

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ELIZANDRO ZILLI
FRANCHUBERT BORTOLOTI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE UMA ESTRUTURA COM
LAJE CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO E UMA
ESTRUTURA COM LAJE PLANA LISA PROTENDIDA: ESTUDO
DE CASO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR NA
CIDADE DE PATO BRANCO - PR**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2013

ELIZANDRO ZILLI
FRANCHUBERT BORTOLOTI

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE UMA ESTRUTURA COM LAJE
CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO E UMA ESTRUTURA COM LAJE
PLANA LISA PROTENDIDA: ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR NA CIDADE DE PATO BRANCO - PR**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus* Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

PATO BRANCO

2013



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE UMA ESTRUTURA COM LAJE CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO E UMA ESTRUTURA COM LAJE PLANA LISA PROTENDIDA: ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR NA CIDADE DE PATO BRANCO-PR

ELIZANDRO ZILLI
e
FRANCHUBERT BORTOLOTI

Aos 15 dias do mês de agosto do ano de 2013, às 10h, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº 24-TCC/2013.

Orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof^a Dr^a. HELOIZA A. P. BENETTI (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (DACOC / UTFPR-PB)

Aos meus pais Sérgio Luiz Bortoloti e Debora Canever Bortoloti pelo incentivo, apoio e compreensão durante a graduação, e também aos meus irmãos Francisco Eduardo Bortoloti e Ricardo Bortoloti.

Franchubert Bortoloti

À memória dos meus pais João Zilli e Terezinha Schlichmann Zilli. Aos meus irmãos Eliédson Cleber Zilli, Eliandro Zilli e irmãs Elidianara Cristina Zilli e Eliziane Claize Zilli, exemplo de força, garra e determinação e ao meu cunhado Cleiton Dalponte.

Elizandro Zilli

AGRADECIMENTOS

A Deus e família, pois sem eles não seria possível atingir esse objetivo.

Ao prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, por acreditar e confiar na nossa capacidade perante o estudo proposto.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná, pela estrutura disposta no decorrer da graduação.

Ao Departamento Acadêmico de Construção Civil e todo o corpo docente, em especial aos professores Drs. da banca: Heloiza A. P. Benetti e Rogério Carrazedo, pelo apoio e correção deste trabalho e a professora Dra. Elizangela Marcelo Siliprandi pela condução do trabalho.

Ao Eng. Julio Cesar Barzotto, responsável pelo cálculo estrutural em laje plana lisa protendida do edifício do estudo, o qual nos forneceu o projeto do pavimento tipo para obter os quantitativos de materiais.

Ao Eng. Leandro Ceni de Oliveira, responsável pela execução do edifício em questão, que nos possibilitou fazer o acompanhamento da obra durante o período deste trabalho.

A todos os demais envolvidos, fica o nosso agradecimento.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes” (Marthin Luther King).

RESUMO

ZILLI, Elizandro. BORTOLOTTI, Franchubert. **Estudo comparativo entre uma estrutura com laje convencional em concreto armado e uma estrutura com laje plana lisa protendida: Estudo de caso de um edifício residencial multifamiliar na cidade de Pato Branco - PR.** 2013. 133 f. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2013.

Este trabalho tem por finalidade um estudo de caso em que se realiza o comparativo dos quantitativos de materiais utilizados em duas soluções estruturais para uma mesma edificação, em concreto armado e em concreto protendido. A estrutura em concreto protendido foi concebida em lajes planas lisas protendidas com a utilização de cordoalhas engraxadas. Já a estrutura convencional em concreto armado é composta pelo sistema laje-viga-pilar. Para o estudo obteve-se o quantitativo de materiais do projeto estrutural do pavimento tipo da estrutura em concreto protendido calculada no software CAD/TQS e realizou-se o redimensionamento da estrutura em concreto armado, a partir da modelagem da estrutura no software SAP2000 para a obtenção dos esforços solicitantes e análise da estabilidade global da estrutura, seguindo as prescrições da NBR 6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Neste caso específico, o consumo de aço e fôrmas de madeira para a laje plana lisa protendida foram próximos ao projeto em concreto armado. Já no consumo de concreto, a estrutura em concreto protendido apresentou um percentual de cinquenta por cento maior à laje convencional.

Palavras-chave: Laje plana lisa protendida. Estrutura convencional em concreto armado. *Software* CAD/TQS. *Software* SAP2000. NBR 6118:2003.

ABSTRACT

ZILLI, Elizandro. BORTOLOTTI, Franchubert. **Comparative study of a structure with reinforced concrete conventional slab and a structure with prestressed flat plan slab: Case study of a multifamily residential building in the city of Pato Branco - PR.** 2013. 133 f. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2013.

This work has the purpose of making a comparative study of the amount of materials used in the design of a multifamily residential building using two different methods: structure with reinforced concrete slabs, and structure with prestressed flat slabs. The structure with prestressed slabs uses greased chordae. Already, the conventional solution with reinforced concrete is composed by columns, beams and slabs. The main goal of this work is to make a comparative study of the amount of materials used in each of the floor-type for each case, considering that the original project of the building, designed for prestressed slabs, was developed with the support of a structural design software, called CAD/TQS, then the floor-type was redesigned for a solution with columns, beams and reinforced concrete slabs, in which the structural analysis for getting the stresses of the elements and the global stability of the building was developed with the support of SAP2000, according to the prescriptions of the Brazilian standard NBR 6118:2003 – Design of Structural Concrete - Procedure. For the building object of this study, the consumption of steel and wood molds for concrete, for the prestressed slab solution, was close to that of the reinforced concrete solution. However, in the consumption of concrete, the prestressed concrete slab presented at about fifty percent higher than the conventional slab.

Keywords: Prestressed flat slabs. Reinforced concrete slabs. Software CAD/TQS. Software SAP2000. NBR 6118:2003.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Organograma das etapas do trabalho.....	17
Figura 2 – Setores de aplicação de aços em concreto protendido.....	24
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto	25
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.....	28
Figura 5 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	29
Figura 6 – Relação entre os tipos de protensão e níveis de protensão.....	32
Figura 7 – Sistema de ancoragem com bloco e cunha	34
Figura 8 – Sistema de ancoragem com rosca e porca.....	34
Figura 9 – Sistemas de ancoragem passiva	35
Figura 10 – Perda de protensão por atrito.....	35
Figura 11 – Vãos teóricos L_x e L_y	49
Figura 12 – Localização da edificação de estudo.....	54
Figura 13 – Planta baixa edifício Adão de Oliveira.....	55
Figura 14 – Corte oeste-leste do edifício em estudo	56
Figura 15 – Planta de fôrmas em Concreto Protendido	57
Figura 16 – Vista em perspectiva do edifício em estudo	58
Figura 17 – Elemento SHELL.....	61
Figura 18 – Dimensões em projeção da edificação.....	66
Figura 19 – Lançamento das ações horizontais devido ao vento.....	67
Figura 20 – Altura da laje	69
Figura 21 – Pré-dimensionamento de Pilares	71
Figura 22 – Planta de fôrmas em CA (sem escala).....	73
Figura 23 – Consideração da rigidez equivalente	77
Figura 24 – Momentos negativos nas Lajes.....	88
Figura 25 – Momentos positivos nas lajes	89
Figura 26 – Momentos fletores nas vigas do pavimento	91
Figura 27 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento tipo	92
Figura 28 – Verificação do estado limite de serviço	93
Figura 29 – Relação de custo entre CP e CA para uma edificação com lajes superiores a 7 metros de vão.....	100
Figura 30 – Relação entre CA e CP em função do Vão	101

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Mercado de aplicação do concreto protendido	22
Gráfico 2 – Distribuição do aço no mercado brasileiro na média dos últimos 12 meses.....	23
Gráfico 3 – Mercado de vendas de cordoalha no Brasil no período 2007-2013.....	23
Gráfico 4 – Índices representativos para o aço das lajes SAP2000 x Bares	97
Gráfico 5 – Índices representativos dos quantitativos de materiais	98
Gráfico 6 – Consumo dos materiais para a solução em CP em relação a CA	99

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas

CA – Concreto armado

CAA – Classe de agressividade ambiental

CP – Concreto protendido

ELS-D – Estado limite de descompressão

ELS-DP – Estado limite de descompressão parcial

ELS-F – Estado limite de formação de fissuras

ELS-W – Estado limite de abertura das fissuras

LPLP – Laje plana lisa protendida

NBR – Norma brasileira

NLF – Não-linearidade física

NLG – Não-linearidade geométrica

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Exigências e níveis de protensão segundo a NBR 6118.....	32
Tabela 2 – Resumo da armadura passiva do pavimento tipo.....	59
Tabela 3 – Resumo da armadura ativa e de ancoragem do pavimento tipo	59
Tabela 4 – Volume de concreto e área de fôrmas do pavimento tipo	59
Tabela 5 – Ações devido ao vento na edificação	68
Tabela 6 – Pré-dimensionamento dos pilares	72
Tabela 7 – Peso estimado de cada pavimento.....	79
Tabela 8 – Deslocamentos máximos em cada direção	80
Tabela 9 – Forças de arrasto em cada pavimento	82
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais na direção de x: ações horizontais	83
Tabela 11 – Deslocamentos horizontais na direção de y: ações horizontais	84
Tabela 12 – Deslocamentos horizontais nas direções x e y: ações verticais	84
Tabela 13 – Armadura positiva e negativa para as lajes.....	94
Tabela 14 – Armadura longitudinal e transversal das vigas	94
Tabela 15 – Volume de concreto e área de fôrmas para vigas e lajes.....	95
Tabela 16 – Armadura positiva e negativa pelas tabelas de bares	95

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	17
1.1.1	Objetivo Geral	17
1.1.2	Objetivos Específicos	18
1.2	JUSTIFICATIVA	18
2	CONCRETO PROTENDIDO	20
2.1	HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO.....	20
2.2	DEFINIÇÕES PARA PROTENSÃO	20
2.3	O MERCADO BRASILEIRO DA PROTENSÃO	22
2.4	CONCRETO PARA ESTRUTURAS PROTENDIDAS	24
2.5	AÇOS PARA CONCRETO PROTENDIDO	26
2.5.1	Armadura Ativa (Aço de Protensão).....	26
2.5.2	Armadura Passiva	29
2.6	TIPOS E NÍVEIS DE PROTENSÃO.....	30
2.7	ANCORAGEM DA ARMADURA DE PROTENSÃO	33
2.8	PERDAS DE PROTENSÃO	35
2.8.1	Perdas de Protensão Imediatas	35
2.8.2	Perdas de Protensão Diferidas ou Retardadas	36
2.9	ESTADOS LIMITES	37
2.9.1	Estados Limites de Serviço (ou de Utilização)	39
2.9.2	Estado Limite Último	40
2.10	LAJES PROTENDIDAS	41
2.10.1	Lajes Planas Lisas Protendidas Pós-Tracionadas Sem Aderência	41
3	CONCRETO ARMADO	44
3.1	HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO.....	44
3.2	DEFINIÇÕES: CONCRETO ARMADO	45

3.3	CONCRETO PARA ESTRUTURAS ARMADAS	45
3.4	AÇOS PARA CONCRETO ARMADO	45
3.5	LAJES	46
3.5.1	Lajes convencionais em Concreto Armado (lajes maciças)	46
3.5.2	Critérios para o dimensionamento de lajes maciças	47
3.6	VIGAS	51
3.7	PILARES	52
4	PROJETO EM CONCRETO PROTENDIDO	54
4.1	QUANTITATIVOS DE MATERIAIS PARA O PROJETO EM LPLP DO PAVIMENTO TIPO.....	58
5	PROJETO EM CONCRETO ARMADO.....	60
5.1	MODELAGEM PELO SAP2000	60
5.1.1	Considerações preliminares.....	62
5.1.2	Ações variáveis e permanentes na estrutura	63
5.1.3	Ações do vento na estrutura	64
5.1.4	Pré-dimensionamento dos elementos	68
5.1.5	Combinações de carregamento	74
5.1.6	Análise da estabilidade global em edifícios de Concreto Armado	75
5.1.7	Resultados dos esforços obtidos no SAP2000	87
5.1.8	Verificação do estado limite de serviço no SAP2000	93
5.2	QUANTITATIVOS DE MATERIAIS PARA O PROJETO EM CONCRETO ARMADO COM OS ESFORÇOS OBTIDOS DO SOFTWARE SAP2000.....	94
5.3	CÁLCULO DOS ESFORÇOS PELAS TABELAS DE BARES.....	95
5.3.1	Quantitativos de materiais para o projeto em Concreto Armado com os esforços obtidos pelas tabelas de Bares.....	95
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	96
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	102

REFERÊNCIAS.....	104
APÊNDICE A – Compatibilização dos Momentos Negativos das lajes	113
APÊNDICE B – Compatibilização dos Momentos Positivos das lajes.....	114
APÊNDICE C – Cálculo da armadura positiva das lajes – M_x	115
APÊNDICE D – Cálculo da armadura positiva das lajes – M_y	116
APÊNDICE E – Cálculo das armaduras Negativas das lajes	117
APÊNDICE F – Cálculo das armaduras longitudinais das vigas	118
APÊNDICE G – Cálculo das armaduras transversais das vigas	122
APÊNDICE H – Detalhamento das armaduras positivas das lajes – M_x	124
APÊNDICE I – Detalhamento das armaduras positivas das lajes – M_y	125
APÊNDICE J – Detalhamento das armaduras negativas das lajes.....	126
APÊNCIDE K – Detalhamento das armaduras negativas determinadas através das tabelas de Bares	127
APÊNCIDE L – Detalhamento das armaduras positivas determinadas através das tabelas de Bares	128
APÊNDICE M – Planta de fôrmas e armadura negativa	129
APÊNDICE N – Planta de armadura positiva.....	130
APÊNDICE O1 – Detalhamento longitudinal e transversal das vigas	131
APÊNDICE O2 – Detalhamento longitudinal e transversal das vigas	132

1 INTRODUÇÃO

O sistema estrutural com a utilização da protensão é um exemplo do avanço na construção civil. Inicialmente objetivava-se o melhoramento das propriedades do concreto, até que surge a ideia de submeter a peça de concreto ao efeito da protensão, dando origem ao que conhecemos hoje de Concreto Protendido (CP). A partir de 1923, em Nebraska nos EUA, R.H. Dill reconhece que o êxito da protensão consiste na utilização de fios de aço de alta resistência sob elevadas tensões para superar as perdas de protensão.

Essa técnica de se conceber a estrutura vem até hoje sofrendo algumas melhorias com o desenvolvimento de materiais e métodos que atendam principalmente os requisitos das normas locais.

Hoje, a tecnologia para a protensão conta com o emprego de materiais de altas resistências (aço e concreto) e empresas especializadas na confecção de cabos, sistemas de ancoragens e execução da protensão (LEONHARDT, 1983).

Uma estrutura de concreto pode receber a protensão das mais diversas formas, podendo ser empregada em elementos de fundações, tais como os *radiers* e estacas pré-moldadas protendidas, bem como em elementos da estrutura, como vigotas protendidas, lajes alveolares, vigas e pilares solicitados à flexocompressão, além de poder ser utilizado em pisos industriais.

A crescente aplicabilidade da protensão se dá em lajes planas, sobretudo em lajes planas lisas com o emprego de cordoalhas engraxadas, em que não ocorre a aderência entre o concreto e o aço de protensão (LOPES, 2013).

O sistema estrutural que emprega lajes planas lisas protendidas (LPLPs) apresenta grandes vantagens em relação ao sistema convencional em concreto armado (CA). Entre os aspectos construtivos, o sistema apresenta um processo mais racional, que agiliza e simplifica a execução de diversas etapas como a produção e montagem de fôrmas, confecção de armaduras, concretagem e execução das instalações. Quanto aos aspectos arquitetônicos, esse sistema estrutural permite um maior pé-direito disponível do pavimento, presença de tetos lisos com maior liberdade na definição dos espaços, maior esbeltez e melhores condições de ventilação e iluminação (MELLO, 2005).

No entanto, a técnica de se protender uma estrutura encontra algumas barreiras, sendo muitas vezes, ditas como uma solução economicamente inviável

em relação às estruturas convencionais de concreto armado. Isso é justificado pela carência de literatura técnica referente a estudos de comparações que sirvam de subsídio aos profissionais e ao meio acadêmico para a concepção estrutural, fazendo com que os projetistas, arquitetos e calculistas, mantenham-se conservadores e acabem optando pelas estruturas convencionais em concreto armado. Portanto, tem-se o impasse: será que as estruturas de concreto protendido apresentam melhor viabilidade (técnica e econômica) em relação às estruturas convencionais de Concreto Armado?

Dessa forma, este trabalho visa realizar um estudo comparativo entre duas soluções propostas para um mesmo projeto do pavimento tipo, sendo uma solução em laje convencional de concreto armado e a outra solução uma estrutura em laje plana lisa protendida, referentes a um edifício residencial multifamiliar na cidade de Pato Branco.

O edifício objeto do estudo foi projetado originalmente com o emprego de laje plana lisa protendida (LPLP), cujo projeto estrutural foi elaborado pelo Engenheiro Civil Julio Cesar Barzotto. Levando-se em consideração as mesmas condições de projeto, realizou-se o redimensionamento da laje do pavimento tipo com o emprego de laje convencional em concreto armado, calculando e comparando o consumo de materiais utilizado para ambos os métodos.

No dimensionamento da laje em concreto armado, a análise estrutural foi realizada a partir da modelagem do edifício Adão de Oliveira, utilizando o software de elementos finitos SAP2000 para obtenção dos esforços e dimensionamento dos elementos. Posteriormente, com a finalidade de comparar os resultados, determinou-se os esforços nas lajes pelo método aproximado das Tabelas de Bares e realizou-se o dimensionamento das armaduras das lajes.

O trabalho está dividido em seis partes. Na primeira e na segunda etapa é feita a revisão bibliográfica a respeito de estruturas em concreto protendido, para maior compreensão desse sistema estrutural, e do concreto armado para o sistema convencional, respectivamente. Visando a obtenção dos resultados, foi feito um tópico apresentando a metodologia utilizada no trabalho e em seguida são expostos os resultados obtidos no estudo de caso. Em seguida, faz-se a discussão dos resultados, com as devidas inferências inerentes ao estudo. A sexta parte consiste nas considerações finais do trabalho, avaliando-se os pontos positivos e negativos

deste estudo, e a sua contribuição no setor construtivo da indústria da construção civil.

Na Figura 1 são apresentadas, através de um organograma, as etapas realizadas no trabalho para atingir aos objetivos propostos.

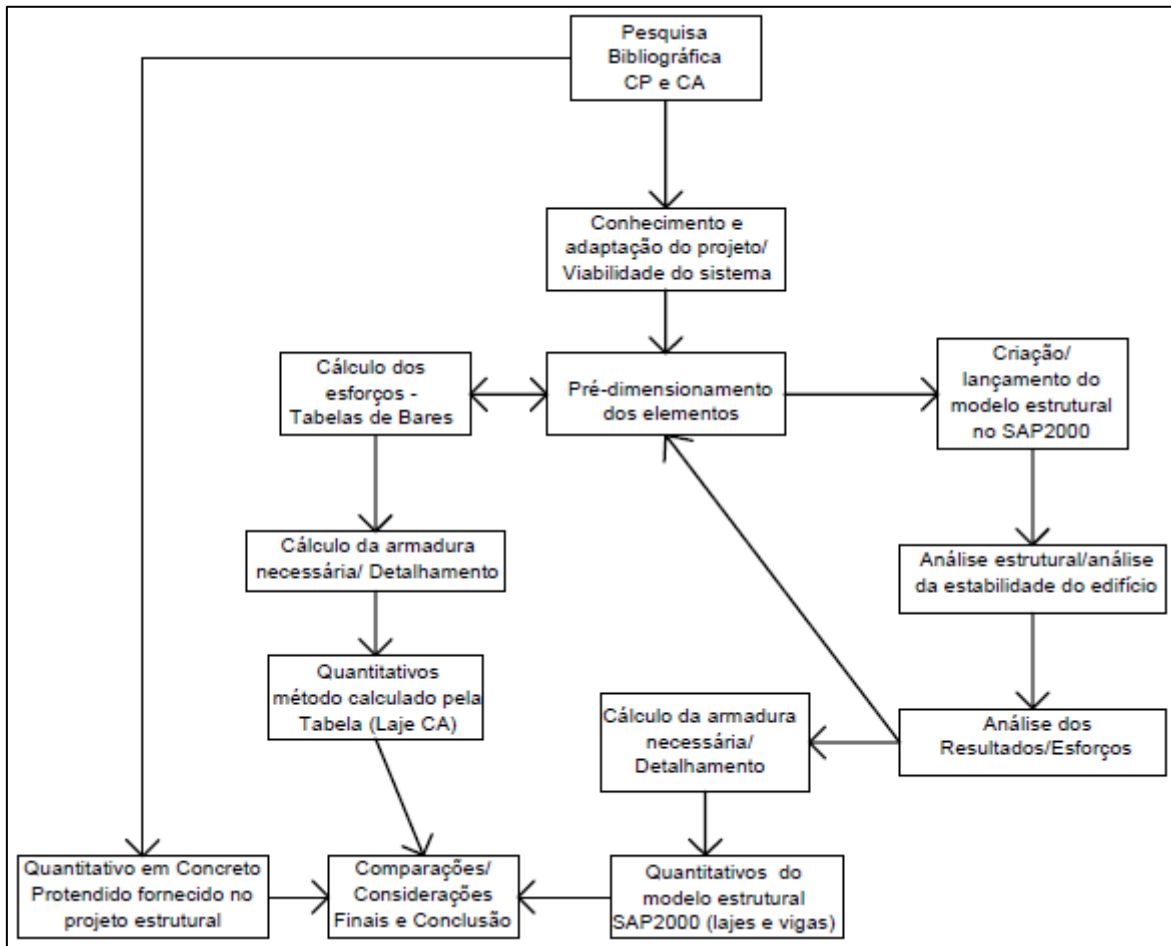


Figura 1 – Organograma das etapas do trabalho
Fonte: Autores, 2013

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O trabalho tem por objetivo apresentar um estudo de caso em um edifício residencial multifamiliar na cidade de Pato Branco, fazendo um comparativo entre um pavimento com laje convencional em CA e um pavimento com LPLP, com os respectivos levantamentos dos quantitativos de materiais empregados de acordo com o sistema estrutural empregado.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Revisão bibliográfica sobre estruturas de CA e CP;
- Interpretação do dimensionamento de uma estrutura em CP;
- Redimensionamento de uma estrutura originalmente concebida em CP para a utilização em CA;
- Levantamento do consumo de materiais para ambos os sistemas estruturais, CP e CA.

1.2 JUSTIFICATIVA

A técnica de se empregar o aço de protensão para o melhoramento das propriedades resistentes do concreto utilizadas em estruturas mostra-se uma excelente alternativa entre os sistemas estruturais disponíveis atualmente no mercado da construção civil. Porém, a técnica do CP é ainda pouco utilizada em projetos de edificações na região sudoeste do Paraná, especialmente na cidade de Pato Branco, foco do estudo.

O CP é um sistema empregado em construções há quase um século em diversos países da Europa, Ásia e na América do Norte, principalmente nos Estados Unidos da América. Contudo, no Brasil, o mesmo é pouco utilizado na construção das edificações comparado com o sistema estrutural mais empregado, isto é, o concreto armado (NASCIMENTO, 2004; ALMEIDA FILHO, 2002).

O estudo tem sua originalidade, pois no Brasil existem poucas bibliografias que fazem a análise comparativa entre esse sistema construtivo com armadura protendida e pelo sistema convencional em CA, que poderá, portanto, ser utilizada por profissionais da área como subsídio, seja na concepção estrutural de seus projetos, na estrutura de LPLPs ou aquelas convencionais, bem como de ferramenta comparativa a trabalhos acadêmicos.

A relevância do trabalho está atrelada à necessidade dos engenheiros e acadêmicos agregarem ao seu conhecimento a importância de uma estrutura em CP, que resultam em construções arrojadas e mais leves, rápidas e que atendam aos critérios de projeto arquitetônico com mais facilidade.

Da comparação entre um dos diversos modos de utilizar o CP em relação ao CA, compreende-se que esse ponto de referência pode ser uma condição de optarmos em construir de uma maneira diferente, fugindo do conservadorismo que nos cerca perante o CA, dentro da exequibilidade da construção.

A influência deste trabalho poderá ser significativa, se mudanças no sistema construtivo convencional vierem a acontecer, principalmente na cidade de Pato Branco, criando-se uma expectativa desejável e uma perspectiva ambiciosa do futuro na região, com uma difusão maior da técnica em CP.

2 CONCRETO PROTENDIDO

2.1 HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO

O efeito de protensão é utilizado desde os tempos mais remotos quando eram utilizados faixas metálicas para envolver rodas de carroças e também barris, resultado em um estado prévio de tensão e aumentando a resistência desses elementos (HANAI, 2005).

Somente no final do século XIX é que se tem o primeiro registro intencional de utilização da protensão no concreto. Nesse período algumas patentes e ensaios são realizados com a finalidade de protender elementos de concreto, porém, sem êxito devido à utilização de aços de resistência comum aos utilizados em CA, que perdiam seu efeito de protensão devido à fluência e retração do concreto. A descoberta da funcionalidade de aços de alta resistência para a confecção de peças de CP ocorre na década de 20 por R.H. Dill de Nebraska (LEONHARDT, 1983).

Em 1928, o Engenheiro Francês Eugene Freyssinet, a partir de estudos feitos sobre a fluência e a retração do concreto formulou hipóteses fundamentais e corretas para a obtenção do êxito na protensão do concreto, patenteando um sistema com utilização de tensões no aço superiores a 400 MPa (LEONHARDT, 1983). Em 1930 Freyssinet, reconhecido como 'o pai' do CP, já utilizava resistência para o concreto de 34 MPa e para o aço de 1380 MPa, (XERCAVINS, DEMARTHE e SHUSHKEWICH, 2008, p. 7).

No Brasil, a primeira obra com a utilização do CP foi a Ponte do Galeão, que liga a Ilha do Governador à Ilha do Fundão, no Rio de Janeiro, concluída em 1949, sendo, na época, a maior ponte em CP do mundo, com 380 metros de comprimento, utilizando o sistema Freyssinet. Tudo foi importado da França: projetos, equipamentos, ancoragens e cabos de aço. Em 1952 a companhia Siderúrgica Belgo-Mineira começa a produção de aço de protensão (NASCIMENTO, 2004, p. 23; ALMEIDA FILHO, 2002, p. 6).

2.2 DEFINIÇÕES PARA PROTENSÃO

Leonhardt (1983, p.3) explica que devido à deficiência do concreto em relação aos esforços de tração, desde o início se pensou em colocar sob efeito de

compressão as zonas tracionadas das estruturas de concreto por meio da protensão. De acordo com Carvalho (2012, p.12), o CP pode ser considerado como um “concreto armado”, em que parte ou quase a totalidade da armadura é ativa, para provocar solicitações contrárias às atuantes na estrutura, de forma a haver uma compensação dos esforços.

Como sugerido pelo próprio termo ‘protendido’, Pfeil (1984, p.1) define a protensão como “artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações”.

A antiga norma brasileira para projetos de estruturas de CP NBR 7197 (ASSOCIAÇÃO, 1989, p. 2) define uma peça de CP como:

Aquele que é submetida a um sistema de forças especialmente e permanentemente aplicadas, chamadas forças de protensão e tais que, em condições de utilização, quando agirem simultaneamente com as demais ações, impeçam ou limitem a fissuração do concreto.

Nessa mesma linha de pensamento, quando combinado as ações sobre a estrutura e o esforço imposto pela protensão, Hanai (2005, p.3), expõe que a protensão pode ser encarada como uma forma artificial de se criar reações permanentes às ações que sejam adversas ao uso de uma estrutura.

Na atual norma da ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 4) que substitui a NBR 7197 os elementos de CP são definidos como:

Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

Como é possível observar nas definições, na antiga norma brasileira de CP a preocupação é estritamente em relação ao melhoramento das condições de utilização de determinada estrutura. Na atual norma já é possível observar, além daquelas em relação à utilização, do aproveitamento dos materiais, em específico, o aço de alta resistência, ou seja, da capacidade última do material.

2.3 O MERCADO BRASILEIRO DA PROTENSÃO

De acordo com informações obtidas da empresa Belgo Bekaert Arames, através do gerente de produtos do departamento de marketing Daniel Lopes Garcia, cuja empresa tem parceria com a ArcelorMittal S.A, respectivamente um elo da maior empresa produtora de arame do mundo, o mercado de cordoalhas no Brasil gira em torno de 70.000 toneladas por ano, compreendendo-se todos os produtos, ou seja, cordoalha nua, cordoalha engraxada e fios de protensão (LOPES, 2013).

Por outro lado, de acordo com o Instituto Aço Brasil (2013), a produção de aço ferro-gusa para vendas nos últimos 12 meses foi de 23,46 milhões de toneladas, enquanto que para a produção de Aço Bruto a produção representou 34,15 milhões de toneladas no período¹.

As fatias de aplicações para o mercado de protensão, segundo Lopes (2013) é apresentado no Gráfico 1:

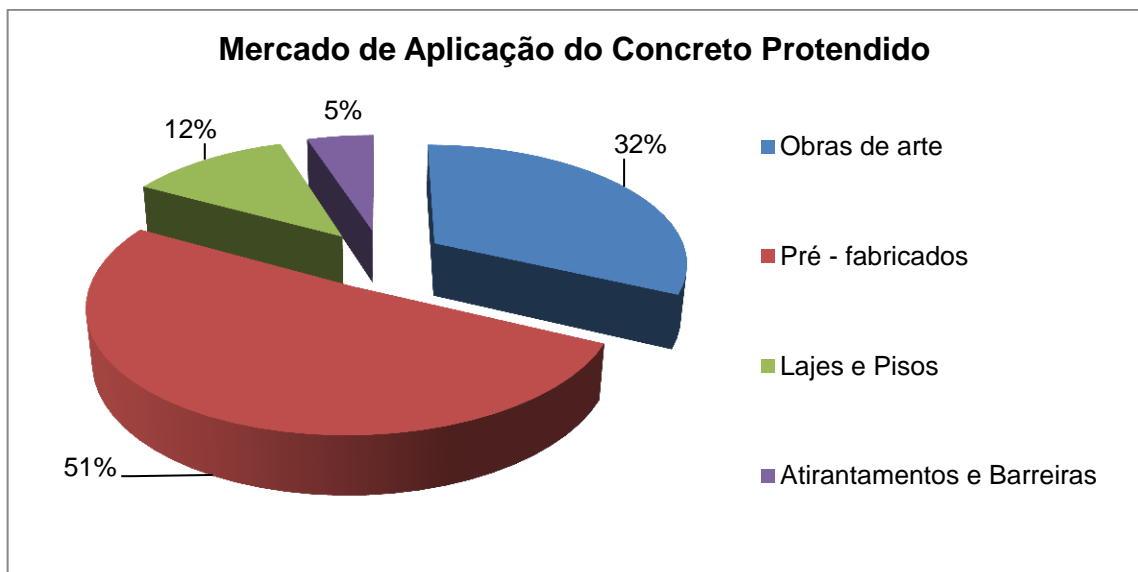


Gráfico 1 – Mercado de aplicação do concreto protendido
Fonte: Adaptado de Lopes (2013)

Para o mercado de produção nacional, de acordo com o Instituto Aço Brasil, tem-se uma segmentação do percentual destinado à armadura ativa e passiva, conforme é apresentado no Gráfico 2 :

¹ Dados referentes ao mês de junho de 2013.

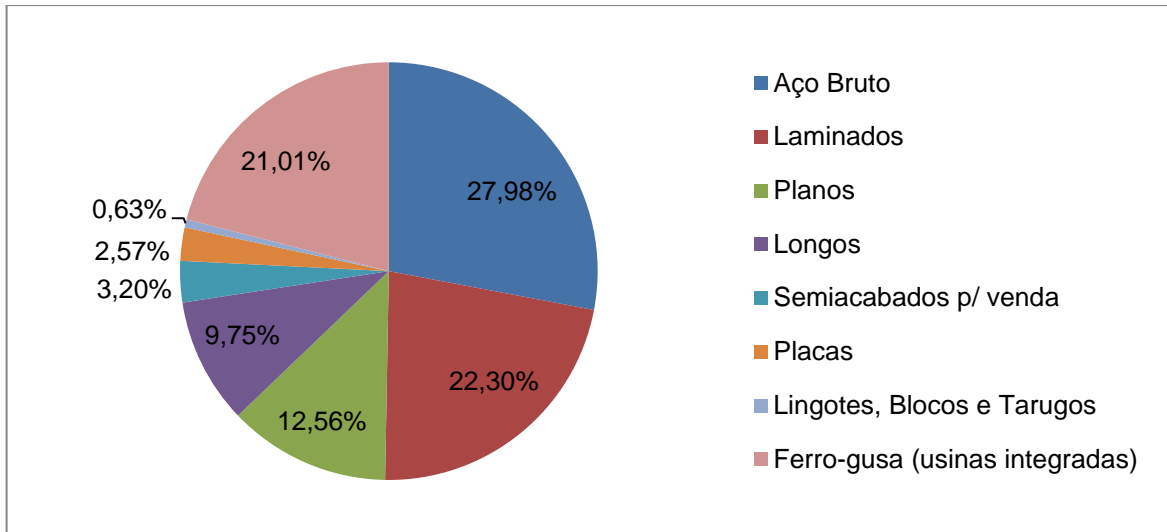


Gráfico 2 – Distribuição do aço no mercado brasileiro na média dos últimos 12 meses
 Fonte: Instituto Aço Brasil (Jun. 2013)

Com a evolução do mercado da construção civil atrelada à redução de mão de obra, bem como do reaproveitamento de fôrmas e escoramentos, agilidade, redução do ciclo de concretagem e os maiores benefícios construtivos, houve uma grande evolução do consumo de cordoalhas engraxadas no Brasil, conforme pode ser observado no Gráfico 3 segundo as informações de Lopes (2013):

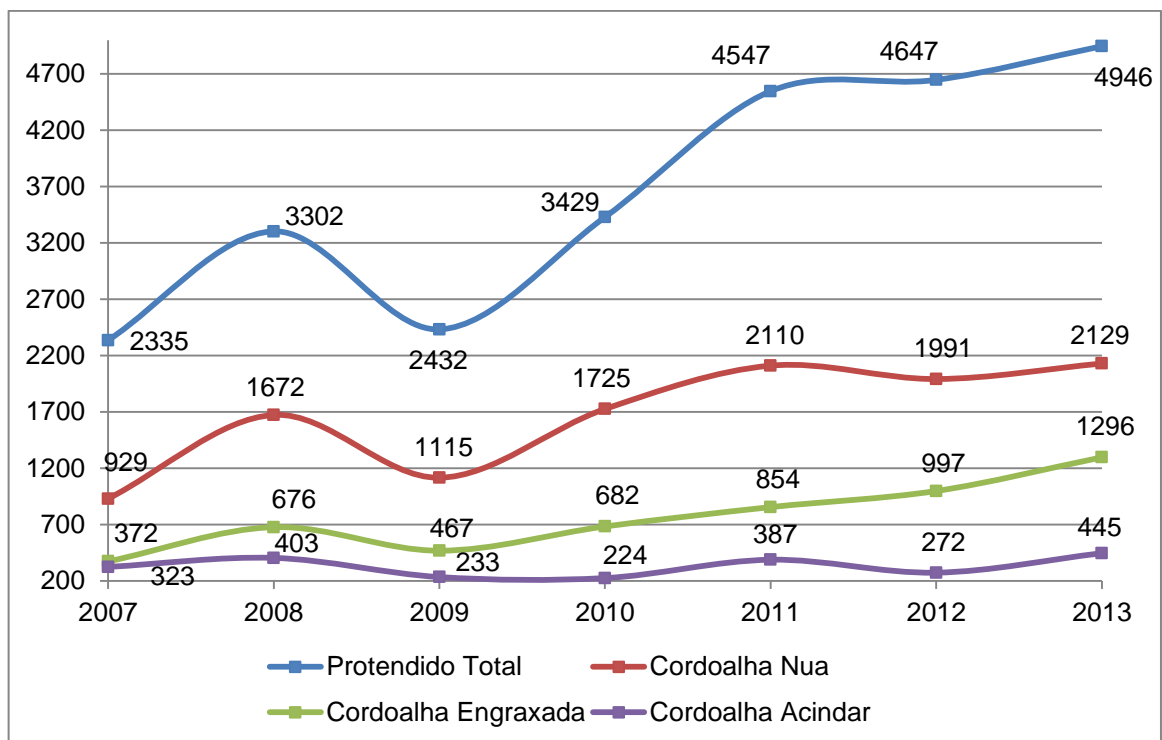


Gráfico 3 – Mercado de vendas de cordoalha no Brasil no período 2007-2013
 Fonte: Lopes (2013)

O conhecimento das áreas de aplicação do aço para CP é importante. Por isso, Lopes (2013) dispôs um organograma que apresenta a utilização de CP para as diversas áreas de interesse na construção civil:

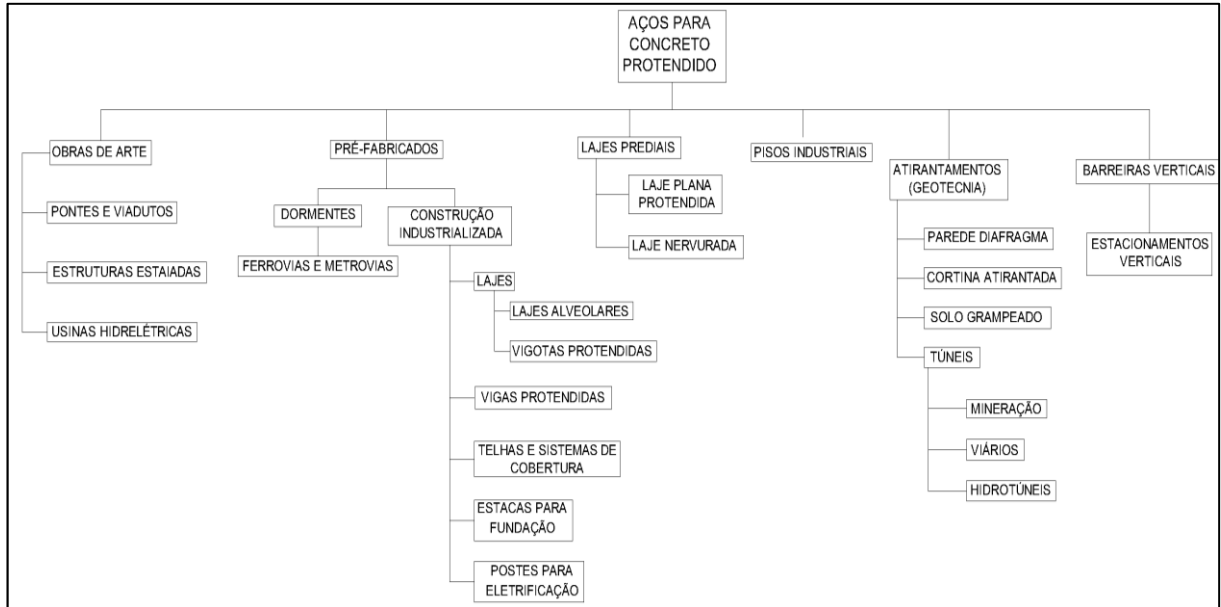


Figura 2 – Setores de aplicação de aços em concreto protendido
Fonte: Lopes (2013)

Um dado estatístico de relevância informado por Lopes (2013) é relativo ao crescimento do uso de cordoalhas engraxadas, onde em 2007 teve-se um consumo de 372 toneladas por mês enquanto que no ano de 2013 a previsão é de 1300 toneladas por mês, ou seja, um crescimento de quase 350%.

2.4 CONCRETO PARA ESTRUTURAS PROTENDIDAS

Em peças protendidas, em geral são utilizados concretos de resistência à compressão superior aos utilizados em peças de CA por apresentar maiores valores de resistência e módulo de elasticidade que viabilizem a aplicação da protensão e retirada de escoramentos (EMERICK, 2005).

Segundo Carvalho (2012, p.77), o concreto é uma mistura adequada de cimento, agregado miúdo e graúdo, além da água, o elemento principal que define suas características físicas e mecânicas. De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.22), a massa específica do concreto (ρ_c) quando seco em estufa, compreende entre 2000 kg/m³ à 2800 kg/m³. Ainda se não souber a massa específica real, adota-se para o CA o valor de 2500 kg/m³.

Atualmente, a utilização de aditivos é normal em concreto, pois melhora as condições de aplicação do mesmo. Para Carvalho (2012, p.77), o uso de aditivo permite dar maior trabalhabilidade, retarda a velocidade das reações, bem como proporciona um aumento na resistência.

Conforme NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 22), a classe do concreto para estruturas com armadura ativa (CP) é superior à utilizada em estruturas com armadura passiva (CA), em relação a uma mesma classe de agressividade ambiental. Veríssimo *et al* (1999) expõe que, em estruturas de CP é habitual a utilização de concreto com resistência característica (f_{ck}) entre 30 MPa e 40 MPa.

Uma característica relevante do concreto em uma estrutura é a de resistir aos esforços de compressão. Suas propriedades essenciais são o módulo de elasticidade e sua resistência à compressão. De acordo com o item 8.2.10.1 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.24), quando a tensão aplicada na estrutura for menor que $0,5f_c$ (resistência do concreto à compressão), pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações do concreto, adotando-se o valor secante para o módulo de elasticidade do concreto.

Conforme Carvalho (2012, p. 36), o módulo de elasticidade secante do concreto é utilizado na análise elástica de projeto, especialmente para determinar esforços solicitantes e verificar estados-limites de serviço. O módulo de elasticidade secante do concreto corresponde à 85% do módulo de elasticidade tangente inicial do concreto, que se refere sempre ao módulo cordal a 30% de f_c .

Já para análise do estado limite último, a NBR 6118 permite a utilização do diagrama tensão-deformação idealizado, conforme Figura 3:

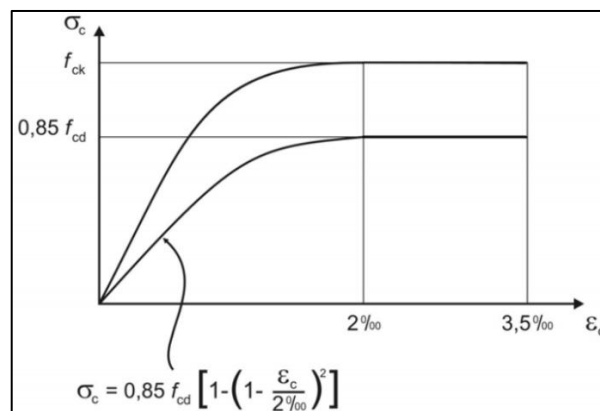


Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.24)

2.5 AÇOS PARA CONCRETO PROTENDIDO

Inicialmente é necessário fazer a distinção entre armadura ativa (de protensão) e armadura passiva. A armadura passiva é toda aquela que não seja usada para produzir forças de protensão, enquanto que a armadura ativa (de protensão) é aquela constituída por barra, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, por meio do alongamento prévio, NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 4).

2.5.1 Armadura Ativa (Aço de Protensão)

Conforme Pfeil (1980, p.29) os aços utilizados para protensão caracterizam-se pela sua elevada resistência e ausência de um patamar de escoamento. Esses aços caracterizam-se por serem mais econômicos, quando comparada a relação entre o custo e o valor da força desenvolvida em cada tipo de aço (comparação entre aços utilizados para CA e CP), devido a sua alta resistência, que pode ser, aproximadamente, três vezes superior aos aços comumente utilizados nas estruturas em CA (CARVALHO, 2012, p. 2; VERÍSSIMO E CÉSAR JR, 1998, p. 25).

Pfeil (1980, p. 29) subdivide as armaduras de protensão em três categorias:

- Fios trefilados de aço carbono – fios com diâmetros variando entre 3 mm e 8 mm, fornecidos em rolos ou bobinas com grandes comprimentos, normalizados através da NBR 7482 (ASSOCIAÇÃO..., 2008a);
- Cordoalhas – constituída por fios trefilados, enrolados em forma de hélice, como uma corda. São também fornecidas em rolos com grande comprimento, constituídas, geralmente, por três ou sete fios, normalizados através da NBR 7483 (ASSOCIAÇÃO..., 2008b);
- Barras de Aço Liga, de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetro superior a 12 mm, fornecidas em peças retilíneas de comprimento limitado.

Os fios e cordoalhas, por serem fornecidos em grandes comprimentos, evitam os problemas relacionados com a emenda da armadura em peças estruturais de grandes vãos. Na construção com CA, o emprego dos aços de alta resistência é proibitivo, devido aos alongamentos excessivos que produziriam grande abertura de

fissuras. No CP este problema é evitado por meio do alongamento prévio da armadura (VERÍSSIMO e CÉSAR JR., 1998, p. 25).

Veríssimo e César Jr. (1998, p. 26) definem as modalidades dos aços de protensão em:

- Aços aliviados ou de Relaxação Normal (RN) – São aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- Aços estabilizados ou de Relaxação Baixa (RB) – São aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação.

Para que se tenha a compreensão da distinção entre as modalidades do aço (tipo de relaxação) o catálogo de produtos Belgo (2010, p.3) apresenta valores para perdas máximas por relaxação após 1.000 horas a 20 °C para carga inicial de 80% da carga de ruptura, sendo de 8,5% para aços de relaxação normal e 3% para aços de relaxação baixa.

Hanai (2005, p. 26) e Veríssimo e César Jr. (1998, p. 27) apresentam as principais propriedades mecânicas dos aços de protensão:

- Resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão (f_{ptk});
- Limite de escoamento convencional do aço de protensão (f_{pyk}). Correspondente à deformação residual (após descarga) de 0,2%, sendo que às vezes esse limite é fornecido com referência a 0,05% ou 0,1%. Para fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual à tensão correspondente à deformação de 1%.
- Valor médio do Módulo de Elasticidade do aço de protensão (E_p). Esse valor é normalmente fornecido pelos fabricantes do aço de protensão, sendo, aproximadamente de 195 GPa para cordoalhas e 205 GPa para fios, sendo permitido, por meio da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 28), no caso de falta de dados mais precisos a adoção do valor de 200 GPa.

A nomenclatura para os aços de protensão é dado pela sigla inicial CP (Concreto Protendido) seguido pelo valor da sua resistência mínima à ruptura por tração em kN/cm² e a modalidade do aço. Portanto, ao discriminar o aço de protensão CP 190 RB, significa dizer “aço para CP com resistência mínima à ruptura

por tração $f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$ (1900 MPa) de baixa relaxação” (VERÍSSIMO e CÉSAR JR., 1998, p.27).

Para o cálculo nos estados-limite de serviço e último, a NBR 6118 permite utilizar o diagrama simplificado de tensão-deformação do aço de protensão, apresentado na Figura 4.

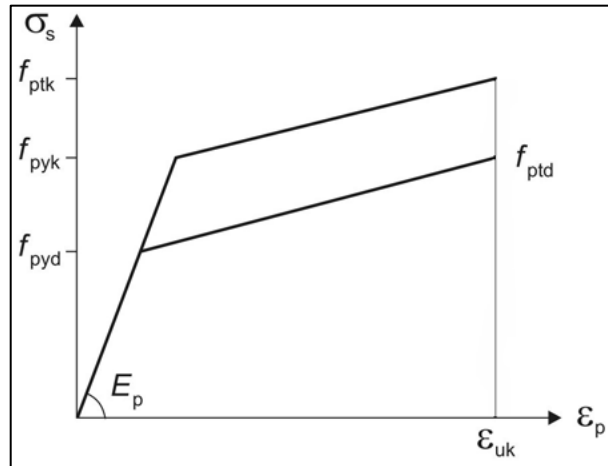


Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.28)

Por ocasião da protensão, a NBR 6118 estipula valores máximos para as tensões aplicadas aos cabos de protensão:

- Para armaduras pré-tracionada:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{Aços de Relaxação Normal (RN)}$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,85 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{Aços de Relaxação Baixa (RB)}$$

- Para armadura pós-tracionada:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 f_{ptk} \\ 0,87 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{Aços de Relaxação Normal (RN)}$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 f_{ptk} \\ 0,82 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{Aços de Relaxação Baixa (RB)}$$

2.5.2 Armadura Passiva

Conforme Pfeil (1984, p. 13) as armaduras passivas utilizadas em CP são geralmente formadas por vergalhões, os mesmos utilizados em estruturas de CA, que aqui são denominadas de convencionais ou suplementares. Assim, possuem a mesma designação dada para as armaduras utilizadas em concreto armado pelas siglas CA (Concreto Armado) seguido de sua resistência característica ao escoamento (f_{yk}) em kN/cm².

Os aços para armadura passiva, comumente empregados e disponíveis na indústria da construção civil atualmente são: CA 50, utilizada para fins estruturais, CA 60 utilizando para armadura transversal, e CA 25 para malhas em pisos como barras de transferência. A NBR 7480 (ASSOCIAÇÃO..., 2007) exige que as barras de CA 25 e CA 50 devem ser fabricadas por meio de laminação e os fios de CA 60 por meio da trefilação do aço.

As principais propriedades mecânicas do aço para armadura passiva são as mesmas citadas para aquelas em armadura ativa, sendo:

- Tensão limite de escoamento, real ou convencional (f_{yk});
- Resistência característica à ruptura (f_{stk});
- Módulo de Elasticidade (E_s). Na falta de dados experimentais a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO... 2003a, p.26) permite a adoção do valor de 210 GPa.

Assim como para as armaduras ativas, a NBR 6118 admite, para os cálculos nos estados-limite de serviço e último, o emprego do diagrama simplificado tensão-deformação, conforme Figura 5.

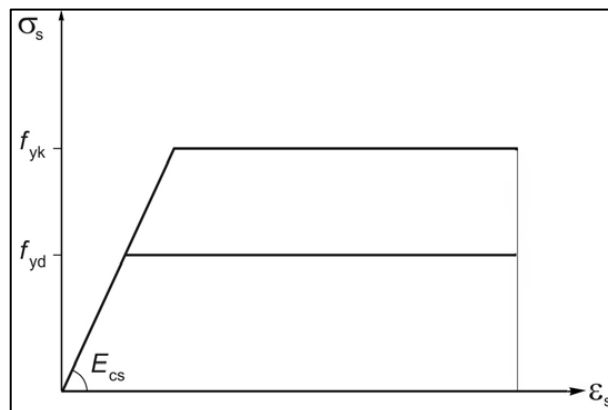


Figura 5 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO... 2003, p. 27)

2.6 TIPOS E NÍVEIS DE PROTENSÃO

É importante ter claro a distinção entre o tipo de protensão e o nível de protensão a ser utilizada.

Conforme exposto em (CARVALHO, 2012), os tipos de protensão podem ser relacionados de acordo com o processo de concretagem e a forma de aderência entre a peça a ser protendida e a armadura de protensão. Com relação à aderência os tipos de protensão são classificados em aderência inicial, posterior e sem aderência e o processo de concretagem em pré-tração ou pós-tração. A mesma classificação é feita na NBR 6118 em seus itens 3.1.7 à 3.1.9.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.4) a protensão por pré-tração, com aderência inicial, é aquela em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, havendo ligação da armadura de protensão com os referidos apoios, que são desfeitos após o endurecimento do concreto. A ancoragem da armadura no concreto ocorre por meio da aderência. Para Carvalho (2012, p.14), esse tipo de protensão é aquela em que a aderência entre a armadura e o concreto ocorre logo quando se inicia o lançamento do concreto.

Já a protensão por pós-tração e com aderência posterior é aquela em que a aderência entre a armadura e o concreto ocorre posteriormente à execução da protensão, isto é, quando o concreto encontra-se em seu estado endurecido, protende-se a armadura e injeta-se a nata de cimento na bainha, criando uma aderência no conjunto concreto, bainha, nata e armadura (CARVALHO, 2012, p.14). É definida pela NBR 6118 como o pré-alongamento da armadura ativa, realizada após o endurecimento do concreto, onde a aderência entre o concreto e a armadura é feita através da injeção de nata de cimento nas bainhas.

Por fim, a protensão por pós-tração e sem aderência é definido pela NBR 6118 como o resultado do pré-alongamento da armadura, realizado após o endurecimento do concreto. Esse tipo de protensão é o caso em que a armadura só estará solidária ao concreto na região das ancoragens (CARVALHO, 2012, p. 14).

Com relação aos níveis de protensão, isso se refere ao efeito final da força de protensão sobre uma determinada peça estrutural, sendo classificadas em: protensão total (ou completa), parcial e limitada (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.35).

Segundo Fusco (2008, p. 210) a protensão completa é aquela em que o grau de protensão² corresponde a 100%, onde, em condições de serviço, na seção transversal mais solicitada à flexão, não será ultrapassado o estado limite de descompressão, sendo este o estado em que um ou mais pontos da seção transversal a tensão é nula, não havendo tensões de tração no restante da seção (VERISSÍMO et al, 1999).

Já para a protensão limitada são admitidas tensões moderadas de tração em serviço, considerando-se uma probabilidade muito pequena de fissuração do concreto, que, se por eventualidade venham a ocorrer, devido à ação de uma sobrecarga transitória, as mesmas venham a se fechar após a passagem da carga, pois as seções permanecem comprimidas devido ao efeito das ações quase permanentes (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.40).

E por último, na protensão parcial, é também admitida tensões de tração no concreto, porém de maiores intensidades em relação à protensão limitada, que ocasionam a formação de fissuras de maiores aberturas no concreto. No entanto essas fissuras devem ser controladas, não sendo admitidas aberturas superiores a 0,2 mm para combinações frequentes de ações em serviço (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.41).

Os níveis de protensão, segundo a redação da antiga norma NBR 7197 (ASSOCIAÇÃO..., 1989) eram relacionados aos estados limites de fissuração do concreto, ou seja, deve-se analisar o comportamento do elemento estrutural devido às fissuras que serão formadas a partir da aplicação da tensão de protensão. Segundo Carvalho (2012, p. 240) a NBR 6118 acaba sendo mais precisa nas definições, onde a intensidade da protensão depende significativamente das condições de agressividade ambiental (CAA).

Desta forma, ao identificar a classe de agressividade ambiental da edificação, pode-se definir a intensidade da protensão a ser aplicada com fins de garantir durabilidade para condições normais (CARVALHO, 2012). Na Tabela 1 são reproduzidas as exigências da NBR 6118 relativas às verificações e combinações de ações em serviço de acordo com os tipos e níveis de protensão em função da classe de agressividade ambiental.

² Grau de Protensão – é definido pela relação entre a força de protensão aplicada e a força de protensão necessária para a protensão completa (FUSCO, 2008, p. 210).

Tabela 1 – Exigências e níveis de protensão segundo a NBR 6118

Tipo de Concreto Estrutural	Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinações de Ações em Serviço a considerar
Protensão Parcial	Pré-Tração – CAA I Pós-Tração – CAA I e II	ELS-W $\omega_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Frequente
Protensão Limitada	Pré-Tração – CAA II Pós-Tração – CAA III e IV	Verificar as duas condições	
		ELS-F ELS-D ¹⁾	Frequente Quase Permanente
Protensão Completa	Pré-Tração – CAA III e IV	Verificar as duas condições	
		ELS-F ELS-D ¹⁾	Rara Frequente

¹⁾ A critério do projetista o ELS-D pode ser substituído por ELS-DP com $a_p = 25\text{mm}$

Para as classes de agressividade ambiental III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 72)

Na Figura 6, para melhor esclarecimento, são relacionados os tipos de protensão e os níveis de protensão admitidas em cada caso para o estado de utilização.

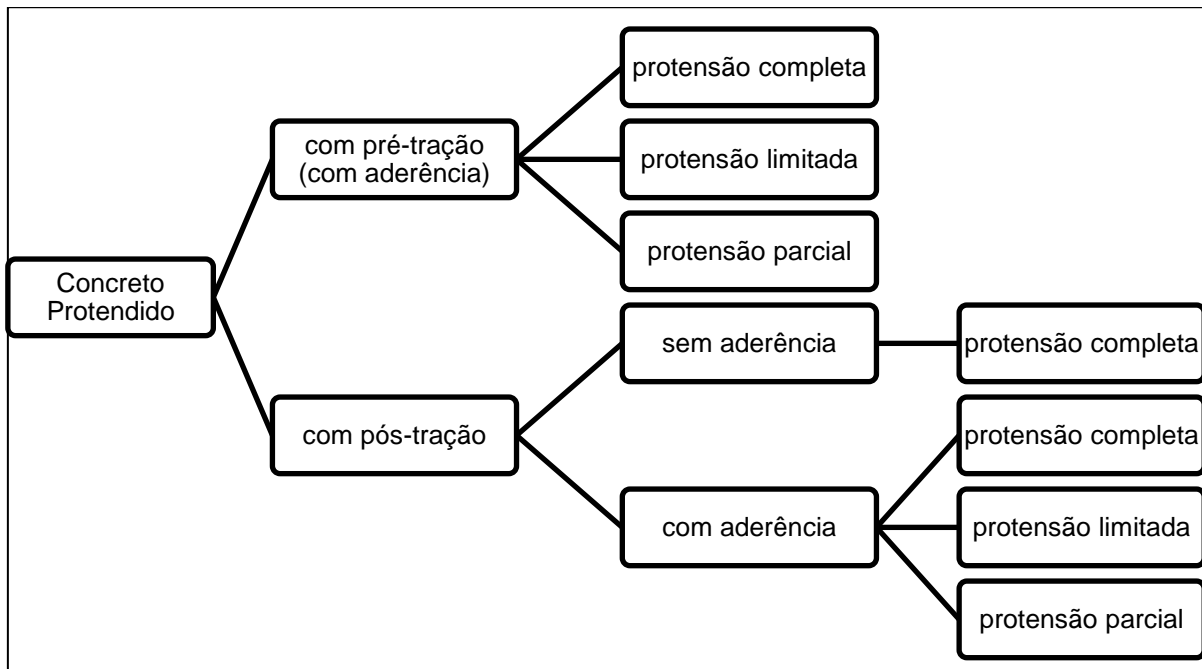


Figura 6 – Relação entre os tipos de protensão e níveis de protensão
Fonte: Adaptado de Veríssimo e César Jr. (1998, p. 41).

2.7 ANCORAGEM DA ARMADURA DE PROTENSÃO

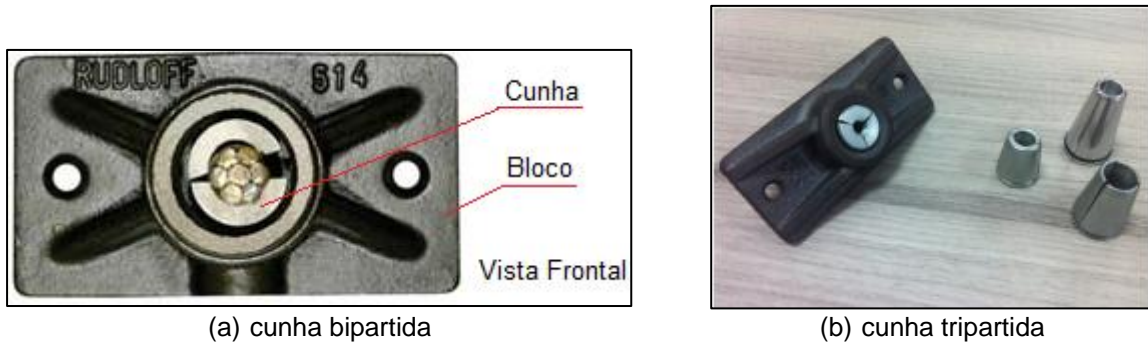
A ancoragem é aplicada aos dispositivos utilizados para fixar os cabos de protensão tensionados, de forma que os esforços a que estejam submetidos sejam integralmente transmitidos ao concreto (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.45).

De acordo com Veríssimo e César Jr. (1998, p.45-46), as ancoragens podem ser agrupadas da seguinte forma:

- Ancoragem por aderência – utilizada principalmente para o tipo de protensão com aderência inicial. Nesse caso há a necessidade da ancoragem ser mecânica. Na pós-tensão, a tensão absorvida pela armadura ativa ocorre na extremidade do fio que se apoia no concreto, e, portanto, se o concreto fendilhar, conseqüentemente ocorrerá a perda da armadura e da protensão (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.45-46).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.33) no item 9.4.1.1, a ancoragem por aderência se dá quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento retílineo ou com grande raio de curvatura, utilizando-se ou não de gancho.

- Ancoragem por meio de cunhas – Esse tipo de ancoragem é feito por meio de elementos cônicos em um sistema de encaixe macho e fêmea, podendo ser deslizante ou cravada, sendo que na primeira, em havendo a protensão, a cunha macho é pressionada contra a cunha fêmea por meio do esforço de protensão, enquanto que no segundo, aplica-se um esforço inicial na cunha macho, antes da liberação do esforço de protensão (VERÍSSIMO e CÉSAR JR., 1998, p.46). Na Figura 7, apresenta-se o sistema de ancoragem empregado para protensão não aderente com cordoalhas engraxadas em que a cunha macho é composta por um bloco de ancoragem e a cunha fêmea bi ou tripartida.



(a) cunha bipartida

(b) cunha tripartida

Figura 7 – Sistema de ancoragem com bloco e cunha

Fonte: (a) Rudloff, 2012; (b) Protenbras, 2013.

Segundo Carvalho (2012, p.104), ao ancorar as cordoalhas com as cunhas, o esforço de protensão passa da cordoalha para a cunha e posteriormente para o bloco de ancoragem. Em seguida atinge a placa repartidora e chega ao concreto.

- Ancoragem por meio de rosca e porca – Segundo Veríssimo e César Jr. (1998, p.48), o sistema pode ser utilizado por meio de fios ou cordoalhas, bem como com barras maciças de aço de protensão. No caso desta ser utilizada, emprega-se a ancoragem com rosca e porca. Já se o sistema for com cordoalhas ou fios, utiliza-se também um sistema de rosca com porca, mas há a necessidade de os fios serem ligados a um parafuso ou outra peça com a rosca.

**Figura 8 – Sistema de ancoragem com rosca e porca**

Fonte: DYWIDAG, 2008.

O sistema de ancoragem com rosca e porca inicia-se com o macaco de protensão, que é ligado ao parafuso através de uma peça especial. Em seguida estica-se o cabo e verifica-se o alongamento necessário e o esforço previsto no projeto. Confirmado essas variáveis, aperta-se a porca na placa de apoio (VERÍSSIMO E CÉSAR JR., 1998, p.48-49).

- Ancoragens mortas ou passivas – Segundo Pfeil (1984, p. 25) e Veríssimo e César Jr. (1998, p.49), muitas vezes a protensão é efetuada em apenas uma

extremidade do cabo. As ancoragens dos lados não protendidos denominam-se ancoragens mortas ou passivas, que podem ser executadas por ancoragens ativas com cunhas pré-cravadas, por meio de laços ou alças nas cordoalhas, bem como por atrito e aderência das extremidades dos fios em contato direto com o concreto.

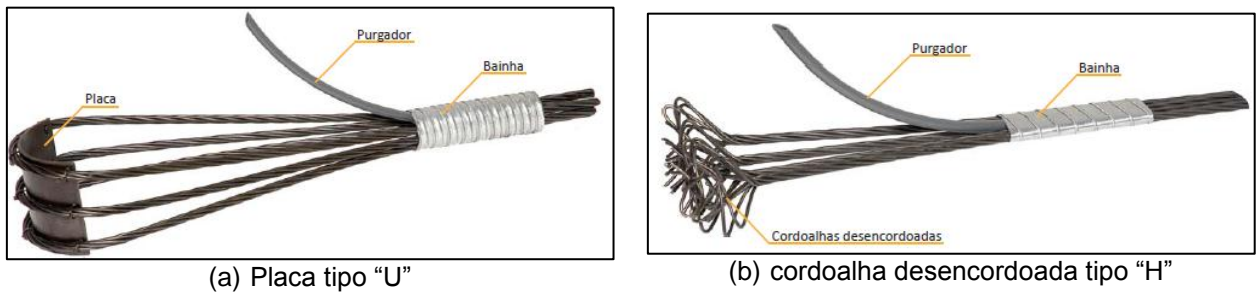


Figura 9 – Sistemas de ancoragem passiva
Fonte: Rudloff, 2012.

2.8 PERDAS DE PROTENSÃO

2.8.1 Perdas de Protensão Imediatas

As perdas de protensão são todas aquelas verificadas nos esforços aplicados nos cabos de protensão (ISHITANI E FRANÇA, 2002, p.16), proveniente da operação de estiramento e ancoragem dos cabos (PFEIL, 1984, p. 46).

Segundo Carvalho (2012, p. 126), as três principais perdas imediatas em relação ao tipo de protensão pós-tração como referência são:

- Perdas por atrito – Ocorre normalmente no contato entre o cabo e a bainha da cordoalha. Para Ishitani e França (2002, p.16), as perdas por atrito são aquelas produzidas entre os cabos e peças adjacentes durante a fase de protensão conforme ilustrado pela Figura 10:

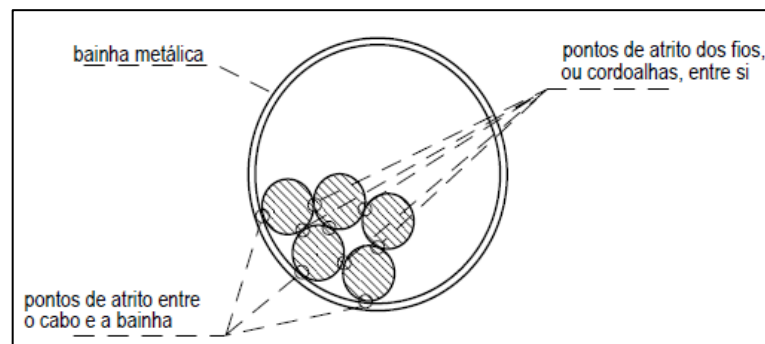


Figura 10 – Perda de protensão por atrito
Fonte: Veríssimo e César Jr., 1998.

- Perda por deformação da ancoragem – Perdas provocadas pela acomodação das cunhas de ancoragem no momento em que o esforço é transferido do macaco para a placa de apoio (ISHITANI E FRANÇA, 2002, p.16).
- Perda por deformação imediata do concreto – De acordo com Pfeil (1984, p. 59), ao protender um cabo os macacos se apoiam no concreto e, assim, o encurtamento se realiza antes de ancorar o cabo. Ao se realizar a protensão de um cabo, nos cabos protendidos anteriormente ocorre uma perda de protensão, devido ao encurtamento elástico do concreto, gerado por esse acréscimo de carga, ou seja, para um sistema estrutural com “n” cabos protendidos sucessivamente, essa perda ocorre gradativamente, sendo que o efeito da protensão para o primeiro cabo é na ordem de n-1 e zero para o último.

Como na pré-tração o lançamento do concreto é feito após a protensão dos cabos, a perda devido ao encurtamento elástico do concreto ocorre de uma única vez (PFEIL, 1984, p. 59).

2.8.2 Perdas de Protensão Diferidas ou Retardadas

De acordo com Pfeil (1984, p.46), as perdas retardadas são aquelas que se processam ao longo de vários anos. Para Carvalho (2012, p.126), as perdas diferidas ou retardadas, que podem ser chamadas também de fenômenos reológicos do concreto endurecido são classificadas como:

- Perda por retração do concreto, que de acordo com Carvalho (2012, p.154), é a variação volumétrica do concreto após seu endurecimento, sendo que a perda por retração ocorre com a saída da água que não reage com o concreto após a protensão da peça estrutural. Segundo ele, as variáveis que contribuem para o processo são a temperatura, a umidade do ambiente, a espessura da peça e a quantidade de água. Para Hanai (2005, p.87), a retração é um fenômeno relacionado com o equilíbrio higrotérmico do concreto com o meio ambiente, que acaba resultando no encurtamento da peça estrutural ao longo do tempo.
- Perda por efeito de fluência do concreto – Segundo Veríssimo e César Jr. (1998, p.16) e Hanai (2005, p.37) a fluência, também conhecida como

deformação lenta, é o fenômeno em que sua ocorrência é diferida no tempo sob a atuação de cargas de longa duração que produzem deformações elásticas e plásticas progressivas das fibras nas regiões solicitadas. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 189) divide essas deformações em duas parcelas, sendo a primeira (rápida e irreversível) àquela que ocorre dentro das primeiras 24 horas e, a segunda compõe-se de outras duas parcelas, onde uma é também denominada deformação lenta irreversível e a outra deformação lenta reversível. A deformação reversível é aquela em que, ao se conduzir a estrutura a um alívio do seu carregamento as deformações são recuperáveis, o que não acontece para as perdas irreversíveis.

- Perda por relaxação da armadura de protensão – Pfeil (1984, p.46) aborda como uma queda de tensão nos aços de alta resistência, quando ancorados nas extremidades sob tensão elevada. Os principais fatores que alteram a relaxação são as características metalúrgicas, a tensão normal sob a qual o aço é ancorado e a temperatura do ambiente (PFEIL, 1984, p. 63).

Segundo Carvalho (2012, p.155), os fenômenos de relaxação e fluência são considerados afins, pois as perdas devido a uma dessas variáveis possui influência direta na outra.

De acordo com Leonhardt (1983, p.23), para o CP, a deformação devida à fluência sob tensão constante não é decisiva, uma vez que o comprimento da armadura é aproximadamente constante, apesar da retração e fluência do concreto influenciarem de forma direta no mesmo. Para Hanai (2005, p.39), o mais importante elemento da perda de protensão diferida ou retardada é a relaxação, sendo que para minimizar os efeitos desse fenômeno são fabricados aços de baixa relaxação (RB).

2.9 ESTADOS LIMITES

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003b, p. 2) os estados limites de uma estrutura marcam os estágios a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Os estados limites são subdivididos em: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

O ELU é definido como aquele em que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Já ELS é aquele em que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais

que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura (ASSOCIAÇÃO..., 2003b, p. 2).

Conforme Carvalho (2012, p. 187) o dimensionamento de estruturas em CP deve atender às condições dos estados limites últimos e de serviço. Em estruturas de CA é usual iniciar o dimensionamento a partir das verificações prescritas no estado limite último de esgotamento da capacidade resistente dos materiais, e posterior análise dos deslocamentos em condições de serviço. Já no CP, é usual fazer o dimensionamento para condições em serviço (estado limite de fissuração) e verificação do estado limite último (CARVALHO, 2012, p. 187).

Hanai (2005, p.65 - 96) apresenta o procedimento de cálculo partindo-se dos dois estados de dimensionamento e posterior análise das condições e requisitos do estado de verificação.

Carvalho (2012) apresenta a metodologia de cálculo para o estado limite último e verificação das condições em serviço. O procedimento é idêntico àquele realizado em estruturas de CA, podendo-se empregar a metodologia de cálculo por coeficientes adimensionais (tabela KMD – K_c e K_s).

Já Veríssimo *et al* (1999, p. 14) realiza o dimensionamento considerando os estados limites de utilização e, posteriormente, a verificação dos estados limites últimos.

A diferença básica entre o dimensionamento para o estado limite de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU), é que para as verificações no ELS são empregados os valores característicos para as ações permanentes e das resistências dos materiais, ou seja, coeficiente de ponderação igual a um, e valores característicos reduzidos das ações variáveis por meio do coeficiente de minoração ψ_1 e ψ_2 conforme a combinação em serviço. Enquanto que no ELU são aplicados os coeficientes de ponderação tanto nas cargas quanto nas propriedades mecânicas do material maiores que um, sendo tomado valores reduzidos das ações variáveis secundárias por um fator ψ_0 , dada a probabilidade de sua ocorrência, obtendo-se assim os valores de cálculo (VERISSÍMO *et al*, 1999, p.14).

2.9.1 Estados Limites de Serviço (ou de Utilização)

Ao se calcular uma estrutura é obrigatório analisar o seu comportamento em relação a sua utilização, as quais correspondem aos estados limites de fissuração e deformação excessiva (CARVALHO, 2012, p. 237).

Segundo Carvalho (2012, p. 237-238) a fissuração excessiva pode comprometer significativamente a durabilidade da estrutura, ainda que não seja esse o único fator determinante, sendo também responsável a porosidade do concreto, cobrimentos insuficientes da armadura, agentes agressivos, entre outros, que combinados possam causar uma diminuição da vida útil da construção. Com relação às deformações excessivas, essas, por sua vez, estão ligadas as questões estéticas e de funcionamento adequado.

Portanto, para as verificações em serviço, são impostas restrições de segurança relativa à formação ou abertura de fissuras, flechas excessivas e de compressão excessiva (VERÍSSIMO *et al*, 1999, p.1).

Conforme pode ser constatado na Tabela 1, as verificações relativas à fissuração são definidas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p. 5), como:

- **Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)** – Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência do concreto à tração na flexão. Essa verificação pode ser feita calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais);
- **Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W)** – Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados. A verificação é feita considerando-se o estágio II (admite comportamento linear dos materiais e despreza a resistência à tração do concreto), conforme exposto no item 17.3.3 da referida norma;
- **Estado limite de descompressão (ELS-D)** – Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. A verificação é feita no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais). O termo descompressão vem da ideia de que o carregamento externo, quando

aplicado, descomprime a seção previamente comprimida pela protensão (VERÍSSIMO *et al*, 1999, p.4);

- **Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP)** – Estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão;

Outras verificações relativas ao estado limite de serviço de compressão e deformações excessivas, conforme são definidas a seguir (NBR 6118, 2003):

- **Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE)** – Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional de 70% da resistência característica do concreto para a idade de aplicação da protensão. A verificação é feita no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais). Segundo Veríssimo *et al* (1999, p. 9) essa verificação deve ser feita apenas na fase de aplicação da protensão, sendo que as tensões normais consideradas devem ser aquelas produzidas pelas cargas atuantes nessa fase. O valor de referencia da força de protensão, neste caso, é P_0 , ou seja, a força de protensão que efetivamente produz tensões de compressão no concreto, devendo-se descontar as perdas de protensão por acomodação na ancoragem e por atrito, conforme for o caso.
- **Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)** – Estado em que as deformações atingem os limites fixados para a utilização normal, estabelecidos no item 13.3 da referida norma.

O dimensionamento de uma estrutura a partir do estado limite de serviço, conforme Hanai (2005, p. 65-80), é feito considerando os níveis de protensão necessário para a estrutura de CP, em atendimento aos requisitos de fissuração com as combinações de ações em serviço da NBR 6118 mostrados na Tabela 1.

2.9.2 Estado Limite Último

Como já mencionado, a diferença entre o concreto armado e o concreto protendido reside fundamentalmente no fato de que neste último existem armaduras ativas que introduzem os esforços de protensão (HANAI, 2005, p. 81).

Os procedimentos de cálculo para o estado limite último são essencialmente os mesmos àqueles para CA. A principal diferença consiste em um alongamento prévio da armadura protendida devido à protensão, existente antes de se considerar as ações externas (HANAI, 2005, p.81, VERÍSSIMO *et al*, 1999, p.14).

Hanai (2005) e Veríssimo *et al* (1999) utilizam para efeito de cálculo um estado de referência denominado “estado de neutralização” que consiste em um estado fictício no qual considera-se o concreto, à altura do centro de gravidade da armadura, sem tensões, em que a deformação da armadura ativa possui um determinado valor, denominado alongamento prévio.

A partir desse estado de neutralização, aplicam-se os procedimentos de cálculo normalmente empregados em peças de CA, sendo que a deformação da armadura ativa aumenta a partir do estado inicial de pré-alongamento, o que deve ser considerado na determinação da correspondente tensão na armadura tracionada (HANAI, 2005, p.81).

2.10 LAJES PROTENDIDAS

2.10.1 Lajes Planas Lisas Protendidas Pós-Tracionadas Sem Aderência

As LPLPs são aquelas em que não se admite capitéis, nem tampouco engrossamentos da laje. Para a opção desse tipo de laje, deve-se haver primordialmente viabilidade técnica e econômica, assim como conveniências arquitetônicas, tanto funcionais como de execução (RUDLOFF, 2009). As LPLPs são normalmente confeccionadas com o emprego da protensão não aderente por meio de cordoalhas engraxadas.

Segundo Kiss (2000) a utilização de protensão não aderente surgiu no final da década de 50, nos Estados Unidos, como alternativa de operação fácil e de baixo custo, sendo que o ponto de partida coube à indústria de pré-fabricados. No Brasil, o emprego da protensão não aderente teve início no ano de 1997, a partir de investimentos da empresa Belgo-Mineira no segmento. Esse sistema foi utilizado inicialmente em São Paulo na construção de um projeto de garagem subterrânea e em estações retransmissoras da Telesp pela empresa MAC Protensão. Segundo o

autor, hoje esse sistema mostra-se uma das soluções mais competitivas no campo de lajes protendidas.

Segundo a publicação técnica da Rudloff (2009), a viabilidade econômica desse tipo de laje está ligada essencialmente ao parâmetro “vão”. Em uma estrutura onde a concepção deve prever grandes vãos, (na ordem de 7,0 a 12,0 metros), o projeto em LPLP é naturalmente competitiva.

A publicação apresenta, ainda, algumas características desse sistema estrutural, dentre elas:

- o menor tempo de execução;
- o melhor reaproveitamento das fôrmas;
- melhor aparência final da estrutura;
- A ausência das vigas, por exemplo, facilita sensivelmente a instalação de dutos em projetos hospitalares e de dutos de ar condicionado em edificações convencionais, além de permitir uma redução no pé direito, em comparação com edificações convencionais, portanto, na altura total do edifício.

Para Kiss (2000) o crescente uso da protensão não aderente deve-se a possibilidade de obtenção de vãos maiores, devido à necessidade de aproveitamento mais racional ou otimizado dos espaços criados, trazendo, de imediato, grande flexibilidade na planta arquitetônica.

O autor traz, ainda, alguns estudos de caso em construções em lajes planas maciças e lajes nervuradas onde é possível notar a importância do sistema de protensão sem aderência, que resultaram em economia de até 20% em relação às estruturas convencionais de CA, justificada pela rapidez da construção e à economia em acabamentos devido à precisão de medidas e prumo proporcionados pela estrutura. Outro aspecto citado é a diminuição das alturas dos edifícios, com ganhos nos processos executivos.

Nascimento (2004) faz um estudo de caso, em que analisa a viabilidade da utilização de lajes protendidas sob o aspecto técnico e econômico em dois edifícios residenciais, levantando-se o quantitativo de aço, concreto, área de fôrma e mão-de-obra para as duas soluções, calculando-se o custo da edificação. No estudo é selecionado um condomínio residencial na fase de sua estrutura, que é composto por duas torres, sendo que em uma das torres é utilizado o sistema composto por lajes e vigas (sistema convencional) e o outro com o emprego da laje plana lisa (sem

vigas) com a utilização de cordoalhas engraxadas. Ambas as torres possuem a mesma disposição arquitetônica que difere no aspecto estrutural em função da solução adotada.

O estudo conclui que a estrutura executada com lajes planas lisas protendidas com o emprego de cordoalhas engraxadas resulta em um custo 20% inferior a estrutura concebida no sistema convencional. A substancial diferença que implica na vantagem da laje plana lisa é relativa ao menor custo da mão-de-obra, sendo que a laje plana lisa apresenta valores globais de custo relativo ao consumo de materiais superiores aos da estrutura convencional. Essa compensação deve-se principalmente a rapidez da execução haja vista que, conforme os dados levantados pelo autor, o edifício projetado com LPLPs teve sua conclusão com aproximadamente um mês de antecedência.

Albuquerque e Pinheiro (2002) também realizaram um estudo comparativo de quantitativos e de custos a partir de um edifício-exemplo. Foram concebidas diversas opções para o projeto estrutural, dentre elas, uma estrutura convencional com lajes maciças e outra com lajes nervuradas com vigas-faixas protendidas e com aplicação de monocordoalhas engraxadas. Cada uma das alternativas foi analisada, dimensionada e detalhada inteiramente, considerando lajes, vigas, pilares e fundações, levando-se em conta todas as ações atuantes, inclusive o vento com o auxílio do software de cálculo estrutural CAD/TQS.

Nesse comparativo, o projeto em laje nervurada com vigas-faixas protendidas resulta em uma economia de aproximadamente 2% em relação à concepção por lajes convencionais. No entanto, a utilização da protensão resulta em um projeto economicamente inviável quando comparada a outras concepções estruturais em lajes nervuradas.

Um ponto importante a ser destacado nesse estudo é que com a inclusão dos custos inerentes às obras de fundações, as diferenças percentuais entre os custos das alternativas não apresentaram variações significativas. Isso porque em todas as alternativas analisadas o acréscimo dos custos teve pequena variação.

Outro estudo de viabilidade econômica apresentada na publicação técnica de Rudloff (2009) faz o comparativo entre laje em CA convencional e a laje plana lisa em CP sem aderência (emprego de cordoalhas engraxadas). O estudo conclui que o sistema em CP apresenta maior viabilidade econômica, sendo o custo na ordem de 15% inferior às lajes convencionais de CA.

3 CONCRETO ARMADO

3.1 HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO

Segundo Pedroso (2009, p. 14), o concreto é o segundo material mais consumido pela humanidade. Isso tudo começou pelo desenvolvimento do cimento Portland, inventado pelo Francês J. Asdin em 1824. Em 1849 o francês J.L. Lambot constrói um barco com argamassa de cimento reforçada com ferro, que oficialmente foi apresentada em 1855.

Anos depois, em 1861, J. Mönier construiu um vaso de concreto, cuja armadura é de arame, sendo que F. Coignet no mesmo ano publica os princípios básicos para as construções em CA. Em 1867 começam a surgir patentes relativas à utilização do concreto, e iniciam-se apresentações em Exposição Internacional de Paris a respeito do tema, novamente com o francês F. Coignet (CARVALHO, 2012, p.20).

Contudo, em 1873, o CA é de conhecimento da América, e o americano W. E. Ward constrói uma casa em CA, sendo um ponto crucial para o desenvolvimento e utilização, do mesmo, mais tarde nas construções (BASTOS, 2006, p.3).

Em 1902, Koenen deu início a teoria do CA (conhecido na época por 'cimento armado'), desenvolvida e aperfeiçoada posteriormente por Mörsch a partir de numerosos ensaios, possibilitando a criação de normas para cálculo de construções em CA. A NBR 6118 ainda referencia a clássica treliça de Mörsch para o dimensionamento das estruturas, ou seja, após um século, seus princípios fundamentais encontram-se, ainda, válidos (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2012, p. 21).

Com a criação de parâmetros para o dimensionamento em CA com as teorias de Mörsch, faltava a técnica e a devida orientação formalizada para execução do CA (BASTOS, 2006, p.3). Em 1904, na Alemanha, desenvolvem-se as primeiras instruções para preparação, ensaio e execução de peças em CA. Dessa forma, inicia-se a criação de normas e parâmetros necessários para a execução de estruturas em CA, que são modificadas até os dias atuais em função do conhecimento científico cada vez mais apurado sobre o comportamento dos materiais aço e concreto (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2012, p. 21).

3.2 DEFINIÇÕES: CONCRETO ARMADO

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2012, p. 19), o concreto é um material composto por água, cimento e agregados. Em se utilizando apenas o concreto em uma determinada estrutura, a partir do momento em que a mesma estiver solicitada por um esforço de tração, dependendo da intensidade, ocorrerá a fissuração do concreto.

Assim, quando ocorre a associação do concreto simples com a armadura (aço), convenientemente colocada de acordo com a combinação de tal maneira que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes, diz-se que a união de ambos passa a ser chamada de Concreto Armado (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2012).

Essa composição é feita visto que o concreto apresenta somente 10% da resistência à tração do que é capaz de resistir à compressão, enquanto que o aço possui elevada resistência tanto a tração quanto a compressão. Essa união favorecente entre esses dois elementos, apresenta resultados eficientes em função da aderência entre ambos, além da propriedade térmica decorrente da proximidade do coeficiente de dilatação térmica, além do comportamento físico e químico, em que o concreto envolve as barras de aço e protege-as da oxidação.

3.3 CONCRETO PARA ESTRUTURAS ARMADAS

O concreto utilizado em estrutura com armadura passiva, caso de pilares, vigas e lajes, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO, 2003, p. 22), deve pertencer, no mínimo a classe C20, ou seja, uma resistência mínima de 20 MPa, preservando, assim, a durabilidade e desempenho da estrutura.

3.4 AÇOS PARA CONCRETO ARMADO

A armadura passiva utilizada em CA tem as mesmas propriedades e características da armadura passiva utilizada em CP. Dessa maneira, suas características são as mesmas abrangidas no item 2.5.2.

3.5 LAJES

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2012, p.291) as lajes são elementos estruturais, em placas de concreto, de superfície plana, em que a dimensão perpendicular à superfície, denominada espessura, é relativamente pequena comparada às demais, estando sujeitas principalmente a ações normais em seu plano. Sua função primordial é transmitir as ações decorrentes da utilização da edificação aos apoios (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2010, p. 11.1). Para a proposta do trabalho, interessa-nos apenas abordar os aspectos das lajes maciças de CA, descritos no item 3.5.1.

3.5.1 Lajes convencionais em Concreto Armado (lajes maciças)

Lajes convencionais em CA (lajes maciças) são aquelas em que as lajes se apoiam em vigas que, por sua vez, descarregam em pilares (ALBUQUERQUE e PINHEIRO, 2002, p.2).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2012, p. 291), por transmitir as cargas diretamente às vigas de borda às quais se encontram apoiadas, há um melhor aproveitamento dessas, pois ficam sujeitas a cargas de mesma ordem de grandeza. Ainda, segundo o autor, no projeto em laje convencional, o custo inerente às fôrmas corresponde em uma grande parcela do custo global da edificação, diminuindo consideravelmente com a repetição do pavimento, devido ao reaproveitamento das fôrmas.

A esbeltez das lajes maciças costuma variar na ordem de 1/40 a 1/60 (relação entre a espessura e o menor vão da laje), não sendo adequada para vencer grandes vãos, e, portanto, de prática usual é adotado como vão médio econômico um valor entre 3,5 e 5 metros (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2012; ALBUQUERQUE e PINHEIRO, 2002).

As principais características desse sistema, segundo Albuquerque e Pinheiro (2002) são:

- Devido aos limites impostos, apresenta uma grande quantidade de vigas, fato esse que deixa a forma do pavimento muito recortada, diminuindo a produtividade da construção e o reaproveitamento de formas;

- Grande consumo de formas;
- A existência de muitas vigas, por outro lado, forma muitos pórticos, que garantem uma boa rigidez à estrutura;
- Foi durante anos o sistema estrutural mais utilizado nas construções de concreto, por isso a mão-de-obra está adaptada ao processo e bem treinada;
- O volume de concreto é grande, devido principalmente ao consumo das lajes.

3.5.2 Critérios para o dimensionamento de lajes maciças

No sistema convencional em que as lajes apoiam-se sobre vigas, a ligação entre os elementos é, quase sempre, monolítica. No entanto, por se tratar de elementos distintos, com métodos de cálculos próprios, por simplicidade faz-se a separação virtual, considerando-se no esquema estrutural as vinculações impostas por esses elementos (FUSCO, 1976, p. 41).

As lajes são essencialmente solicitadas à flexão, sujeitas também a esforços cortantes. A determinação dos momentos fletores atuantes nos elementos de placa podem ser feitos através de duas formas: o método elástico e o método plástico.

O método de cálculo plástico fundamenta-se, essencialmente, nos mecanismos de ruptura das lajes, onde os esforços são obtidos a partir da teoria das charneiras plásticas (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2012). Esta teoria baseia-se em dois teoremas, o estático, que fornece um limite inferior para a carga de ruína, e o cinemático que fornece um limite superior. Esse método é analisado por Gonzales (1997).

No método plástico considera-se que a ruptura somente ocorre a partir da formação de um conjunto de “linhas” de plastificação, região em que o concreto atingiu o momento de plastificação, os quais transformam a laje em um sistema hipostático. Essas linhas caracterizam-se por zonas de intensa fissuração da face tracionada da laje (FUSCO, 1995, p. 245).

A teoria elástica baseia-se na formulação simplista de que as lajes constituem-se de placas delgadas de concreto em que o comportamento do material é homogêneo, isótropo, elástico e linear, ou seja, a validade das hipóteses propostas por Kirchhoff (DINIS, 2004). Dessa forma, é possível empregar as equações de

equilíbrio, as leis constitutivas dos materiais e as relações entre os deslocamentos e deformações para a solução do problema, resultando na Teoria Clássica das Placas Finas, desenvolvida por Lagrange em 1811. A formulação proposta por Lagrange descreve o comportamento dessas placas, a partir de uma equação (1) diferencial de quarta ordem (DINIS, 2004; PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2010).

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (1)$$

Em que:

w – função que representa os deslocamentos verticais;

p – carga total uniformemente distribuída;

D – Rigidez da placa à flexão, dado por:

$$D = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

Em que:

E – Módulo de Elasticidade;

h – espessura da placa;

ν – Coeficiente de Poisson.

A equação (1) também pode ser escrita na forma Laplaciana (HENNRICHS, 2003, p.44):

$$\nabla^4 \omega = \frac{p}{D}, \text{ em que: } \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad (3)$$

A solução exata da equação acima, na maioria dos casos, não é possível de ser obtida, sendo necessária a aplicação de processos numéricos, como diferenças finitas, método dos elementos finitos e analogia de grelha (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2010, p. 11.11).

Para as situações mais recorrentes, dada à forma da vinculação das lajes, foram produzidas tabelas com coeficientes adimensionais (Tabelas de Bares, Czerny, etc...) em função de valores fixados do coeficiente gama (λ), que é a razão entre o maior (l_y) e o menor (l_x) vão teórico da laje (Figura 11), a partir do método das diferenças finitas. Sendo assim, determinado o valor de (λ) para a laje, obtêm-se nas tabelas os coeficientes adimensionais, sendo que para maior precisão nos cálculos deve-se proceder a interpolação dos valores à obtenção dos coeficientes intermediários aos tabelados.

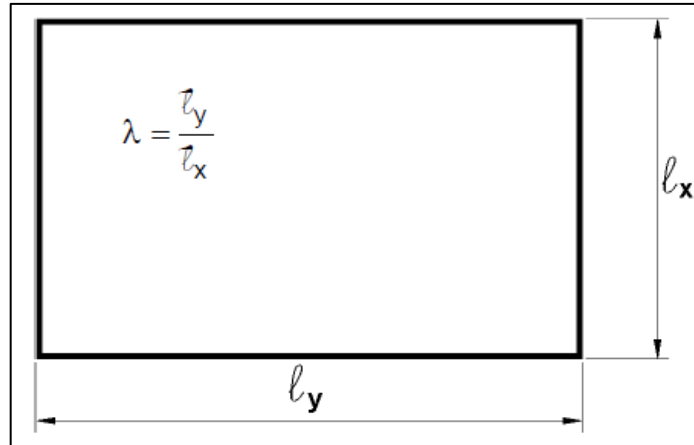


Figura 11 – Vãos teóricos Lx e Ly
Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos, 2010.

A laje com razão entre os vãos teóricos inferior a dois, são armadas nas duas direções. Já lajes com a relação superior a dois são armadas na direção do menor vão, sendo que na maior direção são posicionadas armaduras de distribuição com a função de melhor distribuir as ações na laje. Os valores de momentos fletores para as lajes são, portanto:

$$m_x = \mu_x \frac{pl_x^2}{100} \quad (4)$$

$$m'_x = \mu'_x \frac{pl_x^2}{100} \quad (5)$$

$$m_y = \mu_y \frac{pl_x^2}{100} \quad (6)$$

$$m'_y = \mu'_y \frac{pl_x^2}{100} \quad (7)$$

Em que:

m_x e m_y – Momentos fletores positivos nas direções x e y, respectivamente;

m'_x e m'_y – Momentos fletores negativos nas direções x e y, respectivamente;

p – carregamento distribuído na laje;

l_x – Comprimento do vão teórico na direção x.

As reações nos bordos apoiados ou engastados das lajes também são obtidas de forma análoga ao cálculo dos momentos fletores, a partir do emprego das mesmas tabelas e equações dadas a seguir:

$$V_x = v_x \frac{pl_x}{10} \quad (8)$$

$$V'_x = v'_x \frac{pl_x}{10} \quad (9)$$

$$V_y = v_y \frac{pl_x}{10} \quad (10)$$

$$V'_x = v'_y \frac{pl_x}{10} \quad (11)$$

Em que:

V_x e V_y – Reações de apoio no bordo de momento positivo, nas direções x e y, respectivamente;

V'_x e V'_y – Reações de apoio no bordo de momento negativo, nas direções x e y, respectivamente;

Em lajes adjacentes com as bordas engastadas, devido à diferença de carregamentos ou do vão teórico implica em diferentes momentos para o mesmo bordo, portanto é necessário proceder a compatibilização desses momentos. A compatibilização consiste basicamente em tomar como o valor de momento para o bordo, o maior valor entre a média dos momentos ou 80% do maior momento fletor existente nos bordos, que, segundo Pinheiro, Muzardo e Santos, (2010, p. 11.13) apresenta razoável aproximação quando os dois momentos apresentam mesma ordem de grandeza.

Com a compatibilização efetuada, o bordo que possuía o maior valor de momento fletor sofre uma redução e, o de menor, um acréscimo. Essa variação do momento no bordo (momento negativo) implica que o valor do momento no meio do vão (momento positivo) também deve ser compatibilizado. No entanto, essa compatibilização é feita, a favor da segurança, apenas para o vão em que há redução do momento fletor negativo após a compatibilização. Essa redução implica em um acréscimo do momento positivo no meio do vão.

A partir dos momentos fletores determinados parte-se ao dimensionamento da armadura de flexão das lajes e verificação dos requisitos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a), como a taxa mínima de armadura na seção transversal, diâmetros máximos e mínimos de barras, espaçamentos máximos, dispensa de armadura de cisalhamento, cobrimento mínimo da armadura, espessura mínima para lajes maciças e, por fim, o detalhamento das armaduras positivas e negativas.

Os carregamentos que se devem considerar no dimensionamento da estrutura são formados pelas ações permanentes (peso próprio do concreto, dos revestimentos, das alvenarias sobre a laje, etc.) e ações acidentais (sobrecarga de

utilização, ações pontuais em decorrência das características da estrutura), devendo estar de acordo com os requisitos dispostos na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980).

3.6 VIGAS

Para Pinheiro *et al* (2010, p.7), viga é uma barra horizontal que delimita as lajes. Têm a função de suportar a parede, além de receberem as ações das lajes ou propriamente de outras vigas, que são transmitidas aos apoios, sendo esses geralmente pilares.

As dimensões das vigas geralmente seguem as condições arquitetônicas, ou seja, a altura pode ser restringida por aberturas enquanto a largura pelas dimensões da parede adotada (alvenaria). Todavia, as espessuras das paredes devem estar de acordo com as legislações municipais, especificadas no código de obras de cada cidade (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003a, p. 4.6).

Em decorrência das vigas delimitarem os painéis de laje, suas disposições devem levar em consideração o menor vão das lajes, que para lajes maciças é da ordem de 3,5 m a 5,0 m. Dessa maneira, o posicionamento das lajes fica praticamente definido pelo arranjo das vigas (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003a, p. 4.6).

O dimensionamento das vigas em CA segue a verificação do Estado Limite Último (ELU), item 10.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.50), isto é, relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, e a verificação do Estado Limite de Serviço, relativo ao item 10.4 da NBR 6118, relacionado à durabilidade das estruturas, devido há excessivas fissuras que possam ocorrer na viga (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2012, p. 47).

Para uma viga contínua passante por vários pilares e em geral analisando um tabuleiro, não é recomendável utilizar muitos valores diferentes para altura das vigas, de modo a facilitar e dinamizar os trabalhos de cimbramento, além de evitar a necessidade de armadura dupla em alguns trechos das vigas. Usualmente, adotam-se, no máximo, duas alturas diferentes (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003b, p. 5.4).

As ações nas vigas são geralmente o peso próprio, as reações de apoio das lajes e peso próprio das paredes, sendo que, em disposições arquitetônicas

eventuais, podem também receber solicitações de outras vigas e também de pilares, nos casos de vigas de transição e em estruturas de fundações. Devem-se observar, ainda, as exigências da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980) quanto à consideração dos carregamentos (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003c, p. 15.3).

O dimensionamento das vigas em CA deve ser feito considerando inicialmente as características geométricas da edificação, propriedades dos materiais utilizados e esquema estrutural conveniente. Deve estar em conformidade com os requisitos exigidos pela NBR 6118, tanto para o dimensionamento quanto para o detalhamento das armaduras longitudinais e transversais no elemento (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2003c, p. 15.1).

3.7 PILARES

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO... 2003a, p. 78) definem os pilares como “elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que a força normal de compressão é preponderante”. Sua principal função consiste em transmitir as ações atuantes na edificação aos elementos de fundação.

A união de vigas com pilares formam pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura (PINHEIRO e SCADELAI, 2005, p. 16.1).

Os pilares são solicitados principalmente por esforços de compressão (compressão simples) e devido à formação de pórtico com os demais elementos da edificação, bem como das ações horizontais, estão sujeitos também a momento fletores e esforços cortantes (flexão composta) (BASTOS, 2005, p. 1).

Pinheiro e Scadelai (2005, p. 16.4) classificam os pilares segundo a sua localização na edificação a qual definirá a solicitação à que o pilar está sujeito em: pilares de canto, pilares internos e pilares de borda. Também fazem a classificação quanto ao índice de esbeltez do pilar em: robustos ou pouco esbeltos, de esbeltez média, esbeltos ou muito esbeltos e pilares excessivamente esbeltos.

A NBR 6118 limita o dimensionamento dos pilares para um índice de esbeltez igual ou inferior a 200 realizado a partir do método geral, obrigatório para pilares com índices de esbeltez superior a 140, em que é feita a análise não-linear de segunda ordem por meio da discretização adequada da barra, e dos métodos

aproximados: método do pilar padrão com curvatura aproximada e o método do pilar padrão com rigidez aproximada, ambos limitados para um índice de esbeltez igual ou inferior a 90. A utilização dos métodos consiste em considerar os efeitos de segunda ordem quando a esbeltez do pilar seja superior a um índice de esbeltez limite.

Para pilares com índices de esbeltez inferiores a 140 emprega-se o método do pilar padrão ou pilar padrão melhorado, utilizando-se para a curvatura da seção crítica valores obtidos através dos diagramas de momentos fletores, esforços normais e a curvatura da seção específica para o caso. Obriga ainda a consideração dos efeitos de fluência para pilares com índice de esbeltez superior a 90.

Para a obtenção da armadura dos pilares é feito empregando-se ábacos que retornam a taxa mecânica de armadura longitudinal em função do esforço normal e momento fletor adimensional. A partir do cálculo da área de aço, a distribuição das barras deve atender ao disposto no ábaco utilizado e ainda aos requisitos previstos na NBR 6118, como cobrimento mínimo da armadura, quantidade mínima de barras de aço, espaçamentos e diâmetros máximos e mínimos da armadura longitudinal e transversal, proteção da armadura contra flambagem, dentre outros (BASTOS, 2005).

4 PROJETO EM CONCRETO PROTENDIDO

A partir do projeto estrutural do pavimento tipo do edifício Adão de Oliveira calculado pelo engenheiro civil Julio Cesar Barzotto, obteve-se os quantitativos de materiais para o projeto em lajes planas lisas protendidas. A execução é de responsabilidade da construtora Ceni Civil Engenharia de Construção por meio do Engenheiro Leandro Ceni. Ambos viabilizaram o estudo cedendo os projetos e a autorização de entrar na obra para averiguar os processos construtivos e reprodução de imagens.

O edifício Adão de Oliveira, objeto de estudo, é um edifício residencial multifamiliar localizado na Rua Sergipe número 27, no bairro La Salle, na cidade de Pato Branco, estado do Paraná, como pode ser observado na Figura 12.



Figura 12 – Localização da edificação de estudo
Fonte: Google Earth, 2005.

A edificação apresenta cinco pavimentos tipos, térreo, cobertura e reservatório, conforme pode ser observado no corte esquemático da Figura 14. Cada pavimento tipo tem uma área de 249,69 m² sendo dois apartamentos por andar. Cada apartamento conta com uma suíte, dois dormitórios, sala de estar e jantar, cozinha, área de serviço, um banheiro e uma varanda. As disposições desses ambientes podem ser verificadas na planta baixa da edificação representada na Figura 13.

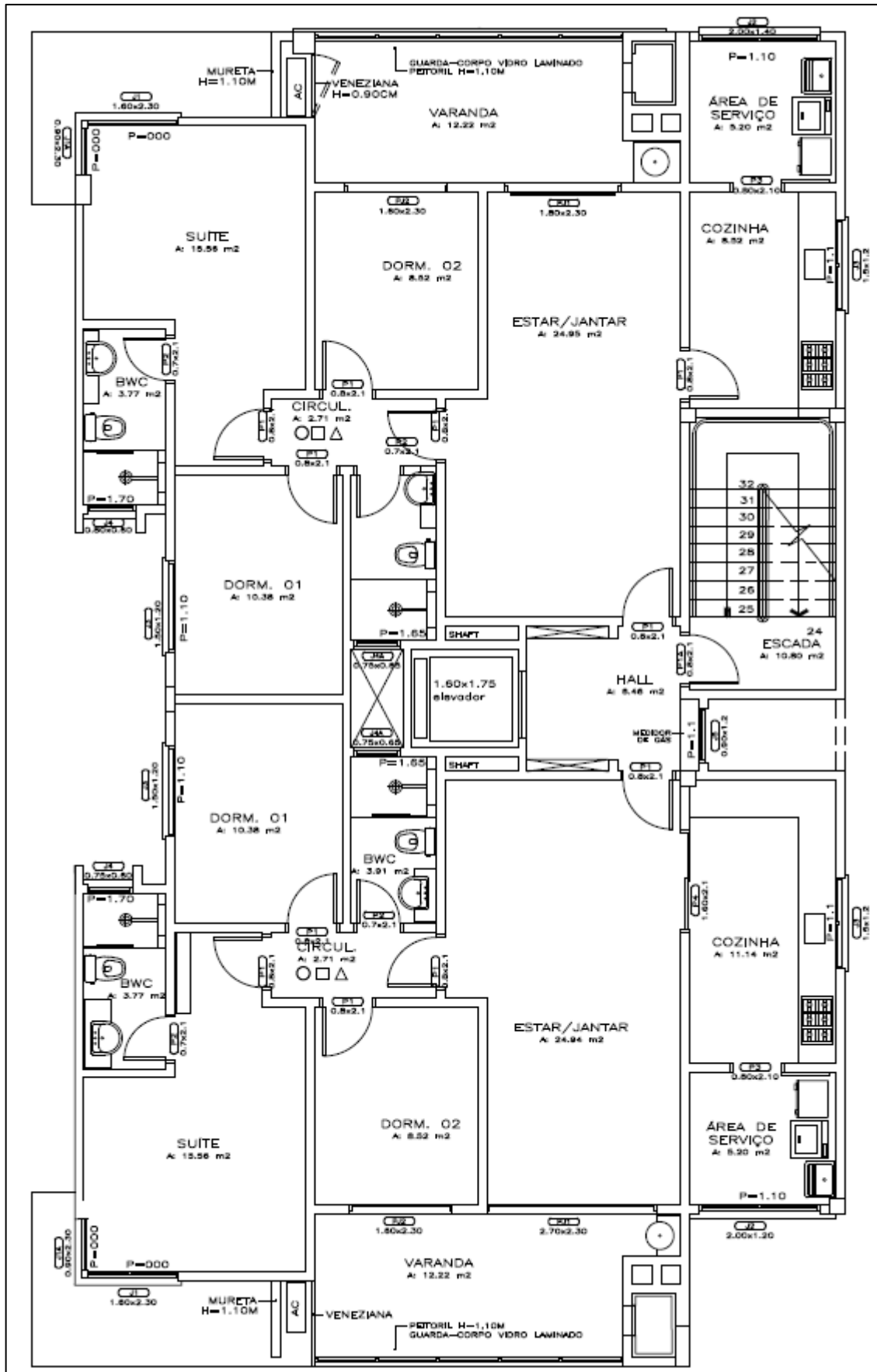


Figura 13 – Planta baixa edifício Adão de Oliveira
Fonte: Scarabelot, 2009.

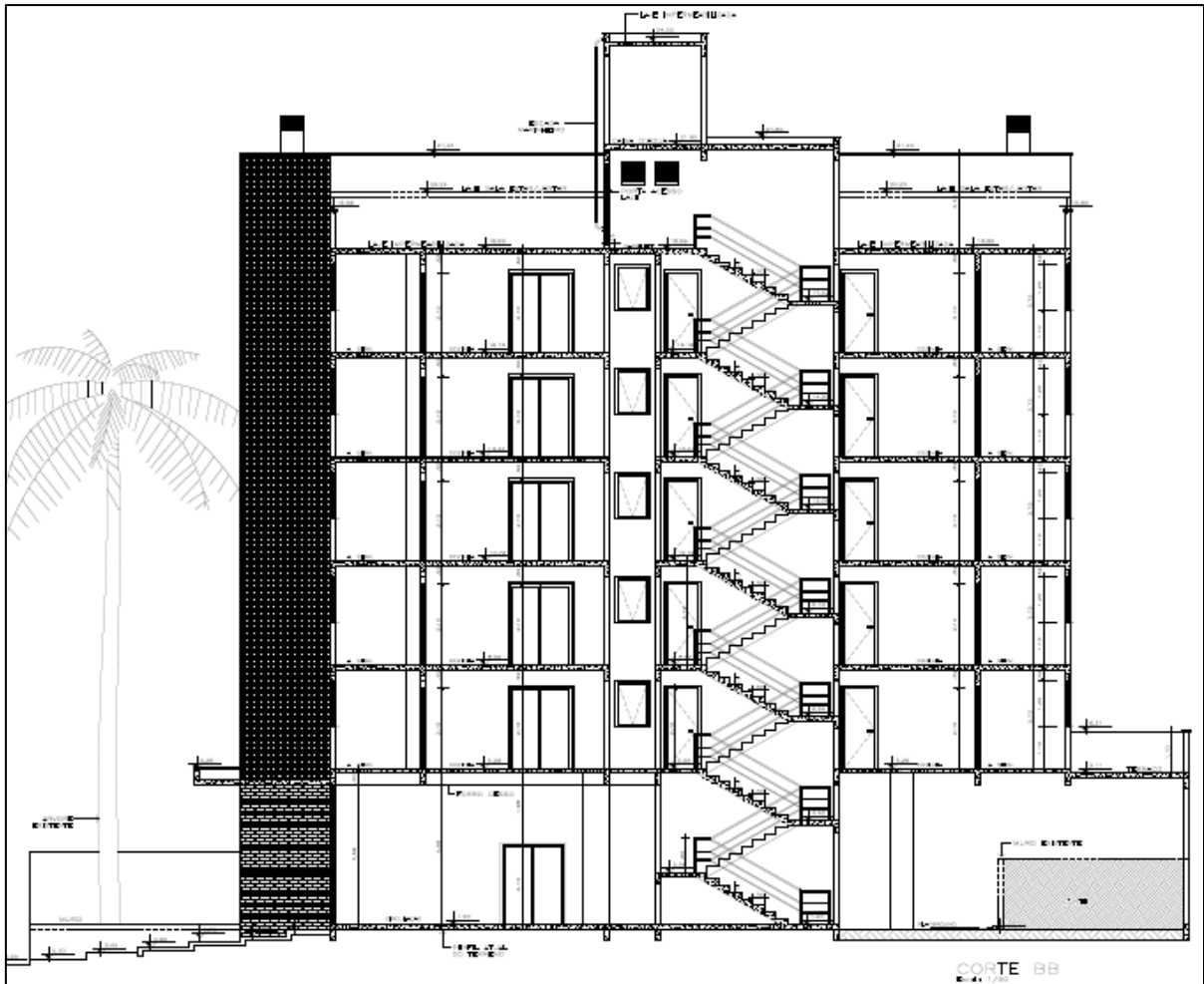


Figura 14 – Corte oeste-leste do edifício em estudo
Fonte: Scarabelot, 2009.

Na solução por CP em LPLPs do edifício em estudo, o projeto estrutural foi concebido com 19 pilares além da caixa de elevador em pilar parede, com vãos entre pilares de até 7,50 metros. As lajes são totalmente lisas, ou seja, sem emprego de capiteis e vigas. Exceto para a caixa da escada, cobertura e reservatório. Na cobertura, utilizaram-se vigas invertidas. Cada laje possui uma espessura de 19 cm. Na Figura 15 apresenta-se a planta de fôrmas do projeto estrutural, cedida pelo projetista, em que o cálculo estrutural desenvolveu-se no software CAD/TQS – Lajes Protendidas.

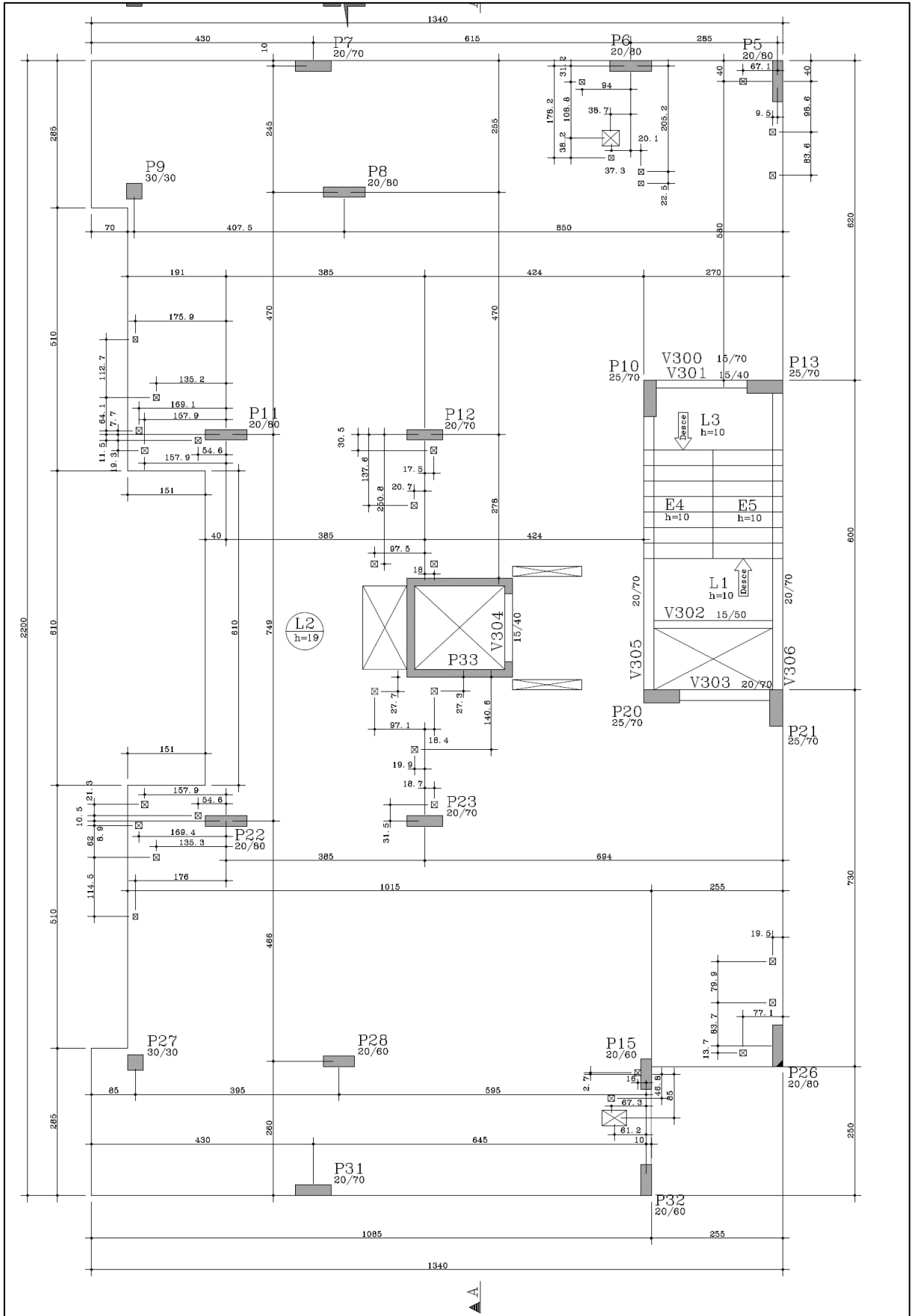


Figura 15 – Planta de fôrmas em Concreto Protendido
 Fonte: Barzotto, 2012.

O edifício encontra-se ainda em fase de construção, em que toda a etapa relativa à estrutura encontra-se concluída. Uma perspectiva isométrica é apresentada na Figura 16 (a), em que é possível visualizar a estética da edificação. Já na Figura 16 (b) é possível visualizar a fase de construção da obra.



(a) Projeto Arquitetônico



(b) Fase da construção em 13 jul. 2013

Figura 16 – Vista em perspectiva do edifício em estudo

Fonte: (a) Scarabelot, 2009 (b) Autores, 2013.

4.1 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS PARA O PROJETO EM LPLP DO PAVIMENTO TIPO

Neste item serão apresentados os quantitativos de materiais como armadura ativa e passiva, armadura de punção, dispositivos de ancoragem da armadura ativa, bem como as quantidades de fôrma e concreto, que serão comparados e analisados com os quantitativos de materiais dos itens 5.1.8 e 5.3.1.

Na Tabela 2 é apresentado o resumo de armadura passiva para o pavimento tipo da edificação, levantado a partir do projeto estrutural calculado no Sistema CAD/TQS pelo engenheiro Julio Barzotto, o qual nos forneceu tais dados para realização do comparativo.

Tabela 2 – Resumo da armadura passiva do pavimento tipo

Tipo do Aço	Diâmetro das Barras	Comprimento Total (cm)	Massa específica linear do Aço (kg/m)	Massa (kg)
60B	5,0	1568	0,154	2,41
50A	6,3	397295	0,245	973,37
50A	8,0	16813	0,395	66,41
50A	10,0	3460	0,617	21,35
50A	12,5	125140	0,963	1205,10
TOTAL 50A				2266,23
TOTAL 60B				2,41

Fonte: Autores, 2013.

Na Tabela 3 apresenta-se o resumo de armadura ativa de protensão não aderente com uso de monocordoalhas engraxadas do tipo CP 190 RB EP 12,7 mm e a quantidade de ancoragens, ativas e passivas do tipo bloco e cunhas.

Tabela 3 – Resumo da armadura ativa e de ancoragem do pavimento tipo

Cabos			Ancoragens		
Diâmetro Cordoalha (mm)	Comp. (m)	Peso		Ativa	Passiva
		kg/m	kg	Unid.	Unid.
2 φ 12,7	1189,73	0,886	1054,10	100	100
3 φ 12,7	202,96	0,886	179,82	9	9
TOTAL			1233,92	109	109

Fonte: Autores, 2013.

Os quantitativos de concreto e fôrmas levantados no pavimento tipo de LPLP estão dispostos na Tabela 4.

Tabela 4 – Volume de concreto e área de fôrmas do pavimento tipo

Material	Quantidade
Concreto (m ³)	46,24
Fôrmas (m ²)	265,28

Fonte: Autores, 2013.

5 PROJETO EM CONCRETO ARMADO

5.1 MODELAGEM PELO SAP2000

Para obtenção dos esforços na estrutura, com o intuito de obter resultados mais próximos ao seu comportamento real, foi realizada a modelagem do edifício no programa de elementos finitos para a análise tridimensional de estruturas SAP2000 v.15.0.0 (Computers and Structures, Inc.), que permite análises lineares e não-lineares, estáticas e dinâmicas:

O método dos elementos finitos pode ser definido como um procedimento geral de discretização de problemas contínuos, definidos por expressões definidas matematicamente. O processo de discretização é feito de acordo com o seguinte princípio: o meio contínuo é dividido em um número finito de partes (elementos), cujo comportamento se especifica em função de um número finito de parâmetros (CELESTE, 2011, p.19).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a) as placas são elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. Quando a sua espessura for superior a um terço do vão devem ser estudadas como placas espessas. Na modelação por placas finas as deformações provocadas pelas tensões normais ao plano da placa (tensões de cisalhamento) são desconsideradas por serem irrelevantes comparadas às tensões normais devido à flexão.

Neste trabalho as lajes serão modeladas por elementos de casca fina (*thin shell*) no programa SAP2000, de acordo com as hipóteses fundamentadas por Kirchhoff, já mencionadas, e que segundo CELESTE (2011), apresentam resultados mais próximos dos reais para o caso empregado.

Os elementos *SHELL* são definidos por quatro nós designados por J1, J2, J3 e J4 de formulação isoparamétrica de forma quadrilateral. Cada elemento possui seu próprio sistema de coordenadas local, denominados eixos 1, 2 e 3, com os eixos 1 e 2 situados no plano do elemento e o eixo 3 é normal a este plano. Resulta da soma do elemento de membrana e do elemento de placa fina (Kirchhoff), ou seja, ele possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações conforme Figura 17 (SILVA, 2006, p.74).

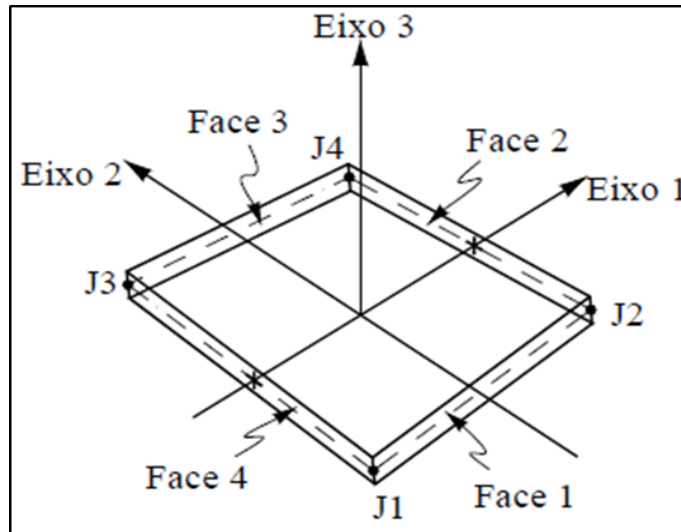


Figura 17 – Elemento SHELL
Fonte: Silva, 2006.

A construção do pórtico espacial pode ser realizada diretamente pela interface do programa SAP2000, bem como pode ser feita através do programa AutoCAD e importado por extensão Drawing Exchange Format (.dxf) para dentro do software de análise estrutural, caracterizando cada elemento de acordo com a finalidade e o seu tipo, ou seja, se é elemento “frame” ou elemento “shell”, etc.

As vigas e pilares são definidos por elementos de barra “*Frame*”, em que são definidas as propriedades mecânicas do material para cada elemento, bem como suas características geométricas. Já as lajes são especificamente tratadas como um elemento de casca do tipo “*thin shell*” (casca fina). A escolha do elemento do tipo “*Thin Shell*” é devido ao esforço lateral que não é considerado pelo elemento do tipo “*Thin Plate*” (placa fina) nas lajes.

Assim, ao escolher esse último para realizar uma análise estrutural com esforços laterais (horizontais) no plano do elemento, os deslocamentos refletem resultados anormais. Quanto aos momentos fletores nas lajes, respectivamente para esses dois tipos de elementos são semelhantes dependendo relativamente da intensidade do carregamento lateral.

Para a entrada de dados das propriedades mecânicas no SAP2000, considerou-se desde o princípio a não-linearidade física simplificada pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.94) no item 15.7.3, com coeficiente de Poisson de acordo com o item 8.2.9 e 14.7.3 ($\nu = 0,2$) e massa específica do CA conforme o item 8.2.2 da NBR 6118, sendo a resistência característica do concreto (f_{ck}) de 30 MPa conforme critério de projeto em LPLP. Utilizou-se o módulo de elasticidade

longitudinal tangente, de modo que o transversal foi calculado automaticamente pelo SAP2000, a saber, pela equação (12):

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad (12)$$

É muito importante enfatizar que essa consideração do módulo de elasticidade tangente considerado no item 8.2.8 e a simplificação da não-linearidade física especificada no item 15.7.3 da NBR 6118, são apenas para a verificação da estabilidade global. Para verificação dos esforços (momento fletor, principalmente), utiliza-se o módulo de elasticidade secante, e também não se considera mais a não-linearidade física na estrutura, de fato a ser transmitida com a confirmação da estrutura em nós móveis, a partir da majoração dos esforços pelo parâmetro de instabilidade γ_z .

Após a construção do modelo estrutural, são atribuídos a cada elemento as suas características geométricas e as propriedades mecânicas do material (concreto) as lajes, vigas e pilares. Assim, a única propriedade que difere na entrada de dados é o seu módulo de elasticidade minorado simplificado. Em relação às propriedades geométricas, houve a necessidade de fazer um pré-dimensionamento dos elementos conforme apresentado no item 5.1.4, o qual é utilizado sempre para a análise estrutural de uma edificação.

5.1.1 Considerações preliminares

Para a concepção da estrutura em CA seguiu-se as recomendações conforme Carvalho e Libânio (2009), em que os vãos que resultam em uma solução mais econômica são aquelas em que os panos de lajes não ultrapassem vãos teóricos de 7,0 metros. Ainda, buscando-se manter as lajes armadas em ambas as direções, ou seja, com a relação entre os vãos teóricos menor que dois, buscou-se uma solução que resultasse em panos de lajes mais quadrados, ou seja, com a razão entre os vãos mais próximo possível a um. Dessa maneira, as lajes transmitem ações resultantes de flexão nas duas direções.

A situação original, aquela em CP, permite uma disposição mais arrojada de pilares, sem a necessidade de que estes estejam em um mesmo alinhamento. Em virtude disso, mantendo a mesma disposição dos pilares originais, resultar-se-ia em

grandes vãos para as lajes, excedendo aos valores recomendados, havendo assim a necessidade de realizar um novo lançamento da estrutura, conforme apresentado na Figura 22, na seção 5.1.4. A ideia de se manter a mesma disposição de pilares não resultaria em um parâmetro comparativo, pois o fato de se tratarem de sistemas estruturais distintos estar-se-ia forçando uma situação onde a concepção em CA se tornaria antieconômica.

Dessa forma, com o novo lançamento, houve a necessidade de colocar vigas passando por algumas áreas nobres da edificação. Por esse motivo, é necessário que se faça o rebaixamento do teto para que as mesmas não tornem um aspecto arquitetônico indesejável. Na situação original, o edifício foi concebido com um pé direito de 2,79 metros considerando-se a espessura da laje de 0,19 m, ou seja, um vão livre de piso a teto de 2,60 metros. Dessa forma, havendo-se vigas de alturas de 40 cm e sendo o pré-dimensionamento das lajes resultante de 10 cm, com o rebaixamento do teto ter-se-ia um pé direito de 2,70 metros, levando a um vão livre de apenas 2,30 metros.

No entanto, esse pé direito não é uma boa solução quanto ao aspecto arquitetônico do edifício, sendo, portanto, necessário aumentá-lo. Como alternativa adota-se um pé direito que venha a apresentar-se mais satisfatório, tanto em relação à legislação municipal quanto às condições de ventilação e luminosidade e do uso normal da edificação. Assim, o pé direito para o pavimento tipo da edificação em CA adotado será de 3 metros.

5.1.2 Ações variáveis e permanentes na estrutura

As ações consideradas no dimensionamento da estrutura são as mesmas utilizadas para o dimensionamento em CP, devendo estar de acordo com o exposto na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980).

5.1.2.1 Pavimentos Tipos e Cobertura

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m³;

- Peso próprio de revestimento: 25 kN/m³ (6 cm para os pavimentos tipos e 2 cm para o pavimento de cobertura, considerando a o mesmo carregamento utilizado para o projeto em CP);
- Peso Próprio de Alvenaria: 18 kN/m³;
- Sobrecarga de utilização: 1,5 kN/m².

5.1.2.2 Escadas

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

5.1.2.3 Reservatório

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m³;
- 2 pessoas por quarto;
- 3 quartos por apartamento;
- 2 apartamentos por andar;
- 5 pavimentos de apartamentos;
- População de 60 pessoas ($2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 5 = 60$ pessoas)
- Consumo de 150 l/pessoa.dia;
- Volume do reservatório aproximado de 9 mil litros, ou 2 caixas d'água de 5 mil litros que resulta em um volume do reservatório de 10 mil litros.

5.1.3 Ações do vento na estrutura

As ações devido ao vento foram determinadas a partir da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), sendo feitas as seguintes considerações:

- Velocidade básica do vento (V_0): Corresponde à velocidade de uma rajada de vento com intensidade de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Para a cidade de Pato Branco toma-se a velocidade básica de vento igual a: $V_0 = 45$ m/s;

- Fator topográfico (S_1): Leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,00$;
- Fator S_2 : Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração, pode ser expresso pela equação (13):

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (13)$$

Em que os parâmetros F_r (fator de rajada) e 'p' são dados em função da classe da edificação e da categoria do terreno, 'b' é a menor dimensão horizontal da edificação e 'z' é a cota acima do terreno.

- Classe da Edificação: **Classe B** – “toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m”.
- Categoria do Terreno: **Categoria IV** – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: cidades pequenas e seus arredores.

Portanto, a partir da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), são dados por $F_r = 0,98$ e $p = 0,125$. Assim o fator S_2 torna-se:

$$S_2 = 0,7349 b z^p \quad (14)$$

- Fator estatístico S_3 : “É baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação”. Quanto ao fator estatístico a edificação é enquadrada no Grupo 2: Edificações para hotéis e residências: $S_3 = 1,00$.

A velocidade característica do vento é dada pela seguinte equação (m/s):

$$V_k = S_1 * S_2 * S_3 * V_0 \quad (15)$$

Com a velocidade característica, é possível estabelecer a pressão dinâmica devido ao vento pela seguinte expressão (kN/m^2):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (16)$$

A força devido ao vento em uma edificação é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a é obtida por:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (17)$$

Em que:

C_a – coeficiente de arrasto;

A_e – Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

Os coeficientes de arrasto (C_{ax} e C_{ay}) são obtidos conforme disposto no item 6.3.6 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), de acordo com as dimensões em planta e a altura total da edificação. As dimensões de projeção da edificação na seção longitudinal (eixo x) e transversal (eixo y) são apresentadas da Figura 18, sendo que, os coeficientes de arrasto nas respectivas direções são obtidos a partir de interpolação linear dentre os valores apresentados pela figura 4 da referida norma.

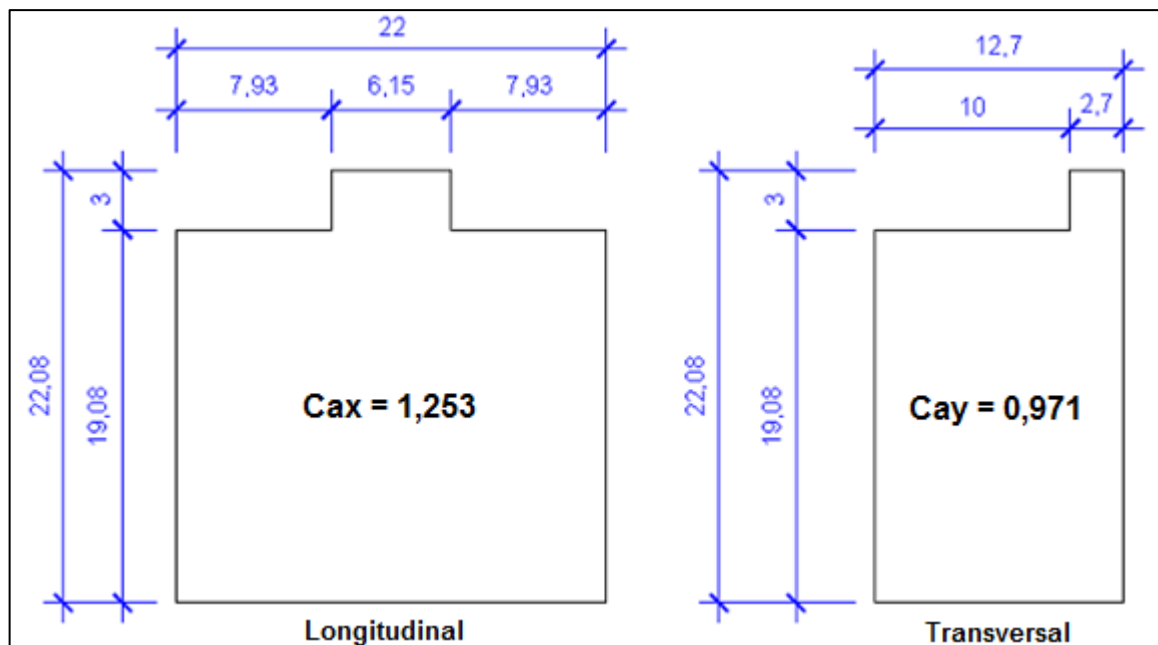


Figura 18 – Dimensões em projeção da edificação
Fonte: Autores, 2013.

Logo, o carregamento devido à ação horizontal do vento, distribuído por unidade de área na edificação, surgem da solução integral da equação obtida com a combinação dos fatores anteriormente citados, haja vista que a força resultante da

combinação realizada é variável em função da altura da edificação pelo fator S_2 . Assim, o carregamento médio para a altura considerada é dado pela razão entre a integral dessa equação no domínio do plano de projeção da edificação e a área do mesmo, conforme equações (18) e (19):

$$F_x = 0,613 * C_{ax} * \left(\frac{S_1 * S_2 * V_0 * b * Fr}{10^p} \right)^2 * \frac{(Z_2^{(2p+1)} - Z_1^{2p+1})}{(2p + 1)(Z_2 - Z_1)} \quad (18)$$

$$F_y = 0,613 * C_{ay} * \left(\frac{S_1 * S_2 * V_0 * b * Fr}{10^p} \right)^2 * \frac{(Z_2^{(2p+1)} - Z_1^{2p+1})}{(2p + 1)(Z_2 - Z_1)} \quad (19)$$

Para inserção dos efeitos do vento no modelo realizado no software de análise SAP2000 foram criadas lajes de espessura pequena e sem função estrutural, chamadas também de “lajes de seda”, constituídas por material de peso específico nulo, servindo apenas para transferência da ação do vento à estrutura. Esse método foi inventado pelo professor Flávio Costa e pelo engenheiro Edvaldo Costa (COSTA & DIEGUEZ, 2004, p.39). Assim, aplica-se o carregamento de vento para cada faixa de altura determinada nas direções x, -x, y e -y. Esse processo é ilustrado na Figura 19, para as direções de x positivo (a) e na direção de y positivo (b).

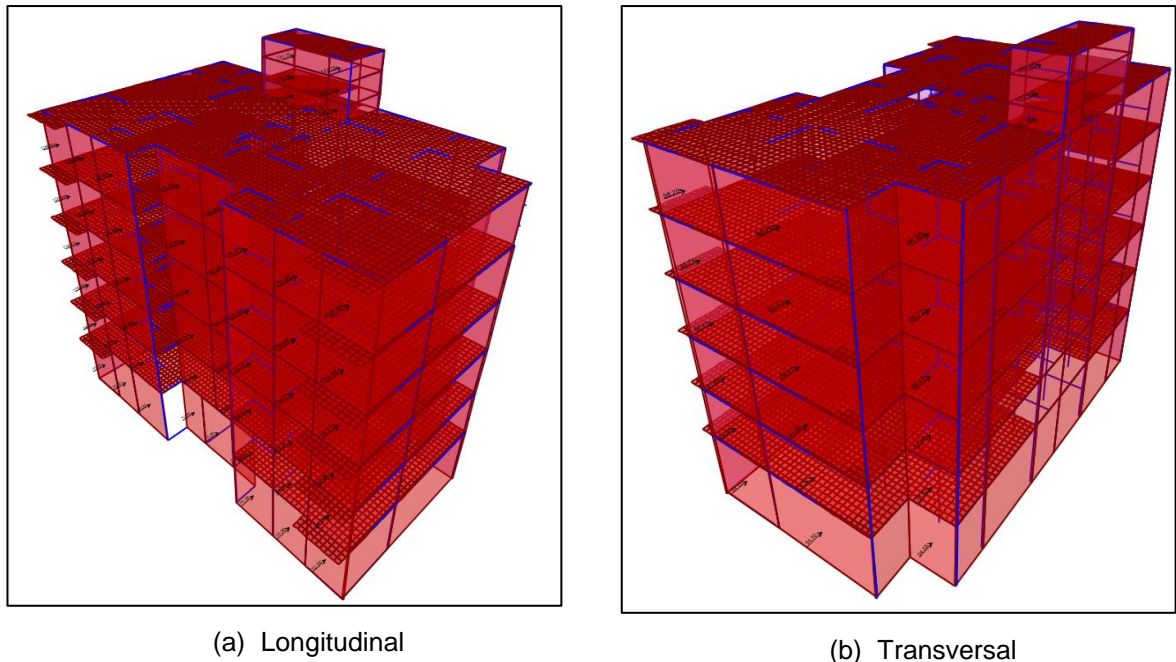


Figura 19 – Lançamento das ações horizontais devido ao vento
Fonte: Autores, 2013.

As ações devido ao vento obtidas pelas equações (18) e (19) atuantes ortogonalmente na seção longitudinal (eixo x) e transversal (eixo y) é apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Ações devido ao vento na edificação

Pavimento	Pé-Direito (m)	Cota z _i (m)	V _x (kN/m ²)	V _y (kN/m ²)	V' _x (kN/m ²)	V' _y (kN/m ²)
1	4,08	4,08	0,69	0,53	-0,69	-0,53
2	3,00	7,08	0,93	0,72	-0,93	-0,72
3	3,00	10,08	1,04	0,80	-1,04	-0,80
4	3,00	13,08	1,12	0,87	-1,12	-0,87
5	3,00	16,08	1,19	0,92	-1,19	-0,92
Cobertura	3,00	19,08	1,24	0,96	-1,24	-0,96
Reservatório	3,00	22,08	1,29	1,00	-1,29	-1,00

5.1.4 Pré-dimensionamento dos elementos

5.1.4.1 Pré-dimensionamento das lajes

Para as lajes foi utilizado o critério proposto por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003b), sendo esse método empregado para as soluções por meio de tabelas, cuja solução também foi realizada no trabalho. A altura útil da laje é dada pela equação (20):

$$d_{est} = \frac{(2,5 - 0,1n) * l}{100} \quad (20)$$

Em que:

n – é o número de bordos engastados da laje;

l – é o menor entre 70% do maior vão da laje (l_y) ou o menor vão (l_x).

Assim a altura da laje é dada pela altura útil estimada somando-se o cobrimento mínimo e a metade do diâmetro estimado da armadura, conforme Figura 20.

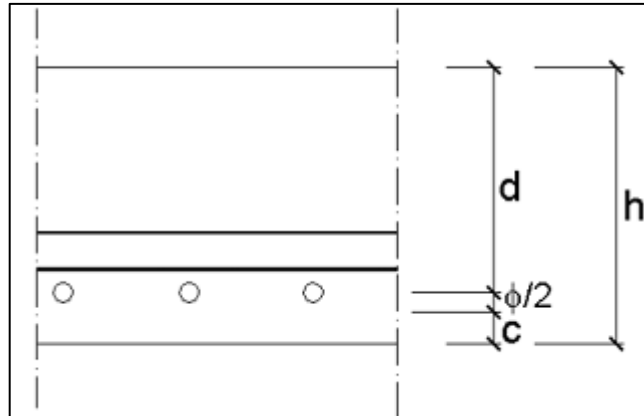


Figura 20 – Altura da laje
Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos, 2003b.

Dessa forma, classificaram-se as lajes formadas através do lançamento da estrutura de acordo com as nove soluções fundamentais dadas pelas tabelas de Bares, Czerny, etc. A partir dessa classificação, calcula-se, então, as alturas estimadas para cada pano de laje, sendo o valor da espessura adotado para todas as lajes de 10 cm.

Deve-se ainda respeitar as espessuras mínimas impostas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a), a saber:

- 5 cm para lajes de cobertura (forro) que não estejam em balanço;
- 7 cm para lajes de piso ou lajes de cobertura em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total inferior ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo.

5.1.4.2 Pré-dimensionamento das vigas

Para as vigas foram utilizados os critérios expostos pelos mesmos autores, cuja estimativa é dada pelas seguintes expressões:

- Tramos Internos:

$$h_{est} = \frac{l_0}{12} \quad (21)$$

- Tramos externos ou vigas bi-apoiadas:

$$h_{est} = \frac{l_0}{10} \quad (22)$$

- Balanços:

$$h_{est} = \frac{l_0}{5} \quad (23)$$

Ressalta-se que esse procedimento resultou em vigas com alturas excessivas, apresentando-se defasados com relação aos materiais existentes na atualidade. Por recomendação, utilizou-se o critério de $l_0/17$ que apresentou resultados mais adequados. Para as vigas, adotou-se inicialmente a altura pelo maior vão, sendo adotada $h = 40$ cm para todas as vigas no modelo estrutural e 12 cm de base. Algumas vigas foram alteradas para 14 cm de base devido a inexecuibilidade da concretagem da mesma, impedindo a passagem do vibrador, o que diminui a qualidade na execução, e outras vigas sendo diminuídas para 30 cm, para redução de material e a consequente redução de custos.

Vale salientar que, para as vigas com a altura diminuída para 30 cm, alteraram-se as mesmas no SAP2000 para uma nova obtenção de esforços, o que não se julga necessário no caso da base, já que seu aumento de seção de 12 cm para 14 cm proporciona 16,67 % de aumento na inércia bruta da peça, ao mesmo tempo em que reduz 10,80 % do d_{min} , comparada a parcela de esforços que é acrescida pelo peso do concreto.

5.1.4.3 Pré-dimensionamento dos pilares

Por último, o pré-dimensionamento dos pilares é feito estimando-se o carregamento em cada pilar através do processo de área de abrangência do mesmo. Deve-se também observar as exigências da NBR 6118 quanto à seção mínima de 360 cm² e a menor dimensão de 19 cm. No entanto, é possível utilizar dimensões inferiores a 19 cm, desde que o carregamento do pilar seja majorado pelo coeficiente γ_n dado pela equação (24):

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b \quad (24)$$

Em que 'b' é a menor dimensão do pilar em centímetros.

A área de influência de um pilar é definida pelo traçado de linhas nas mediatrizes dos segmentos que unem os pilares, conforme Figura 21.

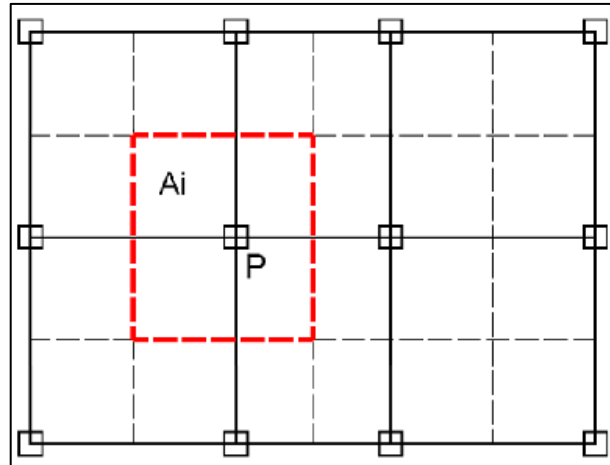


Figura 21 – Pré-dimensionamento de Pilares
Fonte: Notas UFSM (ALVA)

Dessa forma o carregamento do pilar é dado pelo produto da soma das ações variáveis (q) e permanentes (g), distribuídas nos panos das lajes pela área de influência (A_i), considerando-se ainda o número (n) de pavimentos, de acordo com a equação (25):

$$N_k = (g + q) * A_i * n \quad (25)$$

A carga normal de cálculo utilizada para o pré-dimensionamento deve ser multiplicada por um coeficiente (γ) que simula a consideração das ações laterais, devendo ser:

- $\gamma = 1,8$ para pilares internos;
- $\gamma = 2,2$ para pilares de extremidades;
- $\gamma = 2,5$ para pilares de canto.

A seção de concreto é calculada pela equação (26):

$$A_c = \frac{N_d}{0,85f_{cd} + \rho\sigma_{s0,002}} \quad (26)$$

Em que:

f_{cd} – é a resistência de cálculo do concreto utilizado;

ρ – é a taxa mecânica de aço (adotado entre 0,015 e 0,02);

$\sigma_{s0,002}$ – é a tensão no aço à deformação de 0,2%, aproximadamente 42 kN/cm².

A Tabela 6 apresenta os valores do pré-dimensionamento dos pilares, de acordo com o exposto. Para tanto, a menor dimensão do pilar (b) é adotada, calculando-se, portanto, a maior dimensão do mesmo (a) e tomando-se o valor

inteiro próximo. Ainda, para determinar o carregamento total, deve-se considerar o número de pavimentos, que para a situação são cinco.

Tabela 6 – Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Carga Total (kN)	Nº Pavimentos	Nº Pavimentos + 70% COB (kN)	Nd (kN)	Ac (cm ²)	b (cm)	a (cm)	a (Adot.)
P1	132,66	5	756,2	1663,6	678,6	20	33,93	40
P2	65,24	5	371,9	981,8	400,5	15	26,70	30
P3	20,13	5	114,7	344,2	360,0	15	24,00	30
P4	100,23	5	571,3	1256,9	512,7	20	25,64	30
P5	126,71	5	722,3	1589,0	648,2	20	32,41	40
P6	44,54	5	253,9	670,3	360,0	15	24,00	30
P7	57,12	5	325,6	859,5	360,0	15	24,00	30
P8	147,39	5	840,1	1848,2	753,9	20	37,70	40
P9	139,39	5	794,5	1747,9	713,0	20	35,65	40
P10	146,20	5	913,4	2009,5	819,7	20	40,99	50
P11	52,15	5	377,4	996,3	406,4	15	27,09	30
P12	36,28	5	206,8	620,4	360,0	15	24,00	30
P13	135,09	5	770,0	1694,0	691,0	20	34,55	40
P14	134,60	5	836,6	1840,6	750,8	20	37,54	40
P15	44,01	5	320,3	845,6	360,0	15	24,00	30
P16	113,76	5	648,4	1426,5	581,9	20	29,10	30
P17	133,07	5	758,5	1668,7	680,7	20	34,04	40
P18	153,97	5	962,3	1732,2	706,6	20	35,33	40
P19	37,82	5	300,3	792,9	360,0	15	24,00	30
P20	35,20	5	200,6	601,9	360,0	15	24,00	30
P21	55,77	5	317,9	839,3	360,0	15	24,00	30
P22	170,07	5	969,4	2132,6	869,9	20	43,50	50
P23	156,91	5	894,4	1967,6	802,6	20	40,13	50
P24	149,57	5	852,5	1534,6	626,0	20	31,30	40
P25	51,27	5	292,2	771,5	360,0	15	24,00	30
P26	102,39	5	583,6	1284,0	523,8	20	26,19	30
P27	19,23	5	109,6	328,8	360,0	15	24,00	30
P28	132,73	5	756,6	1664,5	679,0	20	33,95	40
P29	85,36	5	486,6	1216,4	496,2	20	24,81	30
PL1	16,58	1	91,6	197,9	360,0	15	24,00	30
PL2	16,58	1	91,6	197,9	360,0	15	24,00	30

Fonte: Autores, 2013.

Com o pré-dimensionamento realizado, desenhou-se a planta de fôrma da estrutura em CA no software AutoCAD, como pode ser observado na Figura 22.

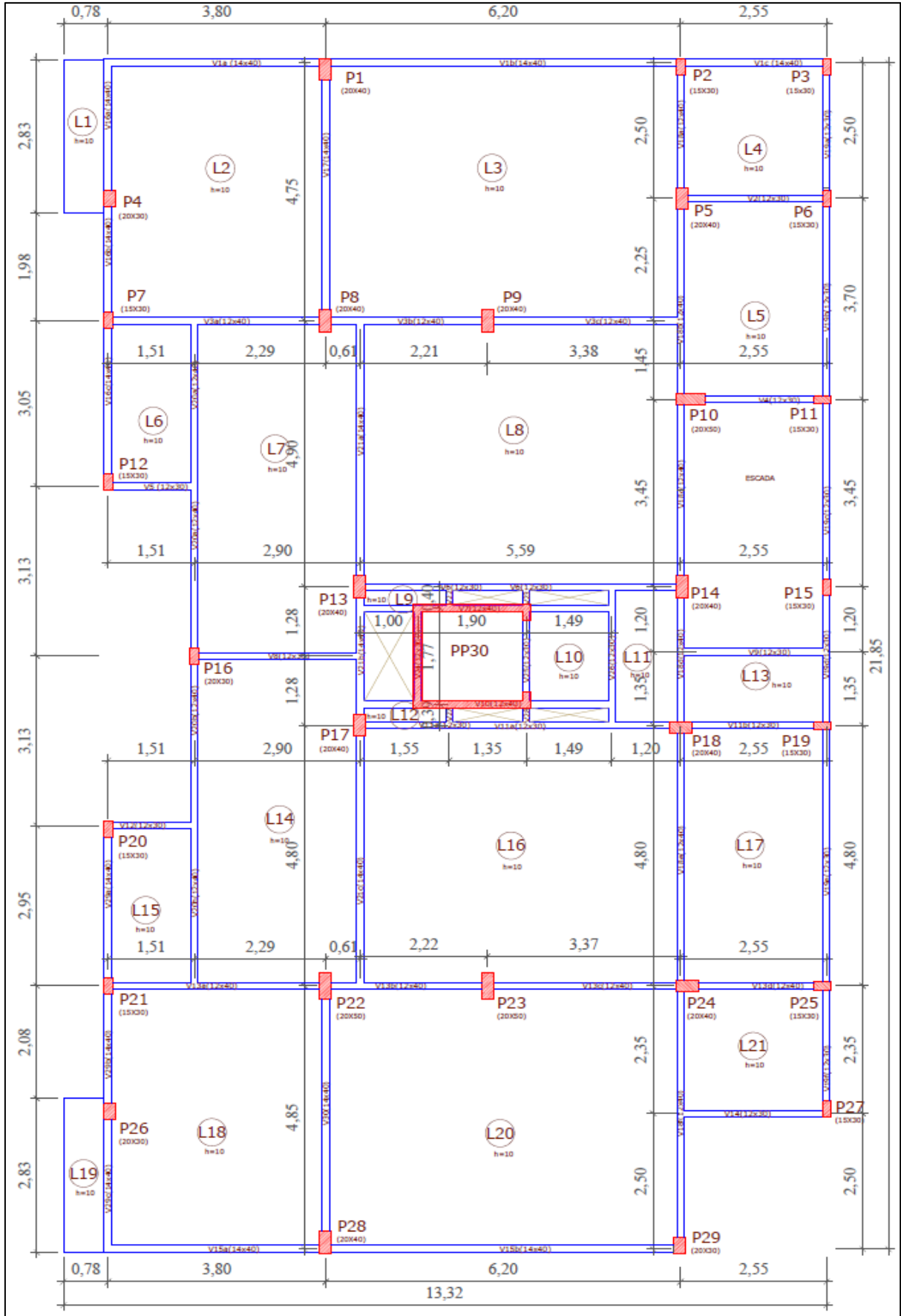


Figura 22 – Planta de fôrmas em CA (sem escala)

Fonte: Autores

5.1.5 Combinações de carregamento

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.4) o estado limite último (ELU) é o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Para o dimensionamento das lajes e das vigas, atendeu-se a formulação das combinações últimas normais apresentadas na Tabela 11.4 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.61), expressa pela equação (27) :

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) \quad (27)$$

Em que:

- F_{gk} : ações permanentes diretas;
- F_{q1k} : ação variável principal;
- F_{qjk} : ação variável secundária;
- γ_g : coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;
- γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;
- ψ_{0j} : coeficiente redutor das ações variáveis secundárias no ELU.

Em cada combinação estão incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos multiplicados pelos coeficientes da Tabela 11.1 da NBR 6118, e com as demais ações variáveis sendo minoradas pelo coeficiente de redução fornecido na Tabela 11.2 da NBR 6118. Por exemplo, na combinação entre o peso próprio, sobrecargas e vento, são realizadas duas combinações no mínimo (considerando o vento em uma direção apenas), na primeira em que a sobrecarga é a variável principal e o vento minorado em 40%, e na outra o vento, em que a sobrecarga é minorada em 30 %.

Para clareza das informações fornecidas na entrada de dados no SAP2000, as combinações últimas normais foram lançadas da seguinte maneira:

- Peso próprio – alvenaria, platibanda, peso próprio dos elementos (inclusive da escada que não foi atrelada ao modelo estrutural, apenas lançado seu carregamento nos elementos que a envolvem), revestimento, volume de água no reservatório; foram lançados com coeficiente “1” no SAP2000. Isso se explica ao fato dos esforços obtidos serem os

característicos, e para o cálculo da verificação do d_{\min} e posteriormente da armadura, multiplica-se por 1,4 (para as combinações de ações normais e desfavoráveis). Assim, para a averiguação dos deslocamentos e fissuração inclusos no Estado Limite de Serviço e apresentado pela NBR 6118 na Tabela 11.4 e 13.2, não há a necessidade de fazer uma nova combinação porque as neste estado os esforços são característicos.

- Sobrecargas – aquelas dispostas na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980), mas que nesse projeto são todas consideradas de 150 kgf/m². Em concordância com o projeto estrutural em CP, para o lançamento das ações variáveis principais considerou-se o coeficiente de ponderação igual a “1”, e quando secundárias, de coeficiente “0,7”.
- Ventos – Nas quatro direções (0° ou 180° e 90° ou 270°), sendo lançadas com coeficiente “1” quando assumida de variável principal e de “0,6” quando assumida de variável secundária.

Contudo, é a partir da combinação de carga do tipo envoltória - “*Load Combination Type – Envelope*” - que realmente obtemos os esforços máximos absolutos e mínimos absolutos das oito combinações geradas para enfim calcular a armadura, quantificá-las e fazer o comparativo que é o objetivo principal deste trabalho.

5.1.6 Análise da estabilidade global em edifícios de Concreto Armado

De acordo com o item 15.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.92), toda estrutura é intuitivamente considerada como de nós móveis devido aos esforços laterais, mas podem ser utilizados processos simplificados para verificar se haverá a necessidade de considerar os esforços globais de 2ª ordem para a estrutura, se esta for realmente classificado como de nós móveis.

Os processos simplificados para a verificação da estabilidade global apresentado pela NBR 6118 em seus itens 15.5.2 e 15.5.3, são, respectivamente baseados pelo parâmetro de instabilidade α criado por BECK & KÖNIG (1967) ligados à teoria de Euler, e definido como parâmetro de instabilidade por Franco em 1985, e pelo parâmetro γ_z , criado por FRANCO & VASCONCELOS (1991).

A diferença entre considerar um estrutura com nós fixos e móveis é relativo aos seus efeitos de segunda ordem, ou seja, se os efeitos de 2ª ordem forem inferiores a 10% aos de primeira ordem, a estrutura classifica-se como de nós fixos, caso contrário, de nós móveis.

No primeiro caso pode-se dispensar a adição da parcela dos esforços de segunda ordem no dimensionamento dos elementos. Já na estrutura de nós móveis, a parcela dos esforços de segunda ordem é levado em consideração pela majoração dos esforços laterais pelo γ_z , o que leva a um acréscimo de esforços para o dimensionamento dos elementos (LIMA, 2001).

5.1.6.1 Parâmetro de instabilidade α

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.92) permite de forma simplificada, a partir do parâmetro alfa, considerar se a estrutura analisada é de nós fixos ou móveis a partir da seguinte equação (28):

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} * I_c}} \quad (28)$$

Em que:

- H_{tot} é a altura total da estrutura, isto é, do topo da fundação ao topo do último andar/cobertura;
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico
- $E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de pórticos, $E_{cs}I_c$ pode ser considerado de um pilar equivalente de seção constante.

A NBR 6118 ainda permite na análise de estabilidade global adotar o módulo de elasticidade ou o módulo de deformação tangente inicial em seu item 8.2.8, em que na avaliação do comportamento global da estrutura pode ser utilizado em projeto o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), estimado pela equação (29):

$$E_{ci} = 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (29)$$

Em que:

- f_{ck} é a resistência característica do concreto em 28 dias adotado em projeto;

Para o cálculo da rigidez equivalente da estrutura por meio de um pilar equivalente de seção constante que apresente os mesmos resultados de deslocamentos no topo da estrutura, conforme exposto a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO...2003, p.92), é feito contornando-se a situação de maneira simplificada. Segundo Lima (2001,p.78), é comum a consideração de “q” como uma força horizontal unitária e concentrada no topo ou como uma força unitária e uniformemente distribuída ao longo da altura da edificação, conforme Figura 23:

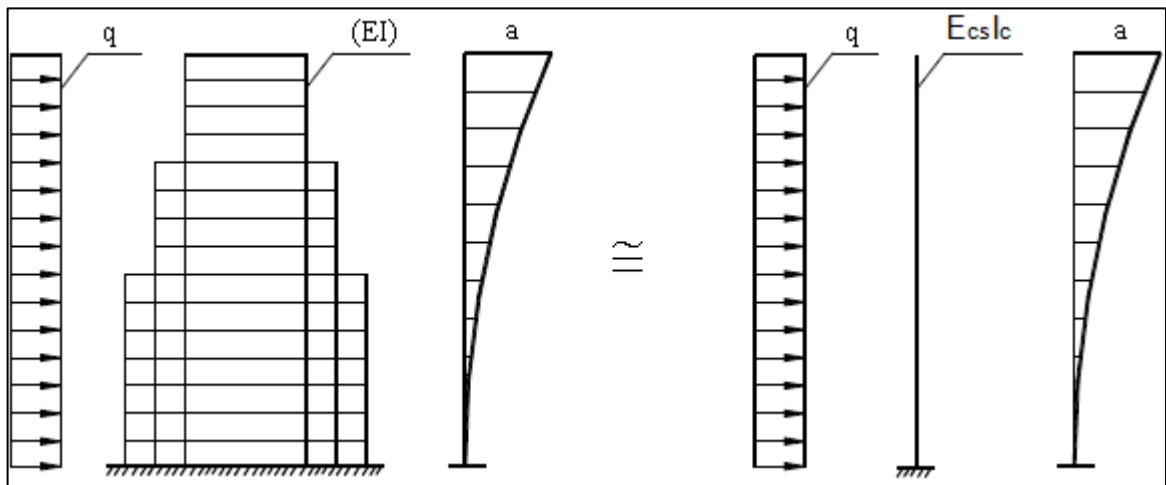


Figura 23 – Consideração da rigidez equivalente
Fonte: Lima (2001, p.79).

Para resolver o $E_{cs}I_c$, utiliza-se do conhecimentos da resistência dos materiais a partir da teoria de Euler-Bernoulli em suas hipóteses sobre a linha elástica, calculando a flecha no topo da edificação pelas condições de contorno, que independentemente do carregamento aplicado, retorna deslocamentos proporcionais ao carregamento e estas, portanto, retornam uma rigidez equivalente. Assim pode-se dizer que equação (30) apresenta uma aproximação eficiente, tanto quanto o método por tentativas, para encontrar um pilar com seção constante que represente o mesmo comportamento da estrutura analisada, conforme solicita a NBR 6118:

$$E_{cs}I_c = \frac{q * H_{tot}^4}{8 * f} \quad (30)$$

Em que:

- ‘q’ é o carregamento distribuído adotado para o cálculo ou representativo da própria ação dos ventos calculada;
- ‘f’ é a flecha na direção do carregamento aplicado;

Com o cálculo da rigidez equivalente da estrutura, obtêm-se o parâmetro alfa pela equação (28), e finalmente é possível compara ao 'α limite' especificado pela NBR 6118, dados:

- se a estrutura analisada tiver 3 andares ou menos, α_1 é expresso por:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * n \quad (n \text{ é o número de andares})$$

- caso apresentar mais do que 3 andares, α_1 torna-se:

$$\alpha_1 = 0,6$$

Nesse mesmo item 15.5.2, a norma expressa esse valor de $\alpha_1 = 0,6$ aplicável às estruturas usuais de edifícios, como associações de pilares-paredes e para pórticos associados a pilar-parede. No entanto, esse parâmetro pode ser aumentado para 0,7 no caso do contraventamento for constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para 0,5 quando só houver pórticos.

A estrutura analisada apresenta ligação de pilares com vigas associada ao pilar-parede, e portanto, o parâmetro alfa limite (α_{lim}) ou α_1 de acordo com a norma será de 0,6. Assim, o valor de α sendo maior ou igual que α_1 , a estrutura será considerada de nós móveis naquela(s) direção(ões) e, posteriormente sendo averiguado a condição a partir do parâmetro γ_z .

A dedução do parâmetro alfa limite omitida pela NBR 6118, apresentado em Franco (1985), conforme Moncayo (2011, p.32), é baseado em um esforço vertical de cálculo com rigidez reduzida para $0,7 E_{ci}I_c$. Portanto, os esforços que deverão ser lançados ao SAP2000 para a avaliação desse parâmetro foram os esforços característicos, e a rigidez integral dos elementos.

5.1.6.1.1 Cálculo do parâmetro α no edifício em estudo

Determinou-se através do software de cálculo estrutural SAP2000 o peso característico aproximado de cada pavimento, conforme apresentados Tabela 7.

Tabela 7 – Peso estimado de cada pavimento

Pavimento	Pé-direito (m)	Altura (m)	Peso Pav. (kN)
Reservatório	3,00	22,08	406,69
Cobertura	3,00	19,08	1831,61
Tipo 4	3,00	16,08	3192,14
Tipo 3	3,00	13,08	3164,19
Tipo 2	3,00	10,08	3166,09
Tipo 1	3,00	7,08	3176,30
Térreo	4,08	4,08	3240,87
Total			18177,88 kN

Fonte: Autores, 2013.

Para o cálculo do parâmetro α , aplicou-se uma força horizontal unitária uniformemente distribuída ao longo das lajes de seda criadas para distribuir os esforços em placas e destas ao longo da estrutura. Essa força horizontal distribuída em unidade de área corresponde a 1 kN/m² (adotada) em ambas as direções (x,-x, y, -y), sendo combinada com as demais cargas permanentes da estrutura. Para isso, considerou-se a pior de todas as situações para o cálculo da rigidez equivalente em cada direção, a partir da envoltória fornecida pelo programa SAP2000.

O fato de considerar apenas o vento ou desaprumo³ atuando na estrutura, reflete um resultado com deslocamentos maiores, e conseqüentemente uma rigidez equivalente menor de acordo com a equação (30).

No estudo do parâmetro α , embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não-linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 , pois o comportamento não-linear não surge apenas devido à fissuração, e sim porque o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não-linear (MONCAYO, 2011).

A rigidez de cada elemento não é a mesma durante a aplicação dos esforços (fissuras, retração, fluência, comportamento inelástico do concreto) e portanto, essa condição da NLF nos leva a tentativa de estimar resultados mais próximos dos reais. Além disso, segundo Lima (2001, p.86) a consideração da NLF através da redução do módulo de rigidez vem apresentando bons resultados, sendo inclusive adotada por diversos pesquisadores e normas internacionais.

³ Como a NBR 6118 ainda permite considerar a pior situação entre desaprumo e o carregamento originado pelo vento, os quinhões resultantes do somatório do produto entre as cargas verticais com a tangente do ângulo de desaprumo apresentaram valores inferiores aos quinhões resultantes do vento, e por isso, considerou-se o vento como a situação de carregamento lateral.

Os deslocamentos utilizados para calcular o parâmetro alfa foram em relação a cobertura e não relação ao topo (reservatório), isto é, na altura de 19,08 metros, devido a rigidez dos pavimentos serem muito maiores do que a do próprio reservatório. Contudo, considera-se o peso do reservatório no cálculo do peso total N_k . Os deslocamentos máximo obtidos na cobertura são apresentados na Tabela 8:

Tabela 8 – Deslocamentos máximos em cada direção

Deslocamentos Máximos da Direção X e Y	
ax	1,476 cm
ay	1,224 cm

Fonte: Autores, 2013.

Dessa maneira, com os resultados da Tabela 7 e Tabela 8, podemos calcular a rigidez equivalente e o parâmetro α nas direções x e y, dado por:

Em x:

$$(E_{cs}I_c)_x = \frac{22 * 19,08^4}{8 * 0,01476} = 24695548 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_x = 19,08 \sqrt{\frac{18177,88}{24695548}} = \mathbf{0,52}$$

Em y:

$$(E_{cs}I_c)_y = \frac{12,70 * 19,08^4}{8 * 0,01224} = 17194429 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_y = 19,08 \sqrt{\frac{18177,88}{17194429}} = \mathbf{0,62}$$

Como α_x é menor que $\alpha_1 = 0,6$, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.92), classifica a estrutura nessa direção como de nós-fixos. Diferentemente, na direção y, em que α_y é maior que 0,6, a estrutura se classifica como de nós móveis.

Entretanto, apesar do parâmetro alfa caracterizar a estabilidade em estruturas de edifícios, não é ele que fornece um roteiro para estimarmos os esforços de segunda ordem para obtenção dos esforços finais de acordo com a NBR 6118. Portanto, apenas o γ_z é levado em consideração para estimar os esforços de segunda ordem no decorrer da análise do modelo estrutural.

5.1.6.2 Verificando a instabilidade pelo parâmetro γ_z

Conforme NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.93), o parâmetro γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, já que segundo Moncayo (2011, p.27) em virtude da falta de estudos para estruturas reticuladas com menos de quatro andares não se tem coeficientes redutores simplificados para as rigidezes de pilares e vigas, principalmente.

O parâmetro γ_z pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez a partir da não-linearidade física (NLF), dado no item 15.7.3 da NBR 6118. Além disso, diferentemente do parâmetro α , para averiguação do parâmetro γ_z é necessário considerar os esforços de cálculo, pois trata-se de um coeficiente utilizado para estimar esforços de segunda ordem (MONCAYO, 2011, p.32). Assim, as combinações do item 5.1.5 deste trabalho devem ser alteradas, multiplicando-as por “1,4”.

Assim adotou-se como entrada de dados no programa para as lajes, vigas e pilares os seguintes valores de acordo com a NBR 6118:

- Lajes: $EI = 0,3 E_{ci}I_c$
- Vigas: $EI = 0,4 E_{ci}I_c$, considerando na armadura dupla, a armadura de compressão diferente da armadura de tração. Em projetos de edifícios usuais, é muito difícil ter vigas armadas com $A'_s = A_s$. Portanto, na maioria dos casos utiliza-se $EI = 0,4 E_{ci}I_c$ (MONCAYO, 2011, p.26).
- Pilares: $EI = 0,8 E_{ci}I_c$

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação (31):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (31)$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem;

A estrutura é considerada de nós-fixos em uma direção se o γ_z for menor ou igual a 1,1 na direção analisada.

Segundo Moncayo (2011, p.75), a estabilidade de um edifício independe da intensidade da ação horizontal, o que pode levar a interpretações errôneas no sentido de utilizar um software de cálculo estrutural, sem antes conhecer como funciona essas análises de estabilidade. Por outro lado, os esforços nas estruturas são sim alterados em função da ação horizontal, sendo dois caminhos de interpretações que devem estar na linha de pensamento do engenheiro estrutural.

5.1.6.2.1 Cálculo da instabilidade pelo parâmetro γ_z

De acordo com o item 5.1.3 deste trabalho, os quinhões de carga obtidos através das equações (18) e (19) em cada pavimento são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Forças de arrasto em cada pavimento

Paviment o	Pé-Direito (m)	Cota zi (m)	Largura x	Largura y	fx (kN/m ²)	fy (kN/m ²)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	4,08	4,08	22,00	12,70	0,69	0,53	92,65	41,45
2	3,00	7,08	22,00	12,70	0,93	0,72	64,96	29,06
3	3,00	10,08	22,00	12,70	1,04	0,80	71,17	31,84
4	3,00	13,08	22,00	12,70	1,12	0,87	76,05	34,02
5	3,00	16,08	22,00	12,70	1,19	0,92	80,12	35,84
6	3,00	19,08	22,00	12,70	1,24	0,96	52,92	18,34
7	3,00	22,08	6,15	2,70	1,29	1,00	11,92	8,11

Fonte: Autores, 2013.

Para calcular o parâmetro γ_z , baseou-se nos trabalhos de dissertação de mestrado de Lima (2001) e Moncayo (2011). Lima (2001, p.91) calcula o parâmetro γ_z de uma forma a considerar as assimetrias de um edifício, conforme a equação (32).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} * \frac{a_h + a_v}{a_h}} \quad (32)$$

Em que:

- a_h – deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das forças verticais da estrutura, decorrente da incidência apenas de ações horizontais;
- a_v – deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das forças verticais da estrutura, decorrente da incidência apenas de ações verticais.

Na Tabela 10 são apresentados os máximos deslocamentos gerados no eixo x (coluna 3), paralelo a menor direção do edifício (Figura 19a), decorrente dos esforços laterais, ou seja, do vento neste caso. Constam também os momentos de tombamento que surgem a partir do carregamento lateral ao longo da altura do edifício (coluna 6), bem como os momentos que surgem a partir do produto dos deslocamento horizontais com as cargas verticais (coluna 7). É importante observar que os valores nas Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12 são de cálculo, resultado da outra combinação realizada para verificar a estabilidade global do edifício.

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais na direção de x: ações horizontais

Cota (m)	Pavimento	ax (cm)	Fx (kN)	Peso Pav. (kN)	3 x 5 (kN.m)	1 x 4 (kN.m)
1	2	3	4	5	6	7
4,08	1 Pav.	0,3766	129,71	4537,22	17,09	529,22
7,08	2 Pav.	0,6280	90,94	4446,82	27,93	643,85
10,08	3 Pav.	0,8694	99,64	4432,52	38,54	1004,37
13,08	4 Pav.	1,1007	106,47	4429,87	48,76	1392,63
16,08	5 Pav.	1,3449	112,17	4469,00	60,10	1803,76
19,08	Cob.	1,6296	74,09	2564,25	41,79	1413,71
22,08	Reser.	1,6893	16,69	569,36	9,62	368,56
Σ TOTAL				25449,03	243,82	7156,09

Fonte: Autores, 2013.

Na Tabela 11 são apresentados os máximos deslocamentos gerados pelo carregamento lateral no eixo y (coluna 3), paralelo a maior direção do edifício (Figura 19b). Constam também os momentos de tombamento (coluna 6) que surgem a partir do carregamento lateral (F_y) ao longo da altura do edifício, bem como os momentos que surgem a partir do produto dos deslocamentos horizontais, na direção de y, com as cargas verticais, dispostas na coluna 7 da Tabela 11.

Tabela 11 – Deslocamentos horizontais na direção de y: ações horizontais

Cota (m)	Pavimento	ay (cm)	Fy (kN)	Peso Pav. (kN)	3 x 5 (kN.m)	1 x 4 (kN.m)
1	2	3	4	5	6	7
4,08	1 Pav.	0,1943	58,026	4537,22	8,82	236,75
7,08	2 Pav.	0,3947	40,682	4446,82	17,55	288,03
10,08	3 Pav.	0,5898	44,574	4432,52	26,14	449,31
13,08	4 Pav.	0,7958	47,629	4429,87	35,25	622,99
16,08	5 Pav.	0,9735	50,181	4469,00	43,51	806,92
19,08	Cob.	1,1278	25,679	2564,25	28,92	489,95
22,08	Reser.	1,0625	11,358	569,36	6,05	250,78
∑ TOTAL				25449,03	166,24	3144,72

Fonte: Autores, 2013.

Na Tabela 12 são apresentados os máximos deslocamentos horizontais na direção de x e de y, respectivamente nas colunas 3 e 4, decorrentes apenas das cargas verticais, isto é, da combinação apenas dos esforços verticais (peso próprio, sobrecarga, revestimento, etc), o qual geram momentos em ambas as direções de cada pavimento, conforme pode ser observado nas colunas 6 e 7.

Tabela 12 – Deslocamentos horizontais nas direções x e y: ações verticais

Cota (m)	Pavimento	ax (cm)	ay (cm)	Peso Pav. (kN)	3 x 4 (kN.m)	3 x 5 (kN.m)
1	2	3	4	5	6	7
4,08	1 Pav.	0,0372	0,0261	4537,2152	1,6878	1,1842
7,08	2 Pav.	0,0971	0,0642	4446,8186	4,3179	2,8549
10,08	3 Pav.	0,1651	0,0556	4432,5232	7,3181	2,4645
13,08	4 Pav.	0,2373	0,1597	4429,8674	10,5121	7,0745
16,08	5 Pav.	0,3104	0,2115	4469,0016	13,8718	9,4519
19,08	Cob.	0,3824	0,2671	2564,2470	9,8057	6,8491
22,08	Reser.	0,2794	0,1702	569,3604	1,5908	0,9691
∑ TOTAL				25449,03	49,10	30,85

Fonte: Autores, 2013.

A partir das informações das Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12 é possível calcular parâmetro de instabilidade global γ_z nas direções x e y. O momento que surge do produto entre as forças verticais e o deslocamento provocado pelas forças laterais e verticais no modelo estrutural, dado na coluna 6 das Tabela 10 e Tabela 11:

- Direção x:

$$\Delta M_{tot,d,x} = 243,82 \text{ kN.m}$$

- Direção y:

$$\Delta M_{tot,d,y} = 166,26 \text{ kN.m}$$

Calculou-se também o momento de cálculo do tombamento no edifício, cujos valores estão apresentados na coluna 7 da Tabela 10 e Tabela 11 dados por:

- Direção x:

$$M_{1,tot,d,x} = 7156,09 \text{ kN.m}$$

- Direção y:

$$\Delta M_{tot,d,y} = 3144,72 \text{ kN.m}$$

Calculou-se o deslocamento relativo gerado pelo efeito dos momentos originados a partir do deslocamento horizontal, devido ao carregamento lateral (coluna 6 da Tabela 10), em relação ao peso do edifício na direção x, dado pela equação (33) (LIMA, 2001, p.104):

$$a_{h,x} = \frac{\sum_{i=1}^m P_i * a_{i,x}}{N} \quad (33)$$

$$a_{h,x} = \frac{243,82 \text{ kN.m}}{25449,03 \text{ kN}} = 0,009581 \text{ m}$$

Da mesma forma, calculou-se o deslocamento relativo gerado pelo efeito dos momentos originados a partir do deslocamento horizontal, devido ao carregamento lateral, em relação ao peso do edifício na direção y, dado pela equação (34) (LIMA, 2001, p.104):

$$a_{h,y} = \frac{\sum_{i=1}^m P_i * a_{i,y}}{N} \quad (34)$$

$$a_{h,y} = \frac{166,26 \text{ kN.m}}{25449,03 \text{ kN}} = 0,006530 \text{ m}$$

Para a parcela de deslocamento relativo na direção do eixo x gerado pelo momento em função do carregamento vertical em relação ao peso do edifício (coluna 6 da Tabela 12), cuja expressão é dada na equação (35) (LIMA, 2001, p.104):

$$a_{v,x} = \frac{\sum_{i=1}^m P_i * a_{i,x}}{N} \quad (35)$$

$$a_{v,x} = \frac{49,10 \text{ kN.m}}{25449,03 \text{ kN}} = 0,001929 \text{ m}$$

Para a parcela de deslocamento relativo na direção do eixo y gerado pelo momento em função do carregamento vertical em relação ao peso do edifício (coluna 6 da Tabela 12), cuja expressão é dada na equação (36) (LIMA, 2001, p.104):

$$a_{v,y} = \frac{\sum_{i=1}^m P_i * a_{i,y}}{N} \quad (36)$$

$$a_{v,y} = \frac{30,85 \text{ kN.m}}{25449,03 \text{ kN}} = 0,001212 \text{ m}$$

Com as expressões acima calculadas e substituídas na equação (32), obtém-se o parâmetro de instabilidade global γ_z , na direção x e y :

$$\gamma_{z,x} = \frac{1}{1 - \frac{243,82 \text{ kN.m}}{7156,09 \text{ kN.m}} \frac{0,009581 \text{ m} + 0,001929 \text{ m}}{0,009581 \text{ m}}} = 1,04$$

$$\gamma_{z,y} = \frac{1}{1 - \frac{166,26 \text{ kN.m}}{3144,72 \text{ kN.m}} \frac{0,006530 \text{ m} + 0,001212 \text{ m}}{0,006530 \text{ m}}} = 1,07$$

Analisando o parâmetro de instabilidade global γ_z calculado nas direções x e y, verifica-se que a estrutura é classificada como de nós fixos em ambas as direções e portanto, não haverá necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem globais no edifício, conforme NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a). Os efeitos locais, de acordo com a NBR 6118, em pilares principalmente, devem ser considerados com suas peculiaridades.

Em comparação com o parâmetro de instabilidade α , calculado no item 5.1.6.1.1, na direção y a estrutura foi classificada de nós móveis. Porém, como não é possível estabelecer uma relação para estimar os esforços laterais a serem majorados, que simplificarmente irão retornar efeitos com uma ordem superior aos de primeira ordem, o parâmetro α reflete apenas uma classificação da estrutura.

Contudo, de acordo com Moncayo (2011, p.72), é possível estabelecer uma relação entre o parâmetro de instabilidade α e o γ_z a partir de uma chuva de pontos

para um edifício em CA, como o apresentado em sua dissertação sobre o trabalho de Carmo (1995).

5.1.7 Resultados dos esforços obtidos no SAP2000

Procedendo-se a análise dos esforços na estrutura de acordo com a classificação dada pelo parâmetro γ_z de nós fixos, obtêm-se as solicitações para os diversos elementos da edificação. Na Figura 24 apresentam-se os resultados para os momentos negativos nas lajes. Esses momentos são considerados para obter os valores sobre as bordas das lajes adjacentes, enquanto que na Figura 25 apresentam-se os valores dos momentos positivos das lajes, que são utilizados para obtenção dos momentos nos vãos das lajes.

É importante salientar que para a obtenção desses esforços houve alterações em relação ao parâmetro γ_z , são elas:

- Módulo de elasticidade secante do concreto, dado no item 8.2.8 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.23);
- Consideração da NLF na forma de rigidez integral.

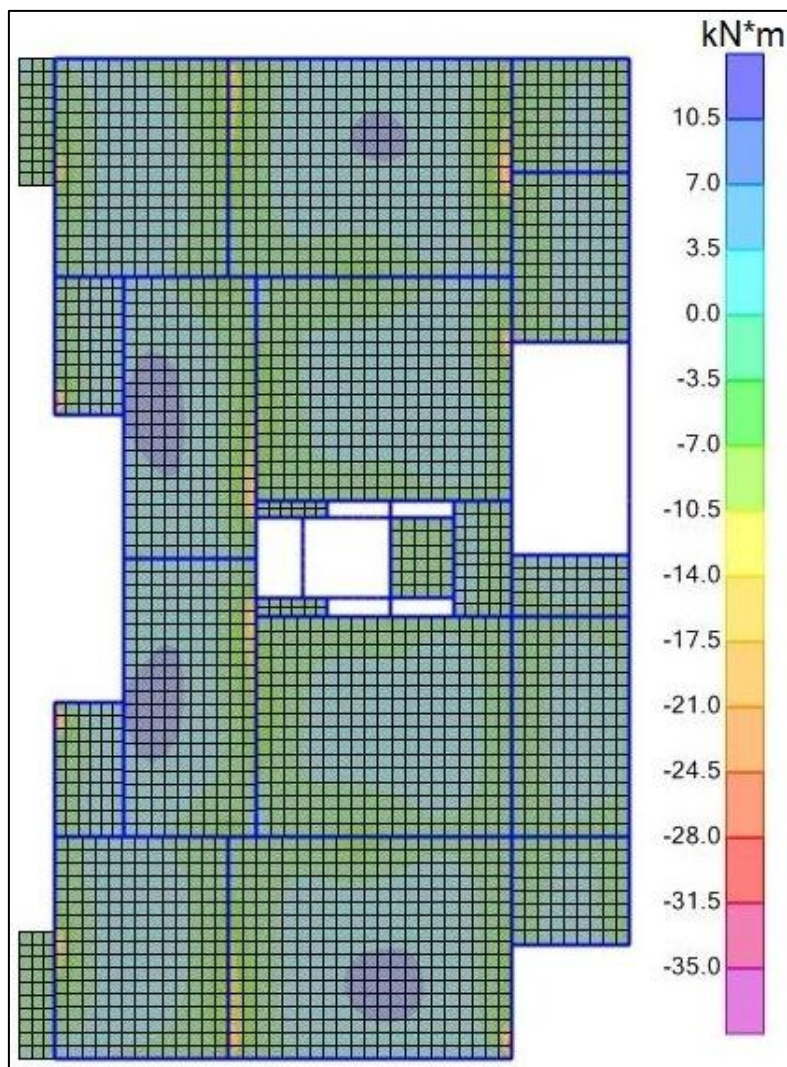
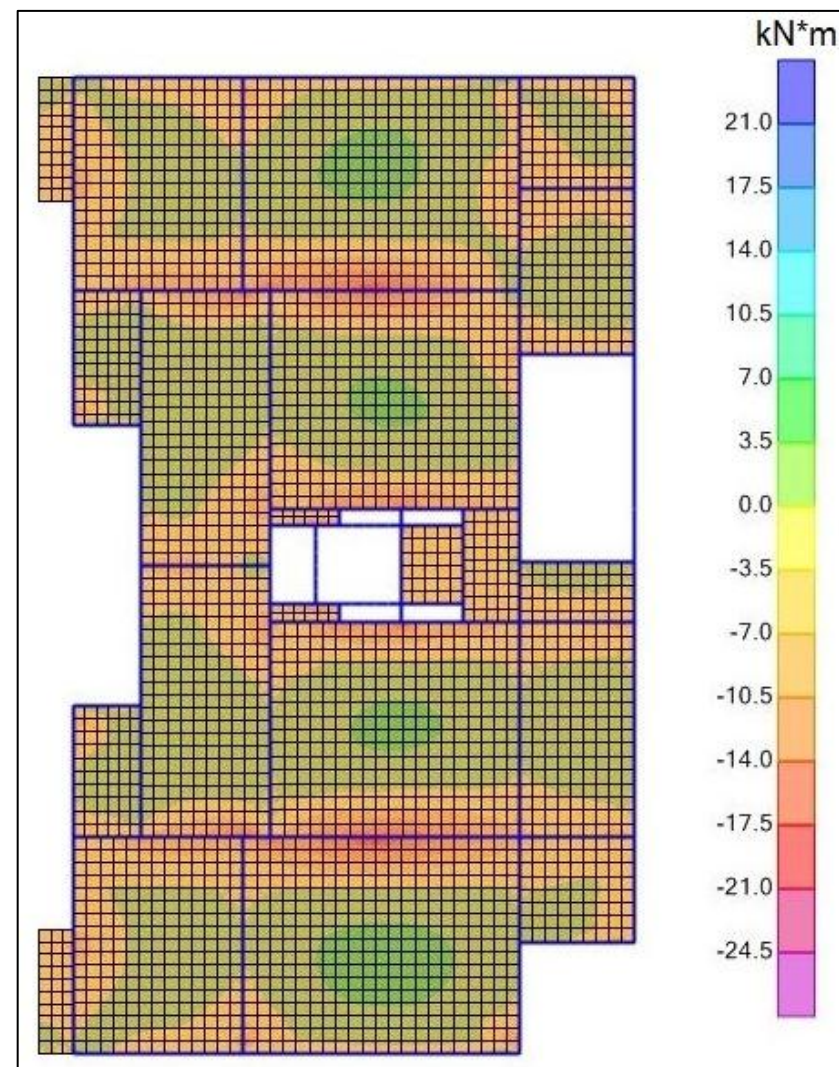
(a) M_y (b) M_x

Figura 24 – Momentos negativos nas Lajes
Fonte: Autores, 2013

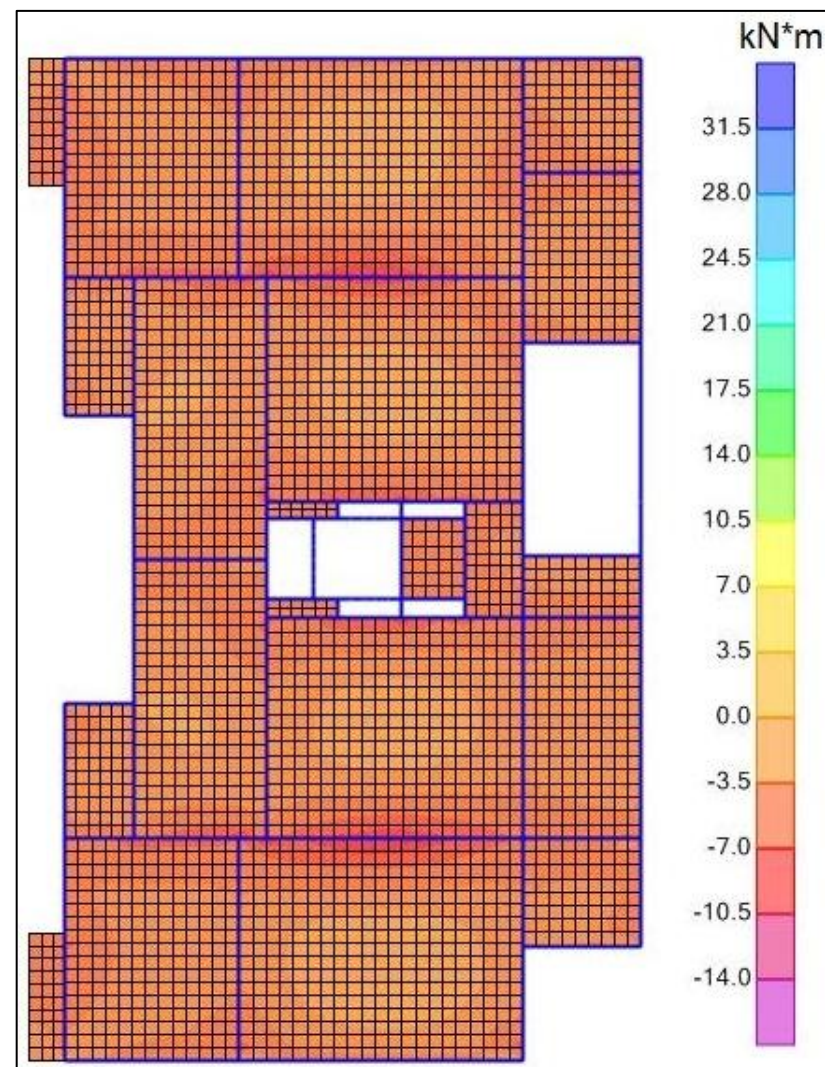
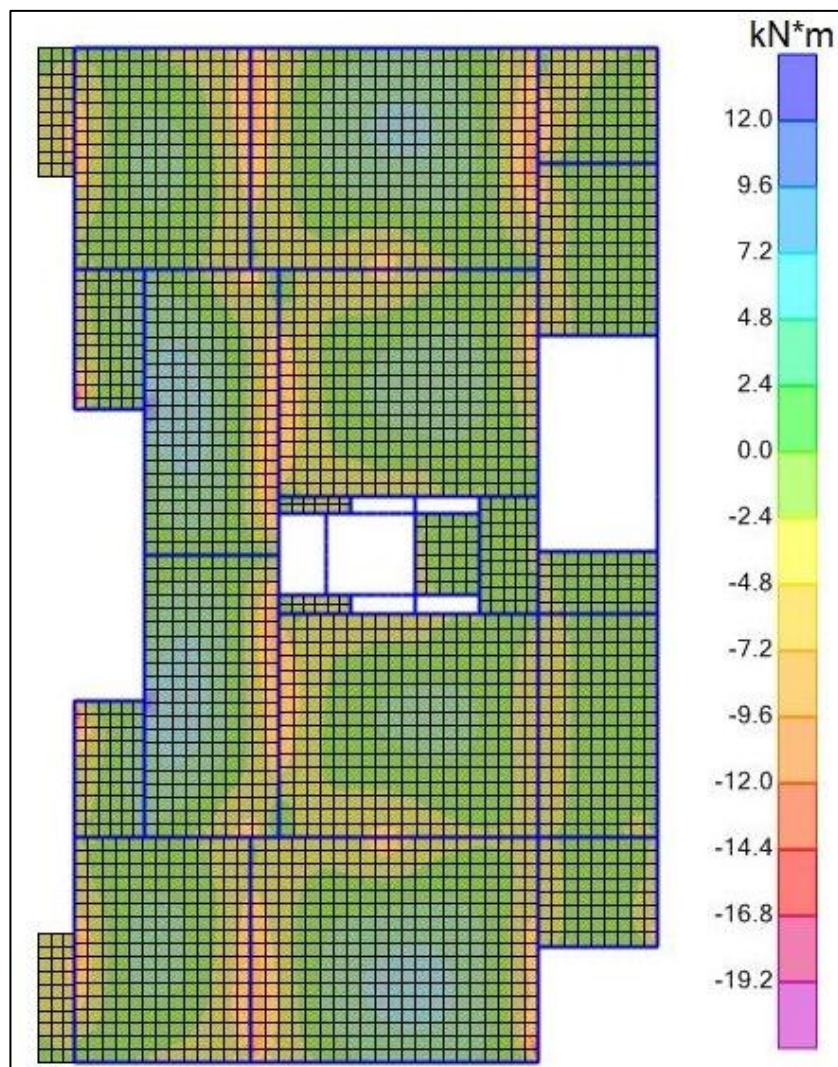
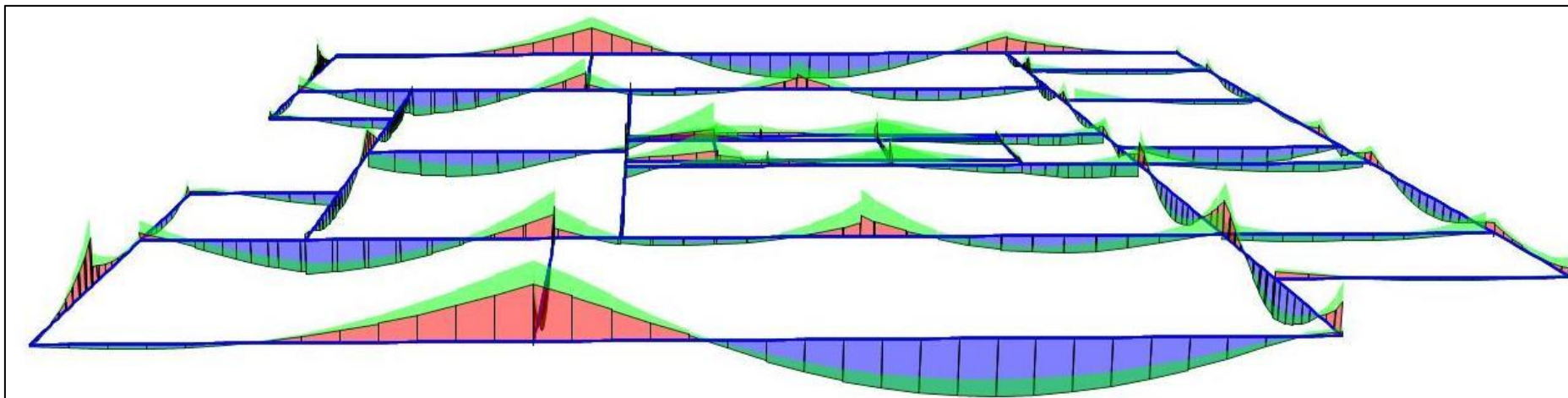


Figura 25 – Momentos positivos nas lajes
Fonte: Autores, 2013

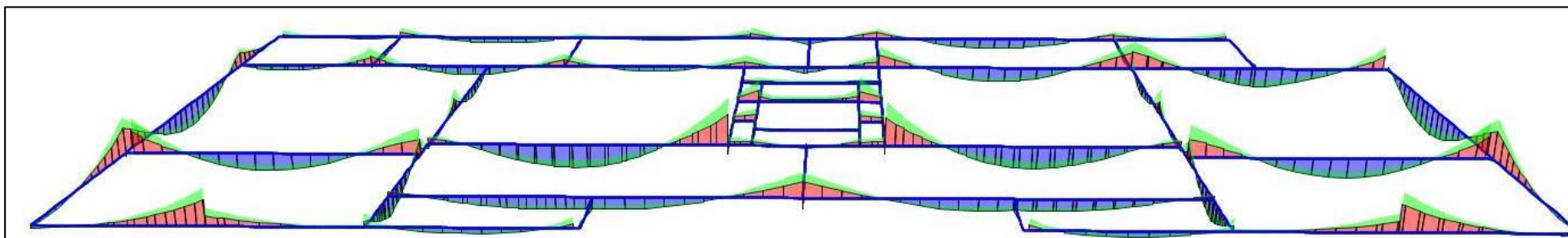
Os esforços de momento fletor obtidos através da modelagem no software SAP2000 nas lajes são apresentados em Apêndice A e B onde são apresentados também os valores obtidos com a redistribuição dos esforços, para momentos positivos e negativos respectivamente. Deve-se observar que a convenção para as direções dos momentos é a mesma do programa SAP2000. A redistribuição dos esforços nas lajes, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003a, p.81), item 14.6.4.3, pode ser de até 25% para estruturas de nós fixos. Nos Apêndices de C a E encontram-se o cálculo das armaduras nas lajes, positivas para M_x , positivas para M_y e negativas, respectivamente.

Quanto às vigas, na Figura 26 apresentam-se os esforços máximos de momento fletor dada pela envoltória das combinações no programa SAP2000. Da mesma forma, na Figura 27 é possível visualizar o aspecto dos esforços cortantes atuantes nas vigas, também obtidos da envoltória e esforços máximos do software. Essas figuras têm por objetivo apenas de visualizar os efeitos dos esforços sobre a estrutura, pois não é possível representar em uma escala de valores, pois a imagem representa uma vista isométrica. Os valores utilizados para o dimensionamento das peças estruturais e determinação das armaduras, apresentados no Apêndice F para as armaduras longitudinais e em Apêndice G para as armaduras transversais.

Com relação ao detalhamento das armaduras, nos Apêndices de H a J, são expressos os cálculos realizados e a solução adotada em cada situação para as lajes e as vigas. Nos Apêndices M e N são apresentadas as pranchas relativas ao detalhamento das armaduras das lajes (armadura negativa e positiva, respectivamente) e em Apêndice O as pranchas com o detalhamento longitudinal e na seção das vigas.

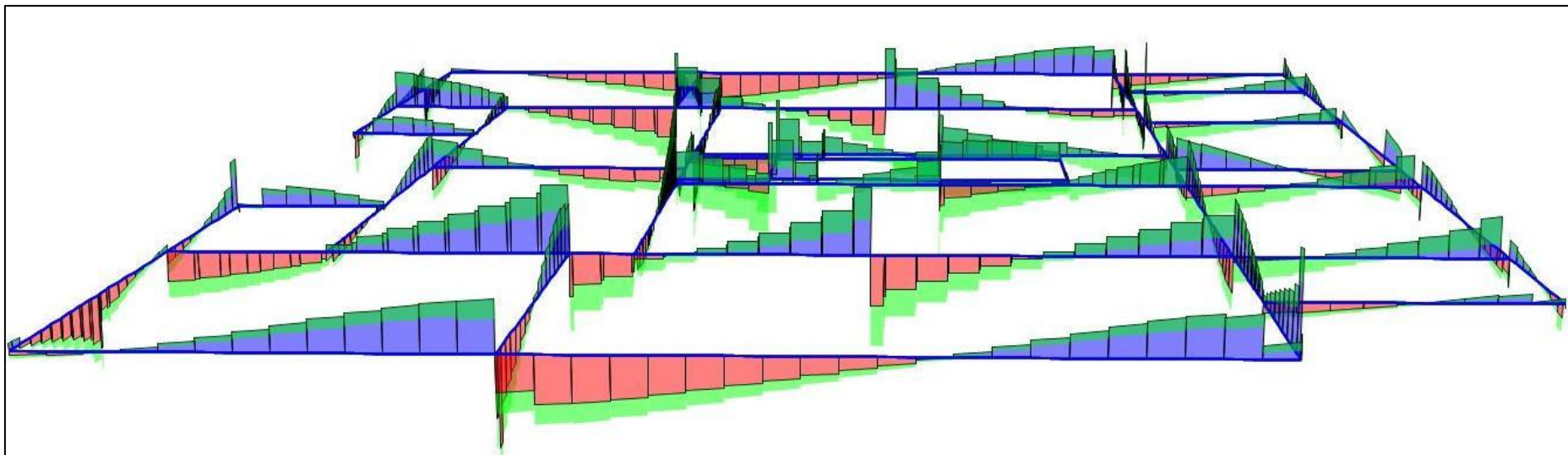


(a) Vista frontal

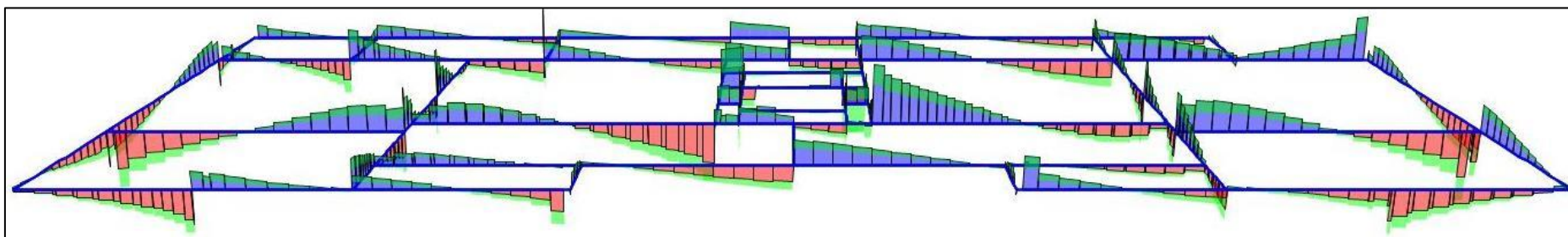


(b) Vista lateral esquerda

Figura 26 – Momentos fletores nas vigas do pavimento
Fonte: Autores, 2013



(a) vista frontal



(b) vista lateral esquerda

Figura 27 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento tipo
Fonte: Autores, 2013

5.1.8 Verificação do estado limite de serviço no SAP2000

Com a necessidade de verificar o ELS da estrutura, conforme item 2.9.1 deste trabalho que segue as prescrições da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2003), isto é, combinações a partir da Tabela 11.4 e verificação dos limites de deslocamento pela Tabela 13.2, apresenta-se na Figura 28 o resultado dos deslocamentos verticais do edifício Adão de Oliveira no pavimento tipo, cuja modelagem foi realizada no SAP2000.

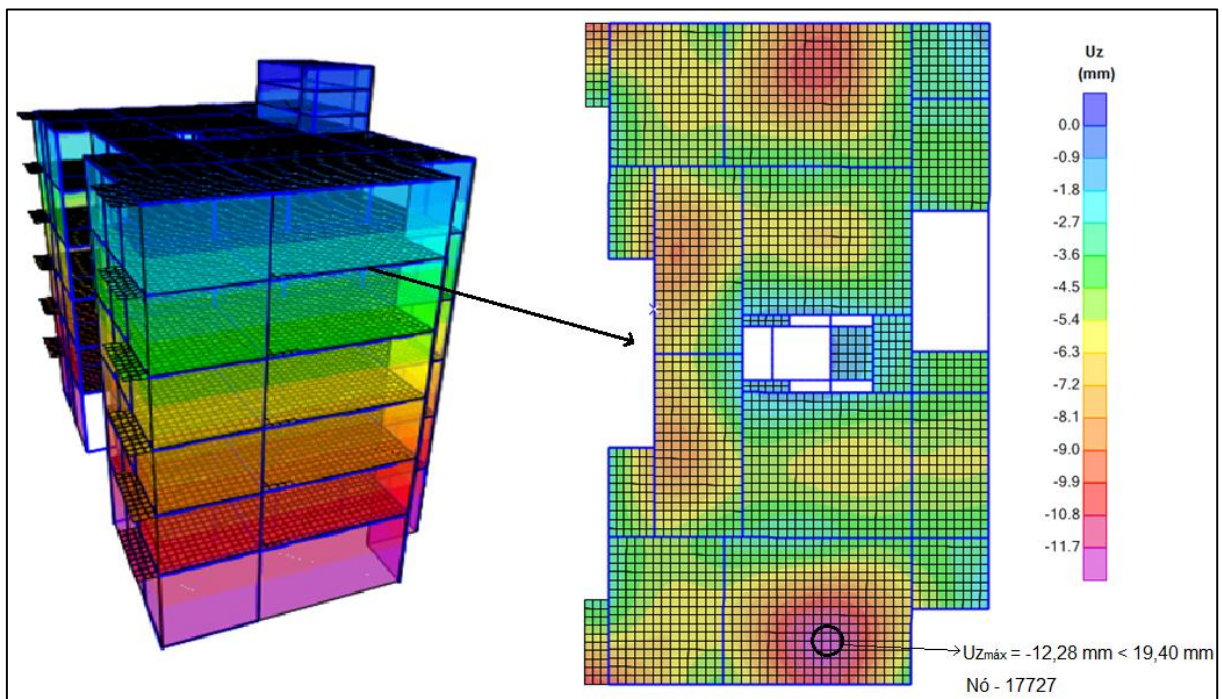


Figura 28 – Verificação do estado limite de serviço
Fonte: Autores, 2013

Em relação à verificação das deformações excessivas conforme as combinações realizadas, o pavimento tipo não apresentará deslocamentos visuais e nem vibrações sentidas no piso maiores que os limites estabelecidos pela NBR 6118.

5.2 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS PARA O PROJETO EM CONCRETO ARMADO COM OS ESFORÇOS OBTIDOS DO SOFTWARE SAP2000

Na Tabela 13 é apresentado o resumo de aço para armadura positiva e negativa das lajes do pavimento tipo:

Tabela 13 – Armadura positiva e negativa para as lajes

Tipo do Aço	Diâmetro das Barras	Comprimento Total (m)	Massa específica linear do Aço (kg/m)	Massa (kg)
50A	6,3	184813	0,245	452,79
50A	8,0	117205	0,395	462,96
50A	10,0	150920	0,617	931,18
50A	12,5	73988	0,963	712,50
TOTAL				2559,43

Fonte: Autores, 2013.

O quantitativo de armadura longitudinal e transversal nas vigas para o projeto em CA do pavimento tipo, com utilização do aço CA 50 e CA 60 (GERDAU, 2013), respectivamente, apresenta-se na Tabela 14.

Tabela 14 – Armadura longitudinal e transversal das vigas

Tipo do Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento Total (cm)	Massa Nominal (kg/m)	Total (kg)
60B	5	49928	0,154	76,89
60B	6	13580	0,222	30,15
60B	7	4232	0,302	12,78
60B	8	24503	0,395	96,79
50A	6,3	8100	0,245	19,85
50A	8	30238	0,395	119,44
50A	10	61308	0,617	378,27
50A	12,5	12412	0,963	119,53
50A	16	2128	1,578	33,58
TOTAL 60B				216,60
TOTAL 50A				670,66
TOTAL				887,26

Fonte: Autores, 2013.

Na Tabela 15 é apresentado o volume de concreto e a área de fôrmas das lajes e vigas do pavimento tipo:

Tabela 15 – Volume de concreto e área de fôrmas para vigas e lajes

Material	Quantidade
Concreto lajes (m ³)	22,89
Concreto vigas (m ³)	7,92
Fôrmas lajes (m ²)	228,86
Fôrmas vigas (m ²)	117,87

Fonte: Autores, 2013.

5.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS PELAS TABELAS DE BARES

Para se aprofundar na discussão relativa à obtenção de esforços no pavimento tipo do edifício Adão de Oliveira, incluiu-se no trabalho a análise estrutural dos esforços nas lajes a partir de um método aproximado, cujos esforços foram calculados empregando-se as Tabelas de Bares.

O propósito de calcular esses dados é o de comparar os resultados ligados aos quantitativos de armadura pelo SAP2000 com os obtidos a partir do método aproximado, bem como seguindo a proposta inicial de comparar com os quantitativos do projeto estrutural em LPLP.

A fim de permitir o foco no comparativo entre os quantitativos de materiais, que é o objetivo deste trabalho, o cálculo do detalhamento das armaduras positivas e negativas para as lajes, através dos esforços de momento fletor compatibilizados pelo método indicado estão apresentados nos Apêndices K e L.

5.3.1 Quantitativos de materiais para o projeto em Concreto Armado com os esforços obtidos pelas tabelas de Bares

Na Tabela 16 é apresentado o resumo dos quantitativos de aço por bitola nas lajes, bem como o peso total de aço utilizado para o projeto em CA para o pavimento tipo:

Tabela 16 – Armadura positiva e negativa pelas tabelas de bares

Tipo de Aço	BITOLA (mm)	Comprimento Total (cm)	Massa Específica linear do Aço (kg/m)	Massa (kg)
50A	6,3	332611	0,245	814,90
50A	8	55495	0,395	219,21
50A	10	91510	0,617	564,62
TOTAL				1598,72

Fonte: Autores, 2013.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Analisando os resultados da Tabela 2, Tabela 3, Tabela 13 e Tabela 14 respectivamente, as duas primeiras representando à quantidade de armadura em LPLP e as outras duas a quantidade de armadura para o projeto em CA, verifica-se um quantitativo de aço com proximidade para cada solução. De acordo com a Tabela 2, a quantidade de armadura passiva necessária é de 2266,23 kg de aço CA50 e de apenas 2,41 kg de CA60. Comparando com a Tabela 13, somente na laje em CA calculou-se uma armadura necessária de 2559,43 kg de CA50, ou seja, 12,94% a mais do que na LPLP.

Contudo, a análise que pode especificar melhor essa comparação de quantidades de aço é em função da avaliação dos números finais da massa de aço calculada, independente da categoria. A quantidade total de armadura passiva utilizada nas vigas é de 887,26 kg de aço, que somada às lajes apresenta um total de 3446,70 kg de aço. Já em relação à LPLP, a quantidade de armadura ativa total é de 1233,92 kg e passiva de 2266,23 kg que somadas resultam em um total de 3500,15 kg de aço. Vale lembrar, no entanto, que essas armaduras (ativa e passiva) pertencem à classe de resistência diferente, ou seja, para uma análise global de quantidade isso pode ser feito, sendo que para análise de custos já não será possível.

Como a ordem de custo da armadura ativa é diferente da passiva, cerca de 3 vezes maior, de acordo com a PINI (2005), essa equiparação de quantidade se torna um pouco superficial devido a disparidade de preço entre ambas. Assim, apesar das quantidades totais somadas serem próximas, neste caso a laje convencional apresentou uma condição mais favorável em relação ao aço necessário para o pavimento tipo. Por outro lado, se pensarmos na simplificação do processo do posicionamento das armaduras, torna-se mais fácil a inspeção e conferência pela ausência de vigas na laje protendida (HENNRICHS, 2003, p.29).

Comparando a quantidade de armadura para o método aproximado pelas tabelas de Bares com os resultados obtidos no SAP2000, averiguou-se uma grande discrepância para com os resultados dos quantitativos de aço para o pavimento tipo.

É o que se pode analisar pela Tabela 13 e pela Tabela 16, onde o consumo de aço para os esforços no SAP2000 resultaram em 2559,43 kg de aço enquanto que a solução aproximada resultou em apenas 1598,72 kg, ou seja, quase 1

tonelada a mais de aço para a solução com os esforços obtidos pelo software. A resposta para essa grande diferença está nas considerações de engastamento entre os bordos de lajes adjacentes, conforme abrange a bibliografia, que interfere diretamente no comprimento das barras sobre esses apoios. Já pelo programa em que se realizou essa modelagem, obtém-se o resultado final dos esforços, de acordo com a solidarização entre elas e com os demais elementos, como por exemplo, próximo a regiões de pilares, é considerado o maior esforço em módulo, e havendo a solidariedade entre ambas às lajes, o comprimento da armadura é por muitas vezes superior aos obtidos por meio do cálculo por tabelas.

Essa diferença é ilustrada no Gráfico 4, em que são expressos índices representativos dados pela razão entre o consumo de aço nas lajes do projeto estrutural em CA do pavimento tipo, ou seja, dado pelos esforços obtidos através das tabelas de Bares e no SAP2000, e a área do pavimento tipo (249,69m²).

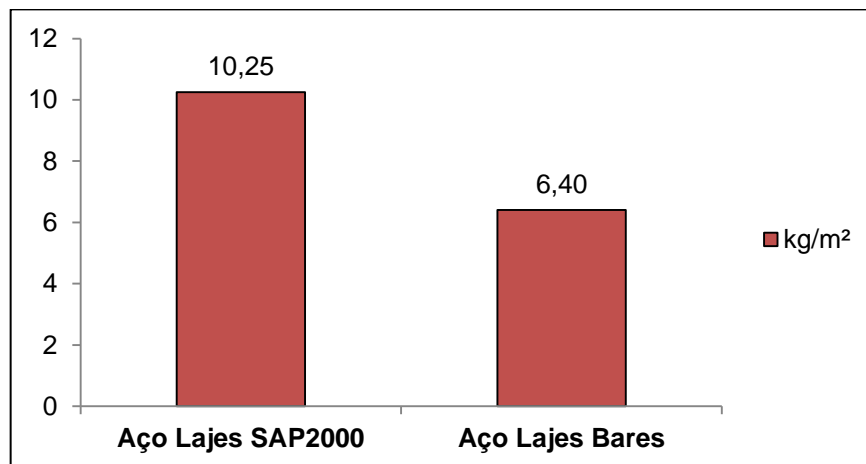


Gráfico 4 – Índices representativos para o aço das lajes SAP2000 x Bares
 Fonte: Autores, 2013

O quantitativo de fôrmas da LPLP é muito menor do que a do sistema convencional, que já era esperado, conforme Figueiredo (1989 apud HENNRICH, 2003, p.29), em que as fôrmas apresentam um plano contínuo e que segundo a PINI (2012), a grande diferença por usar essa solução estrutural em LPLP está na área de fôrmas e na mão de obra de carpinteiros e armadores. De acordo com a Tabela 4, o quantitativo de fôrmas para CP foi de 265,28 m², enquanto que no projeto em CA apresentada na Tabela 15, calculou-se uma área de fôrmas de 346,73 m², isto é, o consumo de fôrmas da solução com lajes e vigas apresenta um percentual superior a 30,7% em relação a LPLP.

De acordo com Albuquerque e Pinheiro (2002, p.6), a estrutura convencional com lajes maciças é responsável por um grande consumo de fôrmas, além de um grande consumo de concreto pelas lajes.

Entretanto, o volume de concreto calculado no pavimento tipo na estrutura em LPLP foi maior do que da estrutura convencional, sendo, respectivamente, conforme Tabela 4, de 46,24 m³, e conforme Tabela 15, de 30,81 m³. Segundo Albuquerque (1999, p.53), em geral as lajes planas lisas apresentam maior consumo de concreto e aço, sendo estes os resultados realmente apresentados na avaliação quantitativa do pavimento tipo.

No Gráfico 5, dado a seguir, é possível visualizar melhor a diferença entre os dois sistemas construtivos em relação ao quantitativo de materiais. Para isso foram obtidos índices representativos dividindo-se o consumo de cada insumo pela área do pavimento tipo da edificação (249,69m²). Para os aços esses índices são compostos pela quantidade total do insumo, independente da classe de resistência de cada aço, sendo isso feito, pois em se havendo a diferença entre as classes de resistência, o que reflete também no custo do insumo, espera-se, intuitivamente, para a solução que empregue materiais de maiores resistências, um menor quantitativo. As unidades desses índices é a unidade de cada insumo por unidade de área do pavimento tipo.

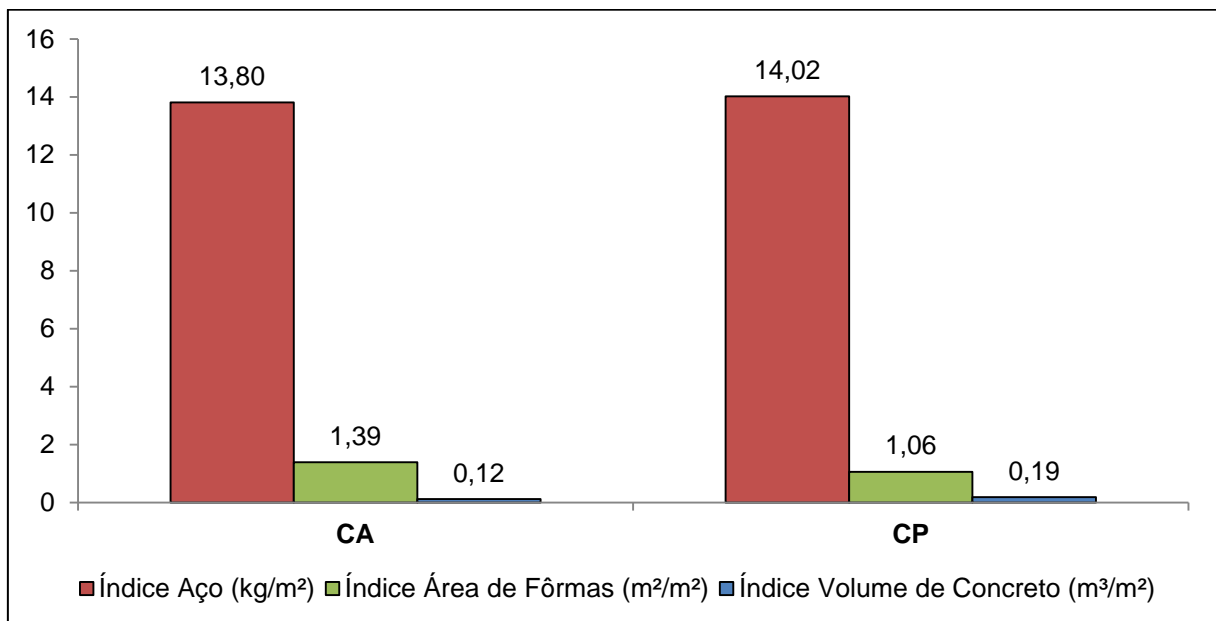


Gráfico 5 – Índices representativos dos quantitativos de materiais
Fonte: Autores, 2013

Tomando-se por base os valores obtidos para o projeto estrutural em CA é possível obter a relação percentual do consumo dos insumos para o projeto em CP, cujos valores estão expressos no Gráfico 6.

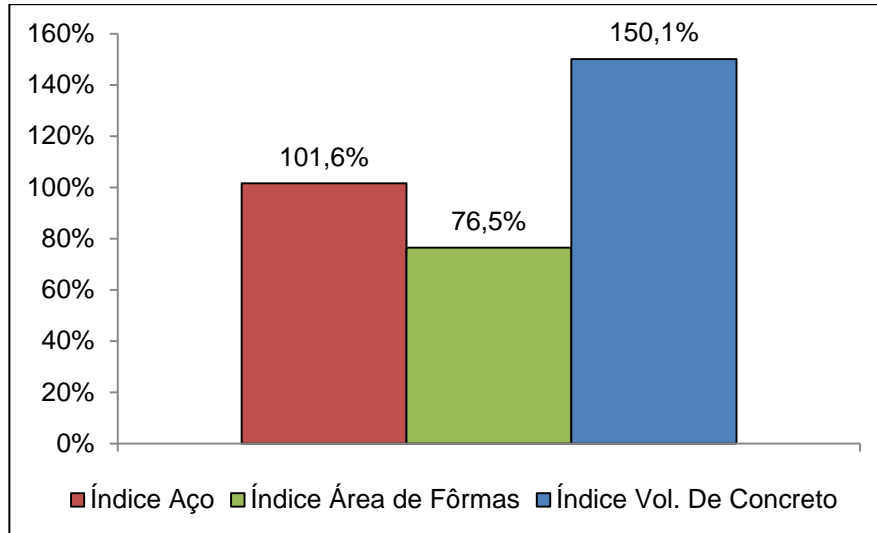


Gráfico 6 – Consumo dos materiais para a solução em CP em relação a CA
Fonte: Autores, 2013

Percebe-se que o consumo de aço (independente da classe de resistência) é 1,6% maior, a área de fôrmas é 23,5% menor e o consumo de concreto resulta em 50,1% a mais do que no projeto em CA.

A análise de um parâmetro que é único não revela se o sistema estrutural adotado tem uma viabilidade técnica e econômica em conjunto. É o caso deste comparativo, que limita-se em dizer que a laje convencional apresentou maiores ganhos em consequência apenas dos quantitativos serem menores em concreto e aço.

O essencial é analisarmos as viabilidades das estruturas de uma forma geral. Como exemplo, segundo Cauduro (2012), em segmentos comerciais a protensão é imbatível, mas há um problema cultural dos engenheiros e calculistas que habituados com o sistema convencional. Ao se aprofundar um pouco mais sobre protensão, percebem ganhos em vagas de garagens, que fazem com que os mesmos não voltem mais às estruturas convencionais.

Além disso, como a estrutura de um edifício não custa mais do que 20 a 25% do total do orçamento da obra, o construtor tem que ter em mente que se optar por uma tecnologia 5% mais cara ou mais barata, ela não vai influenciar significativamente no montante, mas acarretarão mudanças em outros aspectos,

como a alvenaria, altura total da edificação, sendo também necessária a avaliação de outras viabilidades como pilares mais distantes, menos lajes e vigas de transição, garagens livres de pilares (CAUDURO, CONSTRUÇÃO MERCADO, 2012).

De fato, as alterações de projeto refletiram nos fatores citados acima, pois o pé-direito passou de 2,79 m para 3 m, com o rebaixo de forro em 40 cm decorrente das vigas. As vagas de garagem sofreram alterações pelo acréscimo de pilares para com o projeto em CA, mas mesmo assim mantiveram-se duas vagas por apartamento. Os pilares mais distantes estão a 6,20 metros, o qual tende a inviabilizar a situação para lajes de CA nesses vãos.

Ressalta-se a viabilidade para uma solução em CP ou em CA a partir das características apresentadas no projeto arquitetônico. Ou seja, muitas vezes torna-se inviável optar por uma solução que tem a tendência de apresentar custos muito elevados em relação ao benefício final. De acordo com os dados apresentados por Lopes (2013), o custo entre uma laje convencional e uma laje protendida caracteriza-se em uma escolha eficaz a partir do vão de projeto definido pela disposição de pilares, conforme pode ser observado na Figura 29.

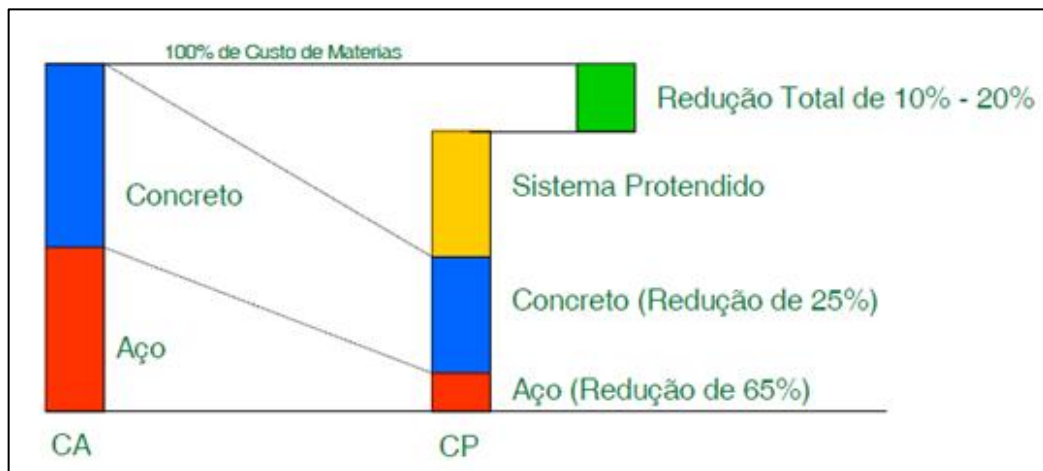


Figura 29 – Relação de custo entre CP e CA para uma edificação com lajes superiores a 7 metros de vão.

Fonte: Lopes (2013).

Em lajes com vãos superiores a 7 metros, a economia líquida de custos em materiais para CP, como pode ser observado na Figura 29, varia entre 10% a 20% quando comparada à alternativa de CA (LOPES, 2013). Além dessa vantagem, há a possibilidade de eliminar as vigas de borda que é vista como uma vantagem estratégica na visão de muitos clientes e principalmente de arquitetos (PINI, 2005).

Na Figura 30 observa-se a relação de custo com a edificação concebida em CA e CP, que atinge a um ponto de equilíbrio quando o vão da laje é de

aproximadamente 7 metros, resultando em custos equivalentes. Salienta-se que a mudança do perfil estrutural acarreta em um novo lançamento da estrutura, em que as características do projeto arquitetônico devem ser mantidas, resultando em um estudo qualitativo e quantitativo.

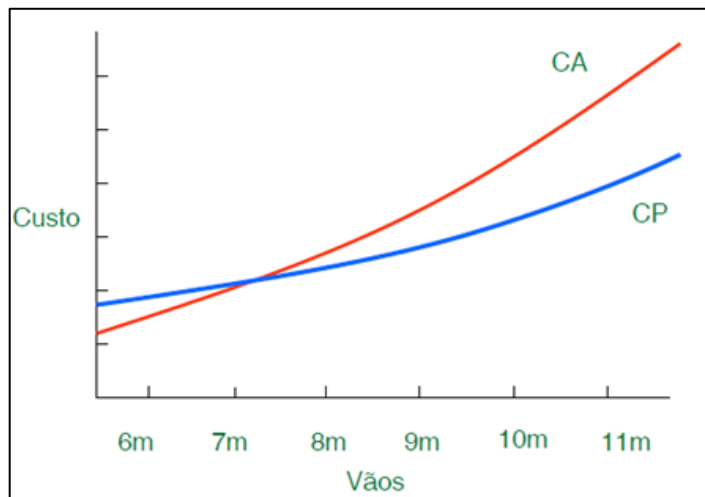


Figura 30 – Relação entre CA e CP em função do Vão
Fonte: Lopes (2013).

Os resultados do projeto em CP por LPLP refletem quantitativos maiores pelo fato dela ter sido concebida com vão máximos de 7,5 metros para lajes, sendo teoricamente um ponto de equilíbrio para com o projeto em CA. A estratégia de projeto pretendido teve seu atendimento no ponto de vista arquitetônico, contribuindo para uma estética arrojada, acústica excelente, se tratando de lajes com 19 cm de espessura, bem como melhor disposição de espaço para as vagas de garagem.

Das desvantagens a citar da LPLP, cabe o punção das lajes; os deslocamentos transversais das lajes; e a estabilidade global do edifício (HENNRICHS, 2003, p.30).

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em um caminho com tantas dificuldades para resolver a partir de conhecimentos adquiridos na graduação, o trabalho torna-se algo de grande valia no crescimento profissional e a certeza de se aprofundar em uma área específica da engenharia civil, ou seja, é esperado que o trabalho de conclusão de curso proporcione uma oportunidade de entender e compreender melhor um determinado conteúdo de relevância, além de contribuir para escolhas futuras dentro de um determinado campo de atuação (DAL PRÁ, 2007).

Conforme Albuquerque (1999), Giroldo (2007), Spohr (2008) e Faria (2010), uma análise comparativa que forneça apenas os quantitativos de materiais não garante que uma alternativa estrutural vai ser melhor ou menos benéfica em relação à outra. É fundamental averiguar e considerar todos os aspectos pertinentes ao processo construtivo para uma edificação, como métodos construtivos, mão-de-obra, racionalização, construtibilidade e, diante do século atual, o fator sustentabilidade.

A escolha de uma solução para o projeto estrutural em CP, como é o caso de uma das soluções analisadas, depende de diversos fatores que especificamente estão ligados à cultura da região. A grande maioria dos empreiteiros e trabalhadores da construção civil na cidade de Pato Branco tem um perfil ligado diretamente ao sistema convencional, encontrando dificuldades ao tentar se adaptar às soluções alternativas atuais. Isso decorre também, segundo a PINI (2012), ao fato do mercado apresentar poucos profissionais com experiência necessária para as novas alternativas, que acaba desmotivando construtoras para se atualizarem na análise e dimensionamento de estruturas com protensão, já encadeada pelo alto custo dos softwares em questão.

O projeto estrutural com lajes maciças convencionais apresentou quantitativos para aço e concreto menor em relação à LPLP, enquanto que em fôrmas o resultado foi menor para a laje protendida. Em outros casos, essa situação pode ser bem diferente, porque depende das condições da laje, principalmente em relação aos detalhes envolventes do projeto arquitetônico.

Na análise comparativa de Spohr (2008), a laje maciça convencional foi a que apresentou os maiores custos, porque essa opção necessitou de formas mais recortadas e com grande número de vigas altas. Por outro lado, na análise de Faria (2010), o projeto estrutural com lajes maciças convencionais foi a que apresentou o

menor custo, verificando-se, porém, menor produtividade, maior tempo de execução e uma grande quantidade de vigas.

É importante enfatizar que a utilização de softwares traz resultados com uma rapidez extraordinária e na maioria deles, resultados confiáveis. Por isso, justifica-se o fato de alguns dos novos engenheiros estruturais não sentirem interesse em aprofundar-se em conceitos mais específicos na área de engenharia de estruturas, ligados com o tipo de análise, especificamente as de segunda ordem a partir da avaliação da estabilidade global etc, que são conhecimentos de prioridade para o engenheiro que seguir na área.

Ressaltam-se muitos erros ocorridos e resolvidos no decorrer deste trabalho em função da complexibilidade das informações da NBR 6118, que sem dúvidas, é uma norma que deveria refletir seu conteúdo com mais transparência.

Se a escolha depende de diversas variáveis que muitas vezes fogem da competência do engenheiro de estruturas, o que requer muito mais do que o cálculo e segurança estrutural, torna-se essencial o conhecimento dos métodos construtivos, dos materiais empregados, da durabilidade dos mesmos e uma série de peculiaridades relativas a cada projeto arquitetônico.

Por isso, as melhores considerações quando se faz um comparativo estão ligadas à tecnologia e desempenho, como a redução das deformações, o melhor comportamento em relação às fissuras e maior resistência ao funcionamento. Nessa mesma linha de raciocínio, o objetivo do engenheiro estrutural é o de fazer uma estrutura que atenda todos os requisitos de segurança, durabilidade e funcionalidade da edificação.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se através da mesma analogia, e com o emprego de softwares de projeto estrutural, como Eberick e o sistema CAD/TQS, fazer o comparativo global dos quantitativos de materiais e custos, para uma edificação com panos de lajes maiores, analisando-se também a influência nos elementos de fundações e a interação solo-estrutura.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas para edifícios em concreto armado**. 1998. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: < http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1999ME_AugustoTeixeiradeAlbuquerque.pdf >. Acesso em: 04 Jun. 2013.

ALBUQUERQUE, A. T. de; PINHEIRO, L. M. **Viabilidade econômica de alternativas estruturais de concreto armado para edifícios**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 19, p. 1-19, 2002. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/pdf/cee19.pdf>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

ALMEIDA FILHO, F. M. de. **Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas**. 2002. 283 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-26052006-153328/>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

ALVA, G. M. S. **Pré-dimensionamento da Estrutura**. Notas de Aula de Estruturas de Concreto 1008, na Universidade Federal de Santa Maria. Aulas 9-12. Disponível em:<http://www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Aulas_9_12_2sem2011.pdf>. Acesso em: 4 Mai. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.

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

_____. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7482**: Fios de Aço para concreto protendido. Rio de Janeiro, 2008a.

_____. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido - Requisitos. Rio de Janeiro, 2008b.

_____. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

AUTOCAD 2013. **Autodesk Inc.** Disponível em: <<http://www.autodesk.com.br/>>. Acesso em: 29 Mar. 2013.

BARZOTTO, Julio Cesar. **Projeto Estrutural**: Edifício Adão de Oliveira, 2012.

BASTOS, P. S. dos S. **Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado**. Notas de Aula na disciplina de Sistemas Estruturais I do curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru, 2006. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/Sistemas%20Estruturais/Sistemas1.pdf>>. Acesso em: 3 Abr. 2013.

BASTOS, P. S. dos S. **Pilares de concreto armado**. Notas de Aula na disciplina de Estruturas de Concreto II do curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru, 2005. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>>. Acesso em: 7 Abr. 2013.

BECK, H.; KÖNIG, G. (1966). **Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings**. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford. Proceedings.

BELGO B. A. **Empresas**. Contagem: ArcelorMittal e Bekaert, 2013. Disponível em:<<http://www.belgobekaert.com.br/Empresa/Paginas/A-empresa-3.aspx>>. Acesso em: 13 Mai. 2013.

BELGO B. A. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. Contagem: ArcelorMittal e Bekaert, 2010. Disponível em:< https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf>. Acesso em: 5 Mai. 2013.

CARVALHO, R. C. **Estrutura em Concreto Protendido**: Cálculo e Detalhamento. 1. ed. São Paulo: PINI, v.1, 2012.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3. ed. 4. reimpressão. São Carlos: Ed. UFCar, 2012.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Volume 2. São Paulo: PINI, 2009.

CAUDURO, E. L. Vão protendidos. **Revista Construção Mercado**. São Paulo, ed. 126, Jan. 2012. Disponível em: <<http://revista.construcaomercado.com.br/negocios-incorporacao-construcao/126/artigo244377-1.asp>>. Acesso em: 20 Fev. 2013.

CELESTE, A. P. **Análise de Lajes Retangulares à Flexão Considerando o Acréscimo de Armadura devido aos Momentos Volventes**. 2011. 84 f. Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2011. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10001432.pdf>>. Acesso em: 24 Jun. 2013.

COSTA, F. de O.; DIEGUEZ A. B. **Apostila para utilização passo a passo do SAP 2000, versão 8.3.5, para projetos de edifícios de Concreto Armado**. 2004. 80f. Faculdade de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas da Universidade de Campinas, 2004. Disponível em: <<http://followscience.com/content/219006/apostila-sap2000-portugues>>. Acesso em: 24 Mai. 2013.

DAL PRÁ, A. A. **Projeto de edificação residencial em concreto armado**. 2007. 112 f. Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2007. Disponível em: <http://arturdalpra.zoomshare.com/files/arquitetura/TCC2_fina_l_arturdalpra.pdf>. Acesso em: 15 Mai. 2013.

DINIS, L. M. de J. S. – **Teoria clássica das placas finas**. Capítulo 2 do E-book de apoio para o Curso de Engenharia. Seção de Mecânica Aplicada, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP, 2004. Disponível em: <<http://paginas.fe.up.pt/~ldinis/cap2placas.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL. **Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG**. São Paulo: DYWIDAG, 2008. Disponível em: <http://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas_de_Protensao_com_Barras_DYWIDAG_02.pdf>. Acesso em: 05 Mai. 2013.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Rio de Janeiro: Interciência, 2005.

FARIA, M. P. **Estruturas para edifícios em concreto armado: análise comparativa de soluções com lajes convencionais, lisas e nervuradas**. 2010. 98 f. Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2010. Disponível em: < <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/26057/000755698.pdf?sequence=1> >. Acesso em: 20 Jul. 2013.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. (1991). **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings.

FUSCO, P. B. **Estrutura de Concreto**: Fundamentos do projeto estrutural. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**: Solicitações Tangenciais. 1. ed. São Paulo: PINI, 2008.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1995.

GERDAU. CA-60 Gerdau. 2013. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produto-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=228>> . Acesso em: 02 Jul. 2013.

GERDAU. **Vergalhão Gerdau GG 50**. 2013. Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=222>> . Acesso em: 02 Jul. 2013.

GIROLDO, L. C. **Edifício residencial de múltiplos pisos: análise comparativa de custos de sistemas estruturais em concreto para o pavimento tipo**. 2007. 117 f. Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil, do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, UFPR, Curitiba, 2007. Disponível em: <<http://www.ppgcc.ufpr.br/dissertacoes/d0091.PDF>> . Acesso em: 24 Jul. 2013.

GONZALES, R. L. M. de. **Análise de lajes pela teoria das charneiras plásticas e comparação de custos entre lajes maciças e lajes treliçadas**. 1997. 160 f.

Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1997ME_RogérioLucianoMiziaraGonzalez.pdf>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

GOOGLE EARTH. **Imagens de Pato Branco**, Paraná, PR, 2005. Disponível em: <<http://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>>. Acesso em: 21 Mai. 2013.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. E-book de apoio para o Curso de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005. Disponível em: <www.set.eesc.usp.br/mdidatico/protendido/arquivos/cp_ebook_2005.pdf>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

HENNRICHS, C. A. **Estudos Sobre a Modelagem de Lajes Planas de Concreto Armado**. 2003. 201 f. Dissertação (Mestrado) – Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. Disponível em: < <http://www.gap.ufsc.br/arquivos/dissertacoes/GAPDIS%2001%2010.pdf> > Acesso em: 17 Jul. 2013.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Estatísticas**. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site/portugues/numeros/estatisticas.asp>>. Acesso em: 13 Maio 2013.

ISHITANI, H.; FRANÇA, R. L. e S. **Concreto Protendido: Fundamentos Iniciais**. Notas de Aula da disciplina de Concreto Protendido do curso de Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP. São Paulo, 2002. Disponível em:< http://www.lem.ep.usp.br/pef2304/protendido_c1e2.pdf >. Acesso em: 4 Abr. 2013.

KISS, P. Os leves puxam o mercado. **Téchne**. São Paulo, ed 41, ago. 2000. Disponível em:< <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/41/artigo32186-1.asp>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

LEONHARDT, F. **Construção de Concreto: Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 5, 1983.

LIMA, J. S. **Verificações da Punção e da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto: Desenvolvimento e Aplicação de Recomendações Normativas**. 2001. 249 f. Dissertação (Mestrado) – Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2001. Disponível em:

<http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2001ME_JulianaSoaresLima.pdf>. Acesso em: 15 Mai. 2013.

LOPES, D. G. **O Mercado de Protensão**. [Mensagem Pessoal]. Gerente de Produtos do Departamento de Marketing. Mensagem recebida de <daniel.lopes@belgobekaert.com.br> por <elizandrozilli@hotmail.com> em 07 de Maio 2013.

MELLO, A. L. V. de. **Cálculo de lajes lisas com protensão parcial e limitada**. 2005. 128 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2005. Disponível em: <http://200.136.241.56/htdocs/tedeSimplificado/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=716>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) – Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf>. Acesso em: 15 Mai. 2013.

NASCIMENTO, A. V. do. **Concreto Protendido: O uso da protensão não aderente em edifícios comerciais e residenciais**. 2004. 88 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso Superior em Engenharia Civil com ênfase Ambiental, Universidade Anhembi Morumbi, 2004. Disponível em: <<http://engenharia.anhembi.br/civil04.html>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

PEDROSO, F. L. Concreto: As origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Revista Concreto & Construções**. São Paulo, n. 53, p. 14-20, IBRACON, Jan.–Mar. 2009. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf>. Acesso em: 3 Abr. 2013.

PFEIL, W. **Concreto Protendido, 1: Introdução**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A, 1984.

PFEIL, W. **Concreto Protendido: Processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1980.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios: Estruturas de Concreto – Concepção estrutural**. Notas de Aula

do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 4, São Carlos, 2003a. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/04%20Concepcao.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**: Pré-dimensionamento. Notas de Aula do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 5, São Carlos, 2003b. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/04%20Concepcao.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**: Lajes maciças. Notas de Aula do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 11, São Carlos, 2010. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**: Vigas. Notas de Aula do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 15, São Carlos, 2003c. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/15%20Vigas.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P.; CATOIA, T. CATOIA, B. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**: Estruturas de Concreto - Introdução. Notas de Aula do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 1, São Carlos, 2010. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/01%20Introducao.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINHEIRO, L. M.; SCADELAI, M. A. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**: Estruturas de Concreto – Pilares. Notas de Aula do departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos na Universidade de São Paulo. Cap. 16, São Carlos, 2005. Disponível em:<<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/16%20Pilares.pdf>>. Acesso em: 4 Abr. 2013.

PINI W. Concretos e cabos. **Notícias Pini Web**. Jan. 2005. Disponível em:<<http://www.piniweb.com.br/construcao/noticias/concretos-e-cabos-79438-1.asp>>. Acesso em: 20 Fev. 2013.

PINI W. Projetista rebate críticas contra lajes planas protendidas. **Noticiário Tecnologia e Materiais Pini Web**. Mar. 2012. Disponível em: <<http://www.piniweb.com.br/construcao/tecnologia-materiais/projetista-rebate-criticas-contra-o-sistema-de-lajes-planas-protendidas-252307-1.asp>>. Acesso em: 20 Fev. 2013.

PROTENBRAS. **Equipamentos**: Cunha e ancoragens. Ponta Grossa, PR, 2013. Disponível em: <http://www.protenbras.com.br/equipamentos/cunha-e-ancoragens/>>. Acesso em: 05 Mai. 2013.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. **Concreto Protendido**. São Paulo: Rudloff, 2012. Disponível em http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogos/catalogo_concreto_protendido-site.pdf>. Acesso em: 05 Mai. 2013.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. **Lajes planas protendidas**. São Paulo: Rudloff, 2009. Disponível em: http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacoes-tecnicas/publicacao1_lajes_planas_protendidas.pdf>. Acesso em: 05 Mai. 2013.

SAP2000, **Computers and Structures, Inc.** Disponível em: <<http://www.csiberkeley.com/sap2000>>. Acesso em: 20 Jun. 2013.

SCARABELOT, Daniela. **Projeto Arquitetônico**: Edifício Adão de Oliveira, 2009.

SILVA, F. J. B. **Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais de um edifício alto em concreto armado com sistema estrutural tubular aporticado e núcleo central**. 2006. 273 f. Dissertação de Mestrado pela Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2006. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/LMCA-75WLFP/dissertacao_final.pdf?sequence=1>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2008. Disponível em: <http://w3.ufsm.br/ppgec/wp-content/uploads/diss_valdi_henrique_spoehr.pdf>. Acesso em: 24 Jun. 2013.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido**: Fundamentos básicos. Notas de Aula na disciplina de Concreto Protendido do curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. 4. ed. Viçosa, 1998.

Disponível em:<www.dcc.ufpr.br/wiki/images/5/52/TC-038_CProtendido.pdf>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido**: Perdas de Protensão. Notas de Aula na disciplina de Concreto Protendido do curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. 4. ed. Viçosa, 1998. Disponível em:< <http://pessoal.utfpr.edu.br/amacinrm/protendido/arquivos/CP2.pdf>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; SILVA, R. C. da; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido**: Estados Limites. Notas de Aula na disciplina de Concreto Protendido do curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. 4. ed. Viçosa, 1999. Disponível em:<<http://pessoal.utfpr.edu.br/amacinrm/protendido/arquivos/CP3.pdf>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

XERCAVINS, P.; DEMARTHE, D.; SHUSHKEWICH, K. **Eugene Freyssinet**: The Invention of Prestressed Concrete and Precast Segmental Construction. Association Eugène Freyssinet, 2008. Disponível em: <<http://www.efreyssinet-association.com/association/doc.php>>. Acesso em: 24 Jan. 2013.

APÊNDICE A – Compatibilização dos Momentos Negativos das lajes

Borda	Borda sobre o Eixo	GLOBAL		Momento Fletor de Pior Situação (kN*m)	Reduzindo 25% (kN*m)	
		MLi (kN*m)	MLj (kN*m)			
L1	L2	Y	6,99	14,07	14,07	10,55
L2	L3	Y	9,14	16,43	16,43	12,32
L2	L6	X	9,56	3,07	9,56	7,17
L2	L7	X	9,72	20,41	20,41	15,31
L3	L4	Y	19,79	7,08	19,79	14,84
L3	L5	Y	19,48	6,27	19,48	14,61
L3	L7	X	17,57	20,22	20,22	15,17
L3	L8	X	19,52	15,66	19,52	14,64
L4	L5	X	5,97	5,86	5,97	4,48
L5	L8	Y	4,30	9,12	9,12	6,84
L6	L7	Y	0,85	0,15	0,85	0,64
L7	L8	Y	18,16	8,94	18,16	13,62
L7	L14	X	5,45	5,43	5,45	4,09
L8	L9	X	11,00	6,00	11,00	8,25
L8	L11	X	8,08	4,13	8,08	6,06
L10	L11	Y	2,11	0,62	2,11	1,58
L11	L13	Y	3,96	4,69	4,69	3,52
L11	L16	X	3,90	8,24	8,24	6,18
L12	L16	X	3,83	12,63	12,63	9,47
L13	L17	X	4,22	6,35	6,35	4,76
L14	L15	Y	0,85	0,21	0,85	0,64
L14	L16	Y	18,08	8,03	18,08	13,56
L14	L18	X	20,22	10,19	20,22	15,17
L14	L20	X	20,10	18,09	20,10	15,08
L15	L18	X	3,11	10,06	10,06	7,55
L16	L17	Y	5,82	5,21	5,82	4,37
L16	L20	X	15,55	21,84	21,84	16,38
L17	L21	X	8,91	7,89	8,91	6,68
L18	L19	Y	17,58	7,17	17,58	13,19
L18	L20	Y	10,33	23,57	23,57	17,68
L20	L21	Y	11,11	4,48	11,11	8,33

APÊNDICE B – Compatibilização dos Momentos Positivos das lajes

Laje	MOMENTOS FLETORES GLOBAIS				Compatibilizados	
	Mx (kN*m)	My (kN*m)	ΔM_x (kN*m)	ΔM_y (kN*m)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
1	0,65	0,66	0	0,00	0,65	0,66
2	1,91	3,13	1,20	1,76	3,11	4,89
3	6,15	5,27	2,44	4,53	8,59	9,80
4	1,79	0,72	0,75	0,00	2,54	0,72
5	1,50	1,36	0,69	0,00	2,19	1,36
6	2,03	3,44	0,00	0,11	2,03	3,55
7	4,26	7,21	3,23	2,27	7,49	9,48
8	5,94	3,73	1,89	1,14	7,83	4,87
9	5,66	3,93	0,00	0,00	5,66	3,93
10	3,05	1,50	0,00	0,26	3,05	1,76
11	0,48	2,58	0,00	0,22	0,48	2,80
12	3,57	2,52	0,00	0,00	3,57	2,52
13	1,60	2,59	0,00	0,59	1,60	3,18
14	5,66	7,04	3,20	2,37	8,86	9,41
15	1,94	3,35	0,00	0,00	1,94	3,35
16	5,88	3,01	1,58	0,73	7,46	3,74
17	1,98	1,53	1,91	0,42	3,89	1,95
18	2,02	3,34	1,26	2,20	3,28	5,54
19	1,18	0,48	0,00	0,00	1,18	0,48
20	6,84	5,60	2,73	4,34	9,57	9,94
21	1,53	0,72	0,60	0,00	2,13	0,72

APÊNDICE C – Cálculo da armadura positiva das lajes – Mx

Laje	Mk (kN,m/m)	Kc (cm ² /kN)	Bx	Ks (cm ² /kN)	As,cal (cm ² /m)	As (cm ² /m)	φ (mm)	Espaçamento (cm)
L1	0,65	46,429	0,015	0,023	0,32	1,15	6,30	20,00
L2	3,11	9,719	0,073	0,024	1,58	1,58	6,30	19,00
L3	8,59	3,513	0,214	0,025	4,65	4,65	10,00	16,00
L4	2,54	11,899	0,059	0,024	1,29	1,29	6,30	20,00
L5	2,19	13,772	0,051	0,023	1,11	1,15	6,30	20,00
L6	2,03	14,866	0,047	0,023	1,02	1,15	6,30	20,00
L7	7,49	4,028	0,184	0,025	4,01	4,01	8,00	12,00
L8	7,83	3,857	0,193	0,025	4,20	4,20	8,00	12,00
L9	5,66	5,332	0,136	0,024	2,97	2,97	6,30	10,00
L10	3,05	9,895	0,071	0,024	1,56	1,56	6,30	20,00
L11	0,48	62,872	0,011	0,023	0,24	1,15	6,30	20,00
L12	3,57	8,453	0,084	0,024	1,83	1,83	6,30	17,00
L13	1,60	18,862	0,037	0,023	0,80	1,15	6,30	20,00
L14	8,86	3,407	0,221	0,025	4,81	4,81	8,00	10,00
L15	1,94	15,556	0,045	0,023	0,98	1,15	6,30	20,00
L16	7,46	4,046	0,183	0,025	3,99	3,99	8,00	12,00
L17	3,89	7,763	0,092	0,024	2,00	2,00	6,30	15,00
L18	3,28	9,208	0,077	0,024	1,68	1,68	6,30	18,00
L19	1,18	25,575	0,027	0,023	0,59	1,15	6,30	20,00
L20	9,57	3,153	0,241	0,025	5,25	5,25	10,00	14,00
L21	2,13	14,143	0,050	0,023	1,08	1,15	6,30	20,00

Md = 1,4 Mk

Alturas das Lajes h= 10 cm.

Altura útil das lajes d= 6,5 cm.

Base da seção da laje bw = 1m.

Área de aço mínima As,mín = 1,15cm².

APÊNDICE D – Cálculo da armadura positiva das lajes – My

Laje	Mk (kN,m/m)	Kc (cm ² /kN)	Bx	Ks (cm ² /kN)	As,cal (cm ² /m)	As (cm ² /m)	φ (mm)	Espaçamento (cm)
L1	0,66	45,725	0,015	0,023	0,33	1,15	6,30	20,00
L2	4,89	6,173	0,117	0,024	2,54	2,54	6,30	12,00
L3	9,80	3,080	0,247	0,026	5,39	5,39	10,00	14,00
L4	0,72	41,915	0,016	0,023	0,36	1,15	6,30	20,00
L5	1,36	22,190	0,031	0,023	0,68	1,15	6,30	20,00
L6	3,55	8,510	0,083	0,024	1,82	1,82	6,30	17,00
L7	9,48	3,183	0,238	0,025	5,19	5,19	10,00	15,00
L8	4,87	6,197	0,116	0,024	2,53	2,53	6,30	12,00
L9	3,93	7,679	0,093	0,024	2,02	2,02	6,30	15,00
L10	1,76	17,110	0,041	0,023	0,89	1,15	6,30	20,00
L11	2,80	10,773	0,065	0,024	1,42	1,42	6,30	20,00
L12	2,52	11,976	0,059	0,024	1,28	1,28	6,30	20,00
L13	3,18	9,501	0,074	0,024	1,62	1,62	6,30	19,00
L14	9,41	3,208	0,236	0,025	5,15	5,15	10,00	15,00
L15	3,35	9,009	0,079	0,024	1,71	1,71	6,30	18,00
L16	3,74	8,075	0,088	0,024	1,92	1,92	6,30	16,00
L17	1,95	15,456	0,045	0,023	0,99	1,15	6,30	20,00
L18	5,54	5,450	0,133	0,024	2,90	2,90	8,00	17,00
L19	0,48	62,872	0,011	0,023	0,24	1,15	6,30	20,00
L20	9,94	3,038	0,251	0,026	5,47	5,47	10,00	14,00
L21	0,72	41,915	0,016	0,023	0,36	1,15	6,30	20,00

Md = 1,4 Mk

Alturas das Lajes h= 10 cm.

Altura útil das lajes d= 6,5 cm.

Base da seção da laje bw = 1m.

Área de aço mínima As,mín = 1,15cm².

APÊNDICE E – Cálculo das armaduras Negativas das lajes

Borda		Mk (kN,m/m)	Kc (cm ² /kN)	Bx	Ks (cm ² /kN)	As,cal (cm ² /m)	As (cm ² /m)	φ (mm)	Espaçamento (cm)
L1	L2	10,55	2,86	0,2689	0,026	5,86	5,86	10,00	13,00
L2	L3	12,32	2,45	0,3216	0,026	7,01	7,01	10,00	11,00
L2	L6	7,17	4,21	0,1753	0,025	3,82	3,82	6,30	11,00
L2	L7	15,31	1,97	0,4180	0,028	9,11	9,11	12,50	13,00
L3	L4	14,84	2,03	0,4022	0,027	8,76	8,76	12,50	14,00
L3	L5	14,61	2,07	0,3945	0,027	8,59	8,59	12,50	14,00
L3	L7	15,17	1,99	0,4131	0,028	9,00	9,00	12,50	13,00
L3	L8	14,64	2,06	0,3955	0,027	8,62	8,62	12,50	14,00
L4	L5	4,48	6,74	0,1063	0,024	2,32	2,32	6,30	13,00
L5	L8	6,84	4,41	0,1667	0,025	3,63	3,63	8,00	13,00
L6	L7	0,64	47,34	0,0146	0,023	0,32	1,73	6,30	18,00
L7	L8	13,62	2,22	0,3622	0,027	7,89	7,89	12,50	15,00
L7	L14	4,09	7,38	0,0967	0,024	2,11	2,11	6,30	14,00
L8	L9	8,25	3,66	0,2043	0,025	4,45	4,45	8,00	11,00
L8	L11	6,06	4,98	0,1464	0,024	3,19	3,19	8,00	15,00
L10	L11	1,58	19,07	0,0365	0,023	0,80	1,73	6,30	18,00
L11	L13	3,52	8,58	0,0827	0,024	1,80	1,80	6,30	17,00
L11	L16	6,18	4,88	0,1495	0,024	3,26	3,26	8,00	15,00
L12	L16	9,47	3,19	0,2381	0,025	5,19	5,19	10,00	15,00
L13	L17	4,76	6,34	0,1134	0,024	2,47	2,47	6,30	12,00
L14	L15	0,64	47,34	0,0146	0,023	0,32	1,73	6,30	18,00
L14	L16	13,56	2,23	0,3603	0,027	7,85	7,85	10,00	10,00
L14	L18	15,17	1,99	0,4131	0,028	9,00	9,00	12,50	13,00
L14	L20	15,08	2,00	0,4101	0,028	8,93	8,93	12,50	13,00
L15	L18	7,55	4,00	0,1853	0,025	4,04	4,04	8,00	12,00
L16	L17	4,37	6,91	0,1036	0,024	2,26	2,26	6,30	13,00
L16	L20	16,38	1,84	0,4555	0,028	9,92	9,92	12,50	12,00
L17	L21	6,68	4,52	0,1625	0,025	3,54	3,54	8,00	14,00
L18	L19	13,19	2,29	0,3484	0,027	7,59	7,59	10,00	10,00
L18	L20	17,68	1,71	0,5033	0,029	10,96	10,96	12,50	11,00
L20	L21	8,33	3,62	0,2066	0,025	4,50	4,50	8,00	11,00

$M_d = 1,4 M_k$

Alturas das Lajes $h = 10$ cm.

Altura útil das lajes $d = 6,5$ cm.

Base da seção da laje $b_w = 1$ m.

Área de aço mínima $A_{s,min} = 1,73$ cm².

APÊNDICE F – Cálculo das armaduras longitudinais das vigas

CÁLCULO ÁREAS DE AÇO VIGAS – EDIFÍCIO ADÃO DE OLIVEIRA PAVIMENTO TIPO

- Cobrimento mínimo = 2,5 cm (classe de agressividade rural NBR 6118)
- Diâmetro longitudinal estimado = 20 mm
- Diâmetro transversal estimado = 8 mm
- $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Aço CA 50
- $M_d = 1,4 M_k$.

Viga	Base (cm)	M_k (kN*m)	$h_{mín}$ (cm)	h_{adot} (cm)	As (cm ²)
1: P1	14	-54,03	32,38	40	5,63
1: Máx +	14	4,68	12,56	40	0,43
1: P1/P2	14	35,99	27,21	40	3,55
1: P2	14	-33,21	26,31	40	3,25
2: P5	12	-10,20	17,48	30	1,35
2: P5/P6	12	6,12	14,51	30	0,79
2: P6	12	-8,50	16,33	30	1,11
3: P7	12	-19,71	22,62	40	1,88
3: P7/P8	12	31,64	27,51	40	3,13
3: P8	12	42,24	31,11	40	4,33
3: P8/P9	12	8,02	15,98	40	0,74
3: P9	12	39,90	30,36	40	4,06
3: V3/V18b	12	2,13	10,32	40	0,19
4: P10	12	-16,86	21,24	30	2,32
4: P10/P11	12	4,64	13,19	30	0,60
4: P11	12	-6,52	14,83	30	0,84
5: V5/V20a	12	-12,87	19,10	30	1,73
5: P12	12	-5,77	14,21	30	0,74
6: P13	12	-13,20	19,29	30	1,78
6: P13/P14	12	-21,75	23,54	30	3,10
6: P14	12	11,65	18,38	30	1,55
7: V7/V22	12	-44,14	31,71	40	4,56
7: V7/V23	12	-25,32	25,06	40	2,45
8: Vão	12	27,04	25,75	30	4,01
8: V8/V21	12	-4,60	13,15	30	0,59
9: V9/V19d	12	-2,66	11,03	30	0,34
9: Vão	12	18,56	22,07	30	2,58

APÊNDICE F – Cálculo das armaduras longitudinais das vigas

(continua)

Viga	Base (cm)	Mk (kN*m)	hmín (cm)	hadot (cm)	As (cm ²)
9: V9/V18	12	-3,83	12,37	30	0,49
10: V10/V24	12	-41,51	30,88	40	4,25
10: Vão	12	2,24	10,47	40	0,20
10: V9/V18	12	-16,93	21,28	40	1,60
11: P7	12	13,78	19,61	30	1,86
11: Vão	12	-24,35	24,66	30	3,53
11: Vão	12	14,08	19,78	30	1,90
11: P18	12	-23,31	24,22	30	3,36
11: V11b	12	9,22	16,83	30	1,21
11: P19	12	-12,81	19,07	30	1,72
12: V12/V20b	12	12,60	18,94	30	1,69
12: P20	12	-5,33	13,82	30	0,69
13: P21	12	-19,44	22,49	40	1,85
13: P21/P22	12	31,52	27,46	40	3,11
13: P22	12	-43,92	31,64	40	4,53
13: P22/P23	12	7,44	15,55	40	0,68
13: P23	12	-43,89	31,63	40	4,53
13: P23/P24	12	16,04	20,82	40	1,51
13: P24	12	-23,63	24,35	40	2,28
13: P24/P25	12	7,26	15,42	40	0,67
13: P25	12	-19,38	22,46	40	1,84
14: V14/V18f	12	-9,01	16,68	30	1,18
14: Vão	12	2,40	10,69	30	0,30
14: P27	12	-2,10	10,28	30	0,27
15: "Balanço"	14	3,58	11,53	40	0,33
15: P28	14	59,79	33,83	40	6,36
15: P28/P29	14	45,09	29,95	40	4,56
15: P29	14	-5,82	13,51	40	0,53
16: V1a/V16a	14	-16,08	19,62	40	1,50
16: "balanço"	14	7,88	15,02	40	0,72
16: P4	14	-53,84	32,33	40	5,61
16: P7/P12	14	3,50	11,45	40	0,32
17: P1	14	-53,75	32,30	40	5,60
17: P1/P8	14	26,21	23,85	40	2,52
17: P8	14	-41,29	28,84	40	4,13

APÊNDICE F – Cálculo das armaduras longitudinais das vigas

(continua)

Viga	Base (cm)	Mk (kN*m)	hmín (cm)	hadot (cm)	As (cm ²)
18: P29	12	-41,13	30,76	40	4,20
18: V18/V14	12	32,91	27,97	40	3,27
18: P24	12	-49,72	33,39	40	5,25
18: P24/P18	12	24,44	24,70	40	2,36
18: P18	12	-37,63	29,61	40	3,80
18: V18/V9	12	10,98	17,97	40	1,02
18: P14	12	-22,31	23,79	40	2,14
18: P14/P10	12	8,44	16,29	40	0,78
18: P10	12	-23,03	24,10	40	2,21
18: P10/P5	12	15,83	20,71	40	1,49
18: P5	12	-31,86	27,59	40	3,15
18: P5/P2	12	9,28	16,87	40	0,86
18: P2	12	-4,69	13,23	40	0,43
19: P25	12	-15,48	20,53	30	2,11
19: P25/P19	12	17,69	21,65	30	2,45
19: P19	12	-18,78	22,18	30	2,62
19: V19/V9	12	11,07	18,03	30	1,47
19: P15	12	-19,84	22,68	30	2,79
19: P15/P11	12	3,61	12,14	30	0,46
19: P11	12	-8,86	16,58	30	1,16
19: P11/P6	12	10,64	17,76	30	1,41
19: P6	12	-17,56	21,59	30	2,43
19: P6/P3	12	3,36	11,86	30	0,43
19: P3	12	-13,44	19,42	30	1,81
20: V20/V13	12	-8,11	16,05	40	0,75
20: V13/P16	12	17,72	21,67	40	1,68
20: P16	12	-38,52	29,91	40	3,90
20: P16/V3	12	18,37	21,98	40	1,74
20: V20/V3	12	7,71	15,76	40	0,71
21: V13/V21	14	-14,28	18,73	40	1,33
21: V13/P17	14	32,50	26,07	40	3,17
21: P17	14	-67,94	35,78	40	7,46
21: V8/V21	14	4,07	12,01	40	0,37
21: P13	14	74,05	37,17	40	8,34
21: P13/P18	14	34,26	26,66	40	3,36

APÊNDICE F – Cálculo das armaduras longitudinais das vigas

(conclusão)

Viga	Base (cm)	Mk (kN*m)	hmín (cm)	hadot (cm)	As (cm ²)
21: P8	14	-14,20	18,69	40	1,32
22: V22/V7	12	-22,02	23,66	30	3,14
23: Máx -	12	-18,89	22,23	30	2,64
24: Máx -	12	-4,65	13,20	30	0,60
25: Máx -	12	-21,54	23,45	30	3,06
26: Máx -	12	-9,56	17,06	30	1,26
27: V27/V10	12	-21,04	23,22	30	2,98
28: V28/V10	12	-41,40	30,85	40	4,23
29: "balanço"	14	2,24	10,02	40	0,20
29: P26	14	-54,85	32,59	40	5,73
29: P21/P20	14	7,21	14,56	40	0,66
29: P21/P20	14	-16,83	19,97	40	1,58
30: P28	14	-56,05	32,90	40	5,88
30: P22/P28	14	-28,40	24,66	40	2,74
30: P22	14	-48,86	31,00	40	5,01

APÊNDICE G – Cálculo das armaduras transversais das vigas

Vigas 12 x 40

$V_{c0} = 37,23 \text{ kN}$

$VR_{d2,II} = 218,12 \text{ kN}$

$Asw/s, \text{min} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi, \text{máx} = 12 \text{ mm}$

$S, \text{máx} = 21 \text{ cm}$

Vigas 12 x 30

$V_{c0} = 26,80 \text{ kN}$

$VR_{d2,II} = 157,02 \text{ kN}$

$Asw/s, \text{min} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi, \text{máx} = 12 \text{ mm}$

$S, \text{máx} = 15 \text{ cm}$

Vigas 14 x 40

$V_{c0} = 43,43 \text{ kN}$

$VR_{d2,II} = 254,47 \text{ kN}$

$Asw/s, \text{min} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi, \text{máx} = 14 \text{ mm}$

$S, \text{máx} = 15 \text{ cm}$

Vigas	Dimensões (cm)	V_k (kN)	d (cm)	V_{sd} (kN)	V_{c1} (kN)	V_{sw} (kN)	Asw/s (cm²/m)	φ (mm)	S (cm)
1: P1	(14 x 40)	45,82	35,7	64,15	39,17	24,98	1,79	5,00	16
1: P2	(14 x 40)	37,42	35,7	52,39	41,59	10,80	0,77	5,00	21
2: P5	(12 x 30)	19,93	25,7	27,90	26,57	1,33	0,13	5,00	15
3: P7/V20a	(12 x 40)	42,09	35,7	58,93	32,76	26,17	1,87	5,00	20
3: V20/P8	(12 x 40)	58,57	35,7	82,00	28,01	53,99	3,86	7,00	19
3: P8/P9	(12 x 40)	65,42	35,7	91,59	26,04	65,55	4,69	8,00	20
3: P9/P18b	(12 x 40)	72,34	35,7	101,28	24,04	77,23	5,53	8,00	17
4: Máx	(12 x 30)	23,78	25,7	33,29	25,46	7,83	0,78	5,00	15
5: Máx	(12 x 30)	19,42	25,7	27,19	26,72	0,47	0,05	5,00	15
6: Máx	(12 x 30)	42,45	25,7	59,43	20,08	39,35	3,91	6,00	13
7: Máx	(12 x 40)	60,34	35,7	84,48	27,50	56,97	4,08	5,00	19
8: Máx	(12 x 30)	28,86	25,7	40,40	24,00	16,41	1,63	5,00	15
9: Máx	(12 x 30)	32,45	25,7	45,43	22,96	22,47	2,23	5,00	15
10: V21b/V27	(12 x 40)	52,76	35,7	73,86	29,69	44,18	3,16	6,00	17
10: V27/V28	(12 x 40)	56,18	35,7	78,65	28,70	49,95	3,58	7,00	20
10: V26/V28	(12 x 40)	15,42	35,7	21,59	37,23	0,00	0,00	5,00	21
11: V11a	(12 x 30)	46,72	25,7	65,41	18,85	46,56	4,63	6,00	11
11: V11b	(12 x 30)	36,42	25,7	50,99	21,82	29,17	2,90	5,00	12
12: Máx	(12 x 30)	18,79	25,7	26,31	26,80	0,00	0,00	5,00	15
13: V13a	(12 x 40)	59,52	35,7	83,33	27,74	55,59	3,98	7,00	18
13: V13b	(12 x 40)	66,33	35,7	92,86	25,78	67,09	4,80	8,00	20
13: V13c	(12 x 40)	77,47	35,7	108,46	22,57	85,89	6,15	8,00	16
13: V13d	(12 x 40)	34,77	35,7	48,68	34,87	13,81	0,99	5,00	21
14: Máx	(12 x 30)	13,02	25,7	18,23	26,80	0,00	0,00	5,00	15
15: V15a	(14 x 40)	25,66	35,7	35,92	43,43	0,00	0,00	5,00	21
15: V15b	(14 x 40)	50,12	35,7	70,17	37,93	32,24	2,31	6,00	19
16: V16a	(14 x 40)	65,29	35,7	91,41	33,56	57,85	4,14	5,00	8
16: V16b	(14 x 40)	25,85	35,7	36,19	43,43	0,00	0,00	5,00	21

APÊNDICE G – Cálculo das armaduras transversais das vigas

									(conclusão)
Vigas	Dimensões (cm)	V _k (kN)	d (cm)	V _{sd} (kN)	V _{c1} (kN)	V _{sw} (kN)	A _{sw/s} (cm ² /m)	φ (mm)	S (cm)
16: V16c	(14 x 40)	45,57	35,7	63,80	39,24	24,56	1,76	5,00	16
17: Máx	(14 x 40)	84,69	35,7	118,57	27,97	90,60	6,49	8,00	14
18: V18a	(12 x 40)	57,49	35,7	80,49	28,32	52,16	3,73	7,00	20
18: V18b	(12 x 40)	53,32	35,7	74,65	29,52	45,12	3,23	6,00	17
18: V18c	(12 x 40)	32,58	35,7	45,61	35,50	10,11	0,72	5,00	21
18: V18d	(12 x 40)	30,97	35,7	43,36	35,96	7,39	0,53	5,00	21
18: V18e	(12 x 40)	46,37	35,7	64,92	31,53	33,39	2,39	5,00	15
18: V18f	(12 x 40)	75,95	35,7	106,33	23,00	83,33	5,96	8,00	16
19: V19a	(12 x 30)	22,54	25,7	31,56	25,82	5,74	0,57	5,00	15
19: V19b	(12 x 30)	23,74	25,7	33,24	25,47	7,76	0,77	5,00	15
19: V19c	(12 x 30)	17,57	25,7	24,60	26,80	0,00	0,00	5,00	15
19: V19d	(12 x 30)	40,54	25,7	56,76	20,63	36,12	3,59	5,00	15
19: V19e	(12 x 30)	24,74	25,7	34,64	25,19	9,45	0,94	5,00	15
19: V19f	(12 x 30)	23,53	25,7	32,94	25,53	7,41	0,74	5,00	15
20: V20a	(12 x 40)	35,06	35,7	49,08	34,79	14,30	1,02	5,00	21
20: V20b	(12 x 40)	34,92	35,7	48,89	34,83	14,06	1,01	5,00	21
21: V21a	(14 x 40)	91,51	35,7	128,11	26,00	102,11	7,31	8,00	12
21: V21b	(14 x 40)	26,82	35,7	37,55	43,43	0,00	0,00	5,00	21
21: V21c	(14 x 40)	86,94	35,7	121,72	27,32	94,40	6,76	8,00	13
22: Máx	(12 x 30)	11,55	25,7	16,17	26,80	0,00	0,00	5,00	15
23: Máx	(12 x 30)	72,46	25,7	101,44	11,44	90,01	8,95	8,00	10
24: Máx	(12 x 30)	6,02	25,7	8,43	26,80	0,00	0,00	5,00	15
25: Máx	(12 x 30)	32,72	25,7	45,81	22,89	22,92	2,28	5,00	16
26: Máx	(12 x 30)	75,59	25,7	105,83	10,54	95,29	9,48	8,00	10
27: Máx	(12 x 30)	37,21	25,7	52,09	21,59	30,50	3,03	5,00	12
28: Máx	(12 x 40)	74,42	35,7	104,19	23,45	80,74	5,78	8,00	17
29: V29a	(14 x 40)	43,41	35,7	60,77	39,86	20,91	1,50	5,00	18
29: V29b	(14 x 40)	34,33	35,7	48,06	42,48	5,59	0,40	5,00	21
29: V29c	(14 x 40)	58,47	35,7	81,86	35,52	46,34	3,32	7,00	19
30: Máx	(14 x 40)	105,98	35,7	148,37	21,83	126,54	9,06	8,00	10

APÊNDICE H – Detalhamento das armaduras positivas das lajes – Mx

Laje	bw (Viga)	Bordas		Lx	Ly	Cx	Ganchos	Comprimento da borda	N	Bitolas Adotadas	
L1	12,00	E	E	0,78	2,85	307	7	0,78	5	5 N29 ϕ 6,3 c/20	C = 307
L2	14,00	I	E	3,80	4,75	486	7	3,80	21	21 N30 ϕ 6,3 c/19	C = 486
L3	14,00	I	E	6,20	4,75	494	11	6,20	40	40 N31 ϕ 10 c/16	C = 494
L4	14,00	I	E	2,55	2,50	261	7	2,55	14	14 N32 ϕ 6,3 c/20	C = 261
L5	12,00	I	E	2,55	3,70	381	7	2,55	14	14 N33 ϕ 6,3 c/20	C = 381
L6	12,00	I	E	1,51	3,05	316	7	1,51	9	9 N34 ϕ 6,3 c/20	C = 316
L7	12,00	I	I	2,90	6,18	622	9	2,90	26	26 N35 ϕ 8 c/12	C = 622
L8	12,00	I	E	5,59	4,90	505	9	5,59	48	48 N36 ϕ 8 c/12	C = 505
L9	12,00	I	E	2,90	0,39	50	7	2,90	30	30 N37 ϕ 6,3 c/10	C = 50
L10	12,00	E	E	1,49	1,77	199	7	1,49	9	9 N38 ϕ 6,3 c/20	C = 199
L11	12,00	I	I	1,20	2,55	256	7	1,20	7	7 N39 ϕ 6,3 c/20	C = 256
L12	12,00	I	E	2,90	0,39	50	7	2,90	19	19 N40 ϕ 6,3 c/17	C = 50
L13	12,00	I	E	2,55	1,35	146	7	2,55	14	14 N41 ϕ 6,3 c/20	C = 146
L14	12,00	I	I	2,90	6,08	612	9	2,90	30	30 N42 ϕ 8 c/10	C = 612
L15	12,00	I	E	1,51	2,95	306	7	1,51	9	9 N43 ϕ 6,3 c/20	C = 306
L16	12,00	I	E	5,59	4,80	495	9	5,59	48	48 N44 ϕ 8 c/12	C = 495
L17	12,00	I	I	2,55	4,80	481	7	2,55	18	18 N45 ϕ 6,3 c/15	C = 481
L18	14,00	I	E	3,80	4,85	496	7	3,80	23	23 N46 ϕ 6,3 c/18	C = 496
L19	12,00	E	E	0,78	2,85	307	7	0,78	5	5 N29 ϕ 6,3 c/20	C = 307
L20	14,00	I	E	6,20	4,85	504	11	6,20	46	46 N47 ϕ 10 c/14	C = 504
L21	12,00	I	E	2,55	2,35	246	7	2,55	14	14 N48 ϕ 6,3 c/20	C = 246

E – Borda externa à edificação,

I – Borda interna à edificação;

APÊNDICE I – Detalhamento das armaduras positivas das lajes – My

Laje	bw (Viga)	Bordas		Lx	Ly	Cy	Ganchos	Comprimento da borda	N	Bitolas Adotadas	
L1	14,00	I	E	0,78	2,85	82	7	2,85	16	16 N49 ϕ 6,3 c/20	C = 82
L2	14,00	I	E	3,80	4,75	391	7	4,75	41	41 N50 ϕ 6,3 c/12	C = 391
L3	12,00	I	I	6,20	4,75	628	11	4,75	35	35 N51 ϕ 10 c/14	C = 628
L4	12,00	I	E	2,55	2,50	266	7	2,50	14	14 N52 ϕ 6,3 c/20	C = 266
L5	12,00	I	E	2,55	3,70	266	7	3,70	20	20 N52 ϕ 6,3 c/20	C = 266
L6	12,00	I	E	1,51	3,05	162	7	3,05	19	19 N53 ϕ 6,3 c/17	C = 162
L7	12,00	I	E	2,90	6,18	309	11	6,18	43	43 N54 ϕ 10 c/15	C = 309
L8	12,00	I	E	5,59	4,90	570	7	4,90	42	42 N55 ϕ 6,3 c/12	C = 570
L9	12,00	I	E	2,90	0,39	301	7	0,39	4	4 N56 ϕ 6,3 c/15	C = 301
L10	12,00	I	E	1,49	1,77	160	7	1,77	10	10 N57 ϕ 6,3 c/20	C = 160
L11	12,00	E	E	1,20	2,55	142	7	2,55	14	14 N58 ϕ 6,3 c/20	C = 142
L12	12,00	I	E	2,90	0,39	301	7	0,39	3	3 N59 ϕ 6,3 c/20	C = 301
L13	12,00	I	E	2,55	1,35	266	7	1,35	9	9 N60 ϕ 6,3 c/19	C = 266
L14	12,00	I	E	2,90	6,08	309	11	6,08	42	42 N54 ϕ 10 c/15	C = 309
L15	14,00	I	E	1,51	2,95	162	7	2,95	18	18 N61 ϕ 6,3 c/18	C = 162
L16	14,00	I	I	5,59	4,80	559	7	4,80	31	31 N62 ϕ 6,3 c/16	C = 559
L17	12,00	I	E	2,55	4,80	266	7	4,80	25	25 N52 ϕ 6,3 c/20	C = 266
L18	14,00	I	E	3,80	4,85	395	9	4,85	30	30 N63 ϕ 8 c/17	C = 395
L19	14,00	I	E	0,78	2,85	82	7	2,85	16	16 N49 ϕ 6,3 c/20	C = 82
L20	12,00	I	E	6,20	4,85	639	11	4,85	36	36 N64 ϕ 10 c/14	C = 639
L21	12,00	I	E	2,55	2,35	266	7	2,35	13	13 N65 ϕ 6,3 c/20	C = 266

E – Borda externa à edificação,

I – Borda interna à edificação;

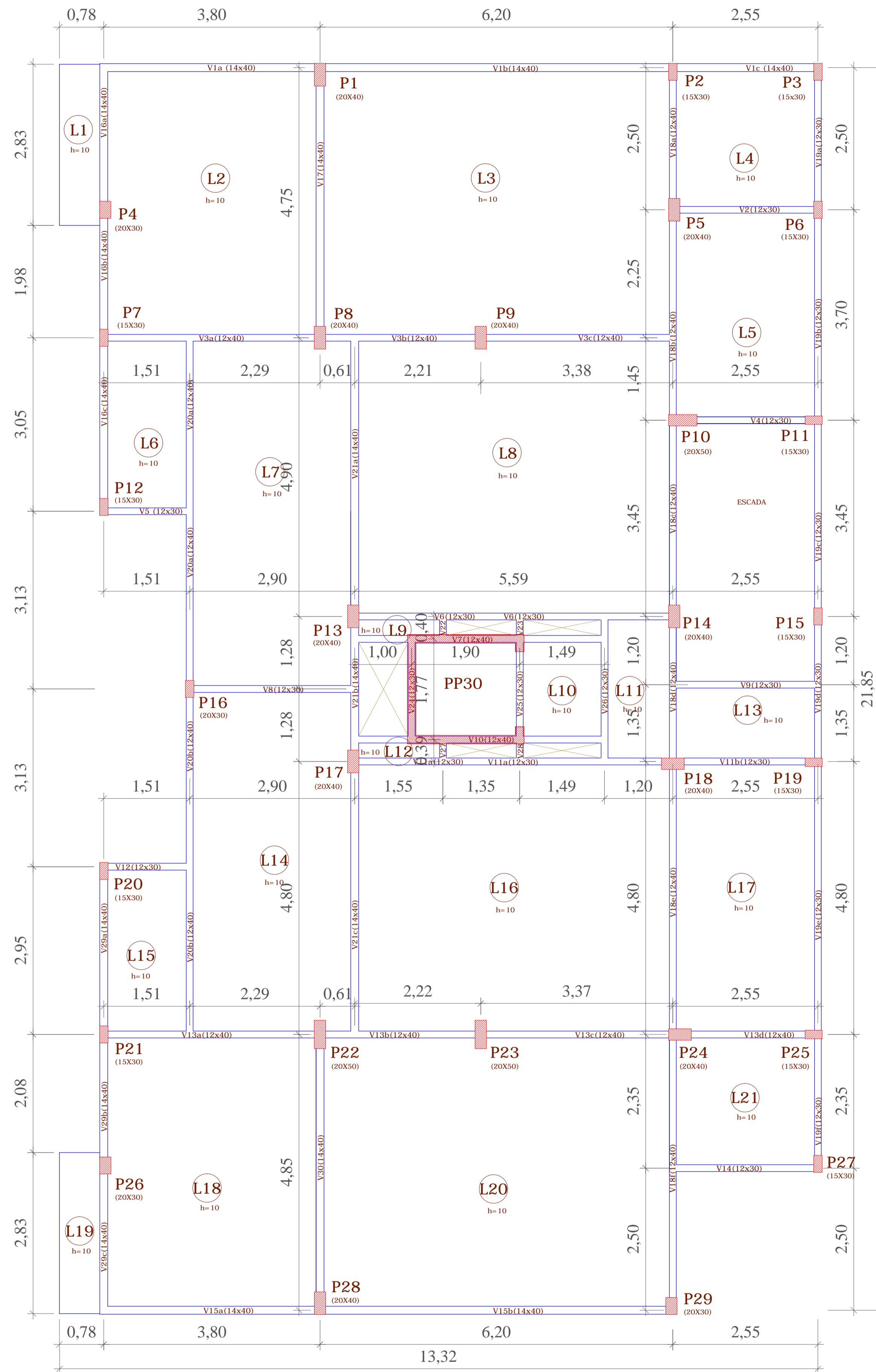
APÊNDICE J – Detalhamento das armaduras negativas das lajes

Borda	Maior entre Menor vão (m)	2 Ganchos (cm)	Comprimento 2*ai (cm)	C (cm)	Gancho (cm)	N	Detalhamento
L1 L2	3,80	22,00	151	173	11	23	23 N1 φ 10 c/13 C = 173
L2 L3	4,75	22,00	258	280	11	45	45 N2 φ 10 c/11 C = 280
L2 L6	3,80	14,00	203	217	7	15	15 N3 φ 6,3 c/11 C = 217
L2 L7	3,80	28,00	215	243	14	19	19 N4 φ 12,5 c/13 C = 243
L3 L4	4,75	28,00	263	291	14	19	19 N5 φ 12,5 c/14 C = 291
L3 L5	4,75	28,00	263	291	14	19	19 N5 φ 12,5 c/14 C = 291
L3 L7	4,75	28,00	263	291	14	6	6 N6 φ 12,5 c/13 C = 291
L3 L8	4,90	28,00	270	298	14	41	41 N7 φ 12,5 c/14 C = 298
L4 L5	2,55	14,00	141	155	7	21	21 N8 φ 6,3 c/13 C = 155
L5 L8	4,90	18,00	261	279	9	13	13 N9 φ 8 c/13 C = 279
L6 L7	2,90	14,00	158	172	7	18	18 N10 φ 6,3 c/18 C = 172
L7 L8	4,90	28,00	270	298	14	34	34 N11 φ 12,5 c/15 C = 298
L7 L14	2,90	14,00	158	172	7	22	22 N12 φ 6,3 c/14 C = 172
L8 L9	0,39	18,00	74	92	9	16	16 N13 φ 8 c/11 C = 92
L8 L11	4,90	18,00	261	279	9	9	9 N14 φ 8 c/15 C = 279
L10 L11	1,49	14,00	88	102	7	11	11 N15 φ 6,3 c/18 C = 102
L11 L13	1,35	14,00	81	95	7	9	9 N16 φ 6,3 c/17 C = 95
L11 L16	4,80	18,00	256	274	9	9	9 N17 φ 8 c/15 C = 274
L12 L16	0,39	22,00	73	95	11	12	12 N18 φ 10 c/15 C = 95
L13 L17	2,55	14,00	141	155	7	23	23 N19 φ 6,3 c/12 C = 155
L14 L15	2,90	14,00	158	172	7	18	18 N10 φ 6,3 c/18 C = 172
L14 L16	4,80	22,00	260	282	11	49	49 N20 φ 10 c/10 C = 282
L14 L18	3,80	28,00	215	243	14	19	19 N4 φ 12,5 c/13 C = 243
L14 L20	4,85	28,00	268	296	14	6	6 N21 φ 12,5 c/13 C = 296
L15 L18	3,80	18,00	206	224	9	14	14 N22 φ 8 c/12 C = 224
L16 L17	4,80	14,00	253	267	7	38	38 N23 φ 6,3 c/13 C = 267
L16 L20	4,85	28,00	268	296	14	48	48 N24 φ 12,5 c/12 C = 296
L17 L21	2,55	18,00	144	162	9	20	20 N25 φ 8 c/14 C = 162
L18 L19	3,80	22,00	151	173	11	30	30 N26 φ 10 c/10 C = 173
L18 L20	4,85	28,00	268	296	14	46	46 N27 φ 12,5 c/11 C = 296
L20 L21	4,85	18,00	259	277	9	23	23 N28 φ 8 c/11 C = 277

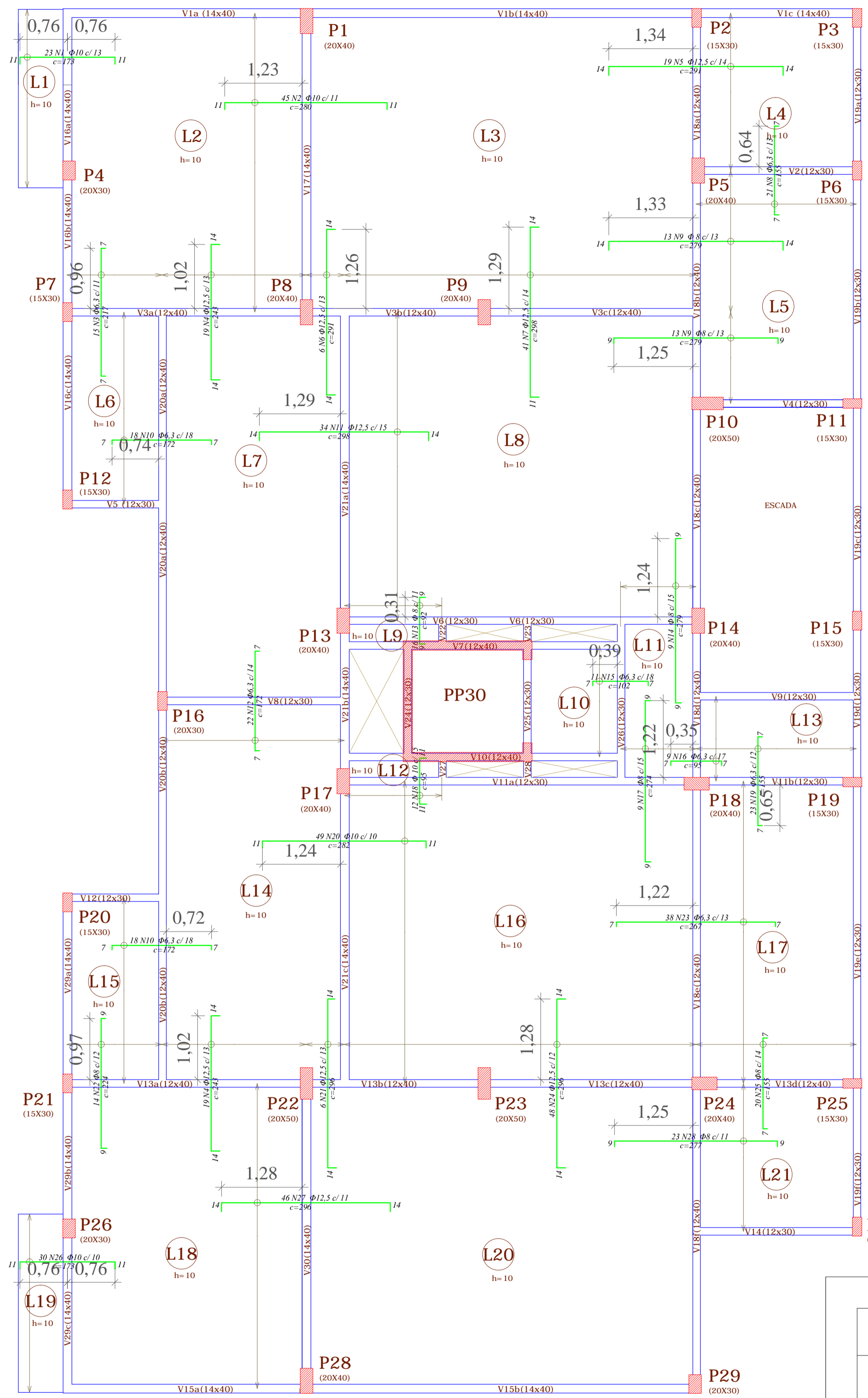
APÊNCIDE K – Detalhamento das armaduras negativas determinadas através das tabelas de Bares

POSIÇÃO	Diâmetro (mm)	Comprimento Unitário (cm)	Qde.	Comprimento Total (cm)
1	6,30	166	32	5312
2	10,00	280	33	9240
3	6,30	152	14	2128
4	6,30	155	22	3410
5	10,00	287	42	12054
6	10,00	282	41	11562
7	6,30	155	89	13795
8	10,00	285	36	10260
9	6,30	145	13	1885
10	10,00	263	23	6049
11	10,00	280	7	1960
12	10,00	287	57	16359
13	10,00	263	22	5786
14	8,00	255	39	9945
15	10,00	285	7	1995
16	10,00	285	57	16245

APÊNDICE M - Planta de fôrmas e armadura negativa



1 PLANTA DE FÔRMAS
ESCALA 1:50



2 PAVIMENTO TIPO - ARMADURA NEGATIVA
ESCALA 1:50

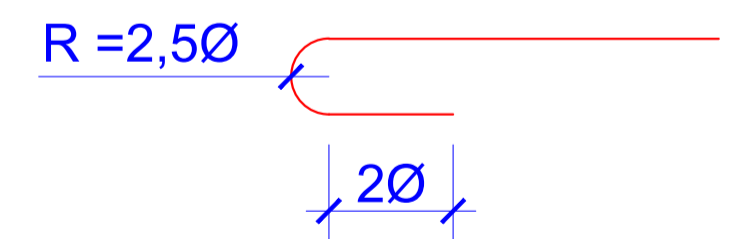
POSIÇÃO	BITOLA (mm)	Comprimento Unitário (cm)	QUANT.	Comprimento Total (cm)
1	10.00	173	23	3979
2	10.00	280	45	12600
3	6.30	217	15	3255
4	12.50	243	38	9234
5	12.50	291	38	11058
6	12.50	291	6	1746
7	12.50	298	41	12218
8	6.30	155	21	3255
9	8.00	279	13	3627
10	6.30	172	36	6192
11	12.50	298	34	10132
12	6.30	172	22	3784
13	8.00	92	16	1472
14	8.00	279	9	2511
15	6.30	102	11	1122
16	6.30	95	9	855
17	8.00	274	9	2466
18	10.00	95	12	1140
19	6.30	155	23	3565
20	10.00	282	49	13818
21	12.50	296	6	1776
22	8.00	224	14	3136
23	6.30	267	38	10146
24	12.50	296	48	14208
25	8.00	162	20	3240
26	10.00	173	30	5190
27	12.50	296	46	13616
28	8.00	277	23	6371

Tipo do Aço	Diâmetro das Barras	Comprimento Total (cm)	Massa específica linear do Aço (kg/m)	kg
50A	6.3	32174	0.245	78.83
50A	8.0	22823	0.395	90.15
50A	10.0	36727	0.617	226.61
50A	12.5	73988	0.963	712.50
TOTAL				1108.09

Área de Fôrmas - 228,86 m²
Volume de Concreto - 22,89 m³

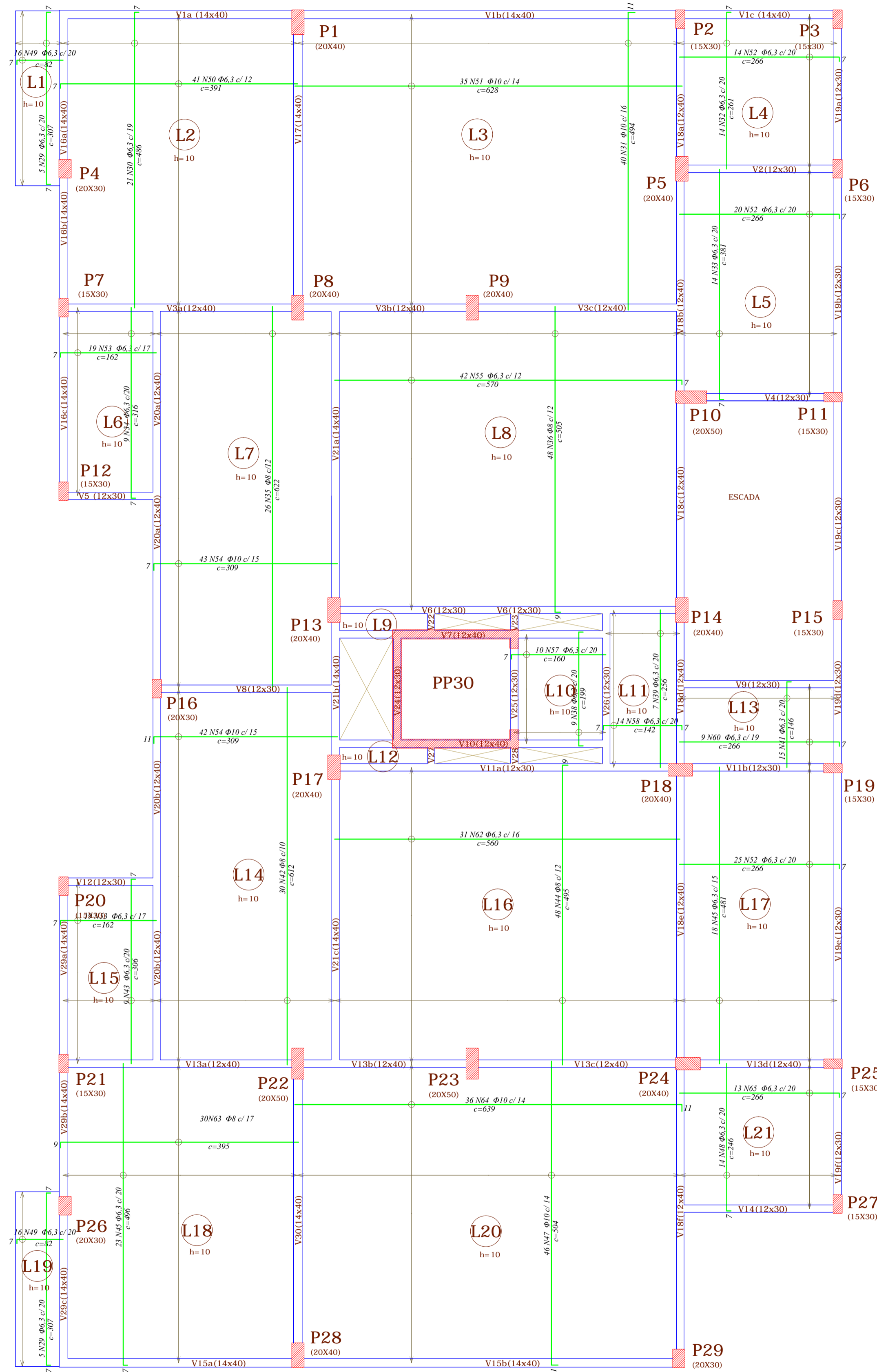
Obs.: Para ganchos de comprimentos maiores que 5 cm, em conformidade com o item 9.4.3.2 da NBR 6118:2003, deve-se observar o detalhe de dobramento a seguir:

Detalhe do Gancho



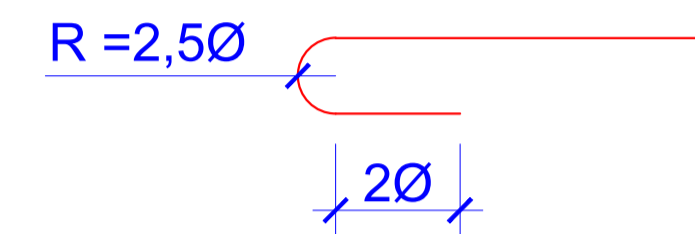
PROJETO ESTRUTURAL		01	04
ESTUDO DE CASO EM UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR			
PROJETO ESTRUTURAL		UTFPR - CÂMPUS PATO BRANCO	
DISCIPLINA DE TCC 2		1º SEMESTRE DE 2013	
Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias		PATO BRANCO - PARANÁ	
Data: Ago. 2013	Escala: Indicada	Arquivo: Projeto Estrutural - Adão de Oliveira	Obra: EDIFÍCIO ADÃO DE OLIVEIRA
Proprietário: ESTUDO DE CASO		Arquiteto: Franchubert Bortoloti	
Especificações: PLANTA DE FÔRMAS PLANTA ARMADURAS NEGATIVAS		Estruturista: Elizandro Zilli	
		Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias	

APÊNDICE N - Planta de armadura positiva



Obs.: Paraganchos de comprimentos maiores que 5 cm, em conformidade com o item 9.4.3.2 da NBR 6118:2003, deve-se observar o detalhe de dobramento dado a seguir:

Detalhe do Gancho



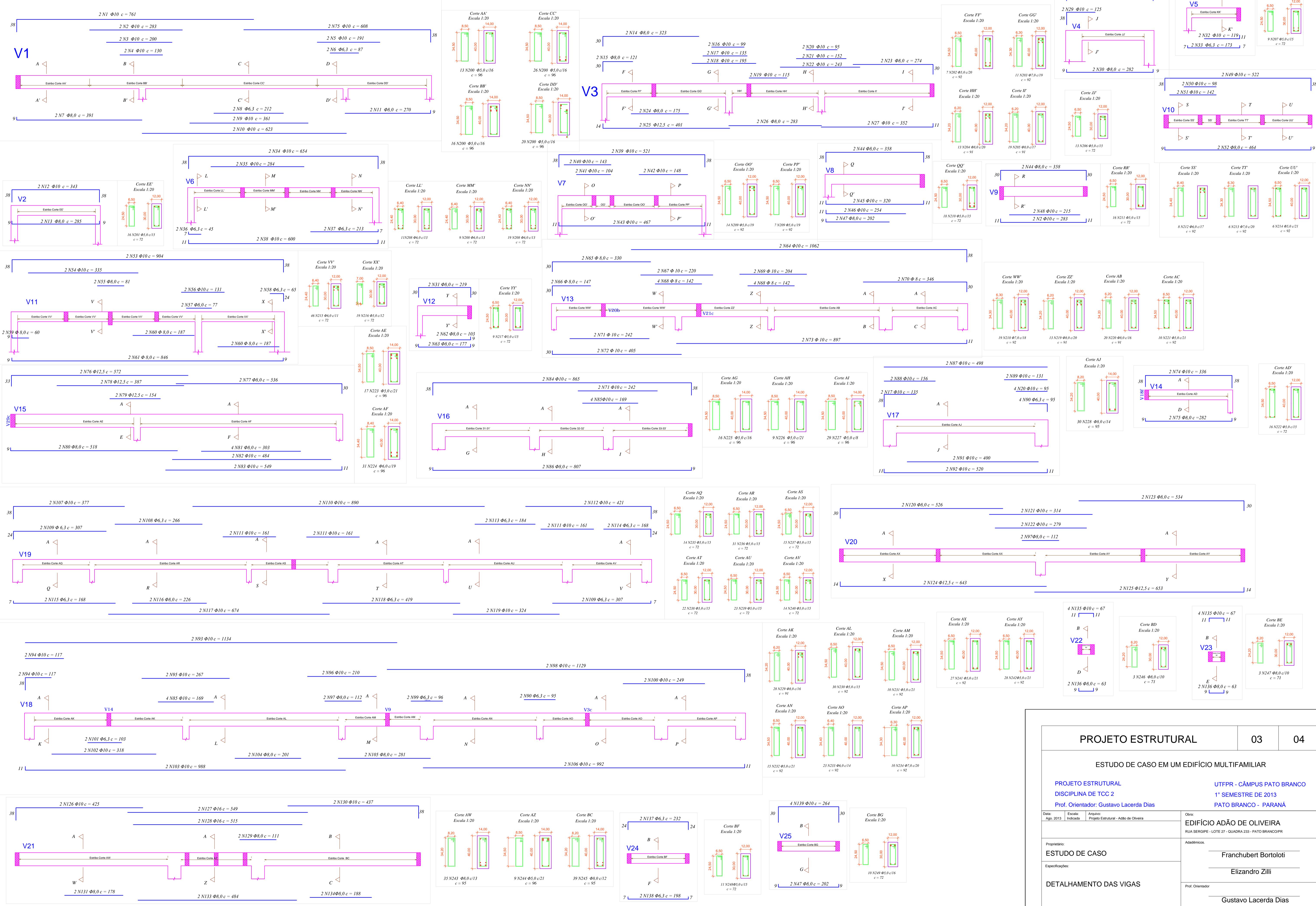
POSIÇÃO	BITOLA (mm)	Comprimento Unitário (cm)	QUANT.	Comprimento Total (cm)
29	6.30	307	10	3070
30	6.30	486	21	10206
31	10.00	494	40	19760
32	6.30	261	14	3654
33	6.30	381	14	5334
34	6.30	316	9	2844
35	8.00	622	26	16172
36	8.00	505	48	24240
37	6.30	50	30	1500
38	6.30	199	9	1791
39	6.30	256	7	1792
40	6.30	50	19	950
41	6.30	146	14	2044
42	8.00	612	30	18360
43	6.30	306	9	2754
44	8.00	495	48	23760
45	6.30	481	18	8658
46	6.30	496	23	11408
47	10.00	504	46	23184
48	6.30	246	14	3444
49	6.30	82	32	2624
50	6.30	391	41	16031
51	10.00	628	35	21980
52	6.30	266	59	15694
53	6.30	162	19	3078
54	10.00	309	85	26265
55	6.30	570	42	23940
56	6.30	301	4	1204
57	6.30	160	10	1600
58	6.30	142	14	1988
59	6.30	301	3	903
60	6.30	266	9	2394
61	6.30	162	18	2916
62	6.30	560	31	17360
63	8.00	395	30	11850
64	10.00	639	36	23004
65	6.30	266	13	3458

Tipo do Aço	Diâmetro das Barras	Comprimento Total (m)	Massa específica linear do Aço (kg/m)	kg
50A	6.3	152639	0.245	373.97
50A	8.0	94382	0.395	372.81
50A	10.0	114193	0.617	704.57
TOTAL				1451.35

1 PAVIMENTO TIPO - ARMADURA POSITIVA
ESCALA 1:50

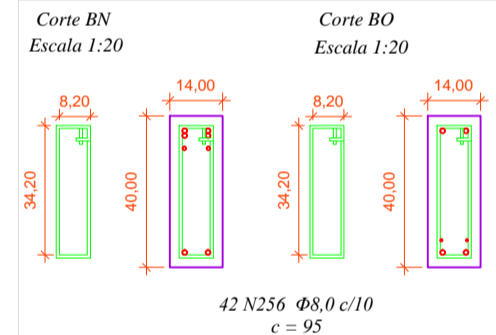
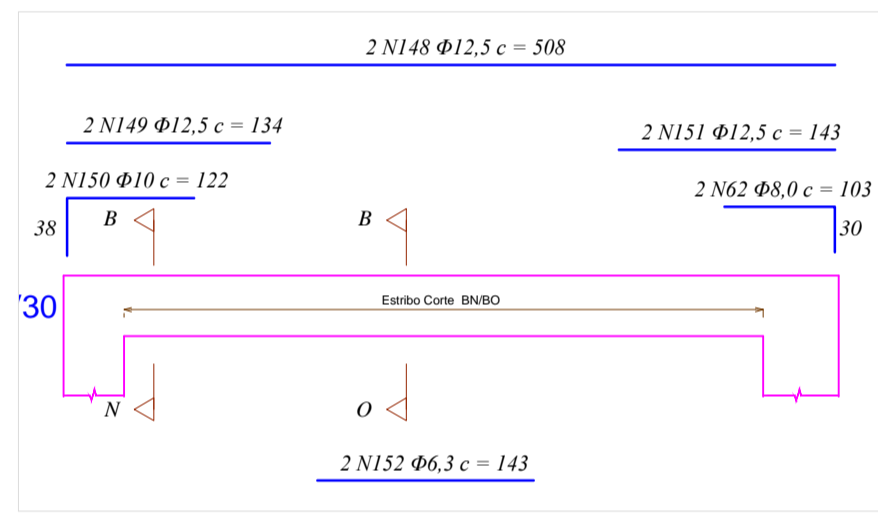
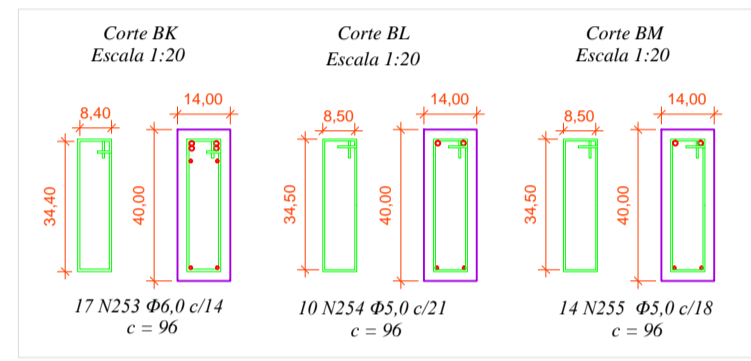
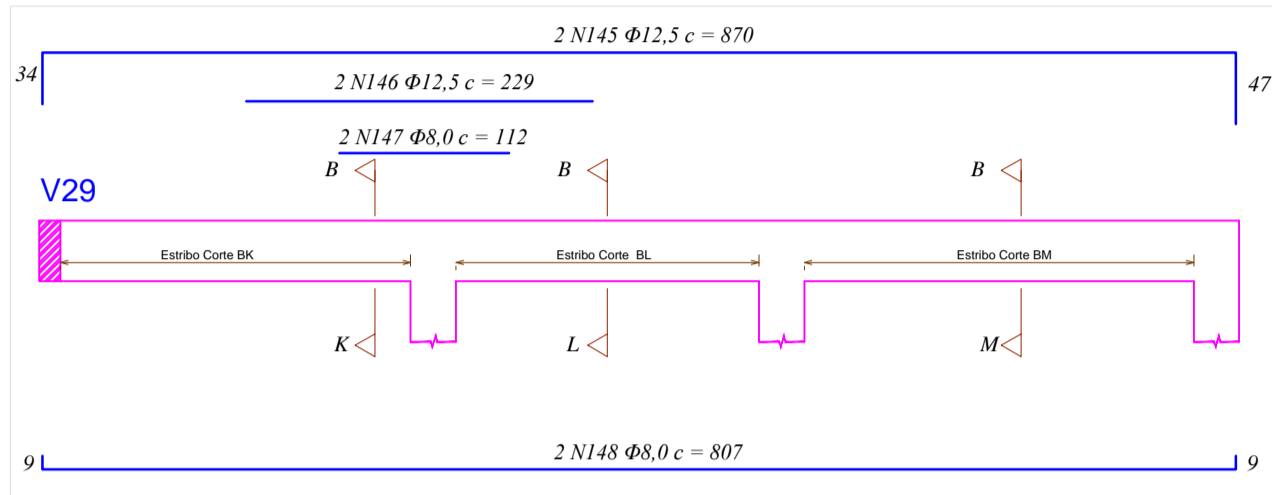
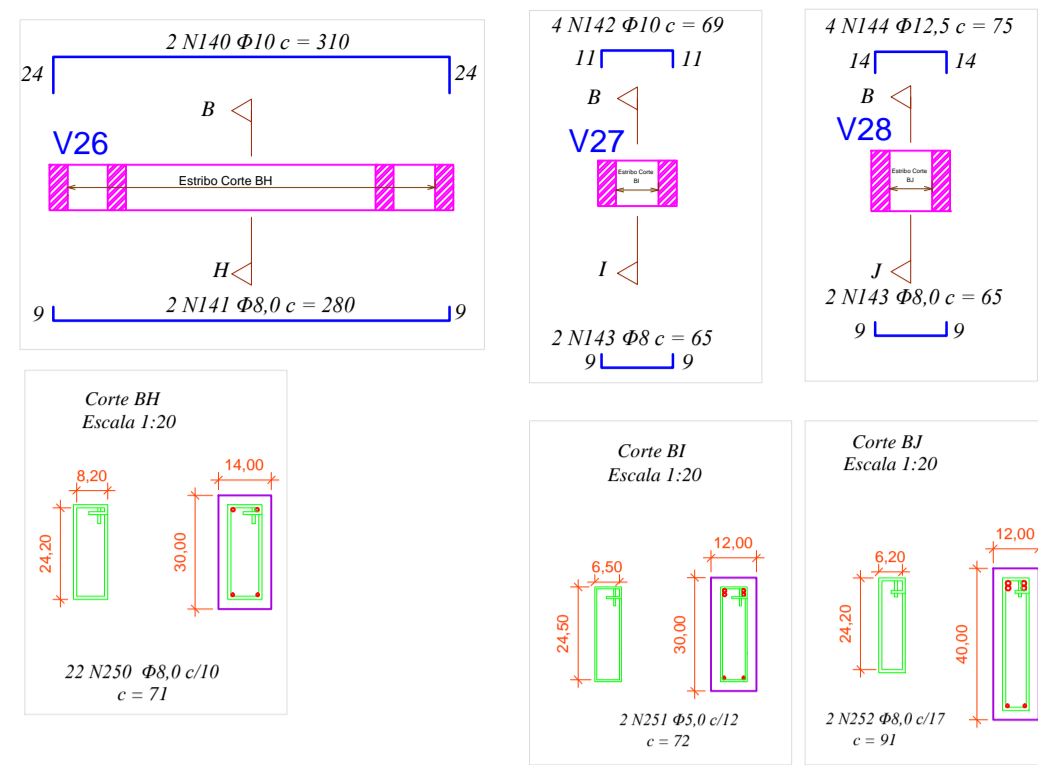
PROJETO ESTRUTURAL		02	04
ESTUDO DE CASO EM UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR			
PROJETO ESTRUTURAL		UTFPR - CÂMPUS PATO BRANCO	
DISCIPLINA DE TCC 2		1º SEMESTRE DE 2013	
Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias		PATO BRANCO - PARANÁ	
Data: Ago. 2013	Escala: Indicada	Arquivo: Projeto Estrutural - Adão de Oliveira	Obr: EDIFÍCIO ADÃO DE OLIVEIRA
Proprietário: ESTUDO DE CASO		RUA SERGIPE - LOTE 27 - QUADRA 233 - PATO BRANCO/PR	
Especificações: PLANTA ARMADURAS POSITIVAS		Adotados: Franchubert Bortoloti	
		Elizandro Zilli	
		Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias	

APÊNDICE O1 - Detalhamento longitudinal e transversal das vigas



PROJETO ESTRUTURAL		03	04
ESTUDO DE CASO EM UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR			
PROJETO ESTRUTURAL DISCIPLINA DE TCC 2		UTFPR - CÂMPUS PATO BRANCO 1º SEMESTRE DE 2013	
Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias		PATO BRANCO - PARANÁ	
Data: Ago. 2013	Escala: Indecida	Arquivo: Projeto Estrutural - Adão de Oliveira	Obra: EDIFÍCIO ADÃO DE OLIVEIRA RUA SERGIPE - LOTE 27 - QUADRA 233 - PATO BRANCO/PR
Proprietário: ESTUDO DE CASO	Adotivos: Franchubert Bortoloti		
Especificações: DETALHAMENTO DAS VIGAS	Elizandro Zilli		
		Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias	

APÊNDICE O2 - Detalhamento longitudinal e transversal das vigas



Posição	Diâmetro (mm)	Qde.	Comprimento Unitário (cm)	Comp. Total (cm)
1	10	2	761	1522
2	10	4	283	1132
3	10	2	200	400
4	10	2	130	260
5	10	2	191	382
6	6.3	2	87	174
7	8	2	391	782
8	6.3	2	212	424
9	10	2	361	722
10	10	2	623	1246
11	8	2	270	540
12	10	2	343	686
13	8	2	285	570
14	8	2	323	646
15	8	2	121	242
16	10	2	99	198
17	10	4	135	540
18	10	2	195	390
19	10	2	115	230
20	10	6	95	570
21	10	2	152	304
22	10	2	243	486
23	8	2	274	548
24	8	2	175	350
25	12.5	2	401	802
26	8	2	283	566
27	10	2	352	704
28	8	2	324	648
29	10	2	125	250
30	8	4	282	1128
31	8	4	219	876
32	10	2	119	238
33	6.3	2	173	346
34	10	2	654	1308
35	10	2	284	568
36	6.3	2	45	90
37	6.3	2	213	426
38	10	2	600	1200
39	10	2	521	1042
40	10	2	143	286
41	10	2	104	208
42	10	2	148	296
43	10	2	467	934
44	8	4	358	1432
45	10	2	320	640
46	10	2	254	508
47	8	4	202	808
48	10	2	215	430
49	10	2	522	1044
50	10	2	98	196
51	10	2	142	284
52	8	2	464	928
53	10	2	904	1808
54	10	2	335	670
55	8	2	81	162
56	10	2	131	262
57	8	2	77	154
58	6.3	2	65	130
59	8	2	60	120
60	8	4	187	748
61	8	2	846	1692
62	8	4	103	412
63	8	2	177	354
64	10	2	1062	2124
65	8	2	330	660
66	8	2	147	294
67	10	2	220	440
68	8	8	142	1136
69	10	2	204	408
70	8	2	346	692
71	10	4	242	968
72	10	2	405	810
73	10	2	897	1794
74	10	2	336	672
75	10	2	608	1216
76	12.5	2	572	1144
77	8	2	536	1072

Posição	Diâmetro (mm)	Qde.	Comprimento Unitário (cm)	Comp. Total (cm)
78	12.5	2	387	774
79	12.5	2	154	308
80	8	2	518	1036
81	8	4	303	1212
82	10	2	484	968
83	10	2	549	1098
84	10	2	865	1730
85	10	8	169	1352
86	8	2	807	1614
87	10	2	498	996
88	10	2	156	312
89	10	2	131	262
90	6.3	4	95	380
91	10	2	400	800
92	10	2	520	1040
93	10	2	1134	2268
94	10	4	117	468
95	10	2	267	534
96	10	2	210	420
97	8	4	112	448
98	10	2	1129	2258
99	6.3	2	96	192
100	10	2	249	498
101	6.3	2	103	206
102	10	2	318	636
103	10	2	988	1976
104	8	2	201	402
105	8	2	281	562
106	10	2	992	1984
107	10	2	377	754
108	6.3	2	266	532
109	6.3	4	307	1228
110	10	2	890	1780
111	10	6	161	966
112	10	2	421	842
113	6.3	2	184	368
114	6.3	2	168	336
115	6.3	2	318	636
116	8	2	226	452
117	10	2	674	1348
118	6.3	2	419	838
119	6.3	2	324	648
120	8	2	526	1052
121	10	2	314	628
122	10	2	279	558
123	8	2	534	1068
124	12.5	2	643	1286
125	12.5	2	653	1306
126	10	2	425	850
127	16	2	549	1098
128	16	2	515	1030
129	8	2	111	222
130	10	2	437	874
131	8	2	178	356
132	12.5	4	413	1652
133	8	2	484	968
134	8	2	188	376
135	10	8	67	536
136	8	4	63	252
137	6.3	2	232	464
138	6.3	2	198	396
139	10	4	264	1056
140	10	2	310	620
141	8	2	280	560
142	10	4	69	276
143	8	4	65	260
144	12.5	4	75	300
145	12.5	2	870	1740
146	12.5	2	229	458
147	8	2	112	224
148	12.5	2	508	1016
149	12.5	2	134	268
150	10	2	122	244
151	12.5	2	143	286
152	6.3	2	143	286
153	12.5	2	536	1072

Diâmetro	Comprimento Total (cm)	Massa Linear (kg/m)	Total (kg)	Total (kg+10%)
6.30	8100	0.245	19.85	21.8
8.00	30238	0.395	119.44	131.4
10.00	61308	0.617	378.27	416.1
12.50	12412	0.963	119.53	131.5
16.00	2128	1.578	33.58	36.9
TOTAL			670.7	737.7

Posição	Diâmetro (mm)	Comprimento Unitário (cm)	QUANT.	Comprimento Total (cm)
200	5	96	13	1248
200	5	96	16	1536
200	5	96	26	2496
201	5	96	20	1920
201	5	72	16	1152
202	5	92	7	644
203	7	92	11	1012
204	8	91	13	1183
205	8	91	19	1729
206	5	72	13	936
207	5	72	9	648
208	6	72	11	792
208	6	72	9	648
208	6	72	19	1368
209	5	92	14	1288
209	5	92	7	644
210	5	72	18	1296
211	5	72	16	1152
212	6	92	8	736
213	7	92	6	552
214	5	92	6	552
215	6	72	46	3312
216	5	72	19	1368
217	5	72	9	648
218	7	92	19	1748
219	8	91	13	1183
220	8	91	20	1820
221	5	92	10	920
222	5	72	16	1152
223	5	96	17	1632
224	6	96	31	2976
225	5	96	16	1536
226	5	96	9	864
227	5	96	29	2784
228	8	95	30	2850
229	8	91	28	2548
230	5	92	30	2760
231	5	92	10	920
232	5	92	15	1380
233	6	92	23	2116
234	7	92	10	920
235	5	72	14	1008
236	5	72	31	2232
237	5	72	15	1080
238	5	72	22	1584
239	5	72	23	1656
240	5	72	14	1008
241	5	92	27	2484
242	5	92	28	2576
243	8	95	35	3325
244	5	96	9	864
245	8	95	39	3705
246	8	71	3	213
247	8	71	3	213
248	5	72	11	792
249	5	72	10	720
250	8	71	22	1562
251	5	72	2	144
252	8	91	2	182
253	6	96	17	1632
254	5	96	10	960
255	5	96	14	1344
256	8	95	42	3990

Diâmetro (mm)	Comprimento Total (cm)	Massa Nominal (kg/m)	Total (kg)	Total +10% (kg)
5	49928	0.154	76.89	84.58
6	13580	0.222	30.15	33.16
7	4232	0.302	12.78	14.06
8	24503	0.395	96.79	106.47
Total			216.60	238.26

Área de Fôrmas - 117,89 m²
 Volume de Concreto - 7,92 m³

PROJETO ESTRUTURAL		04	04
ESTUDO DE CASO EM UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR			
PROJETO ESTRUTURAL DISCIPLINA DE TCC 2		UTFPR - CÂMPUS PATO BRANCO 1º SEMESTRE DE 2013 Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias	
Data: Ago. 2013 Escala: Indica Arquivo: Projeto Estrutural - Adão de Oliveira		Obra: EDIFÍCIO ADÃO DE OLIVEIRA RUA SERGIPE - LOTE 27 - QUADRA 233 - PATO BRANCO/PR	
Proprietário: ESTUDO DE CASO		Arquiteto: Franchubert Bortoloti	
Especificações: DETALHAMENTO DAS VIGAS RESUMO DE AÇO, CONCRETO E FÔRMAS		Prof. Orientador: Gustavo Lacerda Dias	

APÊNCIDE L – Detalhamento das armaduras positivas determinadas através das
tabelas de Bares

POSIÇÃO	BITOLA (mm)	Comprimento Unitário (cm)	QUANT.	Comprimento Total (cm)
1	6,30	391	28	10948
2	6,30	486	20	9720
3	6,30	621	38	23598
4	8,00	490	6	2940
5	8,00	490	39	19110
6	6,30	266	72	19152
7	6,30	261	14	3654
8	6,30	381	14	5334
9	6,30	452	27	12204
10	6,30	316	12	3792
11	6,30	301	28	8428
12	6,30	619	21	12999
13	6,30	570	39	22230
14	6,30	491	52	25532
15	6,30	291	7	2037
16	6,30	256	15	3840
17	6,30	321	8	2568
18	6,30	146	3	438
19	6,30	301	30	9030
20	6,30	609	22	13398
21	6,30	452	28	12656
22	6,30	306	12	3672
23	6,30	560	33	18480
24	6,30	481	52	25012
25	6,30	491	14	6874
26	6,30	391	32	12512
27	6,30	496	20	9920
28	6,30	631	39	24609
29	8,00	500	6	3000
30	8,00	500	41	20500
31	6,30	246	14	3444