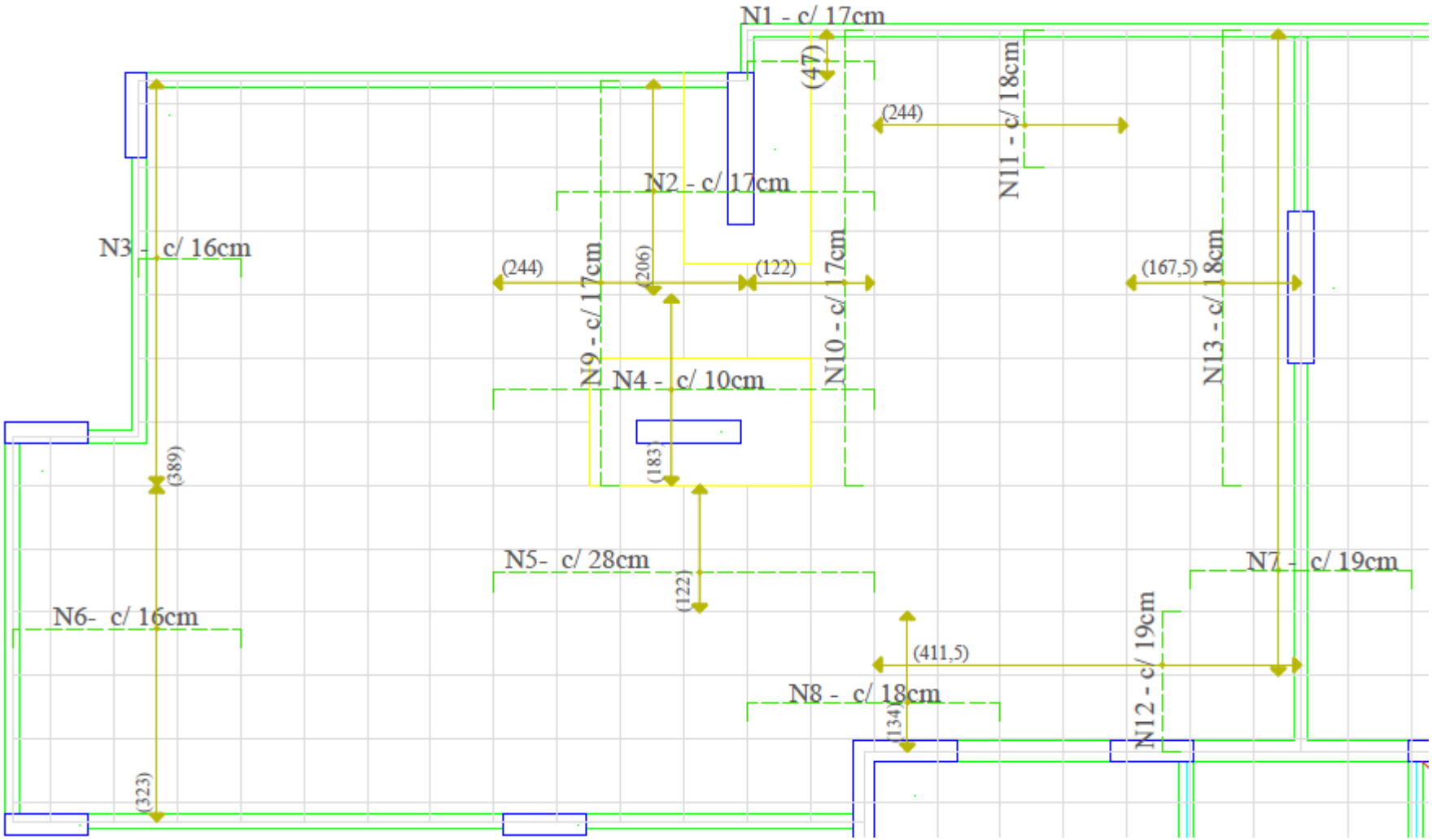


Figura 4.17 - Armadura contra colapso progressivo

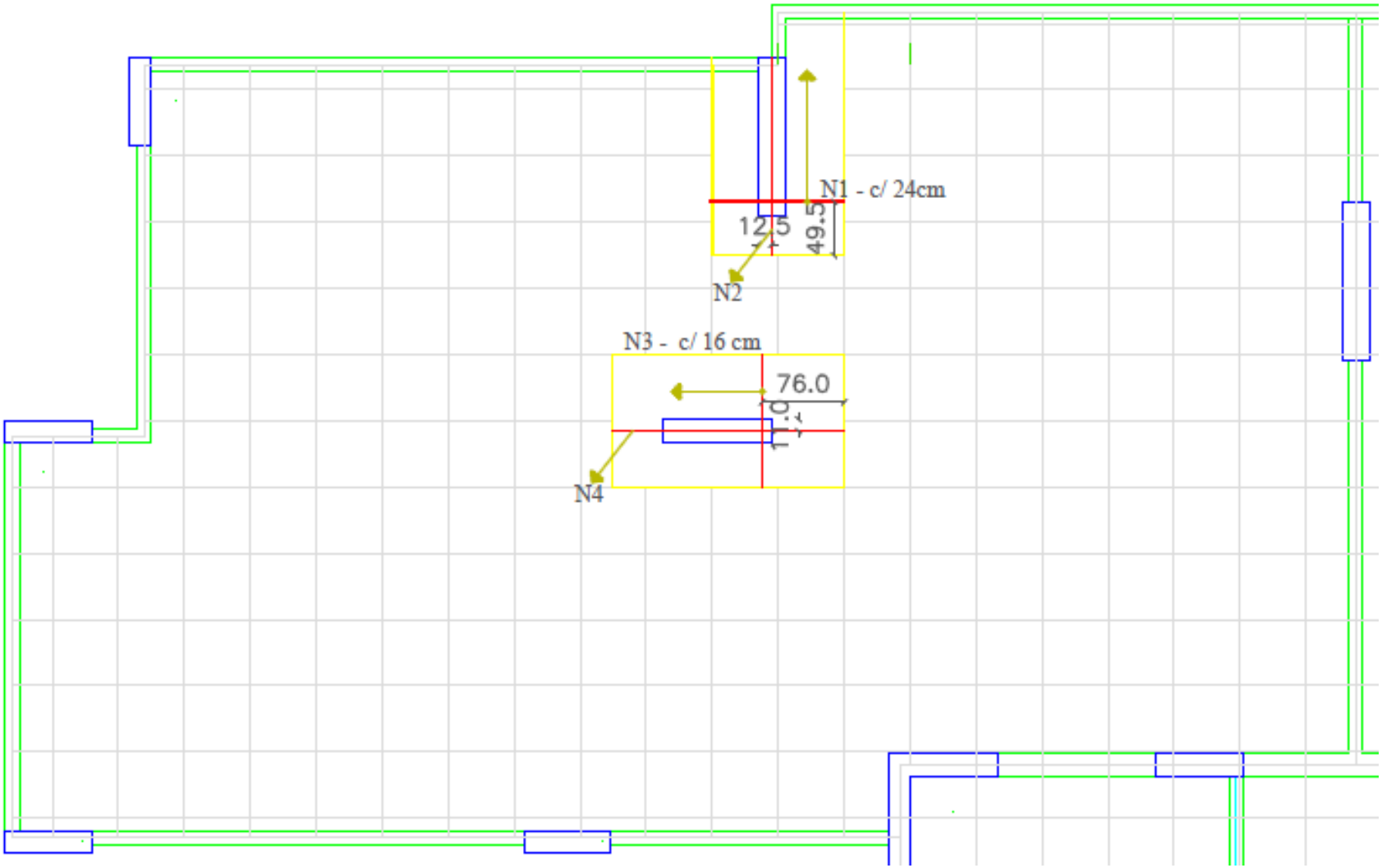


Figura 4.18 - Detalhamento da armadura negativa[1]

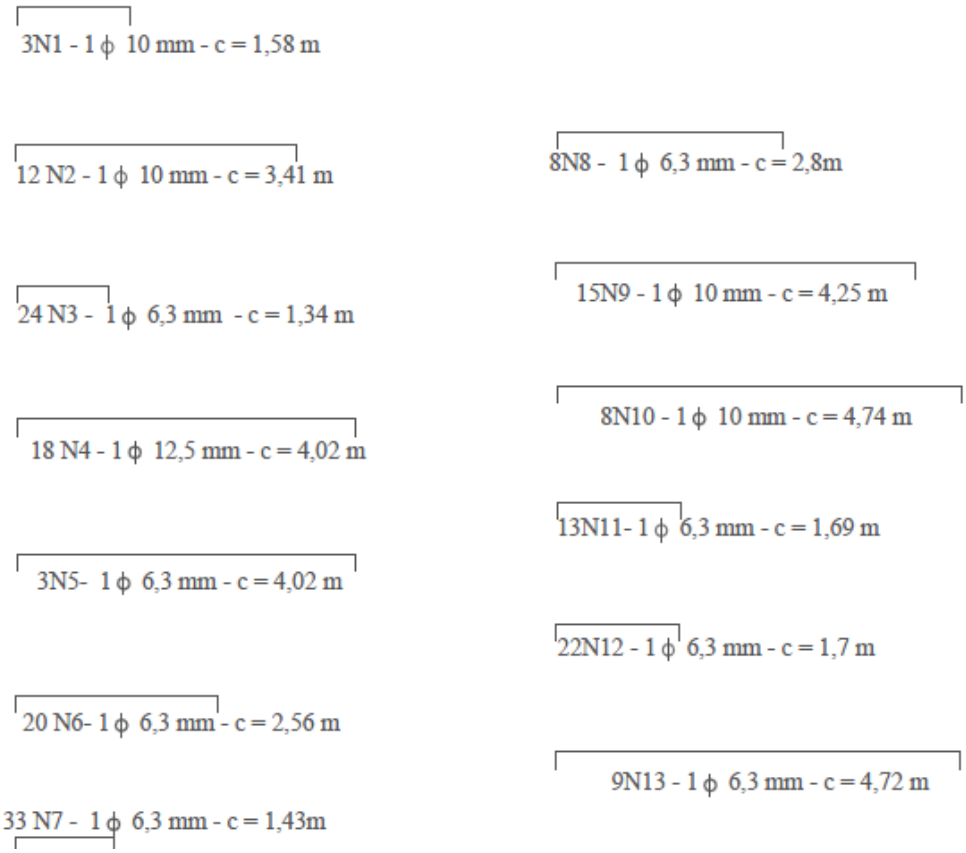
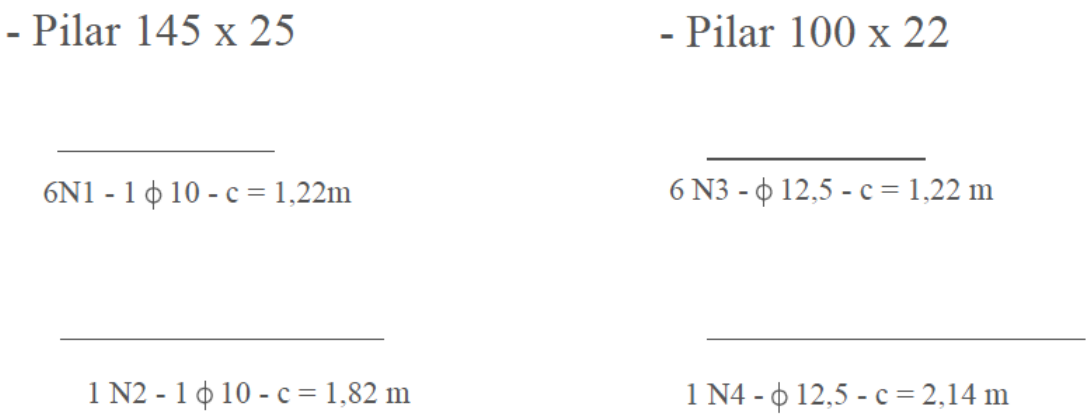


Figura 4.19 - Detalhamento da armadura contra colapso progressivo



Quanto à verificação da abertura de fissuras, o valor encontrado w_k= 0,292 mm não excedeu o limite ($w_{k,máx}$ = 0,3mm), sendo portanto um valor aceitável.

[1] Os comprimentos de ancoragem são de 18 cm.

O levantamento da quantidade de materiais referente a esse sistema estrutural, mostrado na Tabela 4.6, foi feito utilizando o dimensionamento e detalhamento realizado.

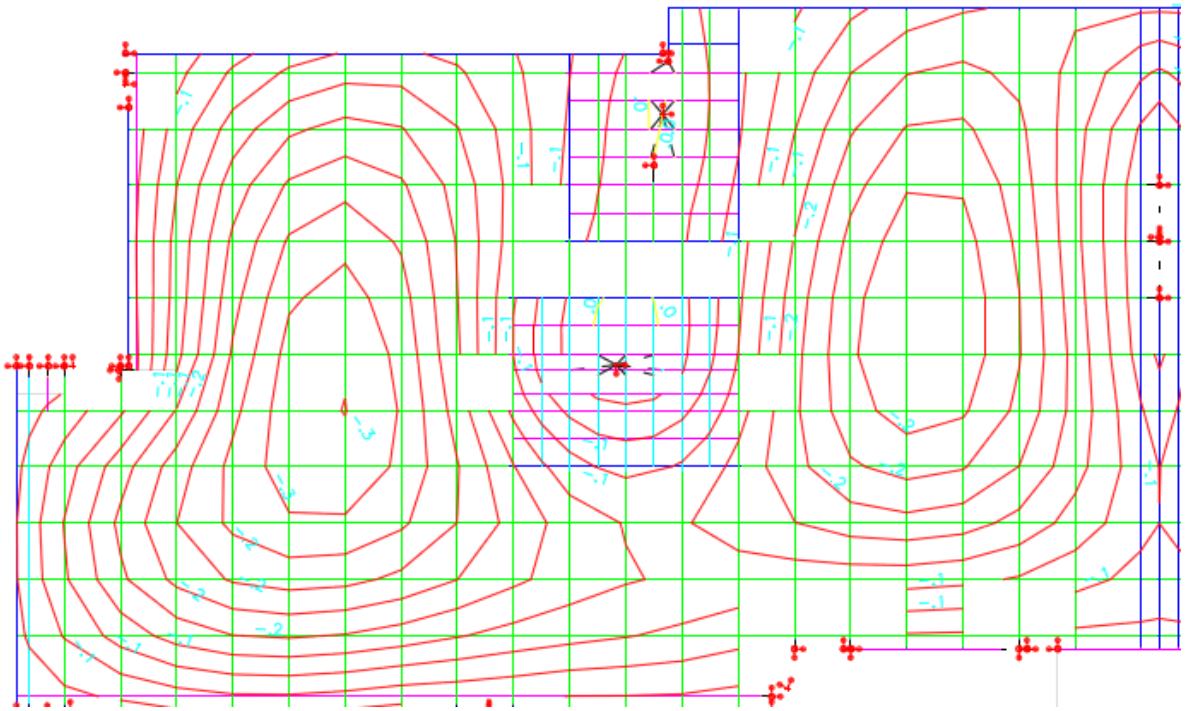
Tabela 4.6 – Materiais LNC

Fôrma (m²)	**Concreto (m³)**	**Quantidade de aço (kg)**
515,48	50,39	2429

A quantidade de fôrma e de concreto se refere a todas as lajes e vigas desse pavimento, inclusive à parte comum do hall e elevadores. A área da fôrma da laje é a área estruturada, calculada como se fosse laje maciça, sem considerar a área de cada cubeta utilizada. A quantidade de aço considerada é referente somente às lajes do interior do apartamento, incluindo às armaduras dos capitéis. A parte comum não foi contabilizada na quantidade de aço, pois ela foi mantida constante nos três sistemas analisados.

As flechas máximas consideradas foram obtidas pelo TQS®, gerando o gráfico dos isodeslocamentos. Essas flechas são apresentadas na Figura 4.20 somente para um quadrante de apartamento. O valor máximo obtido foi de 0,3 cm do lado esquerdo e de 0,2 cm do lado direito.

Figura 4.20 – Isodeslocamentos LNC

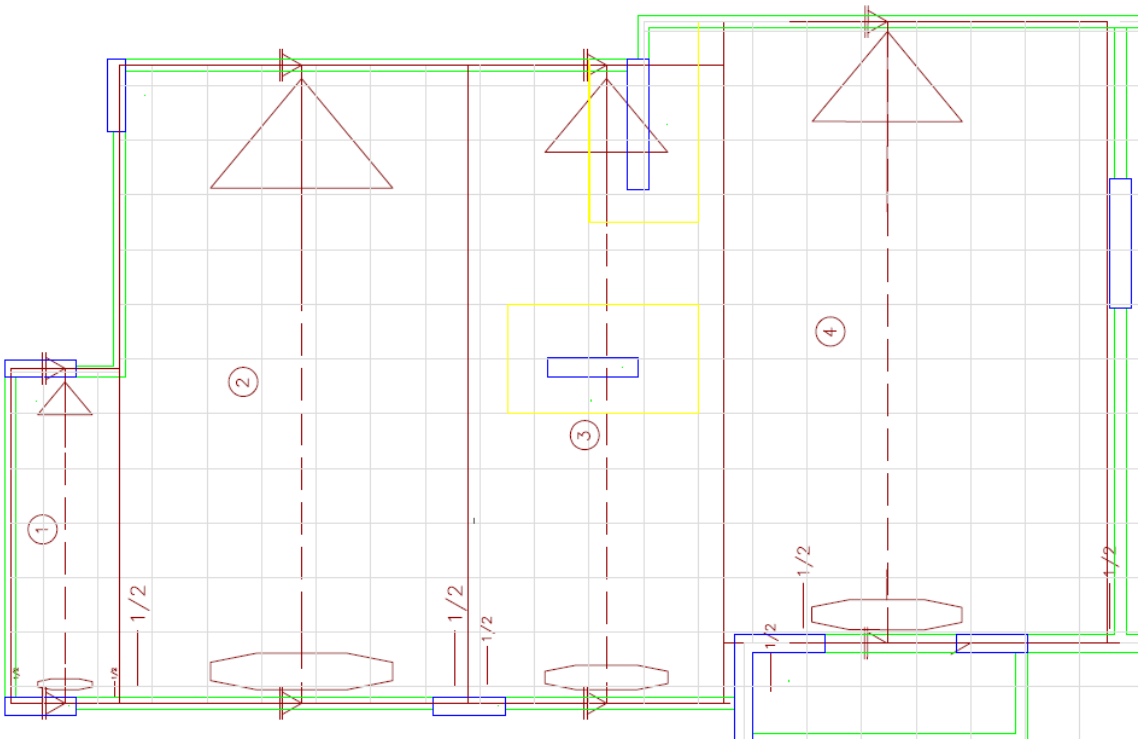


4.2.3. Laje Nervurada Protendida

Para a laje nervurada Protendida, todos os dados referentes às áreas de aço, perfis de cabo, quantitativo de materiais, e demais dados para a realização dos cálculos e levantamentos foram retirados do TQS®.

No programa, o pavimento é dividido em faixas para a determinação dos perfis dos cabos das armaduras ativas, além de fornecer, também, para estas faixas, as áreas das armaduras passivas para momentos positivos e negativos. Essas faixas são apresentadas na Figura 4.21.

Figura 4.21 - Faixas das Armaduras Ativas



A Faixa 2 foi selecionada para apresentar os gráficos das tensões retirados do programa, utilizados nas verificações de alguns Estados Limites. A Figura 4.22 apresenta as tensões para a Combinação Frequente - Estado Limite de Serviço (ELS) e a Figura 4.23, as tensões no Ato da Protensão - Estado Limite Último.

Figura 4.22 - Tensões no ELS – Faixa 2

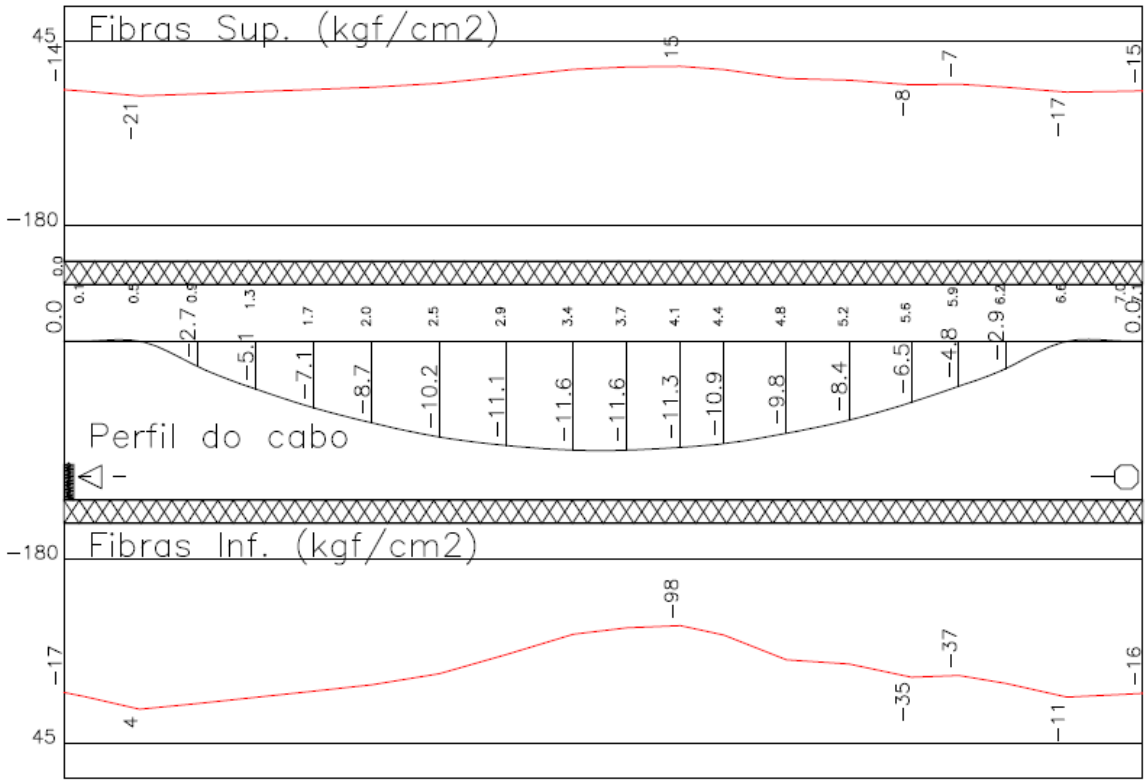
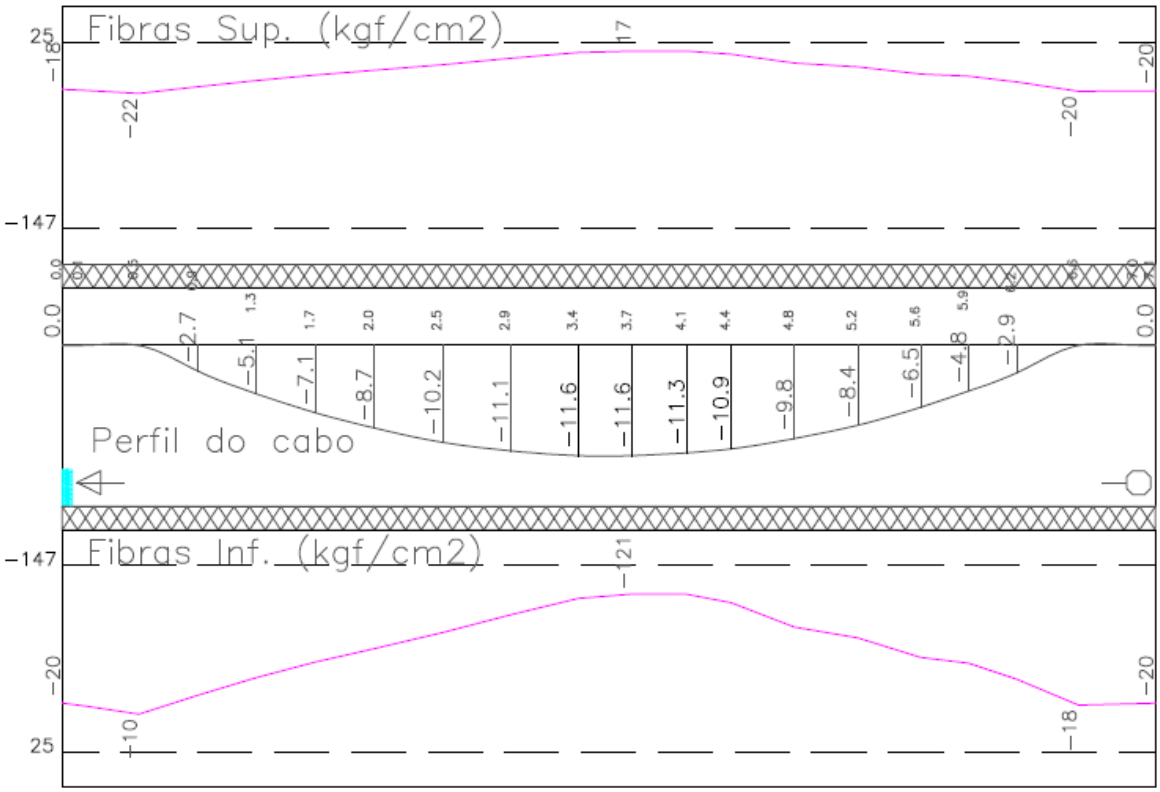


Figura 4.23 - Tensões no ELU Ato da Protensão – Faixa 2



Nas Figuras 4.24 e 4.25 são apresentadas as posições das armaduras positivas (vertical e horizontal).

As áreas requeridas para cada região, de acordo com o programa, são apresentadas na Tabela 4.7. Os valores foram fornecidos em cm²/m, entretanto, para encontrar as áreas necessárias para cada nervura, utilizou-se a área fornecida multiplicada pelo comprimento da faixa e dividida pela quantidade de nervuras por faixa. A melhor distribuição dessas armaduras pode ser vista no detalhamento apresentado na Figura 4.26.

Tabela 4.7 – Áreas de aço da armadura positiva passiva

Faixa	**Área (cm^2/m)**	**Largura da faixa (m)**	**Quantidade de nervuras**	**Área (cm^2/nervura)**	**Detalhamento**
1	2,8	1,22	2	1,71	1ϕ16
2	1,3	3,9	6	0,85	1ϕ12,5
	6,9			4,49	1ϕ16 e 2ϕ12,5
3	1,4	2,85	5	0,80	1ϕ10
	4,4			2,51	1ϕ16 e 1ϕ10
4	1,3	4,3	7	0,80	1ϕ10

A Figura 4.27 apresenta as armaduras ativas em cada uma das nervuras, com destaque a posição das ancoragens passivas e ativas, posicionadas em vigas ou pilares. Como no Modelo de Referência, foi considerada armadura de fretagem mínima em cada ancoragem.

A Figura 4.28 apresenta o perfil da monocordoalhas. Para cada faixa analisada existe um perfil diferente, com exceção da Faixa 2, que possui dois perfis diferentes, devido ao maior comprimento dos cabos C12 e C13. Para melhor entendimento, o perfil está desenhado em escalas diferentes na horizontal e vertical.

As armaduras negativas e seu detalhamento são apresentadas nas Figuras 4.29 e 4.31, respectivamente.

As armaduras contra colapso progressivo foram calculadas de acordo com a força resultante no pilar, sendo apresentadas e detalhadas nas Figuras 4.30 e 4.32, respectivamente.

Figura 4.24 - Armadura positiva vertical

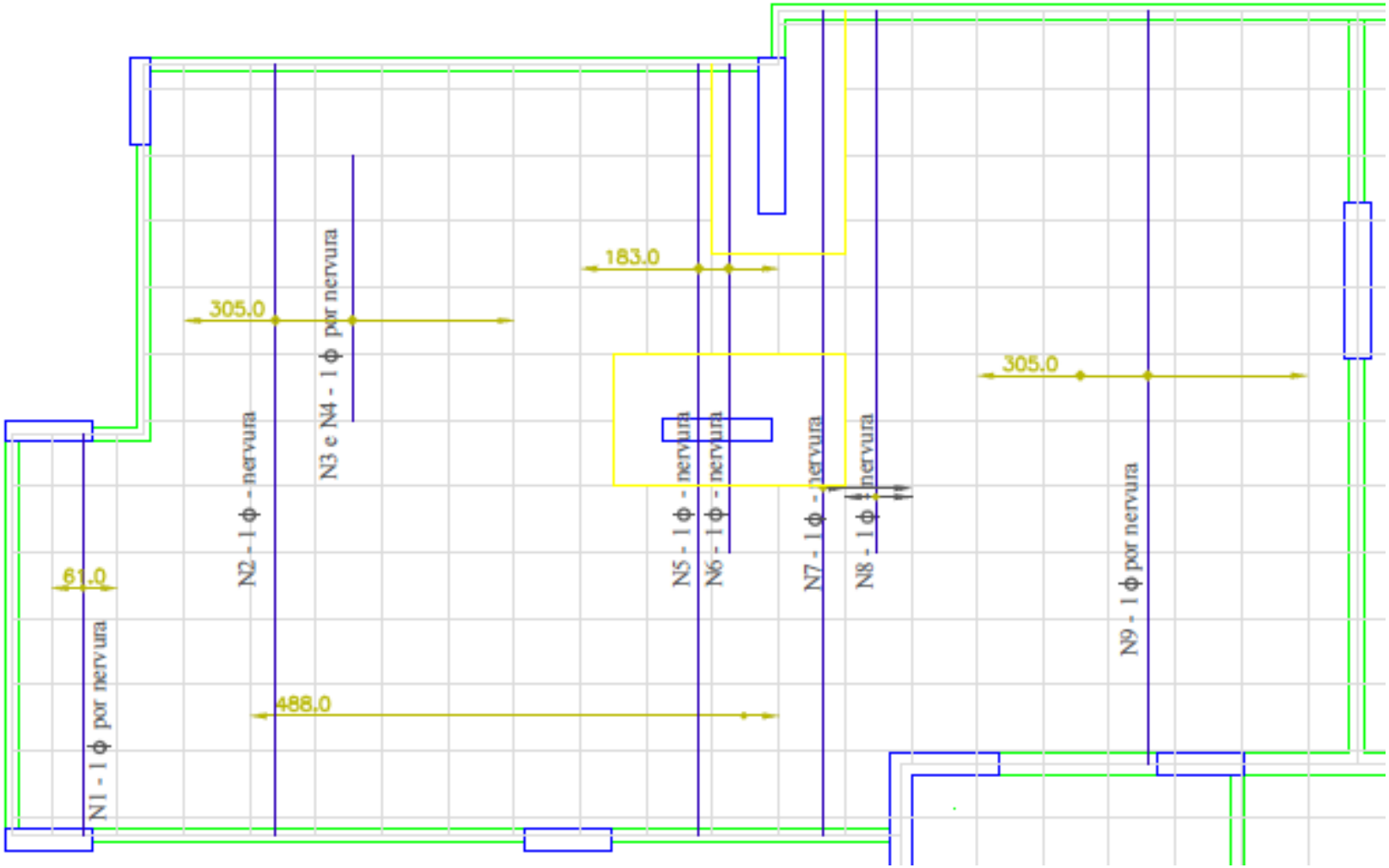


Figura 4.25 - Armadura positiva horizontal

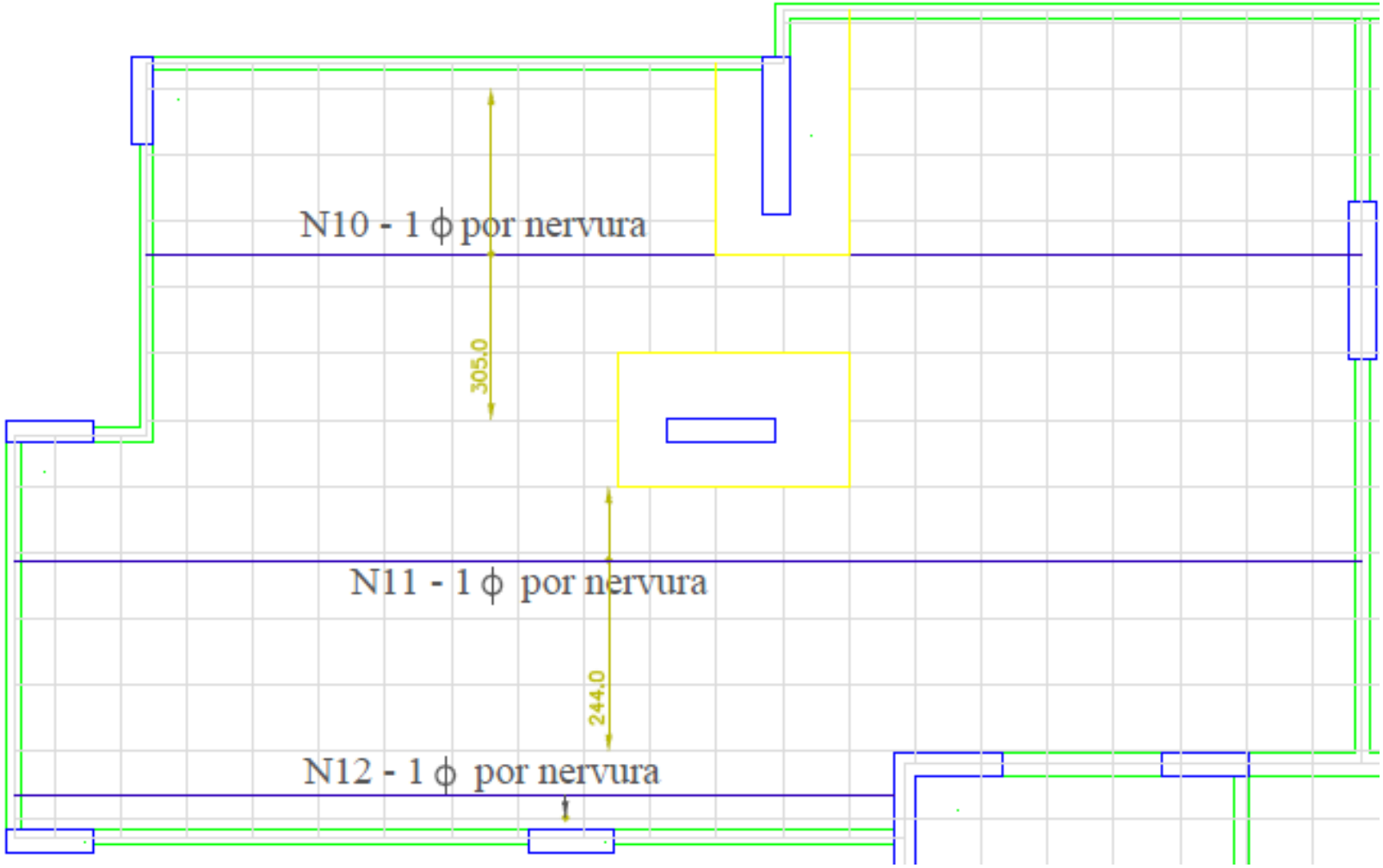


Figura 4.26 - Detalhamento armadura positiva

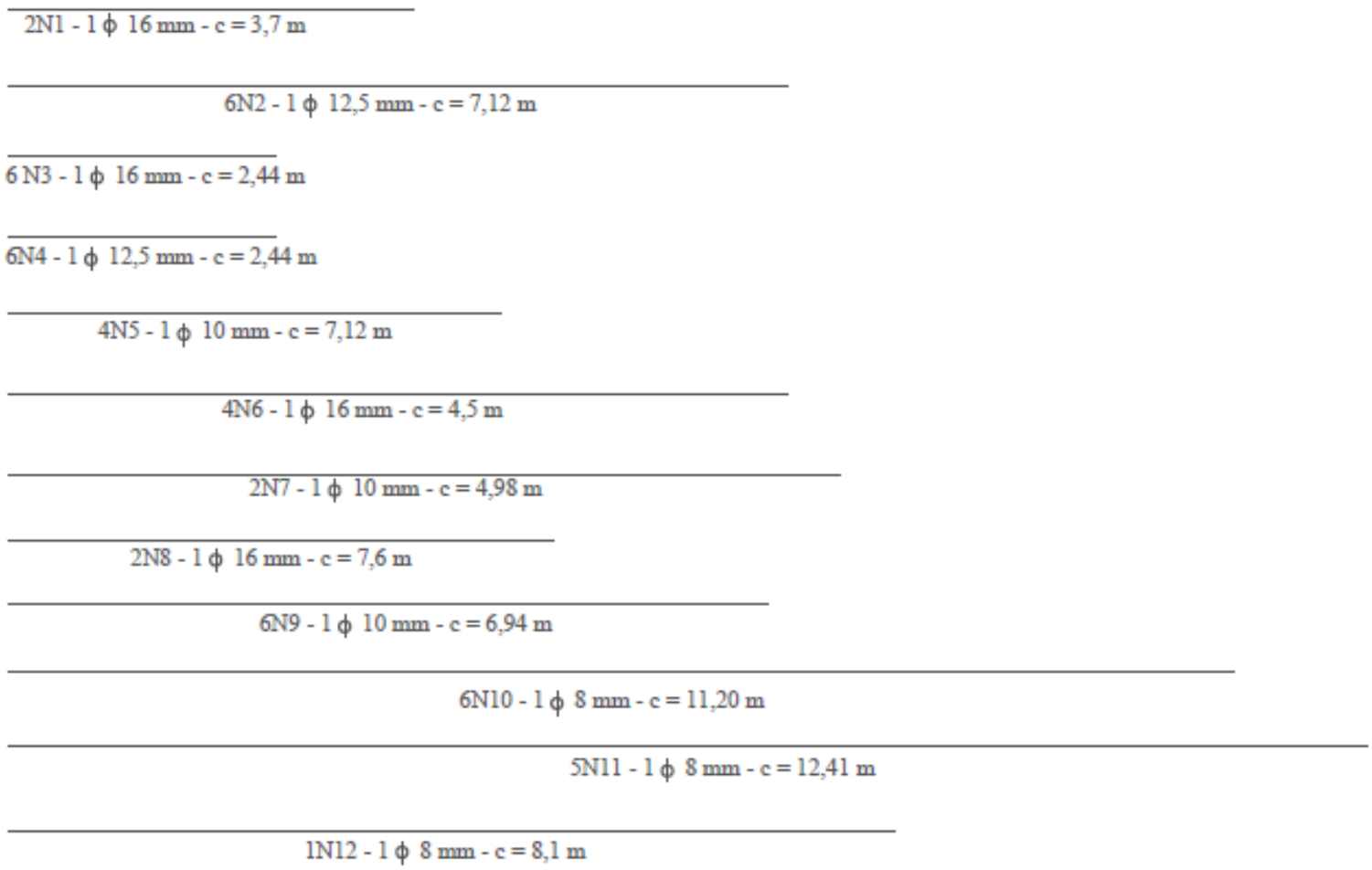


Figura 4.27 - Armadura ativa

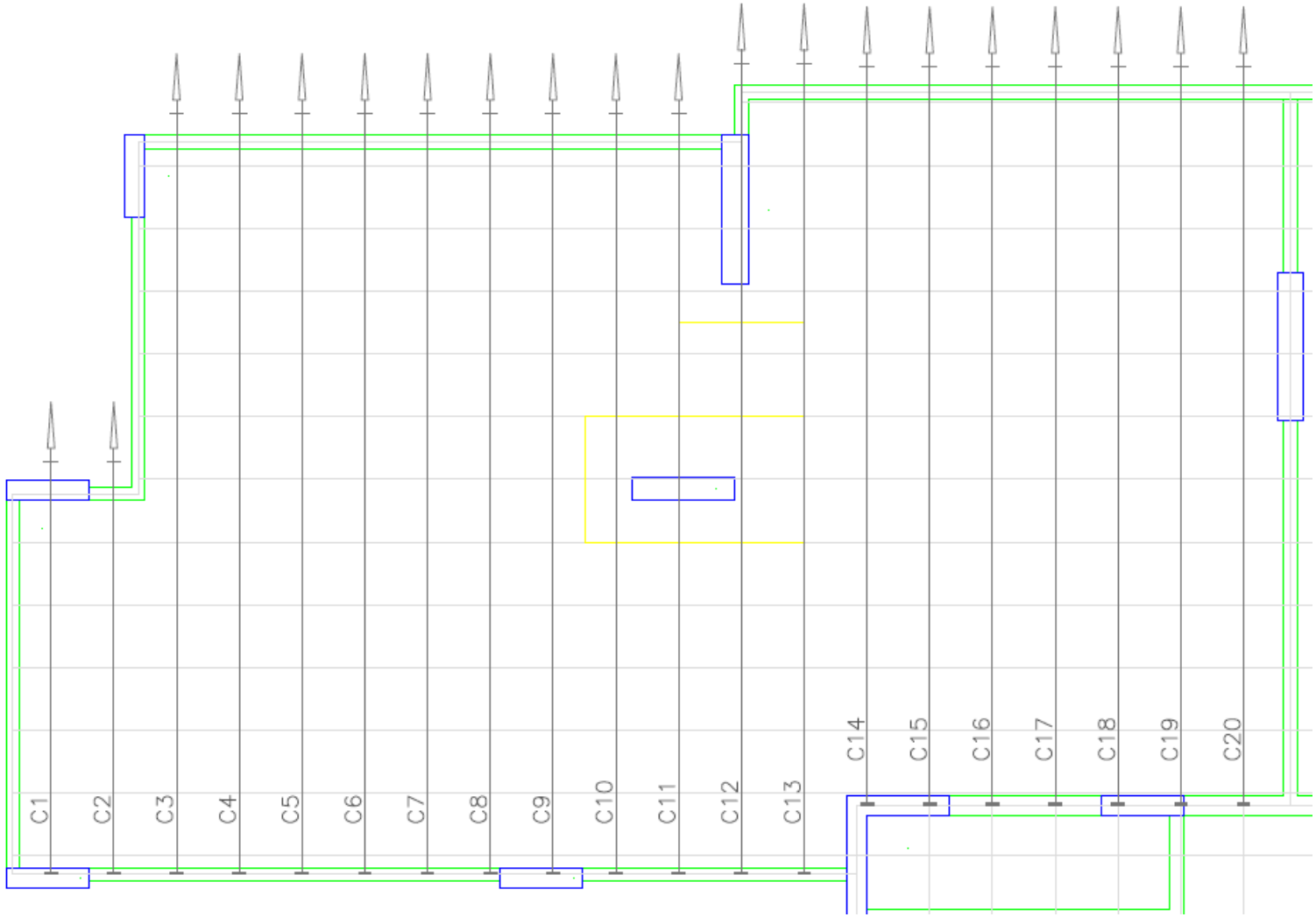


Figura 4.28 - Detalhe dos perfis dos cabos

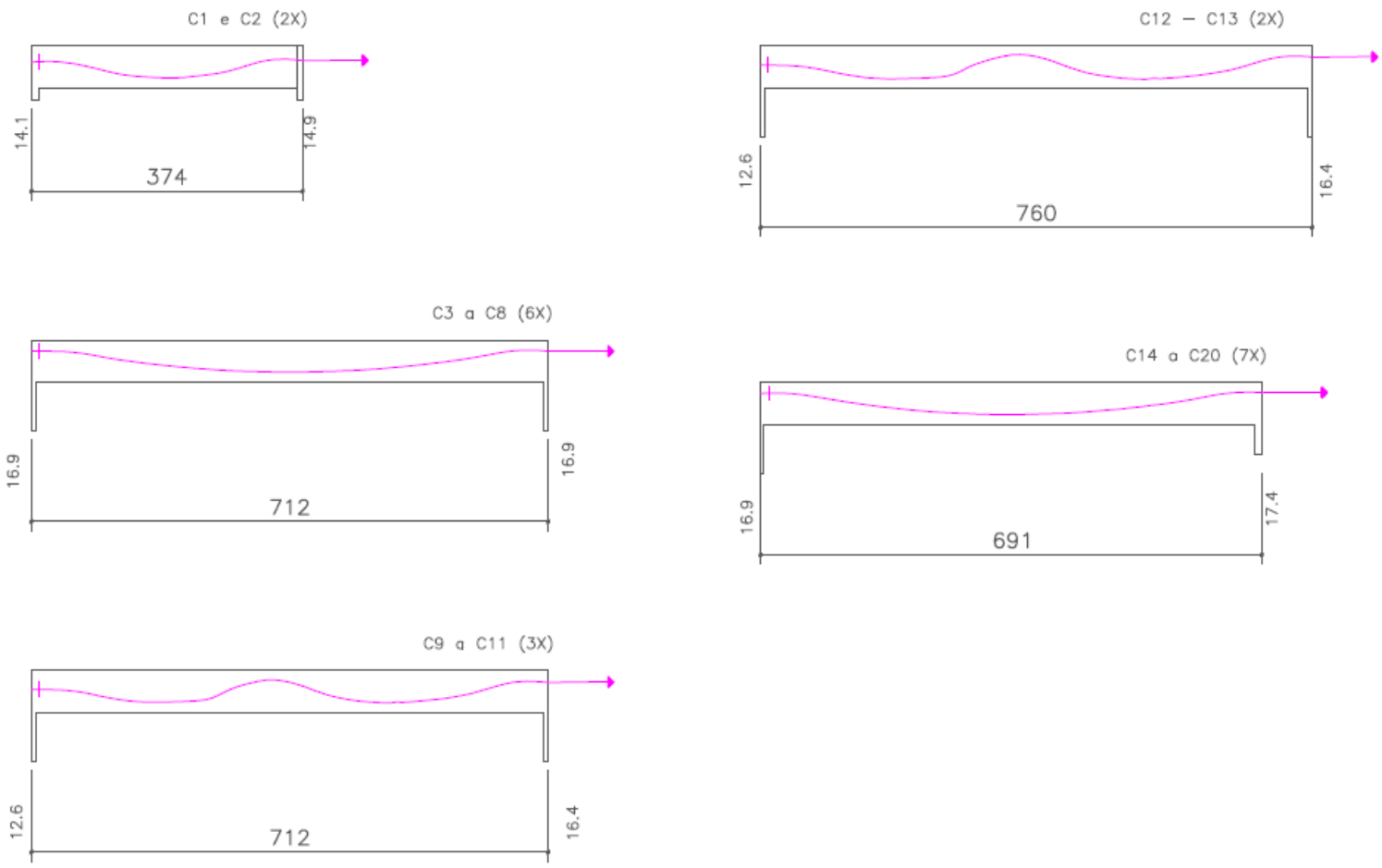


Figura 4.29 - Armaduras negativas

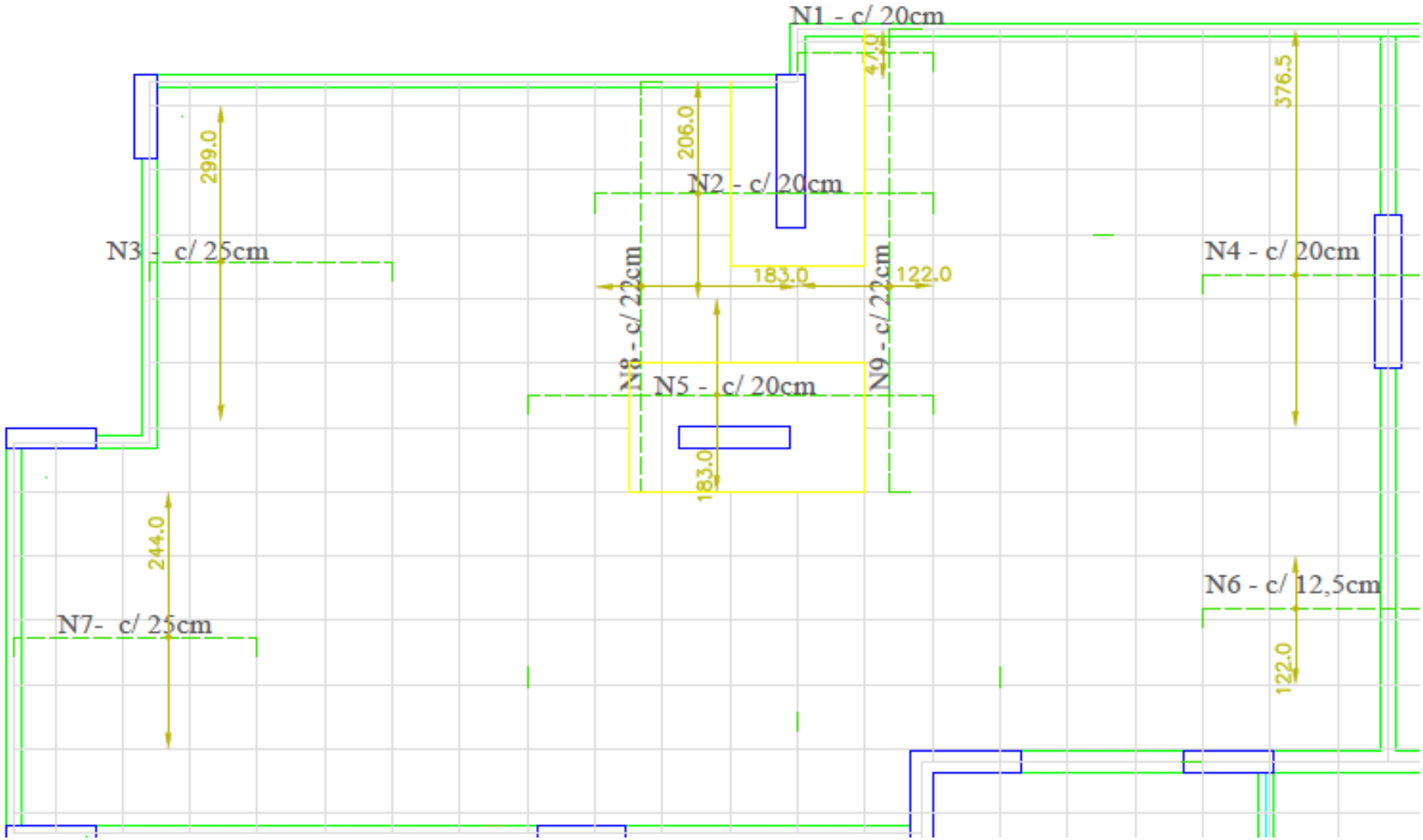


Figura 4.30 – Armadura contra colapso progressivo

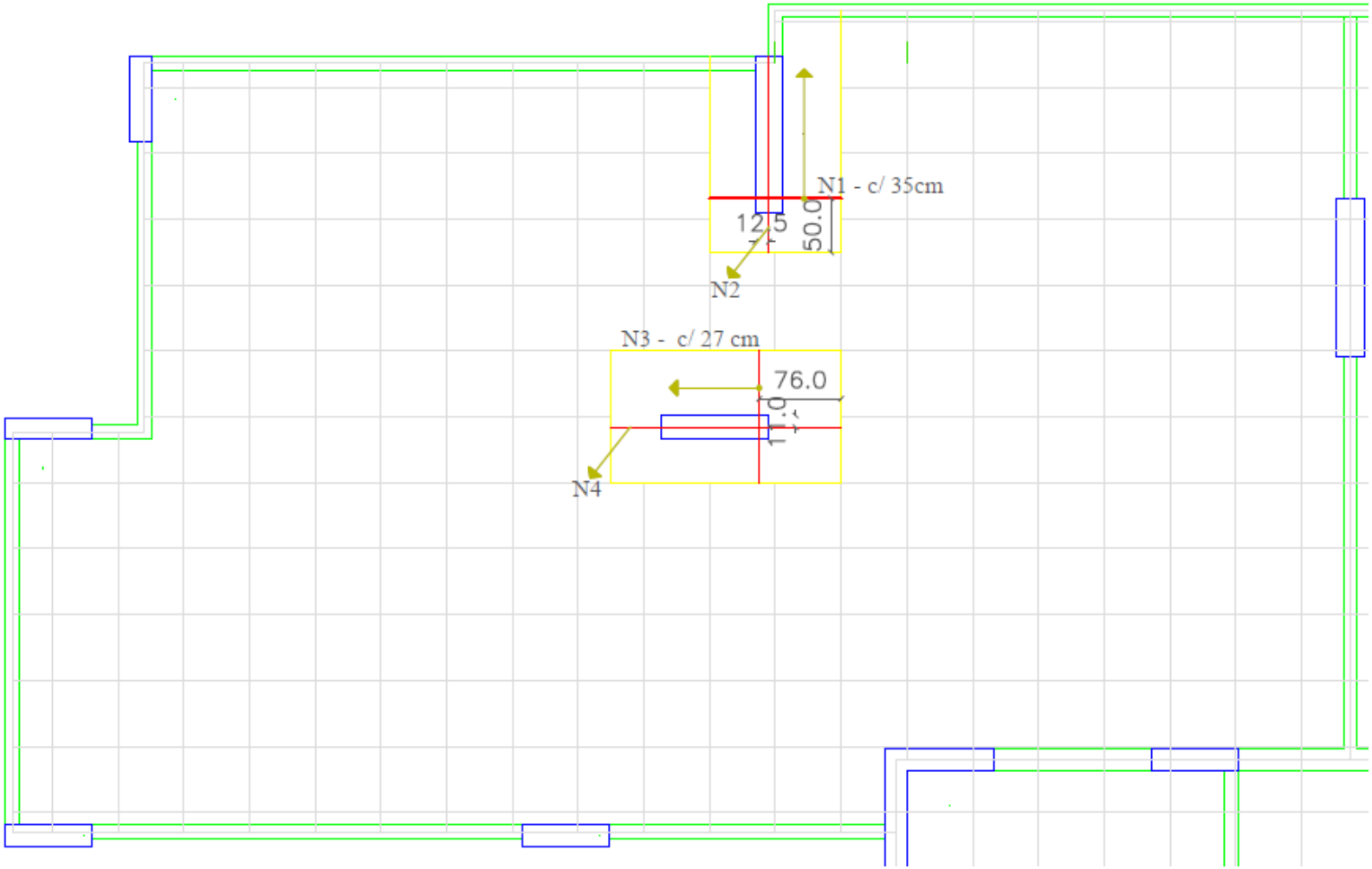


Figura 4.31 - Detalhe armaduras negativas[1]

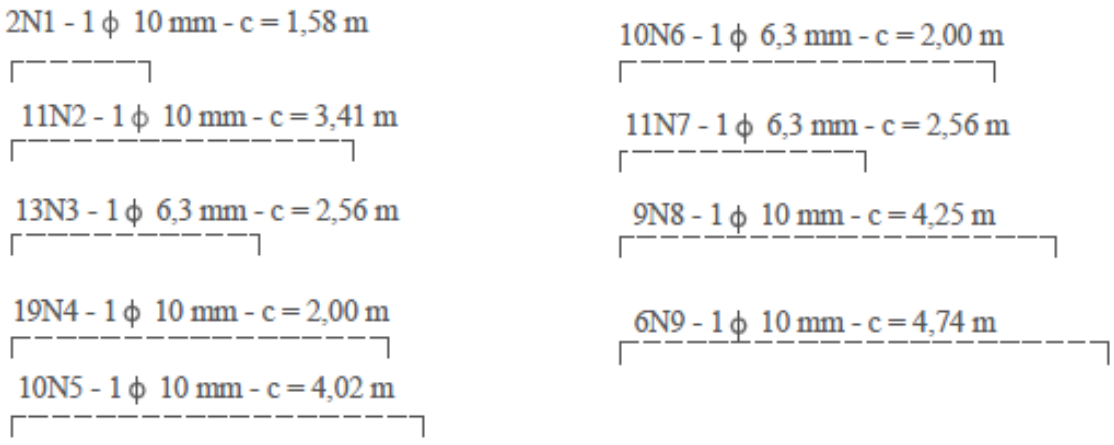
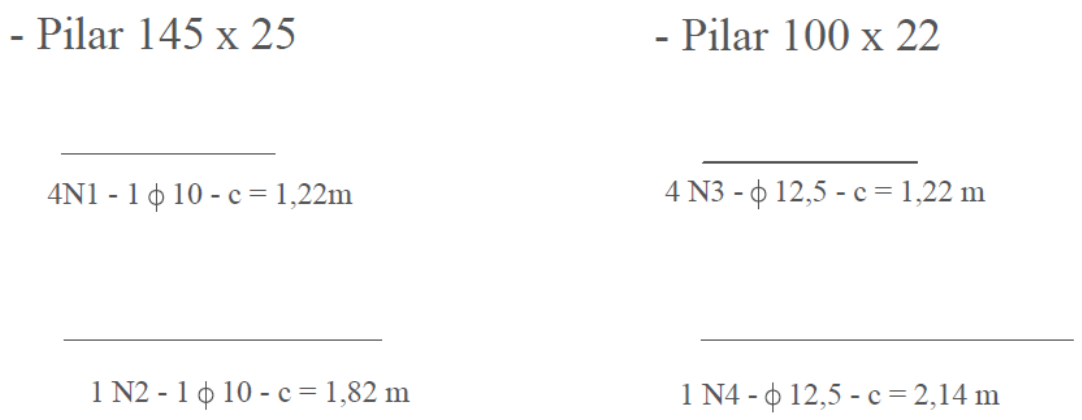


Figura 4.32 - Detalhe armaduras contra colapso progressivo



O levantamento da quantidade de materiais referente a esse sistema estrutural, mostrado na Tabela 4.8, foi feito utilizando o dimensionamento e detalhamento realizado.

Tabela 4.8 – Materiais LNP

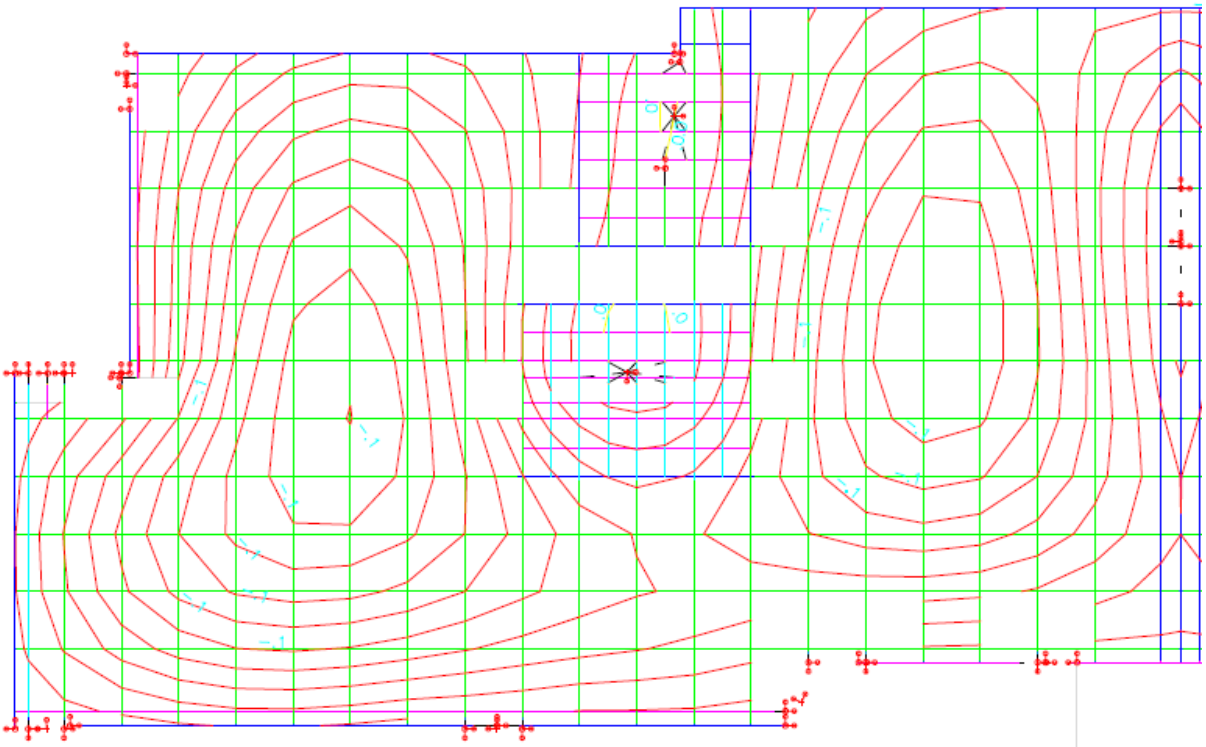
Fôrma (m²)	Concreto (m³)	Quantidade de aço (kg)
515,48	50,39	2802

Foram utilizados os mesmos critérios de levantamento da LNC.

[1] Todos os comprimentos de ancoragem são de 18 cm

As flechas máximas também foram obtidas pelo TQS®, gerando o gráfico dos isodeslocamentos. Essas flechas são apresentadas na Figura 4.33 somente para um quadrante de apartamento. O valor máximo obtido foi de 0,1cm, apresentando-se constante em todo o pavimento.

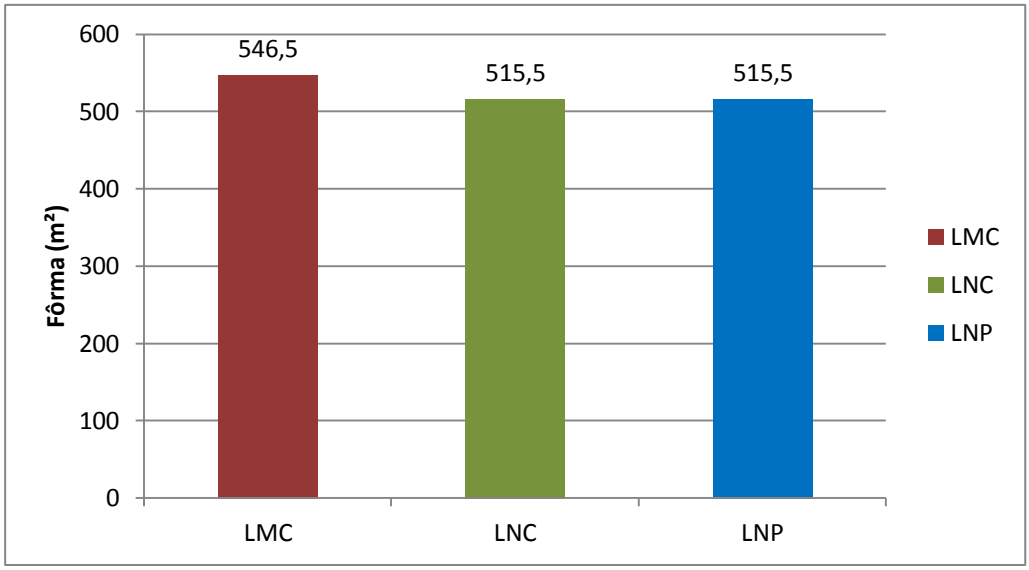
Figura 4.33 – Isodeslocamentos LNP



4.2.4. Comparações

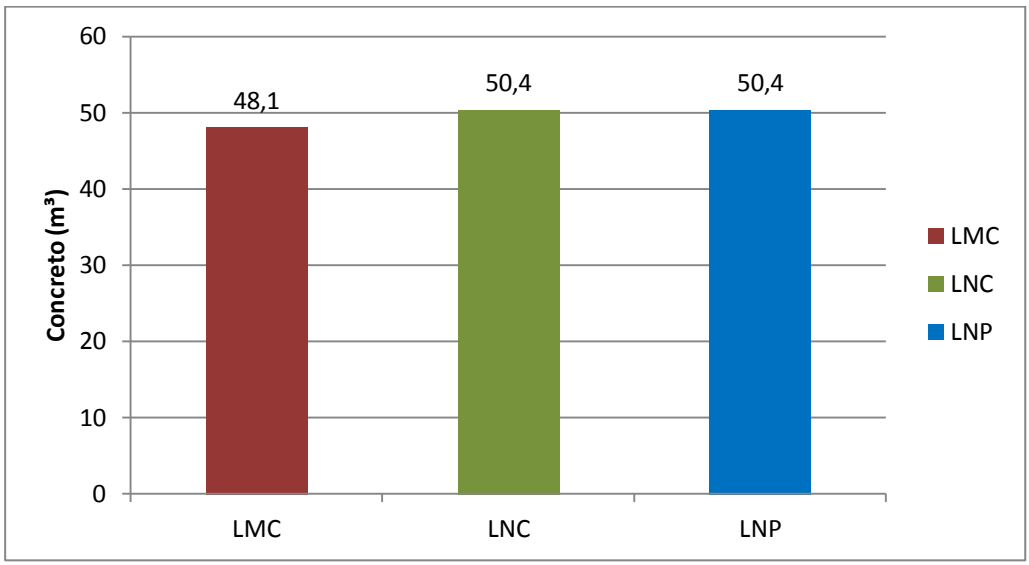
As comparações dos quantitativos finais dos materiais consumidos por esses três sistemas diferentes são apresentadas a seguir.

Figura 4.34 – Gráfico comparativo área de fôrma



A Figura 4.34 apresenta o quantitativo de fôrma para cada sistema analisado. Houve uma redução da área de fôrmas da laje maciça para os modelos de laje nervurada, devido principalmente a retirada de vigas internas. Além disso, as cubetas apresentam um ganho devido à racionalização, podendo ter uma reutilização mínima de 20 vezes, enquanto as chapas de madeira compensada, segundo os fabricantes, possuem reutilização de 3 vezes, gerando uma maior economia.

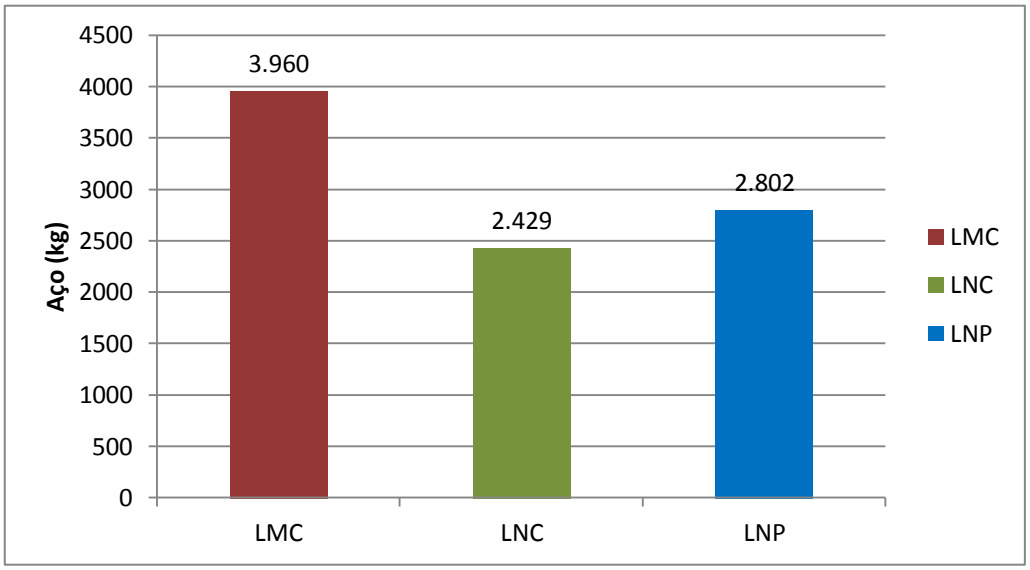
Figura 4.35 – Gráfico comparativo volume de concreto



A Figura 4.35 apresenta o quantitativo de concreto para cada sistema analisado. Houve um aumento do consumo de concreto da laje maciça para os modelos de laje nervurada. A laje

nervurada utilizada equivale a uma laje maciça de espessura de 9,6 cm. Apesar da LMC possuir a lajes com espessura de 10 cm e da remoção de vigas internas, esse aumento no consumo de concreto pode ser justificado devido a existência de capitéis, regiões maciças de 23 cm de espessura.

Figura 4.36 – Gráfico comparativo quantidade de aço



A Figura 4.36 apresenta o quantitativo de aço para cada sistema analisado.

A LMC teve o maior consumo de aço com 3.960 kg por Pavimento Tipo. As lajes nervuradas apresentaram uma redução nesse consumo. A diferença grande se deve principalmente à retiradas das vigas internas (totalizando 986 kg). Se forem comparadas somente a quantidade de aço das lajes, as lajes maciças com 2.974 kg ainda possuem um maior consumo de aço que as nervuradas.

Entre as lajes nervuradas, a protendida apresentou maior consumo de aço, sendo 15,4% maior que a em concreto armado.

Para a relação de custos dos materiais, foi utilizado o levantamento de área e volume descritos nos gráficos acima.

Para o concreto, optou-se pelo autoadensável. Entre as razões, estão o fato de maior facilidade no bombeamento e no adensamento do concreto, pensando principalmente na densidade de armaduras nas nervuras. O valor unitário para o concreto adensável, foi retirado da tabela do

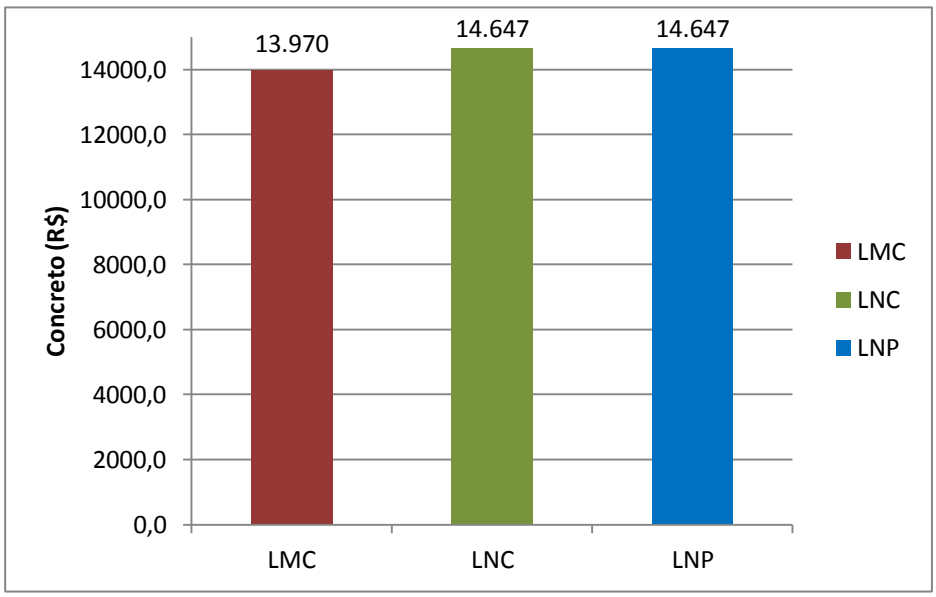
Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), e foi de R$ 290,68.

De acordo com o levantamento de custo do aço, baseado nos detalhamentos dos modelos, por via telefônica, contactou-se a Gerdau para aço cortado e dobrado e a Arcellor Mittal, para a cordoalha CP190 RB, obtendo também os valores unitários.

Por via telefônica também, contactou-se a Atex, para o fornecimento do valor da Cubeta de 61x61 cm e da meia cubeta. Os dados passados foram unitários (R$/unidade), havendo a necessidade de calcular o valor por área, de R$7,66/m². Os dados para o cálculo da chapa de compensado foram retirados de anúncios na internet, obtendo um valor médio de R$11,91/m².

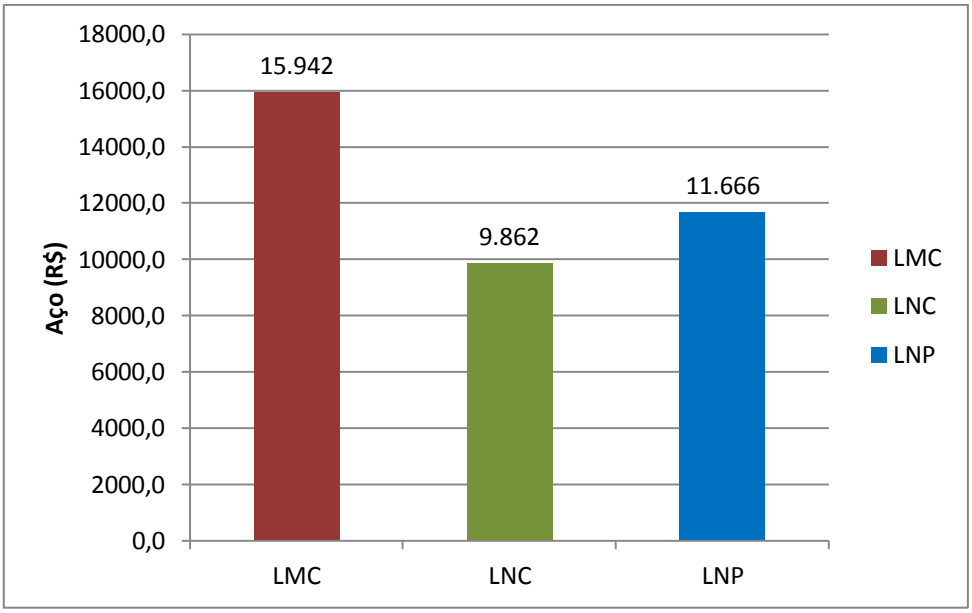
A Figura 4.37 apresenta o comparativo de valores de concreto comparando as 3 concepções de projeto. O aumento no custo do concreto foi de 4,85% da LMC para as concepções de lajes nervuradas.

Figura 4.37 – Gráfico comparativo do custo de concreto



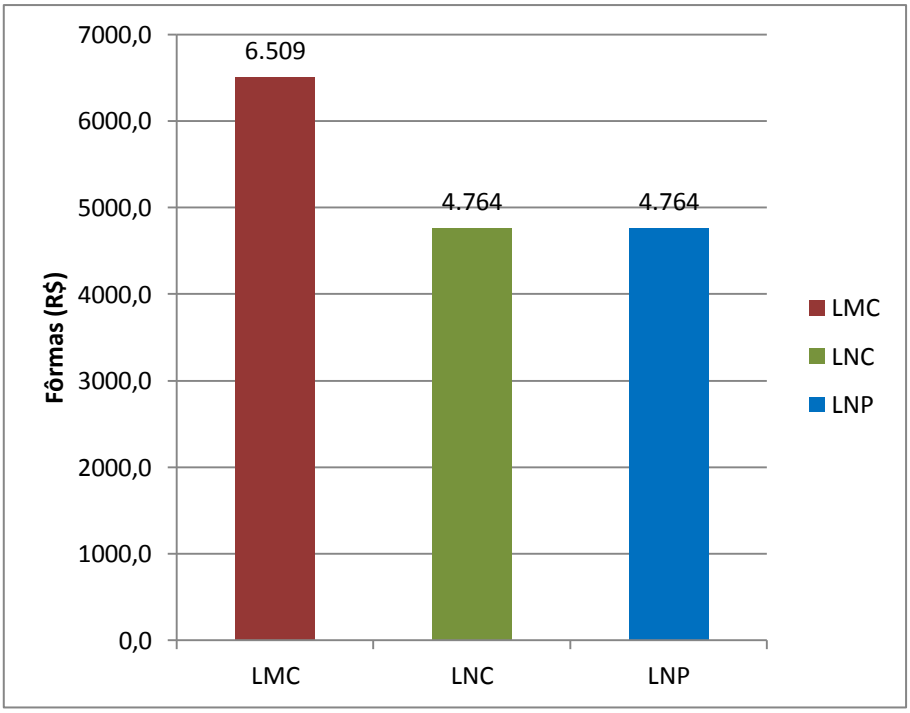
A Figura 4.38 apresenta a comparação de custo de Aço, apresentando uma redução com relação à LMC, de 38,14% para a LNC e de 26,8% para a LNP. O principal motivo de a LNP não ter apresentado melhor resultados relativos à LNC, é devido ao fato de pequenos vãos entre os pilares e às exigências normativas de armadura mínima passiva nas nervuras.

Figura 4.38 – Gráfico comparativo do custo de aço



A Figura 4.39, apresenta o comparativo com relação às formas. Devido à racionalização no uso das fôrmas de polipropileno, anteriormente explicada, as concepções de Lajes Nervuradas apresentaram uma redução significativa de 26,82% no custo.

Figura 4.39 – Gráfico comparativo do custo de formas



5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

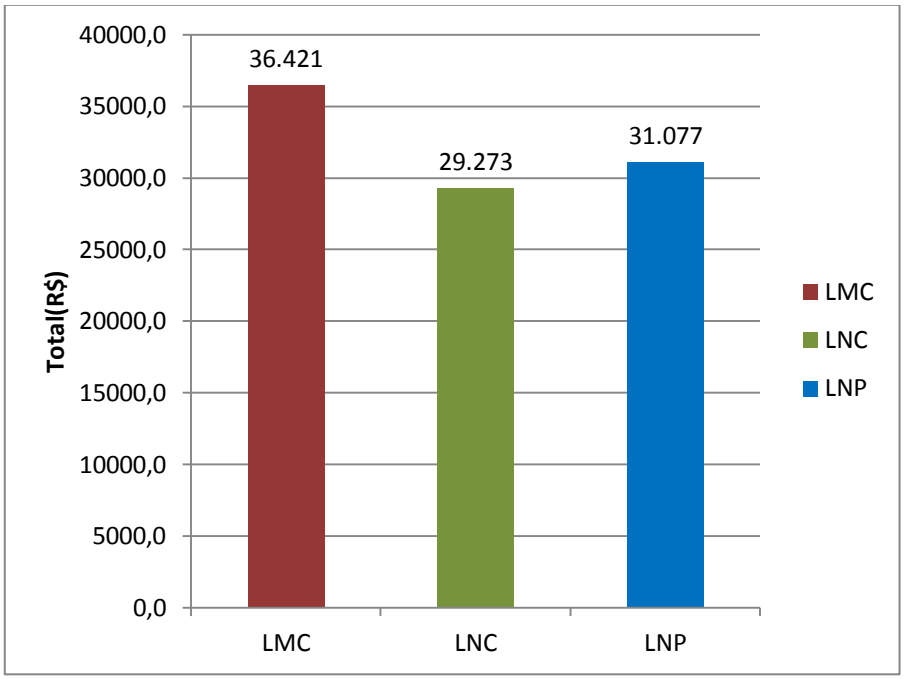
Apesar do ganho das flechas, a LNP apresentou um aumento no consumo de aço de 15,4% em relação a LNC, além, de assim como a LNC, apresentar um aumento no consumo, em m³, de concreto.

As flechas para a LMC, chegaram a ultrapassar 1cm, enquanto que a maior flecha para a LNC e LNP foi de 0,3 e 0,1 cm respectivamente.

Houve um aumento de 4,85% no custo de concreto, da laje maciça para as lajes nervuradas, não sendo um valor significativo, e causado principalmente pela utilização de capitéis.

Comparativamente, com relação ao custo de aço e fôrmas, as reduções foram significativas, totalizando R$7825,70 da LMC para a LNC (21% do total de aço e forma) e R$6021 da LMC para a LNP(16% do total de aço e forma).

Figura 5.1 - Comparativo do custo total dos materiais



A Figura 5.1, apresenta o custo total comparativo. Observa-se uma economia de 24,4% da LMC para a LNC e de 17,2% da LMC para a LNP.

Ao contrário do que se espera de lajes nervuradas protendidas, a protensão não se mostrou viável economicamente no pavimento estudado, isso se deve ao fato de que o Pavimento Tipo estudado neste trabalho apresenta vãos pequenos, com vão médio entre pilares de 5,10 m.

Levando-se em consideração custo, materiais e fechas, a melhor escolha para este modelo de pavimento tipo é uma laje nervurada convencional.

Devido à Norma de Incêndio, a utilização das lajes nervuradas tem sido melhor avaliada, podendo, futuramente, ser um impedimento à sua execução. A maior exigência é que haja um aumento da espessura da capa, para que, em situações de incêndio, resista por mais tempo. Entretanto, este aumento tornaria inviável economicamente a laje nervurada por não haver a redução significativa de concreto esperado de lajes nervuradas.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentro do que foi analisado e concluído nesse trabalho, as sugestões para trabalhos futuros são:

- Para este pavimento proposto, o estudo da protensão em vãos maiores, com a retirada da viga interna e do pilar com dimensões 100x22 cm, que possui capitel;
- Análise rigorosa das perdas imediatas e progressivas devido à protensão, com o cálculo dessas perdas e não somente suas estimativas.
- Avaliar o desempenho de lajes nervuradas em situação de incêndio.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT _____. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT _____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ALMEIDA FILHO, F. M.. **Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas.** 2002. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

BOCCHI JR., C. F.; GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto e construção de lajes nervuradas.**.Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007. 46 p.

BOCCHI JR., C. F. **Lajes Nervuradas de concreto armado: projeto e execução.** 1995. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

CAUDURO, E. L. **Manual para boa execução de concreto protendido usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas.** 2. Ed. São Paulo, 2002.

CUNHA, A. J. P.; SOUZA, V. C. M. **Lajes em concreto armado e protendido.** 2. ed. Niterói: EDUFF, 1998. 580 p.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas.** 1 ed. Brasília: Interciencia, 2005.192 p.

LOPES, A. F. O.; BONO, G. F. F.; BONO,G. Análise numérica comparativa entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimento. **Mecánica Computacional**, Mendoza, Argentina, v. XXXII, p. 3483 – 3495, 2013.

PFEIL, W. **Concreto protendido.** Volume 1 - Introdução. Rio de Janeiro: Editora LCT, 1984.

NAAMAN, A. E. **Prestressed Concrete Analysis and Design – Fundamentals.** New York - USA: McGraw-Hill, Inc., 1982. 670 p.

SCHWETZ, P. F. **Análise numérico experimental de lajes nervuradas sujeitas a cargas estáticas de serviço.** 2011. 214 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

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, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2005.

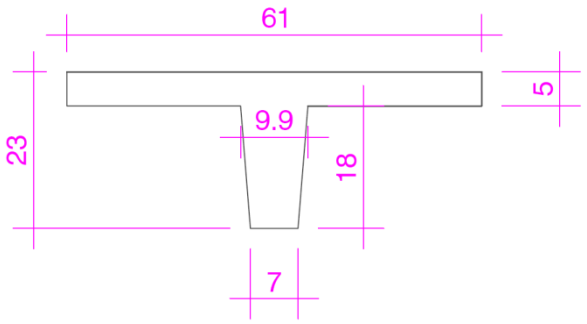
ZANETTE, D. S. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas.** 2006. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2006.

APÊNDICE A – Memorial de Cálculo Modelo de Referência

Dados de Entrada

- f_{ck} = 30 MPa = 300 kgf/cm²
- f_{yk} = 500 MPa = 5000 kgf/cm²
- γ_c = 1,4
- γ_s = 1,15
- E_{cs} = 27 GPa (NBR 6118:2014, f_{ck} = 30 MPa, α_E = 1,00)

Figura A.1 - Dimensões da nervura, dadas em cm



Cargas

Peso Próprio (PP) laje nervurada = 240 kgf/m²

Sobrecarga (SC) = 150 kgf/m²

Revestimento (RV) = 200 kgf/m²

Para o cálculo do Peso Próprio de outros elementos estruturais existentes foi utilizado o peso específico do concreto armado de 2.500 kgf/m³.

PP capitel = 575 kgf/m² (com espessura de 23 cm)

PP Vigas = 150 kgf/m (2500 x 0,15 x 0,40)

Cargas por nervura externa

PP = (240 x 0,61)/ 4 = 36,6 kgf/m

SC = (150 x 0,6)/ 4 = 22,9 kgf/m

RV = (200 x 0,61)/ 4 = 30,5 kgf/m

Cargas por nervura interna

PP = 36,6 x 2 = 73,2 kgf/m

SC = 22,9 x 2 = 45,8 kgf/m

RV = 30,5 x 2 = 61 kgf/m

Carga no capitel

Devido a malha do capitel ser diferentemente espaçada, foi feito uma proporção para determinação das cargas distribuídas no capitel, resultando em:

PP = 93,5 kgf/m

RV = 30,5 kgf/m

SC = 22,9 kgf/m

Combinações utilizadas

Comb. 1 = PP + RV + SC

Comb. 2 = PP + RV + 0,4SC (combinação frequente –ψ1 = 0,4 para edifícios residenciais)

Comb. 3 = 1,4 (PP + RV + SC) + 1,1[1] F_{HIP} (ELU)

Comb. 4 = 1,4 (PP + RV + SC) + 1,1[1] q_{Bf} (ELU)

Comb. 5 = PP + RV + 0,4SC + q_{Bf} (ELS – combinação frequente mais protensão final)

Onde:

F_{HIP} – efeito hiperestático de protensão (protensão final- considerando as perdas totais);

q_{Bf} – carga uniforme distribuída balanceada com a protensão final;

Obs.: Não foi feita a correção da Inércia à Torção no SAP2000®, tanto no cálculo do Modelo de Referência quanto do Pavimento Tipo.

[1]Ressalta-se que o coeficiente γ_f utilizado neste trabalho foi de 1,1. De acordo com a NBR 6118:2014 os coeficientes são 1,2 para desfavorável e 0,9 para favorável.

A.1. Laje Nervurada Convencional (LNC)

Nervura – Armadura positiva

Para determinar a posição da linha neutra na nervura (seção T) para LNC foi usada a equação 2.15, considerando y = 0,8x, por ser concreto do Grupo I. O momento M_d foi obtido através do SAP2000®, pegando o maior momento positivo existente nas nervuras (Comb. 1). O d' adotado foi de 2,5 cm, considerando um cobrimento de 2 cm e uma possível armadura passiva com diâmetro de 10 mm.

$M_d = 0,85.f_{cd}.b_f.\lambda.x.(d - 0,4.x)$

1,4 * 52500 kgf.cm = 0,85 * (300/1,4) kgf/cm² * 61 cm * 0,8 * x* (20,5 cm – 0,4x)

Resolvendo a equação de segundo grau resultante, obtêm-se os resultados:

x' = 50,84 cm (não)

x" = 0,41 cm

Portanto, a linha neutra está na mesa a 0,41 cm da fibra mais comprimida. Dessa forma, essa seção será calculada como retangular de largura $b_w = b_f$.

Com essa posição determinada é possível calcular a R_{cc}, através da equação 2.11.

$R_{cc} = 0,85.f_{cd}.b_f.(\lambda.x)$

$R_{cc} = R_{st}$ = 3614,04 kgf

Assim, obteve-se a área de aço pela equação 2.12:

$R_{st} = A_s.f_{yd}$

A_s = 0,83 cm² (por nervura)

Segundo Tabela 19.1 da NBR 6118:2014, a taxa mínima de armadura positiva de lajes armadas nas duas direções sem armadura ativa é $0,67\rho_{mín}$. Pela tabela 17.3, para f_{ck} =30 MPa, $\rho_{mín}$ é 0,15%. Nesse caso, a taxa mínima ($A_{s,mín}$) é 0,46 cm² por nervura. Como $A_s > A_{s,mín}$, a área calculada será adotada.

Detalhamento: 2 ϕ 8 mm por nervura (totalizando A_s = 1,00 cm² por nervura)

Nervura – Verificação da resistência ao cisalhamento

A verificação foi realizada conforme Equações 2.16 a 2.20, com os mesmos critérios de uma laje maciça

V_{Sk} =1.736,3 kgf. (Comb. 1)

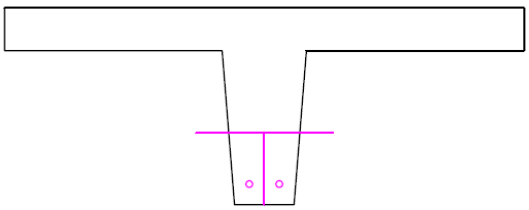
V_{Sd} =2.430,9 kgf.

V_{Rd1} = 7.781 kgf.

Como $V_{Sd} < V_{Rd1}$, não será necessário armadura de cisalhamento.

Nervura – Verificação do ELS-W

Figura A.2 - Delimitação da região A_{cr} analisada



É verificado considerando o concreto ao redor de um dos ferros ϕ 8 mm, conforme a região de envolvimento mostrada na Figura A.2.

Msk = 445,2 kgf.m (Comb. 2)

A_{cr} = 0,0032 m²

η_1 = 2,25

ρ_{ri} = 0,0156

σ_{si} = 380 MPa

w1 = 0,203 mm

w2 = 0,155 mm

Pegando o menor valor, a abertura de fissuras estimada é de 0,155 mm, que está dentro do limite para concreto armado sem protensão e CAA II (0,3 mm).

Mesa – Armadura positiva

Para determinar a armadura de flexão da mesa, a capa da laje nervurada foi considerada apoiada sobre vigas e verificada para um carregamento total 475 kgf/m² (considerando peso próprio da capa, revestimento e sobrecarga). A armadura obtida foi a mínima, calculada conforme Quadros 2.3 e 2.4, sendo 0,5 cm²/m. Optou-se por utilizar uma tela soldada do tipo Q75 (malha quadrada de aço CA-60 ϕ 3,8 mm com espaçamento entre os fios de 15 cm), ficando a favor da segurança por ter 0,75 cm²/m (dados tabela IBTS – Instituto Brasileiro de Telas Soldadas).

Capitel - Armadura negativa

O cálculo da área de aço da armadura negativa do capitel segue o mesmo procedimento adotado no cálculo da armadura positiva da nervura, com alguns dados de entrada diferentes como formato e dimensões da seção.

O momento negativo foi obtido como uma média dos momentos negativos existentes nas barras do capitel, no programa SAP2000®.

M_k = - 3066 kgf.m/m (Comb. 1)

bf = 100 cm

Assim, após os mesmos cálculos, obtêm-se:

A_s = 4,96 cm²/m

Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 16 cm

Obs.: A quantidade de barras da armação negativa (sua extensão) foi determinada ao analisar os momentos negativos existentes nas nervuras dessa região, pois elas são necessárias na capa, que está tracionada.

Capitel - Armadura de punção

Esse cálculo ocorreu de acordo com as Equações 2.25 a 2.29.

F_{Sd} = 1,4 * 15221,1 = 21309,54 kgf (Comb.1)

d = 20,5 cm

- Verificação da primeira superfície crítica (contorno C)

u = 120 cm (perímetro do pilar – contorno C)

τ_{Sd} = 0,87 MPa

τ_{Rd2} = 5,09 MPa

Como $\tau_{Rd2} > \tau_{Sd}$, não foi necessário armadura de punção nessa superfície crítica.

- Verificação da segunda superfície crítica (contorno C')

u = 4 * (30 + 2*41) = 448 cm (perímetro do contorno C' – a 2d do pilar)

τ_{Sd} = 0,23 MPa

ρ = 0,00217

τ_{Rd1} = 0,48 MPa

Como $\tau_{Rd1} > \tau_{Sd}$, não foi necessária armadura de punção nessa superfície crítica.

Assim, esse capitel não tem necessidade de armadura de punção.

Capitel - Armadura de colapso progressivo

A armadura de colapso progressivo foi calculada conforme Eq. XX.

F_{Sd} = 1,2 * 15221,1 kfg = 18265,32 kgf (Comb. 1)

$A_{s,ccp}$ = 6,30 cm²

Detalhamento: total de 6 barras de ϕ 12,5 mm, cruzando o pilar nas duas direções.

A.2. Laje Nervurada Protendida (LNP)

Dados de entrada LNP

Quadro A.1 - Propriedades da seção transversal, conforme tabela Atex

Área da seção	458 cm²
Centro de gravidade	16,8 cm
Inércia	16986 cm^4
Módulo de flexão superior (Ws)	2757 cm³
Módulo de flexão inferior (Wi)	1009 cm³

Quadro A.2 - Propriedades da cordoalha adotada

Tipo	CP - 190 RB 12,7 mm
Tensão de escoamento - f_{pyk}	1708,21 MPa
Módulo de elasticidade - E_p	196 GPa
Área da cordoalha - Ap_{cord}	98,7 mm²

Nesse dimensionamento foi seguido a sequência básica de cálculo para o método das cargas balanceadas, apresentada na Revisão Bibliográfica, utilizando-se as propriedades apresentadas nos Quadro A.1 e A.2.

Determinação da carga a ser equilibrada

Segundo EMERICK (2005), um dos critérios utilizados pelos projetistas para determinar a carga a ser equilibrar é considerar peso próprio mais 10% do carregamento total. Seguindo esse critério a carga q a ser equilibrada nesse Modelo de Referência é:

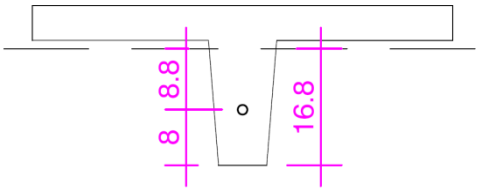
q = 73,2 + 0,1 * (45,8 + 61 + 73,2) = 91,2 kgf/m

Fixação das excentricidades máximas dos cabos e determinação do perfil do cabo

O perfil do cabo adotado acompanha os perfis de momento fletor das nervuras desse modelo.

A distância mínima adotada entre o centro da cordoalha e a extremidade da nervura foi de 8 cm (com cobrimento acima do especificado - 3 cm - tabela 7.2 NBR 6118:2014). E a posição do centro de gravidade ($\bar{y}$), representada na foi Figura A.3, foi obtida na tabela dos dados técnicos da Atex, assim como outras propriedades (Quadro A.1).

Figura A.3 - Posição do centro de gravidade e excentricidade máxima da cordoalha



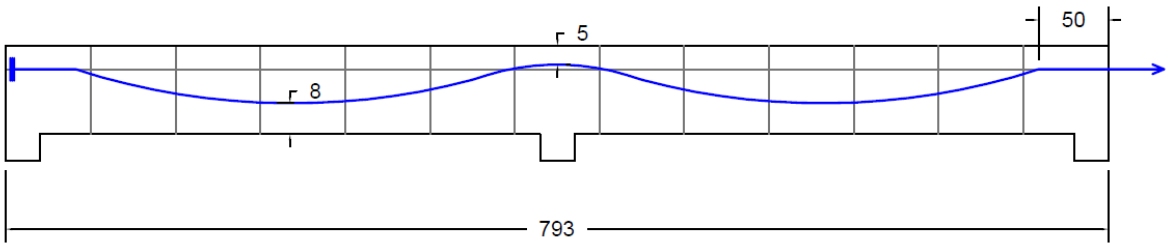
Dos dois lados a cordoalha foi posicionada no centro de gravidade da seção, chegando nas bordas com um trecho reto de 50 cm. Para o cálculo do ponto de inflexão do cabo no perfil teórico adotou-se 15% do vão da nervura (60 cm).

Com esses critérios, foi traçado o perfil do cabo da nervura no AutoCAD, obtendo as excentricidades nas seções de interseção com outras nervuras.

Foram feitas várias tentativas para o Modelo de Referência protendido com diferentes perfis, até que as tensões de tração e compressão na nervura mais solicitada não excedam as tensões máximas permitidas por norma.

O perfil do cabo de protensão (em linha azul) utilizado no final está apresentado na Figura A.4, com escala horizontal e vertical diferentes.

Figura A.4. - Perfil do cabo de protensão utilizado



A excentricidade máxima (distância máxima entre o centro de gravidade da nervura e o centro da cordoalha) considerada para esse caso foi de 8,8 cm.

Determinação da força de protensão

A força de protensão necessária por nervura foi calculada conforme a equação 2.1.

$$P = \frac{q.L^2}{8.e} = \frac{91{,}20\frac{kgf}{m} * 3{,}965^2\ m^2}{8 * 0{,}088\ m} = 2037\ kgf = 20{,}37\ kN$$

Cálculo da quantidade de cabos

A quantidade de cabos necessários por nervura depende da força de protensão em cada cordoalha, o que dependerá do diâmetro da cordoalha e tipo de protensão.

A cordoalha escolhida é CP - 190 RB (relaxação baixa) 12,7 mm. Como visto na Revisão Bibliográfica, a força de protensão de dessa monocordoalha adotada na prática é 150 kN.

Como a força de protensão necessária é bem menor do que a máxima força permitida em uma cordoalha, seria necessário somente 1 monocordoalha de 12,7 mm por nervura nesse exemplo

de referência. Porém, conforme já apresentado, adotou-se protensão alternada para esse Modelo de Referência. Assim, será 1 monocordoalha a cada 2 nervuras internas.

A força de protensão adotada para cada monocordoalha foi 150 kN.

Verificação Estado Limite Último - Ato da protensão

As verificações feitas foram para a nervura mais solicitada da Faixa Pilar (nervura 4) e a mais solicitada da Faixa Interna (nervura 11), mostradas na Figura 4.5.

Como visto na revisão bibliográfica, é necessário primeiramente verificar as seções da nervura para o Estado Limite Último no Ato de Protensão, usando-se a Equação 2.31, já colocando os coeficientes utilizados.

$$\sigma_c = \frac{1{,}1\,.\,P}{Ac} + \frac{1{,}1\,.\,Mbal}{W} + \frac{1\,.\,Mext}{W}$$

Os momentos balanceados foram obtidos pelo SAP2000®, após o lançamento das cargas balanceadas, que dependem do perfil já adotado.

Dessa forma, as cargas balanceadas (q_{B1}, q_{B2} e q_{B3}) foram reduzidas, considerando perdas iniciais estimadas em 6%. Porém, apesar dessa redução já foi considerado o coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão (γ_p = 1,1).

As cargas balanceadas foram:

q_{B1} = -1021 kgf/m

q_{B2} = -1047 kgf/m

q_{B3} = 2147 kgf/m

As propriedades da seção transversal, como área e módulo de resistência, foram dadas no Quadro A.1.

O momento externo atuante se refere somente ao peso próprio da estrutura, por ser a única carga atuante no ato da protensão, sendo obtido pelo SAP2000®.

Para determinar as máximas tensões permitidas é necessário calcular o valor da resistência à compressão do concreto no ato da compressão (f_{ckj} aos 5 dias, nesse exemplo). O item 12.3.3

da norma NBR 6118:2014, determina como essa resistência deve ser calculada. Utilizando essas fórmulas o resultado obtido foi 21,32 MPa.

A máxima tensão de tração é 1,2 $f_{ctm,j}$, sendo:

$\sigma_{Tmáx} = 1,2\ f_{ctm,j} = 1,2\ 0,3\ f_{ckj}^{2/3} = 1,2 * 0,3 * 21,32^{2/3} = 2,77$ MPa

A máxima tensão de compressão permitida é 70% do f_{ckj}, sendo:

$\sigma_{Cmáx} = 0,7\ f_{ckj} = 0,7 * 21,32 = 14,92$ MPa

Com os cálculos feitos em planilha Excel, obteve-se que as tensões ficaram dentro dos limites estabelecidos, como pode ser observado nas Figuras A.5 e A.6.

Figura A.5 - Gráfico das tensões no ELU Ato da protensão – nervura 4

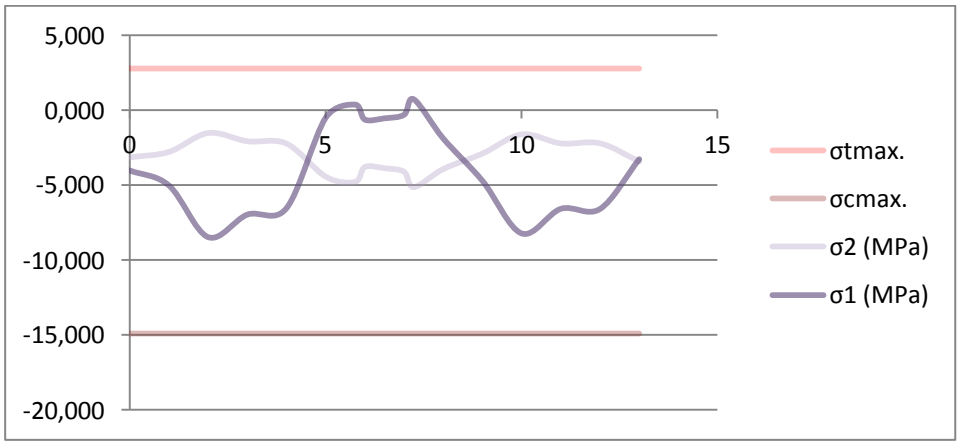
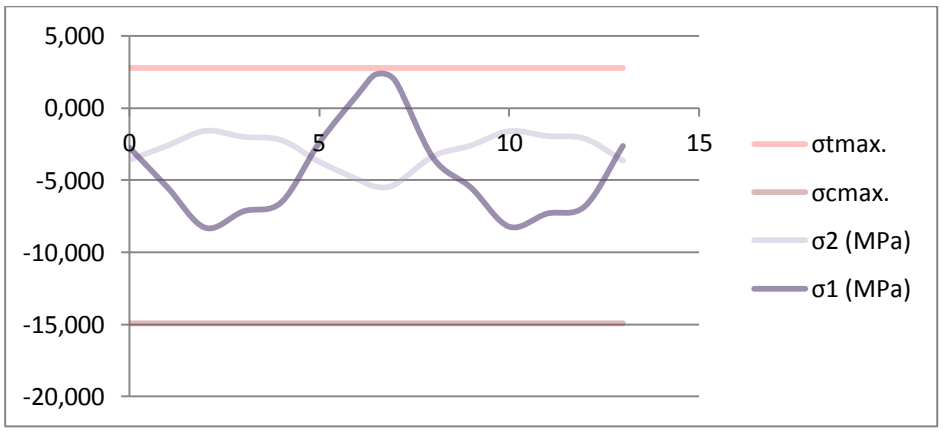


Figura A.6 – Gráfico das tensões no ELU Ato da protensão – nervura 11



Assim, as seções resistem ao ELU no ato da protensão.

Verificação das tensões em serviço (ELS)

As tensões na seção foram verificadas conforme Equação 2.32.

$$\sigma_c = \frac{P_{inf}}{A_c} + \frac{M_{EXT}}{W} + \frac{M_{BAL}}{W}$$

Por se tratar de uma verificação das tensões em serviço, as cargas balanceadas (q_{B1}, q_{B2} e q_{B3}) foram calculadas pelas fórmulas apresentadas foram reduzidas, considerando perdas totais estimadas em 12%.

As cargas balanceadas foram:

q_{B1} = -869 kgf/m

q_{B2} = -891 kgf/m

q_{B3} = 1827 kgf/m

O momento externo atuante se refere nesse caso à combinação frequente (Comb.2).

Assim, com os momentos externo e balanceado obtidos pelo SAP2000®, foi possível calcular as tensões nas fibras superior e inferior de cada seção da nervura.

Essas tensões calculadas não podem exceder os limites estabelecidos pela norma NBR 6118:2014 nos ELS.

A máxima tensão de tração corresponde à máxima tensão de tração do concreto no estádio I, sendo calculada pela seguinte fórmula:

$\sigma_{Tmáx} = \sigma_{Fiss} = \alpha\ f_{ctk,inf}$

O parâmetro α é igual a 1,2 para seções T ou duplo T. Assim a máxima tensão de tração será:

$\sigma_{Tmáx}$ = 2,43 MPa

A máxima tensão de compressão permitida é 60% do fck, sendo:

$\sigma_{Cmáx} = 0{,}6\ f_{ck}$ = 18 MPa

Com os cálculos feitos em planilha Excel, obteve-se que as tensões ficaram dentro dos limites estabelecidos, como pode ser observado nas Figuras A.7 e A.8.

Figura A.7 - Gráfico das tensões no ELS – nervura 4

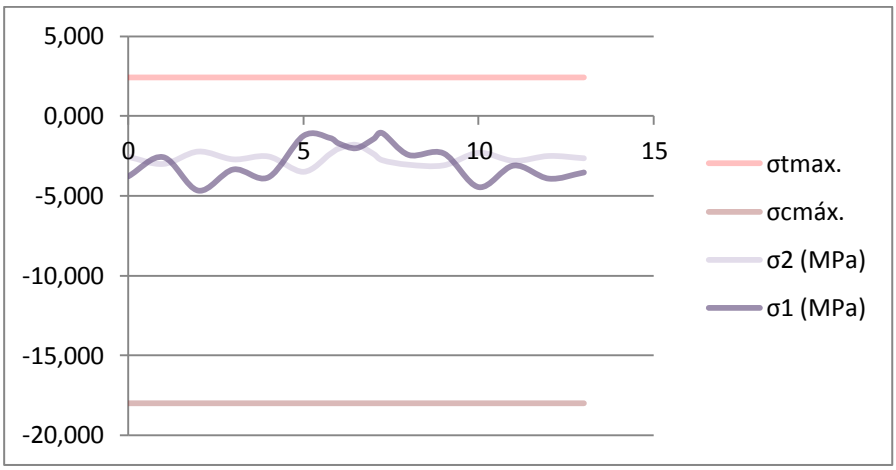
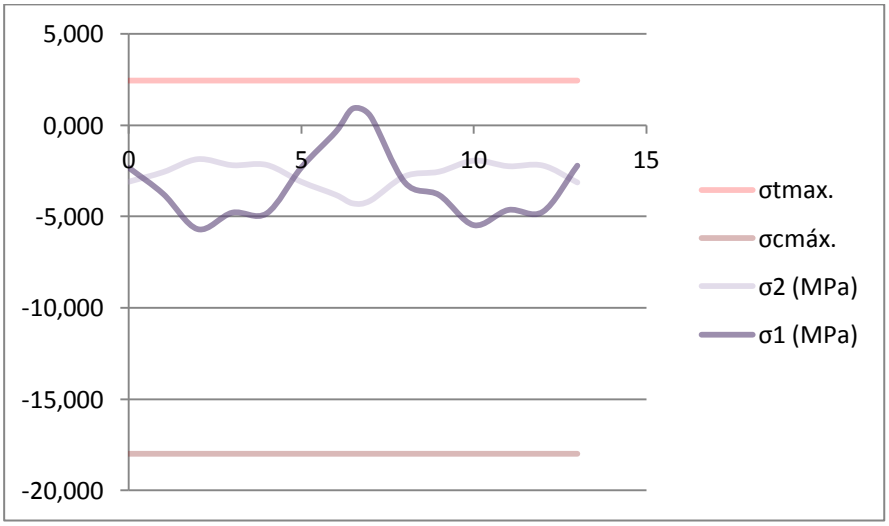


Figura A.8 – Gráfico das tensões no ELS – nervura 11



Verificação Estado Limite Último - Ruptura por flexão

Esses cálculos foram feitos para as duas nervuras seguindo os passos apresentados na Revisão Bibliográfica. Como nos dois casos a armadura passiva necessária foi a mínima exigida por norma e a seção resiste à ruptura por flexão no ELU (Comb. 3), será apresentado aqui os resultados somente referente a nervura 4, da Faixa Pilar.

- Determinação da força de protensão de cálculo (P_d);

P_d = 1,1 * 132 = 145,2 kN

- Cálculo do pré-alongamento da armadura ativa;

$\alpha_p = 7{,}26$

Tensão do concreto no centro de gravidade da armadura:

$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} = 64{,}88$ MPa

Força de neutralização:

$P_n = 149{,}85$ kN

Deformação de pré-alongamento na armadura ativa:

$\varepsilon_{pn} = \frac{P_n}{A_p E_p} = 7{,}75$ ‰

- Determinação do alongamento e da tensão no aço de protensão

Para peças com relação L/h ≤ 35 (o caso desse Modelo de Referência):

$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\,\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 420 \leq f_{pyk}$ (MPa)

$\sigma_{pn} = \frac{P_n}{A_p} = 1518{,}22$ MPa

$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = 0{,}216$ %

$\sigma_p = 1727{,}43$ MPa

Porém, como está excedendo o valor limite de f_{pyk}, o valor de σ_p será:

$\sigma_p = 1708{,}21$ MPa

$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{1{,}15} = 1485{,}40$ MPa

- Verificação do equilíbrio da seção

A resultante de tração no aço de protensão será:

$R_{pt} = \sigma_{pd} \,.\, A_p = 146{,}61$ kN

A resultante no concreto foi obtido conforme calculado na LNC, com os dados específicos da LNP.

$R_{cc} = 93{,}91$ kN

Como $R_{pt} > R_{cc}$, não é necessário armadura passiva, porém é obrigatória a armadura mínima.

De acordo com as tabelas 17.3 e 19.1 da NBR 6118:2014, foi determinado a taxa mínima de armadura para laje armada nas duas direções com armadura ativa não aderente, sendo $\rho = 0{,}075\%$.

Dessa forma, $A_{s,mín} = 0{,}34$ cm² por nervura.

Detalhamento: 1 ϕ 8 mm

- Verificação da ruptura por flexão

Como nesse caso a linha neutra está a 1,07 cm da fibra mais comprimida, ela está na mesa. Assim, a verificação pode ser feita como seção retangular.

$$\omega_p = \rho_p \frac{\sigma_{pd}}{\sigma_{cd}} = 0{,}069$$

Momento resistente da seção:

$$M_{Rd} = (A_p\ \sigma_{pd} + A_s\ f_{yd}).d.(1\text{-}0{,}6\ \omega_p) = 20{,}06 \text{ kN.m}$$

Limite do momento resistente:

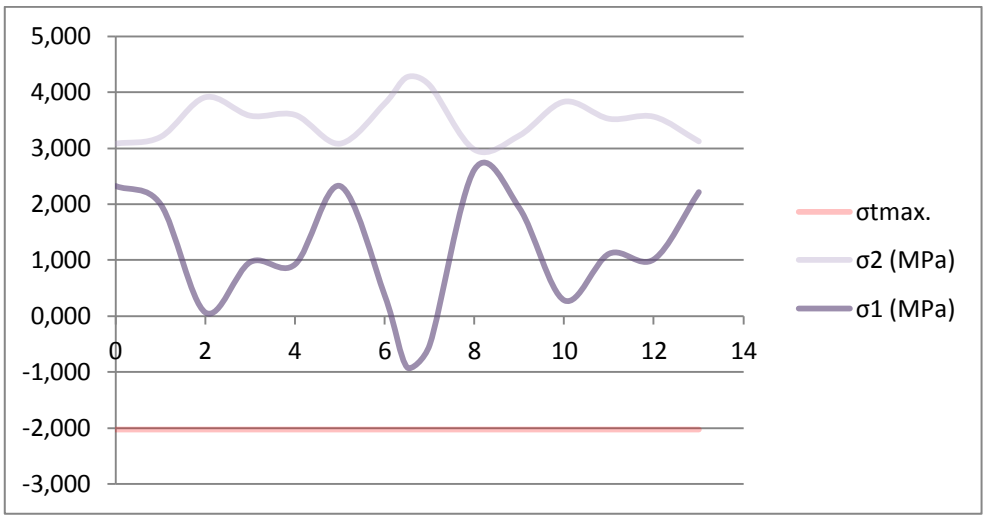
$$M_{Rd,LIM} = 0{,}28.bd^2\sigma_{cd} = 122{,}30 \text{ kN.m (por ser concreto do Grupo I)}$$

Assim, $M_{Rd} < M_{Rd,LIM}$, a seção passa a flexão.

Nervura – Verificação do ELS-W Abertura de fissuras

Foi feita a verificação de abertura de fissuras para as nervuras com protensão. Por apresentar os maiores momentos, a nervura 11 foi verificada conforme Eq. 2.33. As tensões de tração obtidas nessa nervura são apresentada na Figura A.9.

Figura A.9 – Gráfico das tensões de tração – abertura de fissuras – nervura 11



$f_{ctk,inf}$ = -2,03 MPa

$\sigma_{t,max}$ = -0,914 MPa

Como $\sigma_{t,máx}$ é menor em módulo que $f_{ctk,inf}$, ela se encontra no Estádio I, atende ao ELS-F (formação de fissuras) e automaticamente ELS-W.

Ancoragens – Armadura de fretagem

Nesse Modelo de Referência, cada monocordoalha possui uma ancoragem passiva e uma ancoragem ativa, posicionadas nas vigas externas. Em cada ancoragem foi adotado a armadura de fretagem mínima apresentada na Figura 2.5. Assim, cada ancoragem recebeu dois ferros φ 12,5 mm com 55 cm de comprimento. Essas ferragens foram contabilizadas na soma final da quantidade de aço dessa laje.

Segue o dimensionamento das nervuras sem protensão da LNP e capitel, considerando quando necessário o efeito da protensão na estrutura.

Nervura – Armadura positiva

O d' adotado para a protensão foi de 3,0 cm, considerando um cobrimento de 2,5 cm e uma possível armadura passiva com diâmetro de 10 mm.

M_{Sd} = 370 kgf.m (Comb. 4)

A_s = 0,43 cm² (por nervura)

Detalhamento: 1 ϕ 10 mm por nervura

Nesse caso, a taxa mínima ($A_{s,mín}$) continua sendo 0,46 cm² por nervura, por não possuir armadura ativa. Como $A_s < A_{s,mín}$, a área mínima será adotada.

Apesar de 1 ϕ 8 mm por nervura ser suficiente, optou-se por utilizar 1 ϕ 10 mm, devido verificação da abertura de fissuras das nervuras sem protensão.

Nervura – Verificação da resistência ao cisalhamento

V_{Sd} = 1.004 kgf. (Comb. 4)

V_{Rd1} = 7.583 kgf.

Como $V_{Sd} < V_{Rd1}$, não será necessário armadura de cisalhamento.

Nervura – Verificação da abertura de fissuras

É verificado considerando o concreto ao redor do único ferro ϕ 10 mm existente na nervura (região de envolvimento).

M_{Sd} =370 kgf.m (Comb. 5)

A_{cr} = 0,0082 m²

η_1 = 2,25

ρ_{ri} = 0,00976

σ_{si} = 289 MPa

w1 = 0,147 mm

w2 = 0,223 mm

Pegando o menor valor, a abertura de fissuras estimada é de 0,147 mm, que está tanto dentro do limite para concreto armado e CAA II (0,3 mm), quanto dentro do limite para concreto protendido nível 1 (0,2 mm).

Capitel - Armadura negativa

O momento negativo foi obtido como uma média dos momentos negativos existentes nas barras do capitel, no programa SAP2000®, para a combinação de carregamento no ELU, considerando o efeito da protensão.

M_{Sd} = - 1591 kgf.m/m (Comb. 4)

A_s = 1,85 cm²/m

$A_{s,mín}$ = 2,64 cm²/m

Detalhamento: ϕ 8 mm a cada 18 cm

Capitel - Armadura de punção

F_{Sd} = 12060 kgf (Comb. 4)

d = 20 cm

- Verificação da primeira superfície crítica (contorno C)

u = 120 cm

τ_{Sd} = 0,50 MPa

τ_{Rd2} = 5,09 MPa

Como $\tau_{Rd2} > \tau_{Sd}$, não foi necessário armadura de punção nessa superfície crítica.

- Verificação da segunda superfície crítica (contorno C')

u = 440 cm

τ_{Sd} = 0,14 MPa

ρ = 0,00121

τ_{Rd1} = 0,40 MPa

Como $\tau_{Rd1} > \tau_{Sd}$, não foi necessária armadura de punção nessa superfície crítica.

Assim, esse capitel também não tem necessidade de armadura de punção.

Capitel - Armadura de colapso progressivo

F_{Sd} = 12060 kgf (Comb. 4)

$A_{s,ccp}$ = 4,16 cm²

Detalhamento: total de 4 barras de ϕ 12,5 mm, cruzando o pilar nas duas direções.

APÊNDICE B – Memorial de Cálculo Pavimento Tipo LNC

Dados de Entrada

- f_{ck} = 30 MPa = 300 kgf/cm²
- f_{yk} = 500 MPa = 5000 kgf/cm²
- γ_c = 1,4
- γ_s = 1,15
- E_{cs} = 27 GPa (NBR 6118:2014, f_{ck} = 30 MPa, α_E = 1,00)

Como foi utilizada a mesma cubeta do Modelo de Referência, as dimensões da nervura continuam como apresentado na Figura A.1.

Cargas

PP laje nervurada = 240 kgf/m²

SC = 150 kgf/m²

RV = 150 kgf/m²

Para o cálculo do Peso Próprio de outros elementos estruturais existentes foi utilizado o peso específico do concreto armado de 2.500 kgf/m³. As dimensões das vigas foram mantidas conforme projeto original.

PP capitel = 575 kgf/m² (com espessura de 23 cm)

PP Vigas 10x40 = 100 kgf/m

PP Vigas 13x40 = 130 kgf/m

PP Vigas 13x50 = 162,5 kgf/m

PP Vigas 20x40 = 200 kgf/m

PP Vigas 20x60 = 300 kgf/m

Cargas por nervura externa

PP = (240 x 0,61)/ 4 = 36,6 kgf/m

SC = (150 x 0,61)/ 4 = 22,88 kgf/m

RV = (150 x 0,61)/ 4 = 22,88 kgf/m

Cargas por nervura interna

PP = 36,6 x 2 = 73,2 kgf/m

SC = 22,88 x 2 = 45,76 kgf/m

RV = 22,88 x 2 = 45,76 kgf/m

Carga no capitel

PP = 87,69 kgf/m

RV = 22,88 kgf/m

SC = 22,88 kgf/m

Nervura – Armadura positiva

Levantaram-se os valores dos maiores momentos fletores positivos (M_k), para o cálculo das armaduras positivas em cada uma das regiões definidas anteriormente (A, B, C, D, e E). Posteriormente, utilizando o programa A_s, obtém-se o valor da área de aço. Com a área de aço, é possível calculas as bitolas das barras e a quantidade necessária para cada uma das nervuras, demonstradas no detalhamento de cada região.

Região A

M_K = 499,19

A_s = 0,77 cm² (por nervura)

Detalhamento: 1 ϕ 10 mm por nervura

Região B

M_K = 717 kgf.m

A_s = 1,11 cm² (por nervura)

Detalhamento: 1 ϕ 12,5 mm por nervura

Região C

M_k = 288,8 kgf.m

A_s = 0,44 cm² (por nervura) - abaixo da $A_{s,mín}$

Detalhamento: adotar mínima*

Região D

- Entre a extremidade da planta baixa e o capitel

M_k = 391 kgf.m

A_s = 0,60 cm² (por nervura)

Detalhamento: 1 ϕ 10 mm por nervura

- Entre o capitel e a Viga de divisa dos apartamentos

M_k = 92 kgf.m

As = 0,14 cm² (por nervura) - abaixo da $A_{s,mín}$

Detalhamento: adotar mínima*

Região E

- Entre a extremidade da planta baixa e o capitel

M_k = 842,26 kgf.m

A_s = 1,31 cm² (por nervura)

Detalhamento: 1 ϕ 16 mm por nervura

- Entre o capitel e a Viga de divisa dos apartamentos

Md = 536,2 kgf.m

As = 0,83 cm² (por nervura)

Detalhamento: 2 ϕ 8 mm por nervura

*$A_{s,mim}$=0,46cm² = 1 ϕ 8 mm por nervura.

Nervura – Verificação da resistência ao cisalhamento

Para toda a laje, verificou-se pelo SAP2000® qual o maior esforço cortante encontrado para as cargas majoradas (V_{Sd}) no pavimento, comparando com o valor da força resistente V_{Rd1}, calculado pela Equação 2.16.

V_{Sd} = 3750 kgf

V_{Rd1} = 7.579 kgf

Como $V_{Sd} < V_{Rd1}$ (50% do valor), não será necessária armadura de cisalhamento.

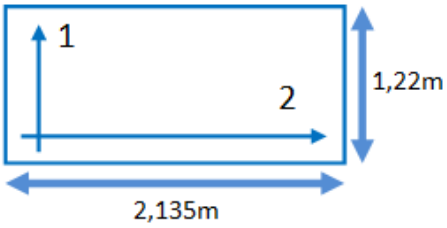
Capitel Pilar 100x22

Armadura negativa

Da mesma forma que foram calculados as armaduras para os momentos positivos, inseriu-se no programa As os dados para a obtenção de valores de armaduras para o momento negativo nos capitéis dos pilares.

Como os momentos são diferentes nos eixos dos pilares, as armaduras negativas foram diferentes nos eixos 1 e 2, representados na Figura B.1.

Figura B.1 – Eixos capitel Pilar 100x22



Eixo 1

M_k = - 2857 kgf.m/m

bf = 100 cm

A_s = 3,5 cm²/m

Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 17 cm

Eixo 2

M_k = - 7310 kgf.m/m

bf = 100 cm

Assim, após os mesmos cálculos, obtêm-se:

A_s = 12,37 cm²/m

Detalhamento: ϕ 12,5 mm a cada 10 cm

Armadura de punção

Para o cálculo da necessidade, ou não, de armaduras contra o efeito da punção, causada pela reação do Pilar na região do capitel, utilizou-se o cálculo da NBR 6118, item 19.5, verificando duas seções críticas: C e C'. O contorno u, da região C, é dado pelo perímetro do pilar e para o cálculo de u', adiciona-se 2d a cada um dos quatro lados do pilar, e mede-se o perímetro, para cada um dos pilares. Determina-se o τ_{Sd} pela Equação 2.25 e o compara com o τ_{Rd2} obtido pela Equação 2.26 (na região crítica C) e τ_{Rd1} obtido pela Equação 2.28 (na região crítica C').

F_{Sd} = 27178,9 kgf

d = 20,5 cm

- Verificação da primeira superfície crítica (contorno C)

u = 144 cm

τ_{Sd} = 0,54 MPa

τ_{Rd2} = 5,09 MPa

Como $\tau_{Rd2} > \tau_{Sd}$, não foi necessário armadura de punção nessa superfície crítica.

- Verificação da segunda superfície crítica (contorno C')

u = 572 cm

τ_{Sd} = 0,23 MPa

ρ = 0,0033

τ_{Rd1} = 0,56 MPa

Como $\tau_{Rd1} > \tau_{Sd}$, não foi necessária armadura de punção nessa superfície crítica.

Assim, esse capitel também não tem necessidade de armadura de punção.

Armadura de colapso progressivo

Para verificar a armadura de colapso progressivo, majorou a Força Resultante no pilar em 1,2 e calculou-se a armadura necessária pela Equação 2.30.

F_{Sd} = 23296,2 kgf

$As, ccp \ = 8{,}04 \text{ cm}^2/\text{m}$

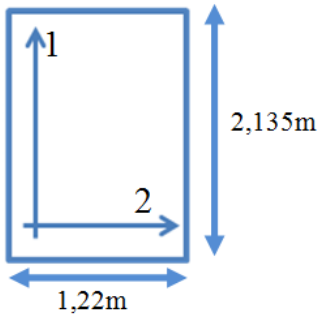
Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 11 cm

Capitel Pilar 145x25

Armadura negativa

Como os momentos são diferentes nos eixos dos pilares, as armaduras negativas foram diferentes nos eixos 1 e 2, representados na Figura B.2.

Figura B.2 – Eixos capitel Pilar 145x25



Eixo 1

M_k = - 833 kgf.m/m

bf = 100 cm

A_s = 1,32 cm²/m, menor que a mínima, adotar $A_{s,\,mín}$ = 3,45 cm²/m

Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 23 cm

Eixo 2

M_k = - 2794 kgf.m/m

bf = 100 cm

A_s = 4,51 cm²/m = 4,71 cm²/m

Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 17 cm

Armadura de punção

F_{Sd} = 17243 kgf

M_{Sd} = 1498 kgf.m/0,305 = 4911,5 kgf.m

d = 20,5 cm

- Verificação da primeira superfície crítica (contorno C)

Como o pilar de 1,45 é um pilar interno com a adição de momento, para o cálculo da tensão solicitante (τ_{Sd}), considerou-se a fórmula do item 19.5.2.2. da NBR 6118/2014, que é deferente da apresentada na Revisão Bibliográfica (para pilar interno sem momento).

C1 = 1,45 m

C2 = 0,25 m

u_0 = 3,4 m (perímetro do pilar – contorno C)

wp = 4,16 m²

$\tau_{Sd} = 2{,}93\ \mathrm{kgf/cm^2} = 0{,}29\ \mathrm{MPa}$

α_v = 0,88

τ_{Rd2} = 5,09 MPa

Como $\tau_{Rd2} > \tau_{Sd}$, não foi necessário armadura de punção nessa superfície crítica.

- Verificação da segunda superfície crítica (contorno C')

Tensão solicitante

C1 = 1,45 m

C2 = 0,25 m

u = 6,68 m (perímetro do contorno C')

d = 0,205 m

wp = 4,16 m²

$\tau_{Sd} = 1{,}72\ \mathrm{kgf/cm^2} = 0{,}172\ \mathrm{MPa}$

$\rho = 0{,}00176$

τ_{Rd1} = 0,45 MPa

Como $\tau_{Rd1} > \tau_{Sd}$, não foi necessário armadura de punção nessa superfície crítica.

Assim, dessa forma o capitel não tem necessidade de armadura de punção.

Armadura de colapso progressivo

F_{Sd} = 14779,72 kgf

$A_{s,ccp} = 5{,}1\ cm^2/m$

Detalhamento: ϕ 10 mm a cada 24 cm

Verificação da abertura de fissuras

Para o cálculo da abertura de fissuras, utilizou-se o valor de maior momento fletor da Combinação Frequente, encontrado na região E, onde a bitola da armadura é de 16mm.

$M_{k,freq}$ = 755,94 kgf.m

$A_{s,real}$ = 2,00 cm²

A_{cr} = 0,0121 m²

w_{k1} = 0,292 mm

w_{k2} = 0,251 mm

Então w_k = 0,251 mm, passando assim na verificação da abertura de fissuras por não exceder o valor limite ($w_{k,máx}$ = 0,3mm).