

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

AVNER AUGUSTO SCHELEIDER
MAYARA DI CASTRO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E
DESEMPENHO CONSTRUTIVO DE LAJES LISAS MACIÇAS EM
CONCRETO ARMADO *VERSUS* CONCRETO PROTENDIDO —
ESTUDO DE CASO APLICADO EM TQS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2017

AVNER AUGUSTO SCHELEIDER

MAYARA DI CASTRO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E
DESEMPENHO CONSTRUTIVO DE LAJES LISAS MACIÇAS EM
CONCRETO ARMADO *VERSUS* CONCRETO PROTENDIDO —
ESTUDO DE CASO APLICADO EM TQS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Curitiba – PR.

Orientador: Prof. MSc. Amacin Rodrigues Moreira

CURITIBA

2017



Ministério da Educação
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
Campus Curitiba – Sede Ecoville
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Curso de Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E DESEMPENHO CONSTRUTIVO DE LAJES LISAS MACIÇAS EM CONCRETO ARMADO *VERSUS* CONCRETO PROTENDIDO — ESTUDO DE CASO APLICADO EM TQS

Por

AVNER AUGUSTO SCHELEIDER

MAYARA DI CASTRO SILVA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido em quinze de agosto de 2017 e aprovado pela seguinte banca de avaliação:

Orientador – Amacin Rodrigues Moreira, MSc. UTFPR

Prof. Arthur Medeiros, PhD. UTFPR

Prof. Rogério Francisco Kuster Puppi, PhD. UTFPR

À minha mãe, Sandra Regina de Castro, por ter feito de meus sonhos os seus sonhos, apoiando-me incondicionalmente em todos os momentos de minha vida. Dedico também à minha companheira Mayara Di Castro Silva por ter trilhado ao meu lado esta jornada, deixando-a mais bonita.

Avner Augusto Scheleider

Dedico este trabalho aos meus pais Dimas Castro Da Silva e Neide Aparecida Martins Silva por todo o incentivo e compreensão. À minha irmã Cassiê Di Castro Silva Zem e meus sobrinhos Eduardo Zem e Felipe Zem pela alegria que me transmitem. Ao meu companheiro Avner Augusto Scheleider por toda a paciência e dedicação.

Mayara Di Castro Silva

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida e por cada novo amanhecer.

À família pelo apoio e fé depositada em nós.

Ao prof. MSc. Amacin Rodrigues Moreira, por todo o auxílio prestado ao longo do estudo. Agradecemos imensamente a oportunidade de utilização do *software* TQS, aos momentos alegres de aprendizado em seu escritório, aos cafés que nos deram novos ânimos para continuar e finalmente, ao exemplo de seriedade e profissionalismo.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná, pelo suporte intelectual e base ética, capaz de nos formar futuros engenheiros comprometidos com o bem comum.

Ao Departamento Acadêmico de Construção Civil e todo o corpo docente, em especial aos professores Drs. da banca: Arthur Medeiros e Rogério Francisco Kuster Puppi pelos ensinamentos ao longo do curso. À coordenadora Janine Nicolosi Correa pela atenção dada a nós e à professora Dra. Elisabeth Penner pelas valiosas dicas e correções da primeira fase deste trabalho.

Aos Engenheiros da AAD Projetos por todas as dúvidas que nos esclareceram e por ter nos acolhido em seu ambiente de trabalho com muito carinho.

À Engenheira Maria Regina Leoni Schmid pela conversa amistosa sobre protensão e os materiais disponibilizados com os ensinamentos de seu pai Eng. Manfred Theodor Schmid.

A todos os demais envolvidos, fica aqui o nosso agradecimento.

“É muito melhor lançar-se em busca de conquistas grandiosas, mesmo expondo-se ao fracasso, do que alinhar-se com os pobres de espírito, que nem gozam muito nem sofrem muito, porque vivem numa penumbra cinzenta, onde não conhecem nem vitória e nem derrota.” **(Theodore Roosevelt)**

“Todas as adversidades que eu tive na minha vida, todos os meus problemas e obstáculos, fortaleceram-me... Você pode não se dar conta quando isso acontece, mas um chute nos dentes pode ser a melhor coisa do mundo para você.” **(Walt Disney)**

RESUMO

SCHELEIDER, Avner Augusto. SILVA, Mayara Di Castro. **Análise Comparativa do Comportamento Estrutural e Desempenho Construtivo de Lajes Lisas Maciças em Concreto Armado *Versus* Concreto Protendido – Estudo de Caso Aplicado em TQS.** 2017. 156 f. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Curitiba, 2017.

Nas últimas décadas tem se observado grande inovação nos processos construtivos, contudo ainda prevalece no Brasil, por questões culturais, a utilização em edifícios residenciais de estrutura convencional: vigas, lajes e pilares. Dentre estas inovações e como meio de racionalizar a execução das estruturas, as lajes lisas maciças apresentam vantagens principalmente por não necessitarem de vigas para a redistribuição de cargas. Em situações pontuais em que se aplicam as lajes lisas maciças em edifícios brasileiros, comumente o fazem com o uso da protensão. Isto muitas vezes encarece o valor de sua execução que, em conjunto com sua maior especificidade técnica desestimula novas iniciativas com esta tecnologia. A aplicação de lajes lisas maciças em concreto armado pode ser uma alternativa viável no estímulo ao emprego deste processo construtivo no país, contanto que se conheçam suas potencialidades e limitações. Este trabalho consiste em um estudo de caso aplicado no *software* TQS, com abordagem comparativa em que se realiza a análise do comportamento estrutural e desempenho construtivo de lajes lisas maciças armadas e protendidas, ambas aplicadas em um mesmo projeto arquitetônico de edificação residencial. A finalidade desta pesquisa é, entre outras, desmistificar a ideia de ineficiência do uso de lajes lisas armadas, demonstrando seus pontos de convergência e divergência em relação às lajes lisas protendidas. A estrutura protendida é formada predominantemente por monocordoalhas engraxadas de relaxação baixa (CP-190 RB) de 12,7 mm e a estrutura armada composta por aço CA-50 em vários diâmetros, sendo em ambas usado o concreto C35. No estudo selecionou-se um projeto arquitetônico e lançou-se sua estrutura por meio do programa computacional para ambas as tipologias, dimensionando-as e detalhando-as, de modo a, mediante modelagem, obter seus esforços solicitantes e análise de estabilidade global, seguindo as prescrições da NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Como resultado, além de se comprovar a viabilidade e competitividade da laje lisa maciça armada, que para este estudo de caso apresentou economia

na ordem de 10% em relação à laje lisa maciça protendida, pode-se também mensurar diversos índices comparativos e relações entre as tipologias.

Palavras-chave: Laje lisa maciça. Concreto armado. Concreto protendido. *Software* CAD/TQS. NBR 6118:2014. Análise comparativa. Edifício residencial.

ABSTRACT

SCHELEIDER, Avner Augusto. SILVA, Mayara Di Castro. **Comparative Analysis of Structural Behavior and Constructive Performance of Solid Flat Plate in Reinforced Concrete *Versus* Prestressed Concrete - Case Study Applied in TQS.** 2017. 156 p. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Curitiba, 2017.

In the last decades great innovation in the constructive processes has been observed, however, in Brazil still prevails, for cultural reasons, the use in residential buildings of conventional structure: beams, slabs and pillars. Among these innovations and as a means of rationalizing the execution of the structures, solid flat plates have advantages mainly because they do not require beams for the redistribution of loads. In specific situations where solid flat plates are applied in Brazilian buildings, they usually do with the use of prestressing. This often increases the value of its execution, which together with its greater technical specificity discourages new initiatives with this technology. The application of solid flat plates to reinforced concrete can be a viable alternative to stimulate the use of this constructive process in the country, as long as its potentialities and limitations are known. This work consists of a case study applied in the TQS *software*, with a comparative approach in which the analysis of the structural behavior and constructive performance of reinforced solid flat plates and prestressed solid flat plates, both applied in the same residential building architectural project, is carried out. The purpose of this research is, among others, to demystify the idea of inefficiency of the use of reinforced solid flat plates, demonstrating their points of convergence and divergence in relation to the prestressed solid flat plates. The prestressed structure consists predominantly of 12.7 mm low relaxation grease monocordels (CP-190 RB) and the reinforced structure composed of CA-50 steel in various diameters, both of which are used as C35 concrete. In the study, an architectural project was selected and its structure was launched through the computational program for both typologies, dimensioning and detailing them, in order to, through modeling, obtain their requesting efforts and analysis of global stability, following the requirements of NBR 6118:2014 - Concrete Structures Project -Procedure. As a result, in addition to proving the feasibility and competitiveness of the solid flat plate in reinforced concrete, which for this case study presented savings of around 10% in relation to prestressed concrete, it is also possible

to measure several comparative indices and relations between the typologies.

Keywords: Solid flat plate. Reinforced concrete. Prestressed concrete. CAD/TQS software.
NBR 6118:2014. Comparative analysis. Residential building.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção transversal de laje nervurada normal.....	23
Figura 2 – Seção transversal de laje nervurada invertida.....	23
Figura 3 – Seção transversal de laje nervurada dupla.....	23
Figura 4 – Comparativo entre lajes.....	24
Figura 5 – Seção transversal do painel alveolar.....	25
Figura 6 – Laje treliçada e suas partes constituintes.....	25
Figura 7 – Corte longitudinal esquemático de protensão não aderente.....	29
Figura 8 – Detalhe de cordoalhas não aderentes ancoradas e em rolo.....	30
Figura 9 – Comparativo dos sistemas de protensão com e sem aderência.....	31
Figura 10 – Imperfeição geométrica global.....	35
Figura 11 – Requisitos necessários para a qualidade estrutural de um sistema.....	38
Figura 12 – Detalhe dos pórticos e faixas de distribuição dos momentos fletores.....	41
Figura 13 – Método da analogia de grelha empregado no <i>software</i> Alto QI Eberick.....	42
Figura 14 – Cargas equivalentes para vãos internos.....	43
Figura 15 – Cargas equivalentes para balanços.....	44
Figura 16 – Exemplo de malha de elemento finito.....	45
Figura 17 – Sistema computacional no auxílio ao cálculo estrutural.....	45
Figura 18 – Subsistemas CAD/TQS.....	47
Figura 19 – TQS com CAD/lajes protendidas.....	49
Figura 20 – Exemplo de aplicação do <i>software</i> TQS em lajes.....	50
Figura 21 – Etapas do processo de protensão.....	53
Figura 22 – Etapas 1 a 4 de construção de sistema em LLMA.....	54
Figura 23 – Etapas 5 a 7 de construção de sistema em LLMA.....	55
Figura 24 – Fluxograma de atividades desenvolvidas durante o estudo.....	58
Figura 25 – Metodologia para a elaboração de projetos estruturais.....	63
Figura 26 – Perspectivas externas do objeto de estudo global.....	67
Figura 27 – Planta do Pavimento Térreo do objeto de estudo global.....	67
Figura 28 – Planta do Pavimento Tipo do objeto de estudo global.....	68
Figura 29 – Planta do <i>Solarium</i>	68
Figura 30 – Fluxograma geral do funcionamento do <i>software</i> TQS.....	70
Figura 31 – Fluxograma 1 do módulo CAD/lajes – TQS.....	71
Figura 32 – Fluxograma 2 do módulo CAD/lajes – TQS.....	72
Figura 33 – Elementos de protensão utilizados na LLMP.....	78
Figura 34 – Objeto de estudo global resultante da modelagem via TQS.....	82
Figura 35 – Comparativo para lajes em concreto armado e protendido.....	83
Figura 36 – Corte esquemático do edifício em estrutura base.....	84
Figura 37 – Entrada gráfica de grelha na LLMA de teto do Pavimento Térreo.....	88
Figura 38 – Dimensionamento de armaduras negativas horizontais em LLMA.....	88
Figura 39 – Disposição de monocordoalhas engraxadas em LLMP.....	89
Figura 40 – Índice de esbeltez para edifícios.....	89
Figura 41 – Diagrama de cores para flechas máximas em estrutura global.....	92

Figura 42 – Diagrama de cores para deslocamentos horizontais devido ao vento.....	93
Figura 43 – Eixo de coordenadas locais.....	94
Figura 44 – Diagramas de M_y à esquerda e F_z à direita para LLMA no ELS.....	95
Figura 45 – Diagramas de flechas no Pavimento Primeiro em LLMA e LLMP.....	97
Figura 46 – Áreas de carga para puncionamento em pilares retangulares.....	98
Figura 47 – Seção transversal de cone de ruptura da punção.....	98
Figura 48 – Armaduras de cisalhamento no Pavimento Superior em LLMA.....	99

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação de aço por bitola para LLMA e LLMP.....	112
Gráfico 2 – Relação de custos material/mão de obra destinada à armação da LLMA.....	120
Gráfico 3 – Relação de custos material/mão de obra destinada à armação da LLMP.....	121
Gráfico 4 – Custos em mão de obra por m ²	121
Gráfico 5 – Custos em material por m ²	122
Gráfico 6 – Comparativo entre CA e CP em função do comprimento dos vãos.....	123

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Combinações últimas usuais.....	36
Quadro 2 – Combinações de serviço.....	36
Quadro 3 – Fatores de ponderação para combinações de carga.....	37
Quadro 4 – Fatores redutores para combinações de carga.....	37
Quadro 5 – Pavimentos e áreas do objeto de estudo global.....	66
Quadro 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	74
Quadro 7 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	74
Quadro 8 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento.....	75
Quadro 9 – Cobrimentos utilizados no TQS.....	75
Quadro 10 – Propriedades mecânicas das barras de aço em armaduras de concreto.....	76
Quadro 11 – Quantidade de armadura passiva utilizada no sistema LLMP.....	76
Quadro 12 – Quantidade de armadura passiva utilizada no sistema LLMA.....	77
Quadro 13 – Características das barras de concreto armado conforme diâmetro.....	77
Quadro 14 – Características das cordoalhas para protensão não aderente.....	78
Quadro 15 – Quantidade de monocordoalhas para protensão não aderente.....	78
Quadro 16 – Vãos mínimos e máximos entre os pilares.....	83
Quadro 17 – Cargas médias por área de laje.....	85
Quadro 18 – Combinações no modelo global para LLMP.....	86
Quadro 19 – Combinações no modelo global para LLMA.....	87
Quadro 20 – Densidade de pilares por pavimento.....	90
Quadro 21 – Esforços solicitantes principais máximos para LLMA.....	94
Quadro 22 – Esforços solicitantes principais máximos para LLMP.....	94
Quadro 23 – Flechas máximas no ELS para LLMA.....	96
Quadro 24 – Flechas máximas no ELS para LLMP.....	96
Quadro 25 – Armaduras de punção em LLMA.....	99
Quadro 26 – Armaduras de punção em LLMP.....	99
Quadro 27 – Escoras alugadas por mês.....	103
Quadro 28 – Variação de consumo de aço por bitola para LLMA e LLMP.....	112

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

AncA – Ancoragem de armadura ativa

AncP – Ancoragem de armadura passiva

C35 – Classe de resistência característica à compressão do concreto de 35 MPa

CA – Concreto Armado

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CEB – Código Europeu (*Comité Euro-International du Béton*)

CP – Concreto Protendido

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

LLMA – Laje Lisa Maciça Armada

LLMP – Laje Lisa Maciça Protendida

MAG – Método de Analogia de Grelha

MCE – Método das Cargas Equivalentes

MEF – Método dos Elementos Finitos

MPE – Método dos Pórticos Equivalentes

NBR – Norma Brasileira

RB – Relaxação Baixa

TCPO – Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Distribuição de cargas por pavimento.....	86
Tabela 2 – Deslocamento global horizontal do edifício em estudo.....	91
Tabela 3 – Máximo deslocamento global vertical por tipologia.....	91
Tabela 4 – Caracterização do vento na estrutura.....	93
Tabela 5 – Consumo de concreto e formas por elemento estrutural.....	101
Tabela 6 – Demanda de mão de obra para lançamento, adensamento e acabamento de 1m ³ de concreto.....	101
Tabela 7 – Mão de obra por nível da estrutura para concretagem.....	101
Tabela 8 – Demanda para execução do escoramento por m ² em planta.....	102
Tabela 9 – Mão de obra e material para execução do escoramento.....	102
Tabela 10 – Demanda para execução de 1 m ² de forma para dois aproveitamentos.....	103
Tabela 11 – Mão de obra e material para execução das formas.....	103
Tabela 12 – Consumo de aço por nível discriminado pela bitola para LLMA.....	104
Tabela 13 – Consumo de aço por nível discriminado pela bitola para LLMP.....	104
Tabela 14 – Demanda de mão de obra e material adicional para execução da armadura.....	105
Tabela 15 – Mão de obra e material para execução da armadura passiva para LLMA.....	105
Tabela 16 – Mão de obra e material para execução da armadura passiva para LLMP.....	106
Tabela 17 – Demanda de mão de obra e materiais relacionados a protensão por nível.....	106
Tabela 18 – Quantitativo de toda estrutura para a LLMA e LLMP.....	107
Tabela 19 – Quantitativos para os pavimentos com alteração entre os projetos de LLMA e LLMP.....	108
Tabela 20 – Relações de consumo para estrutura.....	114
Tabela 21 – Relações de consumo para pavimentos com alteração de armadura.....	114
Tabela 22 – Custeio da estrutura em LLMA.....	115
Tabela 23 – Custeio da estrutura em LLMP.....	117

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	OBJETIVO GERAL.....	20
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.3	JUSTIFICATIVA.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	LAJE E SUAS TIPOLOGIAS.....	22
2.1.1	Vantagens do uso de lajes lisas comparativamente à convencional.....	26
2.1.2	Desvantagens do uso de lajes lisas comparativamente à convencional.....	27
2.1.3	Lajes lisas maciças protendidas.....	28
2.1.3.1	Protensão não aderente.....	29
2.1.4	Lajes lisas maciças armadas.....	31
2.1.5	Histórico da aplicação de lajes lisas.....	32
2.2	DIRETRIZES NORMATIVAS E PROCEDIMENTOS DE PROJETO.....	34
2.2.1	Requisitos de qualidade de projeto.....	38
2.2.2	Dimensões limites e propriedades mecânicas dos elementos de concreto.....	38
2.3	MÉTODOS DE ANÁLISE	40
2.3.1	Método dos pórticos equivalentes.....	40
2.3.2	Método de analogia de grelha.....	42
2.3.3	Método das cargas equivalentes.....	43
2.3.4	Método dos elementos finitos.....	44
2.4	<i>SOFTWARES</i> DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	45
2.4.1	TQS.....	46
2.4.1.1	TQS com CAD/lajes protendidas.....	48
2.4.2	<i>Softwares</i> alternativos para modelagem estrutural.....	50
2.5	PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE LAJES LISAS MACIÇAS.....	52
2.5.1	Execução em lajes lisas maciças protendidas.....	52
2.5.2	Execução em lajes lisas maciças armadas.....	54
2.6	ANÁLISES DE ESTUDOS SIMILARES.....	55
3	METODOLOGIA.....	58
3.1	DEFINIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO ESPECÍFICO.....	59
3.2	SELEÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO.....	59
3.3	DEFINIÇÃO DO <i>SOFTWARE</i> DE MODELAGEM E MÉTODOS.....	60

3.4	MODELAGEM DA ESTRUTURA BASE.....	60
3.5	COMPILAÇÃO DAS REFERÊNCIAS NORMATIVAS.....	61
3.6	LEVANTAMENTO E INSERÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	62
3.7	PROCESSAMENTO COMPUTACIONAL.....	62
3.8	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE AS TIPOLOGIAS.....	63
3.8.1	Compilação de dados.....	65
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	66
4.1	OBJETO DE ESTUDO GLOBAL.....	66
4.2	<i>SOFTWARE</i> E MÉTODO DE ANÁLISE ESTRUTURAL UTILIZADO.....	69
4.3	MATERIAIS E CARREGAMENTOS.....	73
4.4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE LLMA E LLMP.....	81
4.5	ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	82
4.5.1	Ações e combinações.....	85
4.5.2	Considerações sobre a modelagem estrutural.....	87
4.5.3	Parâmetros estruturais qualitativos.....	89
4.5.4	Estabilidade global do edifício em estudo.....	91
4.5.5	Esforços solicitantes principais em LLMA e LLMP.....	93
4.5.6	Deslocamentos locais em LLMA e LLMP.....	95
4.5.7	Comportamento da LLMA e LLMP na punção.....	97
4.6	ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO CONSTRUTIVO.....	100
4.6.1	Quantitativos para LLMA e LLMP.....	100
4.6.2	Influência da tipologia de armadura nos quantitativos e aspectos construtivos.....	109
4.6.3	Custos para cada tipologia.....	115
4.6.4	Análise de custos para as tipologias.....	119
5	CONCLUSÕES.....	124
6	PESQUISAS SUGERIDAS.....	126
	REFERÊNCIAS.....	127
	APÊNDICE A – Memorial de cálculo dos carregamentos.....	133
	APÊNDICE B – Tabelas de custos quando considerados apenas os pavimentos com as duas opções de armadura.....	152
	ANEXO A – Tabela de encargos sociais utilizada.....	156

1 INTRODUÇÃO

Tradicionalmente, em estruturas de concreto armado, utilizam-se lajes apoiadas sobre vigas e lajes-cogumelo, que são elementos de placas engastados sobre pilares com capitéis ou *drop-panels*, no intuito de diminuir as tensões de cisalhamento. Esta prática, mesmo que ainda muito frequente, vem cedendo espaço à utilização de lajes lisas engastadas diretamente nos pilares do sistema, sem a necessidade dos elementos intermediários de transmissão de cargas (NBR 6118, 2014).

A viabilidade econômica do sistema de lajes lisas protendidas ou armadas quando comparado ao sistema convencional em concreto armado é visualizada, segundo M. Schmid (2009), quando se analisam “o custo final, onde se consideram também o menor tempo de execução, o melhor reaproveitamento das formas, a própria aparência final da estrutura e algumas vantagens adicionais que a laje lisa pode oferecer, em relação à laje cortada por vigas.”.

A substituição da técnica de laje convencional pelo emprego de lajes lisas, quando ocorre, se deve ao fato do reconhecimento das vantagens de se ter tetos planos na estrutura e também pela frequente utilização conjunta das técnicas de protensão, que diminuem os deslocamentos transversais excessivos nas regiões centrais do vão, amenizando um dos principais problemas que surgem decorrentes de seu uso (GANTE, 1991). No entanto, apesar desta associação, protender uma estrutura encontra algumas barreiras, sendo muitas vezes considerada como uma solução economicamente inviável em relação às estruturas de concreto armado (ZILLI E BORTOLOTTI, 2013).

Devido ao fato de ser comum associar lajes lisas com protensão, enraizou-se um preceito de que toda laje lisa deve ser protendida, o que não é verdade. Verificados adequadamente os índices de segurança e desempenho construtivo, uma laje lisa pode se valer apenas de armadura passiva e ser uma boa alternativa de substituição à protensão. A alteração de armadura ativa para passiva em lajes lisas modifica alguns aspectos no projeto, que impactam em custos, técnicas de execução, prazos e a própria estrutura em si, modificando vãos, alterando a altura total do edifício, entre outros.

No âmbito do desempenho à resistência de carga, a substituição do sistema de laje lisa protendida pela laje lisa armada, altera o comportamento estrutural no que diz respeito à punção, aos esforços solicitantes da edificação e seus deslocamentos globais e locais. A punção provoca uma separação entre a laje e o pilar, devido a esforços de cisalhamento oriundos da carga concentrada, criando assim um sério problema de estabilidade, visto que na laje lisa tem-se uma seção transversal reduzida neste ponto, já que se abstém do uso de capitéis. Quanto à resistência estrutural global em relação a cargas originadas pelo vento, esta não se altera se mantida uma

mesma espessura de laje lisa, porém se reduz quando comparada à estrutura convencional, uma vez que se prioriza em lajes lisas a não utilização de vigas de bordo. Este requisito, aliado à esbeltez da laje, favorece o aparecimento de deslocamentos excessivos no centro dos vãos, o que pode culminar com a necessidade de redução dos vãos livres e também trechos em balanço, fato este que justifica a preferência ao uso da protensão na maioria dos casos. A escolha pela laje lisa protendida também é justificada 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 (ZILLI E BORTOLOTTI, 2013).

Portanto, tem-se o impasse: será que as lajes lisas maciças protendidas (LLMP) apresentam realmente melhor viabilidade (técnica e econômica) em relação às lajes lisas maciças armadas (LLMA)? Conhecidas as suas limitações e potencialidades, as LLMA poderiam ser uma boa técnica para estimular a substituição da estrutura convencional no Brasil?

Com este trabalho, busca-se estimular o emprego de lajes lisas maciças armadas através dos resultados obtidos de análise comparativa entre lajes lisas maciças protendidas para um edifício residencial de múltiplos pavimentos, bem como, identificar suas vantagens e desvantagens para o caso em estudo. Em posse dos dados finais, pretende-se, além de desmistificar que qualquer laje lisa deva ser obrigatoriamente protendida, criar uma base de comparação entre as duas técnicas, já que estas são aplicadas a um mesmo projeto arquitetônico. Embora cada projeto arquitetônico necessite ser analisado por suas características singulares, e os índices comparativos oscilem para as diferentes situações práticas do exercício da engenharia, a comparação a ser realizada neste trabalho é de extrema valia, uma vez que destaca as questões envolvidas em cada caso e seus pontos de conflito.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é comparar dois modelos de aplicação de lajes lisas, protendida (LLMP) e armada (LLMA), mediante análise do comportamento estrutural e desempenho construtivo destes sistemas para um mesmo edifício residencial modelado por meio de ferramentas disponíveis no *software* TQS.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral são necessários os cumprimentos dos seguintes objetivos específicos:

- Elaborar e modelar o projeto estrutural em LLMP e LLMA;
- Avaliar os resultados obtidos para o comportamento estrutural de cada tipologia, considerando: deslocamentos locais e globais em ELS, máximos esforços solicitantes no ELS por pavimento, disposição das armaduras de punção e deslocamento devido à força do vento;
- Avaliar o desempenho construtivo da LLMP e LLMA, considerando: custos totais, consumo de materiais, custo de execução/m² e interferência na produtividade, obtendo no processo índices e relações para cada tipologia e entre elas.
- Apontar os principais pontos de convergência e divergência entre os sistemas.

1.3 JUSTIFICATIVA

A escolha de desenvolver o presente estudo nessa temática justifica-se primeiramente pela necessidade de impulsionar o emprego das lajes lisas no país, uma vez que seus benefícios superam em muito o sistema convencional. Em vista a diversas obras nos Estados Unidos, verifica-se notória diferença entre a maneira americana de construir edifícios altos de concreto armado e protendido em relação ao que normalmente é feito no Brasil (CAUDURO,1999). Para se obter melhorias no processo construtivo em edifícios brasileiros deve-se, segundo Cauduro “eliminar paradigmas, galgar novos conceitos, mudar processos de execução, treinar funcionários, enfim, ter novas atitudes.”.

A presente análise comparativa se justifica, também, pela necessidade de quebra de paradigma da utilização de concreto protendido em lajes lisas como única alternativa para este sistema. Em razão da inviabilidade econômica da laje lisa maciça protendida em certas circunstâncias, como em edifícios residenciais que costumam apresentar vãos menores em relação a edifícios comerciais, muitos profissionais da construção civil optam por se manterem conservadores na utilização de estrutura convencional. Este fato seria certamente amenizado com a substituição da LLMP por laje lisa maciça armada, podendo ser esta uma boa alternativa. Busca-se, portanto, apresentar a toda comunidade acadêmica, um estudo de caso comparativo que credite a utilização de lajes lisas em concreto armado, demonstrando os obstáculos e complicadores, desmistificando a ideia de ineficiência do uso desse sistema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o acompanhamento deste trabalho, faz-se necessário o entendimento de seus pontos cruciais, bem como a inserção do leitor no contexto de dimensionamento e análise estrutural no tocante às lajes lisas, protendidas ou simplesmente armadas. Portanto, apresentam-se a seguir os conceitos e definições correlatos ao tema, as diretrizes normativas, os métodos de análise, os *softwares* usualmente utilizados para modelagem estrutural, as etapas do processo construtivo e os estudos atuais em campo de pesquisa similar.

2.1 LAJE E SUAS TIPOLOGIAS

Os elementos estruturais básicos são definidos de acordo com sua forma e função estrutural. As lajes, como são usualmente denominadas, classificam-se como placas, uma vez que são superfícies planas sujeitas principalmente às ações normais ao seu plano (NBR 6118, 2014). As lajes são, portanto, elementos bidimensionais, apresentando duas de suas dimensões com mesma ordem de grandeza e ambas superiores à sua terceira dimensão, a espessura. As lajes destinam-se a receber a maior parte das cargas de uma edificação, geralmente associadas a pessoas, móveis, paredes e afins, e transmiti-las aos outros elementos estruturais (BASTOS, 2015).

As placas, ou lajes, de acordo com a maneira com que se associam com outros elementos estruturais, ou dependendo de como foi moldada, podem se classificar em algumas tipologias, a saber: lajes lisas maciças ou nervuradas, lajes-cogumelo, lajes alveolares, lajes treliçadas e sistema convencional de laje maciça.

As lajes maciças têm todo seu volume preenchido por uma composição de concreto e armadura, usualmente apoiada sobre paredes ou vigas em suas bordas. No caso onde esse apoio não exista, caracteriza-se uma situação particular denominada de laje lisa maciça. Já as lajes nervuradas, moldadas no local ou pré-moldadas, possuem zona de tração para momentos positivos localizadas nas nervuras, tendo o restante do seu volume preenchido com material inerte (NBR 6118, 2014). A laje nervurada normal, conforme Figura 1, apresenta suas nervuras na face inferior e uma mesa na face superior. As nervuras contêm a armadura e o espaço entre as nervuras mantém-se vazio, ou é completado por blocos ou outro material sem função estrutural. Esta forma em “T” deixa-a muito eficiente para resistir a momentos fletores positivos. Para resistir aos momentos negativos, há as lajes nervuradas invertidas, conforme Figura 2, que são simplesmente espelhadas horizontalmente. Estas lajes são de uso restrito, indicadas para balanços. Há ainda as lajes nervuradas duplas, conforme Figura 3, em que as

nervuras ficam contidas entre duas mesas. Devido à dificuldade executiva, as lajes nervuradas invertidas e duplas estão praticamente em desuso. A solução de laje nervurada economiza concreto, mas só é viável se o gasto adicional com formas não superar a economia de concreto, ou se o alívio estrutural devido ao peso próprio compensar estes custos.

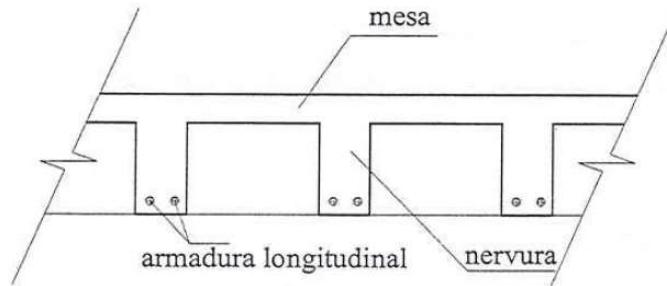


Figura 1 – Seção transversal de laje nervurada normal

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

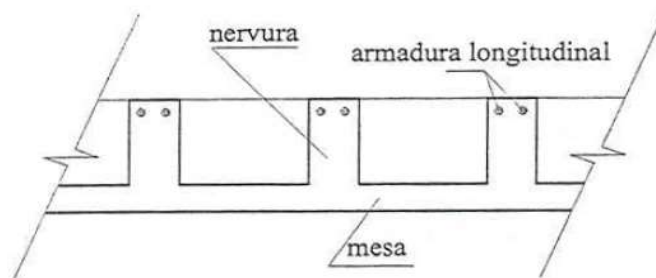


Figura 2 – Seção transversal de laje nervurada invertida

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

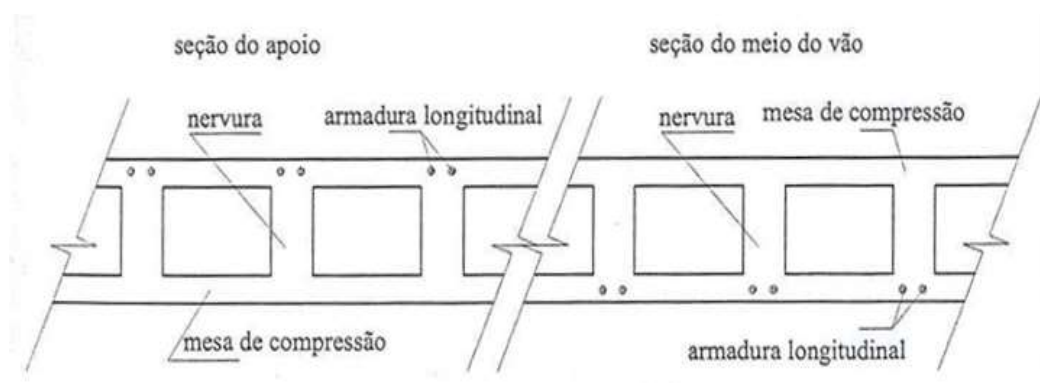


Figura 3 – Seção transversal de laje nervurada dupla

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

As lajes lisas, objeto de estudo deste trabalho, têm em comum com as lajes cogumelo o fato de se apoiarem diretamente sobre os pilares, com a diferença que as lajes cogumelo são intermediadas neste apoio por capitéis, ou por *drop-panels*, que reduzem o esforço cortante na região de apoio e tende a evitar a ruína da laje resistindo ao fenômeno conhecido por punção (MELGES, 2001). Na Figura 4 tem-se o comparativo entre as demais tipologias de laje e a laje lisa, para melhor compreensão:

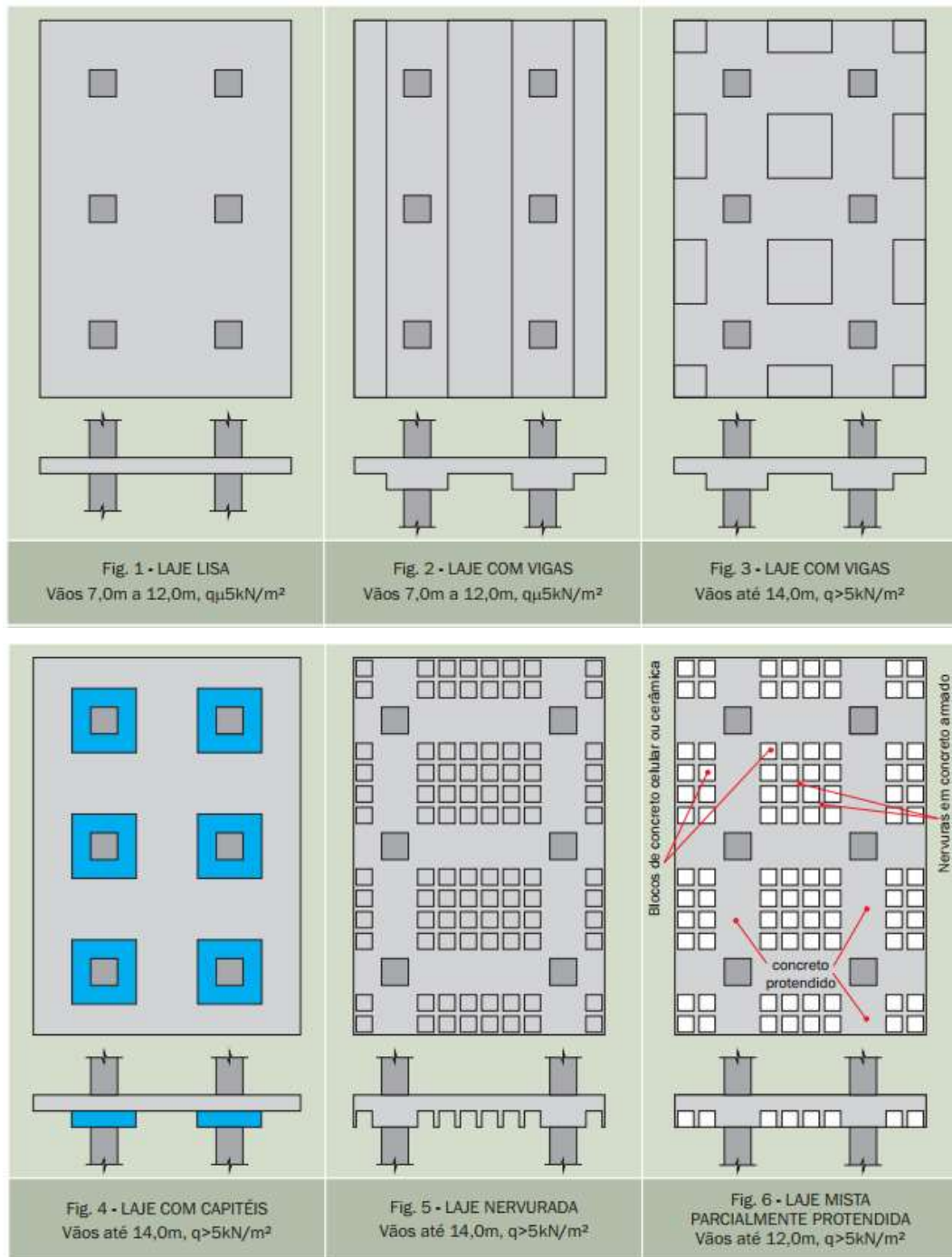


Figura 4 – Comparativo entre lajes

Fonte: Schmid (2009)

As lajes pré-moldadas são elementos de placas moldados previamente e só no momento da construção são dispostas em sua posição, assim como outros elementos estruturais pré-moldados. As lajes pré-moldadas são compostas por diversas placas de modo a compor sua superfície total, por motivos de facilitação de transporte e colocação. Geralmente, estas lajes são também protendidas. Um tipo particular e comum de laje pré-moldada é a laje alveolar, que apresenta vazios não comunicantes em seu sentido longitudinal, reduzindo o peso próprio em cerca de 50% para uma mesma altura, em comparação a uma laje maciça, diminuindo também o peso total da estrutura e seus momentos máximos. Esses vazios podem ser circulares, retangulares, ovais ou mistos. A laje alveolar, conforme Figura 5, assemelha-se a laje nervurada dupla, mas torna-se mais viável na medida em que, por ser pré-moldada, supera as limitações de complicação executiva.

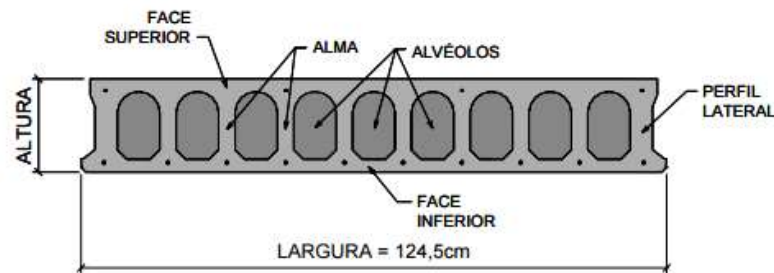


Figura 5 - Seção transversal do painel alveolar

Fonte: Tatu Lajes (2017)

Existem ainda as lajes treliçadas, conforme Figura 6, que são compostas por vigotas de concreto armado com treliças e material de enchimento entre estas vigotas, usualmente peças cerâmicas ou isopor e então o conjunto é coberto por uma camada final de concreto.

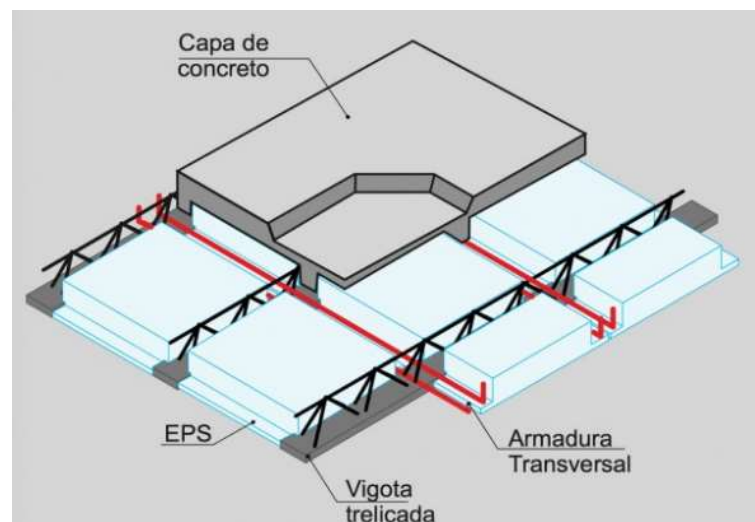


Figura 6 – Laje treliçada e suas partes constituintes

Fonte: Jundiaí Lajes (2017)

2.1.1 Vantagens do uso de lajes lisas comparativamente à convencional

Ao se comparar o sistema estrutural de lajes lisas com a estrutura convencional, destacam-se diversos pontos positivos a seguir apresentados, que foram sintetizados por Trautwein (2006) e complementados por Puel (2009).

Uma das vantagens segundo estes autores é a adaptabilidade do ambiente, pois esta tipologia permite alterações na arquitetura como a disposição das paredes, uma vez que não se têm vigas. A flexibilização de paredes não gera demanda por rebaixamento com forros já que não há necessidade de ocultar ou disfarçar vigas aparentes. Nos casos em que se devem utilizar forros para ocultar a distribuição de instalações hidráulicas e elétricas, os mesmos tendem, com esta técnica, a ser menos espessos. A maior adaptabilidade permite ainda uma melhor adequação de espaços a outras finalidades durante a vida útil da edificação. Vale aqui ressaltar a crescente recorrência às técnicas de *retrofit* em construções nos últimos tempos, o que torna a utilização de lajes lisas ainda mais oportuna.

As instalações também tendem a ser favorecidas pelo uso da laje lisa, já que os dutos hidrossanitários podem passar rentes ao teto sem a necessidade de deixar furos nas vigas, reduzindo curvas desnecessárias, cortes e emendas, mão de obra e custos.

Outra consequência dos elementos complementares à laje lisa serem menos espessos é que se pode manter o mesmo pé direito útil com redução da altura total do edifício, aliviando a carga gerada pelo peso próprio da estrutura e pelo sistema de vedação, além da redução de esforços laterais uma vez que haverá menor área exposta à ação dos ventos. A redução da altura de cada pavimento ainda pode permitir, dependendo das diretrizes normativas de urbanismo municipal, aumentar o número total destes para uma mesma altura final de edificação, o que é particularmente importante em áreas urbanas, especialmente quando se pretende obter o maior aproveitamento de terrenos com localização privilegiada.

Trautwein (2006) e Puel (2009) salientam ainda que a existência de um grande plano contínuo simplifica as formas de concretagem, impactando no custo e no tempo demandado para as atividades correlacionadas, resultando em maior facilidade de execução, menor consumo de materiais e menor desperdício na montagem, cimbramentos e desforma.

Ainda segundo estes autores, o uso de laje lisa resulta em uma simplificação no projeto de armaduras, pois, sem as vigas, o detalhamento tende a ser mais simples, possibilitando o uso de telas soldadas para compor a armadura de flexão. Este fato reduz o número de operações, e, por conseguinte, o custo e o tempo nas operações de corte, dobra e montagem. Uma vez simplificadas as armaduras, o processo de concretagem tende também a ser facilitado devido a melhor trabalhabilidade dos vibradores no processo de adensamento e a maior facilidade de

lançamento do concreto nas formas, evitando o surgimento de nichos de concretagem e outras manifestações patológicas.

No quesito de qualidade da edificação, a ausência de vigas facilita a ventilação dos ambientes e a renovação do ar interno.

Em suma, embora a utilização de lajes lisas demande cuidados adicionais na fase de projeto e nas etapas construtivas, ainda assim resulta em um sistema estrutural mais eficiente e racionalizado se comparado à estrutura convencional ainda amplamente utilizada no país. Julga-se, portanto, de extrema importância a realização de pesquisas a respeito desta tipologia para sua maior divulgação no meio acadêmico e profissional.

2.1.2 Desvantagens do uso de lajes lisas comparativamente à convencional

Assim como a tipologia de laje lisa apresenta diversas vantagens, também apresenta algumas desvantagens que devem ser consideradas na concepção dos projetos.

Uma das desvantagens está relacionada à necessidade de verificar a resistência à ruptura por puncionamento. A ruptura por puncionamento se caracteriza por uma mecânica de ruptura frágil, sem aviso prévio, fazendo com que a estrutura possa ser levada à ruína por colapso progressivo. Esse tipo de ruptura é favorecido por cargas excessivas aplicadas na concretagem, pela retirada precipitada do escoramento, pelo mau posicionamento da armadura negativa ou da localização de aberturas na laje, pela utilização de materiais de baixa qualidade ou devido a erro de projeto (COELHO; SOUZA; GRECO, 2010).

Outra desvantagem é o aumento dos deslocamentos verticais em relação às lajes convencionais com mesmos vãos. Todavia, este fato pode ser compensado com a inclusão de vigas nos bordos livres do edifício, regiões nas quais os deslocamentos são maiores, bem como com o uso da protensão.

Souza (2007) observou que a possível diminuição da altura total da edificação devido ao uso de lajes lisas contribui para aliviar a carga horizontal mediante a menor exposição à ação do vento. Entretanto, uma vez mantida a altura total do edifício, a ausência de vigas não permite a formação de pórticos de contraventamento o que resulta em uma menor resistência a essas solicitações laterais. Esta característica pode ser combatida com a associação de lajes a núcleos rígidos ou paredes estruturais e com a inclusão de armaduras especiais nas regiões próximas às ligações laje-pilar (PUCEL, 2009).

Outra consideração a ser levada em conta e que limita a aplicabilidade de lajes lisas é quanto às restrições a sua utilização, devendo ser preferencialmente adotada em obras onde exista uma disposição regular de pilares, como, por exemplo, em edifícios comerciais e

garagens. As ligações das lajes com os pilares devem ser cuidadosamente estudadas, com especial atenção aos casos em que não haja simetria de forma ou de carregamento da laje em relação aos apoios.

2.1.3 Lajes lisas maciças protendidas

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os elementos protendidos são aqueles em que parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, armaduras ativas, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no Estado Limite Último (ELU). Devem-se estabelecer para esta tipologia os níveis de protensão que serão aplicados nas lajes, sendo estes representados pelos níveis de intensidade da força de protensão definidos em função da proporção de armadura ativa utilizada em relação à passiva. A protensão é um artifício que consiste introduzir em uma estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência mecânica ou seu comportamento sob diversas condições de carga (PFEIL, 1984). Assim sendo, a laje lisa de concreto protendido alia os conceitos de laje lisa, ou seja, apoia-se diretamente sobre os pilares, com a definição de estrutura protendida, valendo-se da armadura ativa para contrabalancear os esforços de momentos fletores, combatendo assim os deslocamentos excessivos e vencendo maiores vãos.

As LLMP são comumente confeccionadas com o emprego da protensão não aderente por meio de cordoalhas engraxadas, assim como no presente trabalho. O 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 (KISS, 2000). Para a adoção dessa tipologia, deve-se haver primordialmente viabilidade técnica e econômica, assim como conveniências arquitetônicas, tanto funcional como de execução (SCHMID, 2009). O mesmo autor também revela que 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 a 12 metros), o projeto em LLMP é naturalmente competitivo. Outro aspecto que implica na vantagem econômica da laje lisa protendida em relação ao sistema convencional é relativo a rapidez de execução o que acarreta menor custo final de mão de obra, fato que compensa seu elevado custo relativo ao consumo de materiais (NASCIMENTO, 2004). A rapidez de execução se deve, devido à simplicidade de execução da forma plana, acarretando menos recortes de formas, e a facilidade de fixação das ancoragens individuais.

As lajes protendidas sem vigas permitem também a redução em suas espessuras,

acarretando o uso de pés direitos menores e uma significativa diminuição na altura total do prédio ou em um maior número de pavimentos. Em consequência disto, a estrutura final apresenta um menor peso total, minimizando os custos com fundações. Nos edifícios residenciais e comerciais o uso de lajes lisas protendidas permite maior área útil do pavimento e o menor número de pilares podendo assim aumentar as vagas de garagem. Outra grande vantagem das lajes protendidas é a execução de pisos de grande comprimento sem juntas de dilatação, pois a pré-compressão introduzida pela protensão combate a fissuração.

2.1.3.1 Protensão não aderente

Segundo Schmid (2012), a protensão não aderente é o sistema no qual não existe aderência entre o aço de protensão e a estrutura de concreto. Os cabos são compostos basicamente por uma ancoragem em cada extremidade e uma cordoalha de aço envolta com graxa e capa de polietileno de alta densidade. A graxa possibilita a movimentação das cordoalhas nas bainhas, por ocasião da protensão. Após a concretagem da estrutura e a cura do concreto, os cabos são protendidos e ancorados, conforme Figura 7. Neste sistema, como não existe aderência entre a armadura de protensão e o concreto, a manutenção da tensão ao longo da vida útil da estrutura se concentra nas ancoragens. Devido a isso, é fundamental que estas sejam fabricadas com elevado padrão de qualidade.



Figura 7 – Corte longitudinal esquemático de protensão não aderente

Fonte: Schmid (2012)

O uso de cordoalhas engraxadas apresenta características próprias, a serem observadas na escolha do tipo de protensão. A protensão não aderente pode ser executada a partir de equipamentos leves, facilmente aplicáveis em obras de pequeno porte. Isso possibilita ao concreto protendido ser competitivo com o concreto armado em edifícios residenciais com vãos pequenos (de 3 a 5 metros), o que não acontece com a protensão aderente. Além disso, os cabos engraxados são leves, de fácil manuseio e flexíveis, o que permite a existência de curvas em sua disposição em planta e possibilita o desvio de eventuais obstáculos, conforme Figura 8. Na protensão sem aderência não existe a etapa de injeção de nata de cimento nas bainhas e,

consequentemente, não há no interior das bainhas o espaço destinado a esta nata. Isso possibilita que o centro de gravidade do cabo fique próximo às bordas inferior ou superior do elemento de concreto, permitindo melhor aproveitamento da altura útil do concreto. A fabricação dos cabos é simples, pois as cordoalhas são fornecidas engraxadas e plastificadas pelo fabricante, sem a necessidade da sua enfição posterior em bainhas. Porém, cabos engraxados requerem maior cuidado de manuseio, para evitar rasgos na bainha plástica, a qual é mais sensível que a bainha metálica (SCHMID, 2012).



Figura 8 – Detalhe de cordoalhas não aderentes ancoradas e em rolo

Fonte: Adaptado de Belgo Bekaert (2017)

Algumas características importantes do sistema não aderente também foram listadas por Schmid (2012):

- o coeficiente de atrito entre cabo e bainha é menor que no sistema aderente, possibilitando perdas menores e maior tensão remanescente na cordoalha;
- as cordoalhas podem ser instaladas uma a uma ou em feixes. São protendidas e ancoradas individualmente;
- as cordoalhas recebem proteção anticorrosiva de fábrica. Porém, as ancoragens convencionais não recebem proteção anticorrosiva, o que reduz a segurança do sistema. Por isso, a protensão sem aderência, a princípio, não é recomendada para ambientes agressivos;
- eventuais falhas nas ancoragens significam desativação instantânea do cabo e de sua colaboração na estrutura;

- a execução de furos ou chumbamentos nas peças concretadas deve ser evitada, sob pena de danificar ou romper a cordoalha e provocar consequente perda total da protensão no cabo;
- a ausência de nata de cimento ao redor das cordoalhas diminui sua proteção contra o fogo, em caso de incêndio;
- cabos engraxados possibilitam maiores excentricidades em sua disposição.

Schmid (2009) faz um comparativo, Figura 9, entre o sistema de protensão aderente e não aderente que possibilitou a escolha para o estudo de caso do sistema não aderente de monocordoalhas engraxadas.

1.4.1 PROTENSÃO COM ADERÊNCIA	1.4.2 PROTENSÃO SEM ADERÊNCIA
<ul style="list-style-type: none"> ● Cada bainha pode comportar até 4 cordoalhas, facilitando assim a colocação das mesmas na laje. ● A bainha metálica deve ser manuseada com cuidado, mas é menos melindrosa do que a plástica usada na protensão sem aderência. ● A etapa de injeção das bainhas é necessária, porém pode ser realizada simultaneamente ao cronograma da obra, sem retardá-lo. ● A estrutura apresenta maior segurança diante de situações extremas como incêndios e explosões, pois a cordoalha está envolta em nata de cimento e bainha metálica. ● A aderência oferecida pela injeção permite que sejam feitas aberturas e cravações de pinos e chumbadores nas peças concretadas. Mesmo se cortado, o cabo continuará aderente. ● A aderência da cordoalha com o concreto proporciona à estrutura redução na taxa de armadura frouxa necessária à solução não aderente. ● A aderência responde por uma melhor distribuição das fissuras e maior segurança à Ruína (ELU). ● No caso de falha da ancoragem, a perda de força será localizada - o comprimento remanescente do cabo, se intacto, conservará a força neste, a partir do ponto em que ocorreu o dano. ● A fabricação do material de protensão é feita de forma econômica, tanto em fábrica, quanto no canteiro de obras. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Há a necessidade de mais mão de obra para colocação das cordoalhas na fôrma, uma vez que os cabos são monocordoalhas. ● O manuseio de cordoalhas deve ser feito com cuidado especial, para evitar danos no plástico que as envolve. ● Não há no processo a operação de injeção de nata de cimento no interior das bainhas. ● A bainha plástica (e não metálica) ao redor da cordoalha diminui a capacidade da estrutura de resistir ao fogo, em caso de incêndio. ● A ausência da bainha metálica permite maior excentricidade e melhor aproveitamento da cordoalha. ● Aberturas e cravações de pinos e chumbadores devem ser evitadas, para que não se rompa a cordoalha, o que anularia o efeito da sua protensão. ● Na ancoragem concentra-se toda a responsabilidade por manter a força de protensão. Uma falha nesta peça significa desativação instantânea do cabo e perda total de sua colaboração. ● Devido à inexistência de aderência entre as cordoalhas e o concreto, é necessária maior quantidade de armadura passiva para verificações no Estado Limite Último. ● Os cabos são leves e de fácil manuseio. Porém, por serem mais flexíveis, exigem maior número de suportes e melhor fixação. ● O menor coeficiente de atrito entre cabo e bainha, devido à graxa, permite maior tensão na cordoalha. ● O uso de cabos não aderentes não é recomendado para estruturas expostas a agentes corrosivos e cargas dinâmicas.

Figura 9 – Comparativo dos sistemas de protensão com e sem aderência

Fonte: Schmid (2009)

2.1.4 Lajes lisas maciças armadas

Trata-se de lajes lisas de concreto armado, toda laje armada, sem vigas e com aço de barras passivas para resistir aos momentos fletores que geram esforços de tração. Seu comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, na qual não se aplicam alongamentos iniciais antes da materialização desta aderência (NBR 6118, 2014). A armação é feita usualmente de modo bidirecional, formando-se ângulos retos entre as barras,

salvo casos excepcionais. Todavia, a armadura em lajes lisas difere-se das demais armaduras de lajes convencionais pela presença da armadura de punção na região onde a laje se apoiará no pilar, visto que esta demanda é própria da tipologia de lajes lisas. Uma vez que a atuação da armadura está relacionada ao braço de alavanca que esta forma com o centro geométrico da seção, o correto dimensionamento implica em balancear a espessura da laje lisa de concreto armado. O aumento de sua espessura provoca o aumento do braço de alavanca, porém ocorre conjuntamente o incremento de carga devido ao peso próprio do elemento ter sido elevado.

No presente trabalho são abordadas lajes lisas de concreto armado (armadura passiva) do tipo maciça de comportamento linear e no regime elástico, não sendo adotados capitéis e painéis de transição. As cargas aplicadas nas lajes em estudo são em sua maioria normais ao seu plano médio, com exceção dos esforços básicos horizontais provocados pelo vento que foram considerados. O estudo se concentra na modelagem da laje e na obtenção de seus resultados, especialmente momentos fletores e deslocamentos. A ligação laje-pilar não terá ênfase no estudo de caso, podendo essa ser objeto para pesquisas futuras.

2.1.5 Histórico da aplicação de lajes lisas

Devido à necessidade de um teto totalmente plano, utilizou-se pela primeira vez as lajes lisas, sem vigas, no edifício C. A. Bovey Building, construído em 1906 por C.A.P. Turner em Minneapolis, Minnesota. Como não se existiam estudos na época sobre esta tipologia, optou-se pela realização de testes de carga para validar sua utilização, que apontaram resultados positivos (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

Todavia, em 1910, McMillan e Brayton publicaram resultados de suas pesquisas apontando que para um mesmo carregamento e uma mesma laje, a utilização da tipologia lisa acarretava variações de até 400% quanto à quantidade requerida de armadura. Além disso, outras críticas e dúvidas foram levantadas pelo meio científico a respeito do feito de Turner. (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

Destaque também para A. F. Loleyt, que projetou e construiu em Moscou, no ano de 1908, um depósito de quatro pavimentos em laje lisa. Maillart também se valeu da técnica para a construção de um edifício em Zurique. Apesar das críticas, o método foi se disseminando e até 1913 estimava-se que já havia mais de mil edificações em lajes lisas (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

O interesse pelo tema se ampliou e abordagens científicas começaram a ser adotadas. Em 1910, Lord realizou medidas de deformações em lajes de um edifício sem vigas, mas os primeiros ensaios laboratoriais destas lajes só vieram nos anos seguintes, entre 1911 e 1914,

executados por Back e Graf. Uma maior repercussão ocorreu quando, em 1914, o engenheiro Nichols questionou os valores de momentos encontrados por Turner, alegando que estes seriam muito maiores. A defesa de Turner consistiu em rebater que, além de suportar as cargas de teste, seus edifícios estavam em pleno funcionamento. Apesar da defesa de Turner, o First Joint Comitee adotou a fórmula de Nichils em 1917 e as apresentou no Código da ACI de 1920, primeiro documento a fazer recomendações práticas sobre lajes lisas, mesmo que ainda houvesse diversas dúvidas quanto ao comportamento estrutural destes elementos e seus respectivos métodos de análise (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

Em 1921, Ingerslev desenvolveu a teoria das linhas de ruptura, ou teoria das charneiras plásticas que foi aprovada pelo código europeu CEB 78 e fornece uma ótima alternativa para lajes não retangulares ou lajes sem vigas com malha de pilares irregular. Esta teoria foi recomendada pela NBR 6118 em 1978, que ainda recomenda, para os casos de pilares em malha ortogonal e espessura de acordo com os demais critérios da norma, o uso do método dos pórticos múltiplos, o qual será utilizado no presente trabalho.

Em 1929, Stüsse e Collatz desenvolveram o método das diferenças finitas que foi muito utilizado na elaboração de tabelas de dimensionamento. Estes métodos apresentam como ponto negativo o fato de tratarem as vigas como apoios indeslocáveis, o que nem sempre é adequado. Anos depois, em 1941, Hrennikoff desenvolveu o método de analogia de grelha, ou *framework method*. Em 1956, surge o método dos elementos finitos, fruto do trabalho de Turner, Clough, Martin e Topp. Esses dois últimos métodos não tiveram muito impacto em sua época devido à carência de computadores adequados, mas em razão da alta tecnologia da atualidade, os dois são hoje amplamente utilizados.

Ainda em 1956, o Código da ACI trazia o chamado método empírico, baseado nas equações de Nichols, que teria seu nome mudado para método direto em 1971. No ACI de 1971, a análise estática das lajes sem vigas passou a se chamar método dos pórticos equivalentes, aplicável para todos os tipos de lajes armadas em duas direções, com ou sem apoio.

Em 1962, Johansen aprimorou a teoria das charneiras plásticas e 13 anos depois, Hillerborg forneceu uma alternativa plástica para a análise das lajes. Este método foi recomendado pela NBR 6118 de 1978 para o cálculo de lajes sem vigas, permitindo ainda o uso do método dos pórticos múltiplos para os casos em que a espessura da laje obedeça aos limites e que a malha de pilares seja ortogonal.

O método direto teve simplificações consideráveis na sua apresentação realizada no *American Concrete Institute* em 1983, tendo seus cálculos de momentos baseados na existência ou não de vigas de apoio. Na atualidade, apesar de saber que o sistema estrutural é seguro e

eficiente, buscam-se maneiras de aprimorar o dimensionamento desta tipologia e ampliar sua utilização.

2.2 DIRETRIZES NORMATIVAS E PROCEDIMENTOS DE PROJETO

Com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*, em uma análise estrutural deve-se primeiramente levar em consideração a influência de todas as ações provocadas por cargas solicitantes externas e internas ao sistema, considerando seus estados limites último e de serviço. As cargas solicitantes são divididas em permanentes, acidentais e excepcionais. As cargas permanentes são geralmente aquelas relativas à protensão e ao peso próprio dos materiais componentes e da estrutura, mantendo-se com seus valores de carga praticamente constantes durante toda a vida da construção. Para efeitos de combinação probabilística de forças solicitantes, as ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança da estrutura. As cargas acidentais são geralmente aquelas relativas ao uso da construção, às ações de vento sobre a estrutura, às ações da água em reservatórios e às variações térmicas.

A ação da protensão deve ser levada em conta em todas as estruturas protendidas, incluindo, além dos elementos protendidos propriamente ditos, aqueles que sofrem a ação indireta da protensão, isto é, de esforços hiperestáticos de protensão, a serem incluídos como cargas permanentes. Os esforços solicitantes gerados pela ação desta protensão podem ser calculados diretamente a partir da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural e da força de protensão ou através de um conjunto de cargas externas equivalentes, ou ainda através da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das armaduras.

Por estado limite último (ELU), entende-se como o comportamento limítrofe do sistema para o instante de colapso, ou ruína estrutural de qualquer gravidade, que determine a paralisação imediata de seu uso. Na verificação do ELU das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada, como, por exemplo, as imperfeições globais. Na análise global dessas estruturas deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais tal como a Figura 10. Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve ser considerado $\theta_a = \theta_1$, sendo H a altura total da edificação, expressa em metros e n o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

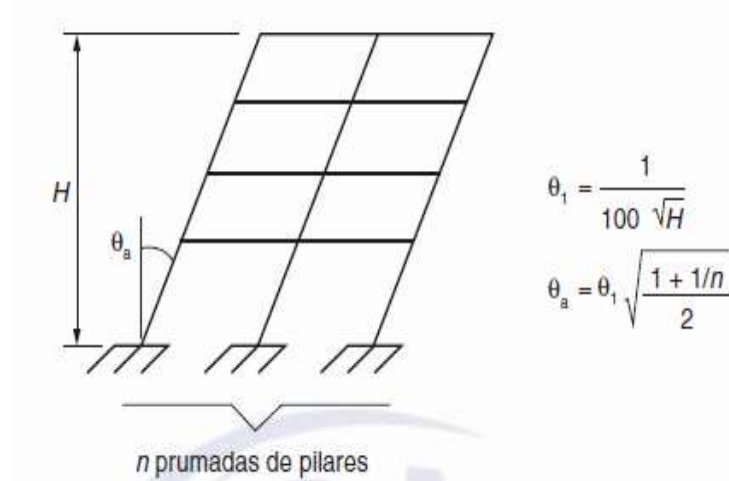


Figura 10 – Imperfeição geométrica global

Fonte: NBR 6118 (2014)

Por estado limite de serviço (ELS), entende-se como o comportamento limítrofe do sistema que ainda viabilize o conforto do usuário e a durabilidade, aparência e utilização total da estrutura. No ELS deve-se analisar: o estado limite de formação de fissuras (ELS-F), o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), o estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF), o estado limite de descompressão (ELS-D), o estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), o estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) e o estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE), quando houver. As exigências normativas referentes à capacidade resistente e de desempenho de uma estrutura, deixam então de serem atendidas quando ultrapassados os valores de seus estados limites.

A combinação de ações tanto no ELU quanto no ELS deve ser tal que possa determinar os efeitos finais mais desfavoráveis para a estrutura durante um período preestabelecido. As combinações de ações no estado limite último e no estado limite de serviço são definidas, respectivamente, como constam nos Quadros 1 e 2.

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_s$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

Quadro 1 – Combinações últimas usuais

Fonte: NBR 6118 (2014)

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \sum \psi_2 F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + F_{q1k} + \sum \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Quadro 2 – Combinações de serviço

Fonte: NBR 6118 (2014)

Os fatores de ponderação para a utilização nas combinações em ELU e ELS devem ser arbitrados conforme consta na NBR 6118 (ABNT, 2014), representado pelo Quadro 3.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
 D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Quadro 3 – Fatores de ponderação para combinações de carga

Fonte: NBR 6118 (2014)

Os fatores redutores de ações utilizados nas combinações para ELU e ELS devem ser arbitrados conforme consta na NBR 6118 (ABNT, 2014), representados pelo Quadro 4.

Ações	γ_{f2}			
	ψ_0	ψ_1^a	ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Quadro 4 – Fatores redutores para combinações de carga

Fonte: NBR 6118 (2014)

2.2.1 Requisitos de qualidade de projeto

Conforme os dispositivos da norma, o projeto estrutural deverá prover uma estrutura de qualidade com capacidade resistente, segurança à ruptura, desempenho de serviço em condições plenas de utilização por toda a sua vida útil e durabilidade ao resistir às influências ambientais do meio onde está inserida. A solução adotada deverá ainda considerar requisitos do projeto arquitetônico, a funcionalidade dos espaços e a integração com os demais projetos, como, por exemplo, o hidráulico e o elétrico, conforme apontados na Figura 11.

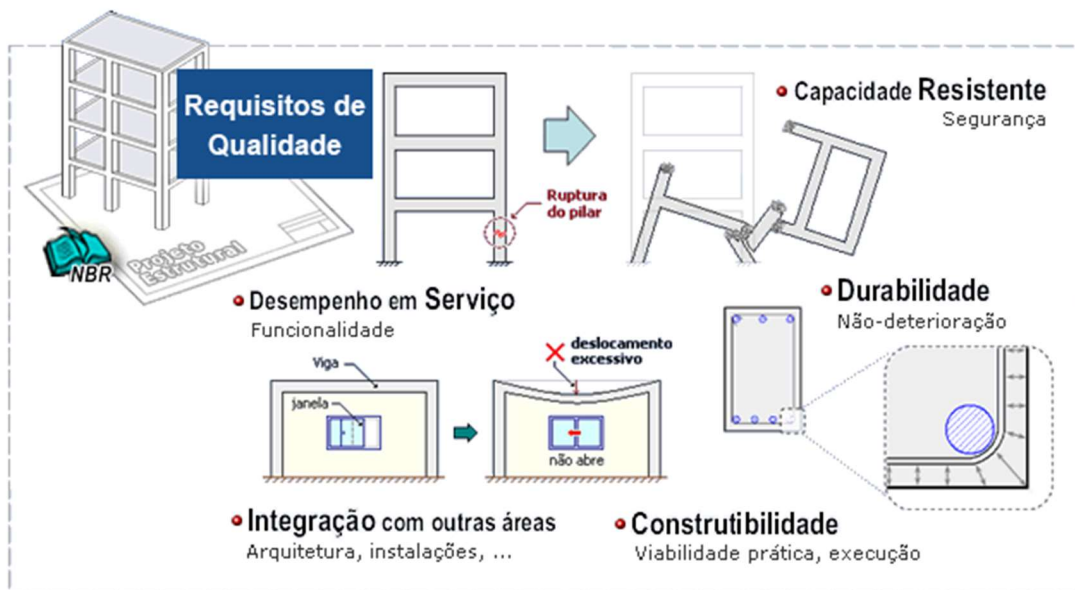


Figura 11 – Requisitos necessários para a qualidade estrutural de um sistema

Fonte: TQS (2017)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também faz exigências quanto à durabilidade do sistema e entende por durabilidade a conservação de sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à vida útil da edificação, sendo, portanto, necessário considerar quais são os mecanismos de envelhecimento e deterioração da estrutura que se pretende analisar. A vida útil da construção representa o período de tempo durante o qual ainda se mantêm as características e propriedades inerentes às estruturas de concreto, sem que para tal tenha havido intervenções significativas.

2.2.2 Dimensões limites e propriedades mecânicas dos elementos de concreto

As dimensões deverão ser adequadas em função da geometria (vãos e disposição dos apoios), da flexibilidade do conjunto estrutural, da intensidade e da natureza das cargas considerando seus efeitos estáticos e dinâmicos.

Quanto ao correto atendimento das propriedades mecânicas de uma estrutura de concreto, seja esta protendida ou armada, deve-se atentar para diversos parâmetros, como: o limite de resistência à compressão e o limite de resistência à tração do concreto e do aço; o módulo de elasticidade e o módulo de deformação secante dos materiais envolvidos no conjunto; a resistência ao escoamento e as características de ductilidade da armadura; o coeficiente de dilatação térmica dos materiais; a resistência à fadiga, à fluência e à retração; os níveis de protensão e relaxação da armadura ativa; a resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto; as imperfeições globais, entre outros aspectos. A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece, além destes parâmetros, dimensões limites para os elementos de uma estrutura de concreto, tendo como objetivo auxiliar os procedimentos de pré-dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado e protendido de estruturas usuais de edifícios.

Lajes de pisos sem vigas, apoiadas em pilares esbeltos, devem se apoiar para resistir a esforços horizontais, em paredes estruturais ou em núcleos rígidos (como poços de elevador), porque o efeito de pórtico nessas lajes é fraco e dificilmente consegue-se solucionar construtivamente problemas de introdução de grandes momentos nas extremidades (LEONHARDT E MONNING, 1978). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a espessura das lajes lisas interfere no comportamento com relação ao ELU de flexão e punção. Na escolha dessa espessura pode-se partir dos seguintes valores práticos:

- $L/h \leq 48$ cm para lajes de cobertura;
- $L/h \leq 40$ cm para lajes de piso com carregamento < 3 kN/m².

Uma esbelteza (L/h) superior a 40 cm exige comprovação da segurança em relação aos estados limites de utilização, de deformações e vibrações excessivas (SCHMID, 2009). Tanto para lajes maciças em concreto armado como para lajes maciças protendidas apoiadas somente em pilares (lajes lisas), o pré-dimensionamento da espessura (h) deve observar também os valores mínimos normativos: 8 cm para lajes de piso não em balanço, 7 cm para lajes de cobertura não em balanço e 10 cm para lajes em balanço.

Para os pilares em concreto armado, utilizados no presente estudo de caso, segue-se a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014) que estabelece as mínimas dimensões dos lados de 19 cm. Somente em casos excepcionais admite-se a redução até o limite de 14 cm, desde que seja atendida a área de seção transversal mínima de 360 cm². Sempre que possível, os pilares devem ser dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o que simplifica o cálculo dos esforços, além de melhorar o comportamento estrutural (ARAÚJO, 2003).

Adotada a menor dimensão (a), para estimar a outra dimensão (b) pode-se utilizar a seguinte regra válida para distância de piso a piso até 3 m, descrita pela Equação 1.

$$b \text{ (cm)} = l_x \cdot l_y \cdot N_o \text{ Pavtos} \cdot 10 / a \quad (1)$$

Onde:

l_x é a distância em metros entre o eixo dos pilares adjacentes na direção x ou do eixo do pilar adjacente à borda do edifício próxima do pilar em questão;

l_y é a distância em metros na direção y tomada da mesma forma que para x;

a é a dimensão em centímetros adotada para o menor lado;

b é a dimensão em centímetros a ser pré-dimensionada que deverá atender as dimensões mínimas estabelecidas na NBR 6118 (ABNT, 2014).

O presente estudo de caso pretendeu respeitar todos os dispositivos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o pré-dimensionamento da estrutura, bem como fazer uma análise comparativa dos resultados, de modo a identificar as particularidades necessárias de atendimento à norma conforme a tipologia de laje adotada, sendo esta laje lisa de concreto armado ou laje lisa de concreto protendido.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE

Ao se projetar uma estrutura, deve-se valer de uma sequência de verificações e alterações para que se chegue a um resultado satisfatório em termos econômicos, funcionais e estéticos, atendendo aos critérios das análises de serviço, pautados na NBR 6118 (ABNT, 2014). Uma vez definidos a geometria e os materiais empregados, é possível abordar a estrutura por métodos distintos de representação simplificada da realidade de carga, cada qual com suas características singulares.

2.3.1 Método dos pórticos equivalentes

A NBR 6118 (ABNT, 2014) frisa que as lajes lisas e cogumelos devem ter sua análise estrutural mediante uma abordagem correta, isto inclui a seleção do método adequado. O método dos pórticos equivalentes, ou MPE, é permitido apenas quando as lajes estiverem associadas à disposição simétrica ou quase simétrica de pilares, dispostos em filas ortogonais e com vãos de dimensões aproximadas, resultando em lajes mais regulares.

Para o método, divide-se a laje em faixas associadas a pórticos, para cada direção. Cada um deles será verificado separadamente a fim de determinar os esforços solicitantes, conforme

observado na Figura 12. Para calcular as solicitações verticais, consideram-se os pórticos de cada piso de forma isolada, recebendo o carregamento total atuando separadamente em cada direção, apenas engastando-os nas extremidades com os pilares superiores e inferiores. Essa análise distinta para cada direção é necessária, pois o mecanismo de ruptura de uma laje lisa é análogo ao de uma laje armada em uma só direção, ou seja, unidirecional (LOUREIRO, 2006).

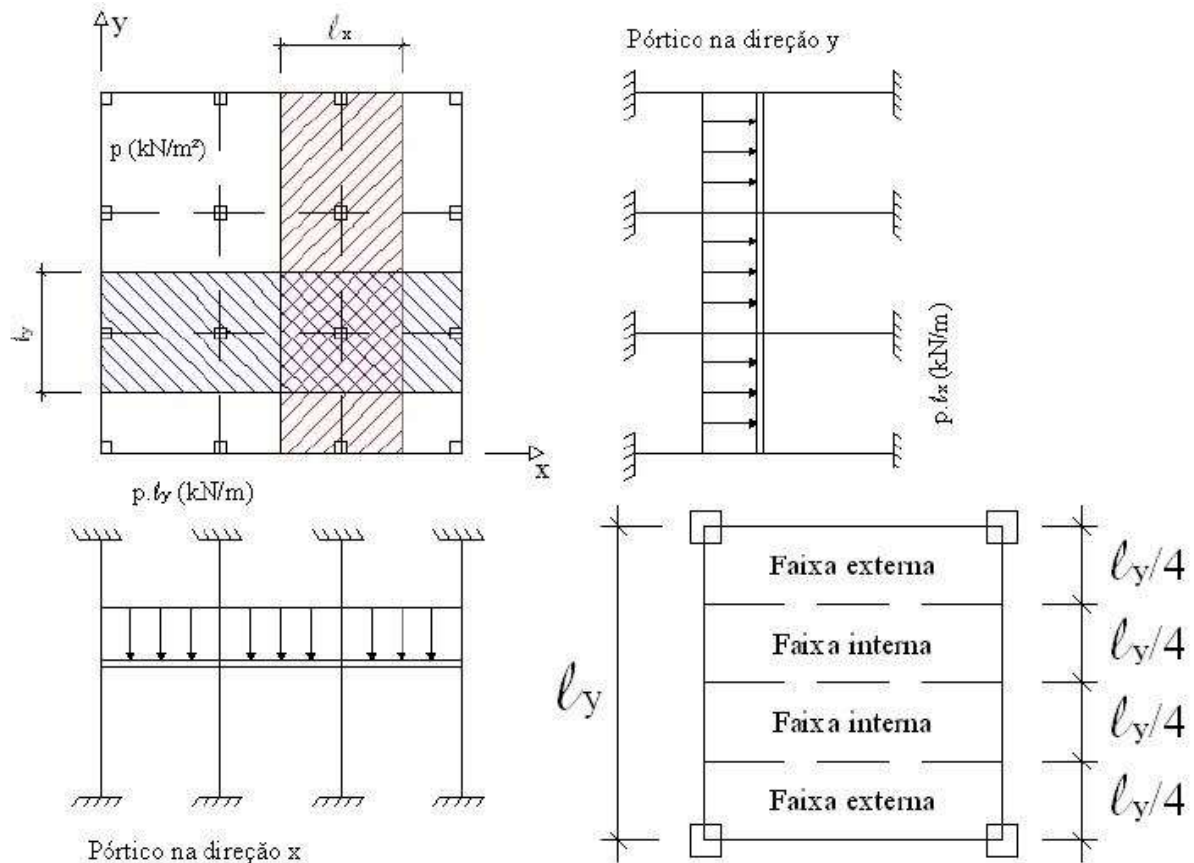


Figura 12 – Detalhe dos pórticos e faixas de distribuição dos momentos fletores

Fonte: Araújo (2003)

A distribuição dos momentos fletores, obtida em cada direção, segundo as faixas indicadas na Figura 12, deve ser feita da seguinte maneira: 45% de seus momentos positivos devem ser considerados para as duas faixas internas; 27,5% dos momentos positivos devem ser considerados para cada uma das faixas externas; 25% dos momentos negativos devem ser considerados para as duas faixas internas e 37,5% dos momentos negativos devem ser considerados para cada uma das faixas externas.

Pode-se obter a inércia das barras horizontais dos pórticos equivalentes, mediante a inércia da laje igualando-a quando limitada à metade da distância entre duas linhas de pilares (ARAÚJO, 2003). Ainda sobre este estudo, Araújo (2003) afirmou:

“Os momentos negativos obtidos com esse método são os valores que devem ser usados para o dimensionamento, não sendo permitido o arredondamento do diagrama de momentos fletores sobre os apoios. ”

Dando continuidade ao método, determina-se a reação vertical nos pilares, importante para a verificação da punção da laje, adotando-se o maior valor obtido para a análise em cada uma das direções (EMERICK, 2002). Todavia, Araújo (2003) sugere o uso do valor médio entre as direções.

2.3.2 Método de analogia de grelha

Neste método, a laje é tomada como uma grelha equivalente e suas barras passam a representar os elementos estruturais presentes no pavimento, o que gera uma estrutura de comportamento análogo ao do pavimento por inteiro. A conversão do pavimento em grelha divide a laje em um número adequado de faixas de largura compatível à geometria da superfície, que irão compor a totalidade da laje. Então, considera-se que estas faixas são como elementos estruturais análogos a barras dispostas no eixo da faixa, compondo a grelha, conforme Figura 13.

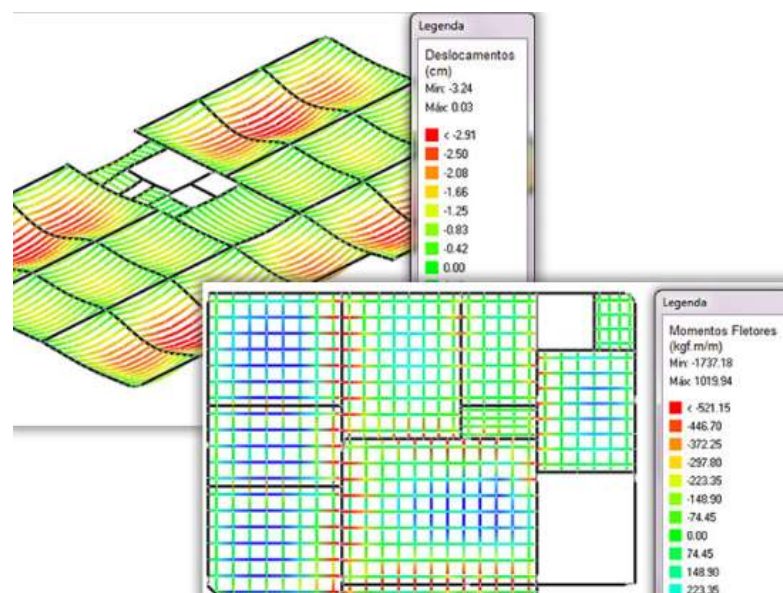


Figura 13 – Método da analogia de grelha empregado no software Alto QI Eberick

Fonte: Alto QI Eberick (2017)

Para dar continuidade à analogia de grelha e manter a resposta da grelha alinhada com a da estrutura real, o carregamento ao qual a estrutura está submetida deve ser distribuído sobre as barras proporcionalmente às áreas de influência destas, optando-se por aplicar o

carregamento concentrado sobre os nós da grelha ou ainda distribuí-lo uniformemente sobre o comprimento de cada segmento.

Este método não se limita a geometria ou tipologia da laje e pode ser aplicado a lajes de concreto armado maciças, lisas ou não e também a lajes nervuradas. Todavia, a tipologia da laje influencia nas características geométricas que devem ser levadas em conta na hora de definir as barras da grelha equivalente, podendo ser de dois tipos. No primeiro tipo, as de elemento de placa, usadas para caracterizar lajes e as de elemento de viga-placa, são desconsideradas quando se trabalha com lajes lisas. Para se obter a inércia à flexão de cada faixa, utiliza-se a largura equivalente à soma da metade das distâncias de elementos vizinhos associados a espessura da placa; e para a rigidez a torção no estágio I, deve-se utilizar o dobro do valor obtido deste modo para a inércia de flexão (HAMBLBY, 1976).

O método de analogia de grelhas permite ao projetista uma rápida redefinição de parâmetros utilizados e pequenos ajustes, pois demanda apenas algumas modificações para que se analise um mesmo pavimento sob enfoques diferentes.

2.3.3 Método das cargas equivalentes

Para se aplicar este método, substitui-se o cabo de protensão da laje por um conjunto de forças chamadas de cargas equivalentes de protensão que são geradas por este cabo e que atuam sobre o concreto, conforme verificado nas Figuras 14 e 15.

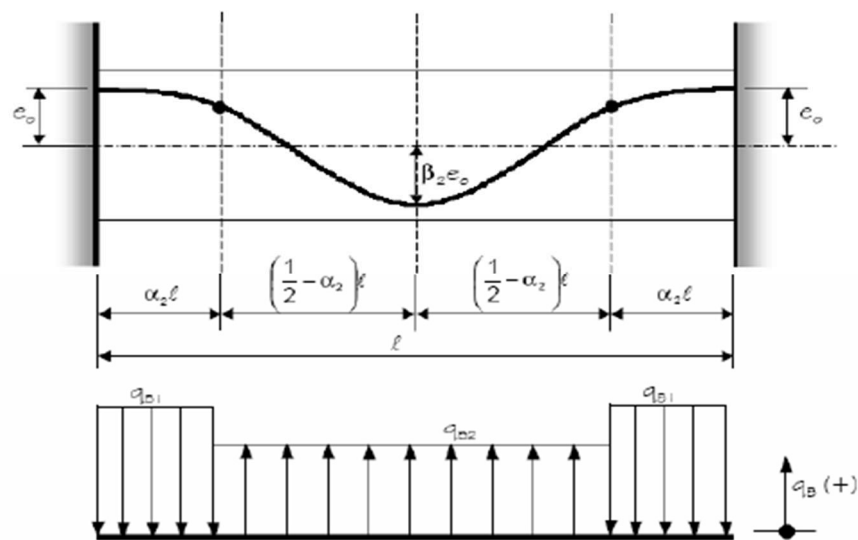


Figura 14 – Cargas equivalentes para vãos internos

Fonte: Emerick (2002)

Neste método, a protensão é implementada como uma carga externa que atua sobre a laje, (LOUREIRO, 2006) e as componentes transversais desta protensão atuam no sentido

inverso às solicitações da carga vertical, sejam estas permanentes ou acidentais (SCHMID, 2009). Segundo Faria (2010), ocorrem na estrutura apenas reações hiperestáticas de protensão auto-equilibradas, não surgindo reações de apoio nas estruturas, quer sejam estas isostáticas ou hiperestáticas, uma vez que o conjunto de forças é auto-equilibrado. Devem-se somar as solicitações de protensão aos momentos solicitantes de projetos produzidos pelo carregamento, considerando o momento hiperestático de protensão igual à protensão efetiva, para os casos em que a estrutura seja inelástica (EMERICK, 2002).

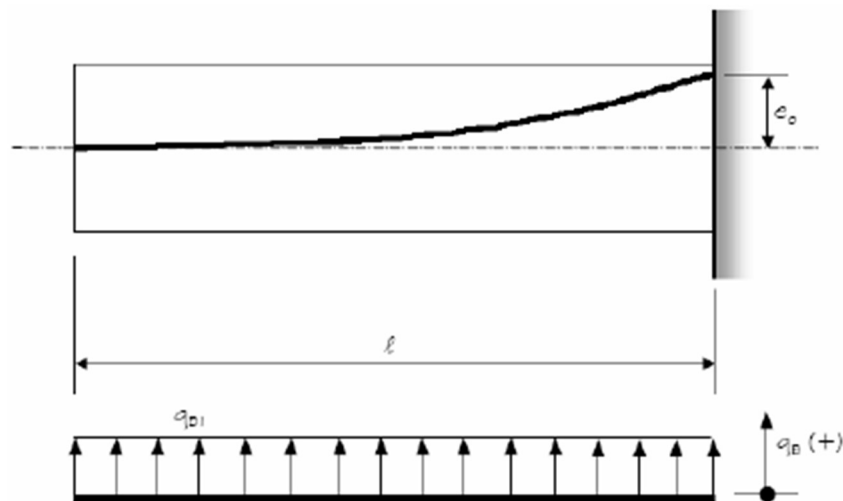


Figura 15 – Cargas equivalentes para balanços

Fonte: Emerick (2002)

Dimensionado a protensão, segue-se então para o dimensionamento da armadura passiva, contemplando o esforço ainda não compensado.

2.3.4 Método dos elementos finitos

O surgimento do método dos elementos finitos, resumido de forma simplificada pela Figura 16, veio para substituir o modo de análise de paredes, cascas, lajes e sólidos. Este era feito por meio de equações diferenciais parciais, o que tornava sua aplicação viável apenas para análise de situações bem pontuais, sendo necessário que as geometrias fossem simplificadas e os meios contínuos fossem homogêneos (AZEVEDO, 2003).

Devido ao fato do método não carregar hipóteses simplificadoras presentes em outros métodos comumente adotados, a análise dos elementos finitos pode conduzir a um dimensionamento mais econômico por retornar tensões, deslocamentos e demais índices de dimensionamento com maior exatidão, que pode ser convertida em economia de material (FARIA, 2004).

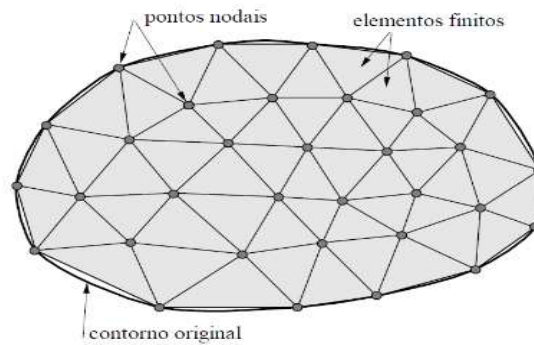


Figura 16 – Exemplo de malha de elementos finitos

Fonte: Souza (2003)

2.4 SOFTWARES DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A competitividade acirrada do mercado de trabalho leva a necessidade de concluir atividades em menores prazos e de modo assertivo. Assim, o uso de *softwares* permite aos calculistas aumentar sua produtividade e eficiência, concluindo os projetos mais rapidamente, atuar em mais projetos de forma simultânea, reduzir seus honorários e seu desgaste. Sendo assim, não há mais espaço para que as estruturas sejam calculadas inteiramente de forma manual, e, portanto, a utilização de um sistema computacional específico para a elaboração de projetos estruturais é praticamente imprescindível. Vale a ressalva de que, por mais completo que seja um modelo computacional, este deve ser entendido apenas como uma ferramenta auxiliar, atribuindo-se responsabilidade pelo projeto sempre ao engenheiro que manipula o programa. Pelo exposto, atualmente todas as etapas de um projeto, desde a concepção estrutural até a emissão de plantas, são amplamente otimizadas pelo uso de um computador, como ilustrado na Figura 17, representando o fluxo dos processos na concepção estrutural de um projeto.

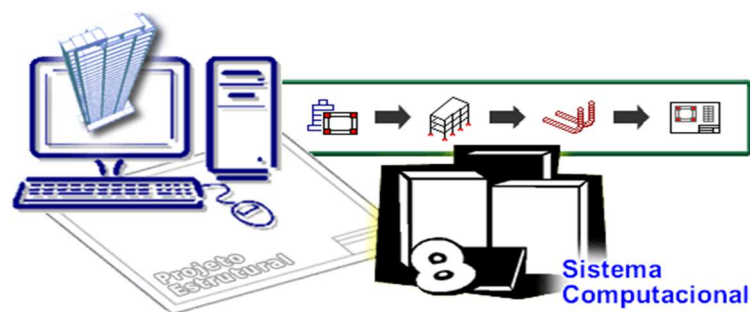


Figura 17 – Sistema computacional no auxílio ao cálculo estrutural

Fonte: TQS (2017)

2.4.1 TQS

O *software* TQS trata o projeto de modo integrado, não sendo meramente um sistema de análise ou de desenho. O TQS destina-se a elaborar projetos de concreto armado, protendido ou em alvenaria estrutural, englobando as diversas etapas do projeto. Sendo assim, inicia com a concepção estrutural, avança para a análise de esforços e deslocamentos dos elementos, dimensiona e detalha as armaduras, e por fim, emite os desenhos finais do projeto. Para adequação da utilização desta ferramenta, os algoritmos são baseados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e nas normas de elaboração e representação de projetos estruturais adotadas pelas empresas nacionais que atuam neste nicho da engenharia.

No sistema podem ser aplicados diversos tipos de elementos estruturais, de todos os portes e situações das mais comuns às menos prováveis. Segundo os desenvolvedores, consta entre as aplicabilidades do *software* os seguintes elementos estruturais:

“Podem ser analisados pavimentos simples ou complexos. Pode-se também modelar diversas torres conjuntas num mesmo projeto. Elementos que são tratados pelo sistema CAD/TQS: Pilar retangular, em "L", em "U", circular ou com formato qualquer; pilar-parede com formato qualquer, cujo dimensionamento deve ser realizado de forma diferente de um pilar comum; pilar-inclinado; pilarete, muito comum em escadas; pilar com pé-direito duplo; tirantes; pilar com variação de seção; viga reta ou curva, com vários apoios e balanços; viga de transição; viga inclinada; viga faixa imersa no meio de uma laje; laje maciça convencional apoiada em vigas, laje nervurada retangular, nervurada trapezoidal, laje treliçada, pré-moldada, laje plana ou lisa apoiada diretamente em pilares, cogumelo e protendida; furo ou recorte em qualquer ponto do pavimento; laje inclinada ou rampa com qualquer formato; capitel imerso em qualquer tipo de laje; escada composta por lances e patamares; sapatas e blocos sobre estacas.”

Para utilizar o sistema, o engenheiro conta com uma interface CAD que o auxilia a compor o sistema estrutural, informando as dimensões e os posicionamentos destes elementos, além das solicitações desta estrutura devido às cargas acidentais e permanentes. Esse lançamento é otimizado pelo chamado modelador estrutural, que permite que as informações sejam alimentadas de forma gráfica, contando com uma série de recursos direcionados para a engenharia com a intenção de tornar a interação entre usuário e computador mais eficiente (visualizadores 3D, sistemas de importação, filtros, entre outros). Então o sistema gera um

modelo integrado composto por grelhas e pórticos espaciais para simular o comportamento da estrutura alimentada, fazendo os cálculos necessários e os apresentando em uma interface gráfica para que o engenheiro analise e interprete os resultados processados. Este modelo, segundo os desenvolvedores, resulta numa estrutura ideal, na qual se aliam economia e segurança, visto que leva a uma redução no consumo de materiais sem comprometer a estabilidade estrutural. Isso é possível porque o sistema considera inúmeros detalhes como as ligações viga-pilar flexibilizadas, a não-linearidade física (fissuração do concreto), considera ainda o processo construtivo, a não-linearidade geométrica (GamaZ ou P-Delta), os offsets-rígidos automáticos, os modelos especiais para vigas de transição, as plastificações automáticas nos apoios, além de inúmeras outras características de menor impacto.

Após a análise do programa, que é customizada de acordo com os critérios alimentados pelo engenheiro estrutural, o profissional pode verificar necessidades de correção ou ainda otimização e efetuá-las por meio de editores especiais. Esta verificação é facilitada por visualizadores gráficos ou relatórios gerados pelo programa, além da possibilidade da utilização de um recurso chamado resumo estrutural, que traz a síntese do comportamento da estrutura. Outro ponto que facilita a interação é que o sistema do TQS é subdividido em subsistemas de acordo com seu agrupamento, como mostra a Figura 18.

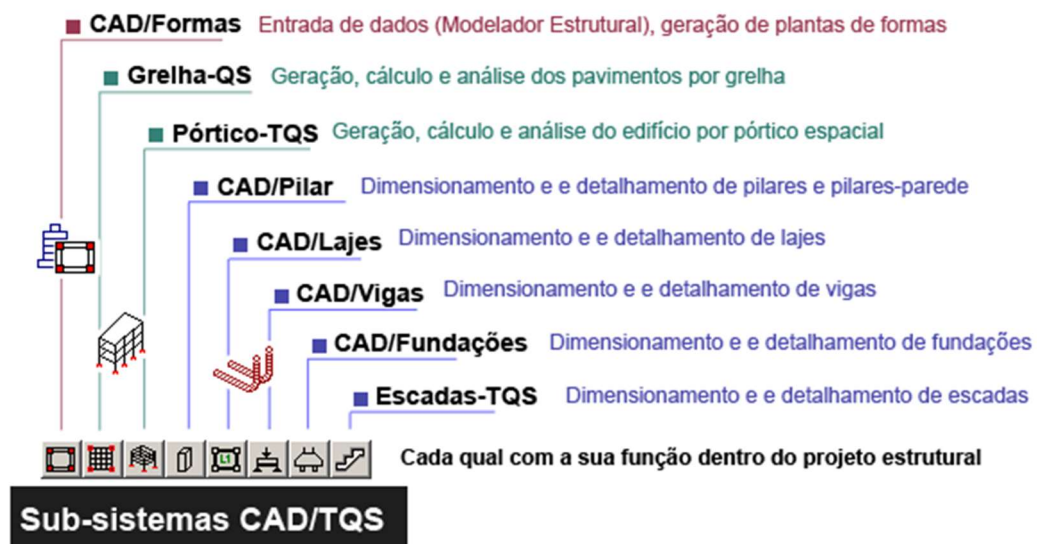


Figura 18 – Subsistemas CAD/TQS.

Fonte: TQS (2017)

Em posse dos dados apresentados pelo programa, a atividade do engenheiro é favorecida frente às considerações levantadas relacionadas ao subsistema. Uma destas considerações é o indispensável cálculo no Estado Limite de Serviço (ELS) que verifica os

efeitos de deslocamento e fissuração em pavimentos de concreto. Para esta verificação considera-se a fissuração do concreto, a fluência, os deslocamentos máximos após o fechamento da alvenaria, tudo em função das armaduras dispostas e questões relacionadas a estas armaduras, como a verificação de ductilidade nos apoios de lajes. A análise do desempenho em serviço considera também a questão das vibrações através do cálculo da frequência natural da estrutura da edificação. Os desenvolvedores alegam que, por meio do método da grelha não linear e da análise dinâmica, evitam-se futuras manifestações patológicas na medida em que se tem de forma mais precisa a análise do desempenho global da estrutura.

Concluída a fase de análise, dependendo dos resultados, o próprio sistema já dimensiona e detalha as armaduras dos elementos envolvidos e organiza as pranchas, com os tamanhos, margens e carimbos informados.

2.4.1.1 TQS com CAD/lajes protendidas

Para este trabalho, o subsistema do TQS CAD/Lajes mostrar-se-á particularmente importante, com o módulo opcional de lajes protendidas, que se trata de um recurso passível de projetar lajes com armadura ativa, sendo aplicável a lajes de qualquer geometria ou disposição de pilares, mesmo que assimétricos, por valer-se do método das grelhas. O recurso abrange as etapas de análise de deslocamentos e de esforços, dimensionamento em função das tensões, da fissuração e das perdas de protensão, conforme mostra a Figura 19. O sistema então detalha a planta e a trajetória dos cabos, gerando os quantitativos do processo.

Pelo módulo, é possível definir a protensão de maneira distinta com o uso de cordoalhas engraxadas, cordoalhas aderentes, cabos retos, desviados, ou cabos que não tenham o comprimento de toda a laje. Com o subsistema ainda é possível redefinir o perfil dos cabos com diversos modos de ancoragem, sendo cada um destes itens passíveis de edição, para que o engenheiro utilize exatamente as informações técnicas oferecidas pelos fabricantes. O interesse por este módulo e pelo *software* se deu pela afirmação dos desenvolvedores que é aplicável, além de a outras tipologias, às lajes convencionais apoiadas em vigas e lajes lisas com ou sem capitéis.

O dimensionamento considera os esforços que interferem no carregamento, como o hiperestático de protensão gerado pelas reações de apoios da estrutura durante a aplicação da protensão. Esses esforços são considerados pelo sistema e torna a análise mais realística e segura. Ainda, levam-se em conta as questões de perdas de protensão envolvidas, sejam estas imediatas, como a de atrito, encurtamento elástico do concreto e encunhamento, ou progressivas devido relaxação, fluência e retração, estas últimas, porém, de maneira aproximada, garantindo-

se as margens de segurança. O módulo organiza graficamente, através de um diagrama chamado ‘Momento no Cabo’, conforme Figura 19, as informações de momentos, tensões nas seções, fissuras e armadura passiva para cada região da laje que será protendida.

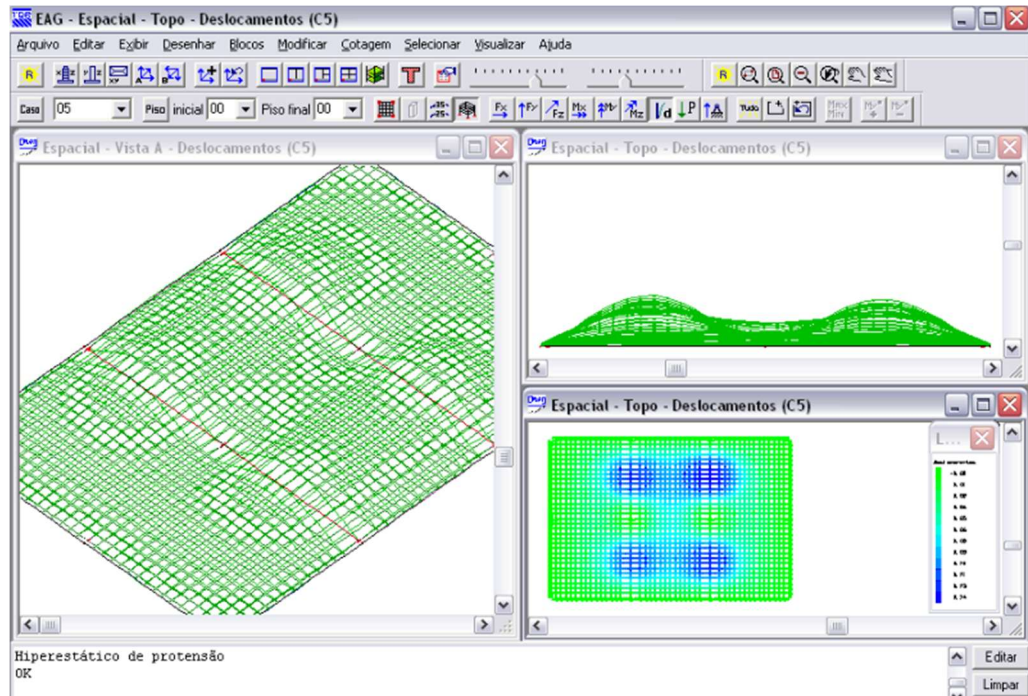


Figura 19 – TQS com CAD/lajes protendidas

Fonte: TQS (2017)

A adoção deste modelo de grelha, utilizado pelo *software*, representa um grande avanço com relação à modelagem por faixas ou por lajes isoladas, método comum de utilização anteriormente aplicado nos escritórios de cálculo estrutural. A partir da versão 12 lançada no início de 2006, os pavimentos opcionalmente passaram a ser modelados por pórtico espacial e com isso pôde-se analisar a distribuição de tensões normais no plano da laje e levar em conta a rigidez dos pilares da melhor forma possível, ou seja, considerando o potencial de gerar perda de protensão.

O TQS conta ainda com o editor de lajes protendidas, que é um recurso que visa facilitar o lançamento da protensão no pavimento. Toda a definição da protensão deste recurso é baseada nas regiões da laje com cabos de mesmas propriedades (tensão, dimensão, entre outros) e em regiões que delimitam a área para a obtenção do esforço e da seção resistente. Chama-se a primeira região de região de protensão uniforme e a segunda de região de transferência de esforços, sendo os resultados e características alimentados acompanhados graficamente. Os esforços alimentados no editor são transferidos automaticamente da grelha. Esta mecânica de regiões permite posicionar os cabos de protensão durante sua etapa de

lançamento. Após o cálculo do pavimento, o sistema efetua um pré-dimensionamento com base nos critérios informados pelo engenheiro, nas características geométricas, nos momentos fletores e nos pontos de apoio definidos pelo usuário, retornando a quantidade de cabos demandada e seus perfis, conforme Figura 20. Este pré-dimensionamento é necessário para a verificação da necessidade de alterações por parte do projetista.

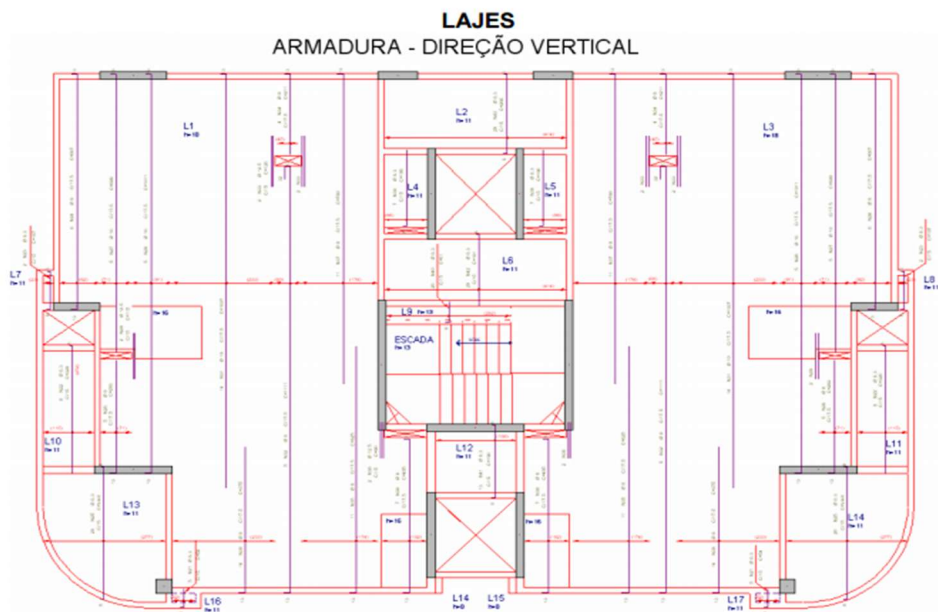


Figura 20 – Exemplo de aplicação do *software* TQS em lajes

Fonte: TQS (2017)

2.4.2 *Softwares* alternativos para modelagem estrutural

Comercialmente, há vários *softwares* de análise estrutural e modelagem que são similares ao TQS, este selecionado para o presente trabalho, tais como: Alto QI Eberick, Adapt, CypeCad, SAP2000, entre outros. Na escolha da correta ferramenta de trabalho, deve-se levar em consideração as especificidades de cada programa e verificar qual melhor se adapta para cada circunstância.

O Alto QI Eberick permite projetar lajes maciças, nervuradas e planas, com ou sem capitéis, todavia não contempla o uso de protensão. Seu algoritmo verifica os esforços de flexão e cisalhamento, bem como a questão da punção a partir dos perímetros críticos determinados segundo as características da laje, dimensionando-a. Este programa permite ao engenheiro

economizar em armaduras e conseguir soluções de maior simplicidade executiva na medida em que interage com o sistema para encontrar alternativas ao dimensionamento, seja para lajes, para rampas ou escadas.

O Adapt utiliza o método dos pórticos equivalentes, embora possa optar-se pela análise pelo pórtico simples. Trata-se de um programa ágil e com recursos para oferecer quantitativos. Aplica-se a pavimentos de edifícios com protensão de pós-tração, a lajes lisas armadas em uma ou duas direções, a sistemas de lajes nervuradas, também em uma ou duas direções, a vigas e a elementos de protensão com aderência posterior ou sem aderência. Para validar seus cálculos, o programa verifica os deslocamentos, a fissuração, a questão de perdas de protensão imediatas e progressivas, além de combinar os efeitos das cargas verticais e horizontais sobre a estrutura. Essa validação é interativa, ou seja, pode basear-se em normas específicas ou nas escolhas do usuário. Uma vez computado os dados, estes são apresentados ao usuário de modo sintetizado pela janela de revisão.

O CypeCad efetua, para o início das análises estruturais, as envoltórias de esforços em vigas, lajes e pilares a partir dos carregamentos informados pelo engenheiro e as características dos materiais informadas pelos fabricantes, que constam na biblioteca do próprio *software*. Em posse dessas informações o programa gera o peso próprio dos elementos e correlaciona com sobrecargas, cargas de vento e demais solicitações sempre segundo as combinações da NBR 6118 (ABNT, 2014). A análise correta é otimizada pelo uso de ferramentas CAD intuitivas, que fazem parte da interação entre usuário e programa, e permite que seja gerada perspectivas 2D e 3D. O programa atua em uma vasta gama de estruturas, contemplando desde lajes lisas com ou sem capitéis, lajes com diferentes rebaixamentos em um mesmo pavimento, lajes reticuladas, lajes alveolares com biblioteca dos fabricantes, lajes pré-fabricadas com vigotas, rampas, escadas, lajes ou vigas em planos inclinados, estruturas mistas de concreto e metal, podendo o edifício ser irregular, possuir balanços, sacadas e aberturas de qualquer geometria.

Finalmente, o SAP2000 trata-se de um sistema baseado no método dos elementos finitos, com interface gráfica 2D e 3D orientada a objetos, que podem ser aplicados a vários tipos de estruturas, como pontes, edifícios, estádios, barragens e demais solicitações estruturais da engenharia civil, permitindo seu dimensionamento e análise. Apresenta-se como um *software* bastante completo e traz inúmeras ferramentas que otimizam as etapas do projeto. Sua análise gera automaticamente cargas de vento e cargas móveis, além de permitir a análise de sismos, gerando o dimensionamento e verificação das estruturas com base em normas de várias regiões do globo. Estes recursos permitem que o programa seja aplicado no dimensionamento estrutural de concreto armado, estruturas metálicas (incluindo alumínio) e estruturas

enformadas a frio, apresentando os resultados de deformada, diagramas de esforços, diagramas de deslocamentos, diagramas de trabalhos virtuais, linhas de influência, além de tabelar todos os resultados. A alimentação dos dados no *software* e suas saídas são facilitadas pela possibilidade de se importar e exportar dados de outros programas utilizados na engenharia civil, como ficheiros de Excel, Word, AutoCAD e Revit. Embora repleto de recursos e amplamente utilizado, segundo Koerich (2004), o SAP2000 apresenta limitações quanto ao uso em lajes protendidas, por não considerar a alteração na tensão dos cabos devido à deformação na estrutura gerada por estes e considerar cabo e concreto em uma mesma seção com a mesma deformação.

2.5 PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE LAJES LISAS MACIÇAS

Como embasamento teórico para a análise comparativa do desempenho construtivo de lajes lisas maciças protendidas e armadas que se pretendeu realizar nesta pesquisa, fez-se necessário primeiramente registrar aqui a sequência construtiva de ambas as tipologias.

2.5.1 Execução em lajes lisas maciças protendidas

A construção de uma laje lisa maciça protendida segue a mesma rotina para a construção de estruturas protendidas, devendo, portanto, atender às normas nacionais e internacionais (SCHMID, 2009). A montagem dos cabos monocordoalha não aderentes é crítica para o desempenho da estrutura na qual estes cabos estão incorporados. O uso de tais cabos proporciona muitas vantagens tanto no custo quanto no nível de melhora da performance das estruturas de concreto, quando elas são propriamente projetadas e montadas (CAUDURO, 2002).

A sequência construtiva para LLMP com monocordoalha engraxada engloba as seguintes etapas:

- 1) Montagem dos pilares;
- 2) Montagem das formas que irão suportar a laje antes da protensão;
- 3) Instalação das ancoragens;
- 4) Colocação da armadura passiva inferior e de punção;
- 5) Distribuição dos cabos de protensão (armadura ativa) em planta;
- 6) Fixação dos cabos em elevação sobre os suportes (cadeirinhas), conforme projeto;
- 7) Colocação da armadura passiva superior;
- 8) Verificação pré-concretagem da laje;

- 9) Concretagem e cura do concreto;
- 10) Retirada das formas verticais de borda;
- 11) Protensão dos cabos segundo o plano de protensão definido no projeto, com a obtenção dos alongamentos que serão comparados com os de projeto, conforme Figura 21;
- 12) Retirada gradativa das formas;
- 13) Corte das pontas, proteção das ancoragens e fechamento (grauteamento) dos nichos.



Figura 21 – Etapas do processo de protensão

Fonte: Schmid (2012)

2.5.2 Execução em lajes lisas maciças armadas

No caso da estrutura de concreto armado com lajes lisas maciças, o processo construtivo é de fato praticamente o mesmo que nas lajes maciças em estruturas convencionais. Além dos nomes (laje maciça convencional e laje lisa maciça) similares, tanto a concepção quanto o processo construtivo das lajes também são. Com o fato de não existirem vigas nas lajes lisas, excluindo-se os casos das vigas de bordo quando houver, pode-se levar ao raciocínio de eliminar os procedimentos de montagem de formas e armaduras para as vigas. Porém, as demais etapas seriam consideradas idênticas e aplicáveis para esta tipologia (FARIA, 2010).

A sequência construtiva para uma LLMA engloba as seguintes etapas e é exemplificada na Figura 22 e Figura 23:

- 1) Montagem das formas e armaduras dos pilares;
- 2) Montagem das formas e escoramento de lajes lisas maciças;
- 3) Concretagem dos pilares;
- 4) Montagem das armaduras passivas das lajes;
- 5) Concretagem das lajes lisas maciças armadas;
- 6) Desforma;
- 7) Sistema estrutural em laje lisa maciça armada finalizado.



Figura 22 – Etapas 1 a 4 de construção de sistema em LLMA

Fonte: Adaptado de Comunidade da Construção (2017)



Figura 23 – Etapas 5 a 7 de construção de sistema em LLMA

Fonte: Adaptado de Comunidade da Construção (2017)

2.6 ANÁLISES DE ESTUDOS SIMILARES

Devido ao mercado da construção civil ser altamente competitivo e impactar direta e indiretamente na vida de todos, inclusive quanto à sustentabilidade, é de se esperar que se façam pesquisas, sejam elas de desenvolvimento ou comparativas, no intuito de se atingir um elevado grau de eficiência. Levanta-se aqui, alguns estudos alinhados com o tema desta pesquisa, que comparam tipologias distintas de lajes a fim de justificar o interesse pelo uso das lajes lisas, caracterizando seu comportamento estrutural e desempenho construtivo.

Coelho *et al.* (2010) compararam lajes lisas com lajes associadas a vigas, levantando quantitativos e custos destas tipologias. Para o lançamento estrutural, assim como neste trabalho, os autores valeram-se do uso de *softwares*, porém utilizando o EBERICK V6 GOLD. Neste estudo, foi considerada a laje nervurada apoiada em viga, verificando que os momentos atingidos pela laje, nas duas direções, foram superiores aos das lajes lisas, superando-os em 122,57% para o momento negativo na pior direção. Todavia, na outra direção obtiveram-se piores resultados para a laje lisa, mas com uma margem de apenas 29,91%, e módulos totais

bem inferiores. O deslocamento máximo também foi superior na laje apoiada em viga, apresentando um valor de 3,6 cm contra 0,44 cm da laje lisa.

Para uma mesma estrutura, a utilização do sistema de laje lisa em comparação ao de laje convencional maciça resultou em economia de 42,54% na metragem quadrada de formas, embora o consumo de concreto tenha subido em 11,87%, especialmente devido ao volume da laje, que aumentou em 75,32% para aquele caso. O consumo de aço também subiu em 30,52%. Esse aumento é um bom indicativo do motivo pelo qual se opta usualmente por laje lisa com protensão. Vale ressaltar aqui que estes comparativos foram obtidos para um concreto C25 e que os parâmetros de desempenho estrutural provavelmente devem se distinguir consideravelmente aos resultados que serão obtidos com este trabalho, uma vez que se optou por um concreto C35.

Ainda sobre este estudo, Coelho *et al.* (2010) alegaram que a estrutura em laje lisa armada possui um alto custo comparativo ao sistema convencional e demanda uma distribuição mais uniforme de pilares, o que nem sempre é possível. Embora o custo com materiais seja maior, mesmo assim o sistema de laje lisa garante agilidade na execução devido a sua simplicidade, especialmente em relação às formas e a inexistência de armaduras de vigas, já que estas não ocorrem nesta tipologia. Essa maior velocidade ameniza o custo de execução, uma vez que demanda menores quantidades de horas trabalhadas pelos operários e tempo de locação de equipamentos.

Comparando-se a produtividade entre as lajes convencionais e lajes planas, a demanda por horas de carpinteiros e ferreiros é 6,12% superior para a estrutura convencional, segundo Scheibler (2012). Em horas de trabalho de carpinteiro por m², tem-se o valor de 1,97 para a estrutura convencional em contraste a 1,32 da estrutura em laje lisa. Há também economia de horas trabalhadas por m² para a atividade de ferreiro, que é de 0,73 para a laje lisa frente a 1,24 para a laje convencional. O estudo de Scheible verificou que, em termos de custos, as lajes planas apresentam um custo 31,44% maior em materiais, mas são 63,9% mais econômicas no tocante à mão de obra, o que totaliza, quando somado a outros fatores, um aumento final do custo do sistema estrutural de 19,20%. Aponta-se ainda que, devido às simplificações executivas da tipologia lajes lisas, sua eficiência na utilização do tempo foi de 33,24% maior para a estrutura em estudo. Estes apontamentos convergentes e divergentes entre os estudos fortalecem o conceito de que é necessário uma análise singular para cada caso, considerando os pormenores envolvidos em cada empreendimento para se chegar a uma solução mais eficiente.

Quanto ao estudo específico entre a armadura ativa e passiva para as lajes lisas, Santos *et al.* (2015) realizaram um comparativo para um pavimento tipo, variando a resistência à

compressão do concreto, nas faixas de 30, 35 e 40 MPa. Nesta análise fora constatado que, quanto maior a resistência, maior a diferença no consumo de aço entre os tipos de armação, sendo em todos os casos maiores consumos para a armadura passiva. As diferenças verificadas foram de 24,4%, 43,5% e 59,7% para 30, 35 e 40 MPa, respectivamente. A análise comparativa ainda verificou que há maior consumo de concreto, na faixa de 38% a mais, para o uso de armadura ativa.

A avaliação global da estrutura do trabalho daqueles autores constatou que, para uma resistência de 30 MPa, a solução de concreto protendido tende a ser ligeiramente mais onerosa que a de concreto armado, mas a variação de valores de mercado, técnicas executivas e da geometria da estrutura tendem a tornar ambas as soluções iguais em termos de custos. Para o uso de 35 MPa e 40 MPa, o uso de armadura tracionada proporcionou resultados mais econômicos, especialmente para o concreto C35.

Pretendeu-se, com o presente estudo de caso questionar este resultado, demonstrando que a tipologia de laje lisa maciça armada é mais viável economicamente que a laje lisa maciça protendida para menores vãos.

3 METODOLOGIA

Para o completo entendimento de como as atividades deste estudo foram conduzidas para atingir seus objetivos específicos, as etapas deste trabalho, bem como as demais informações relativas ao processo de investigação utilizado estão descritas na Figura 24.

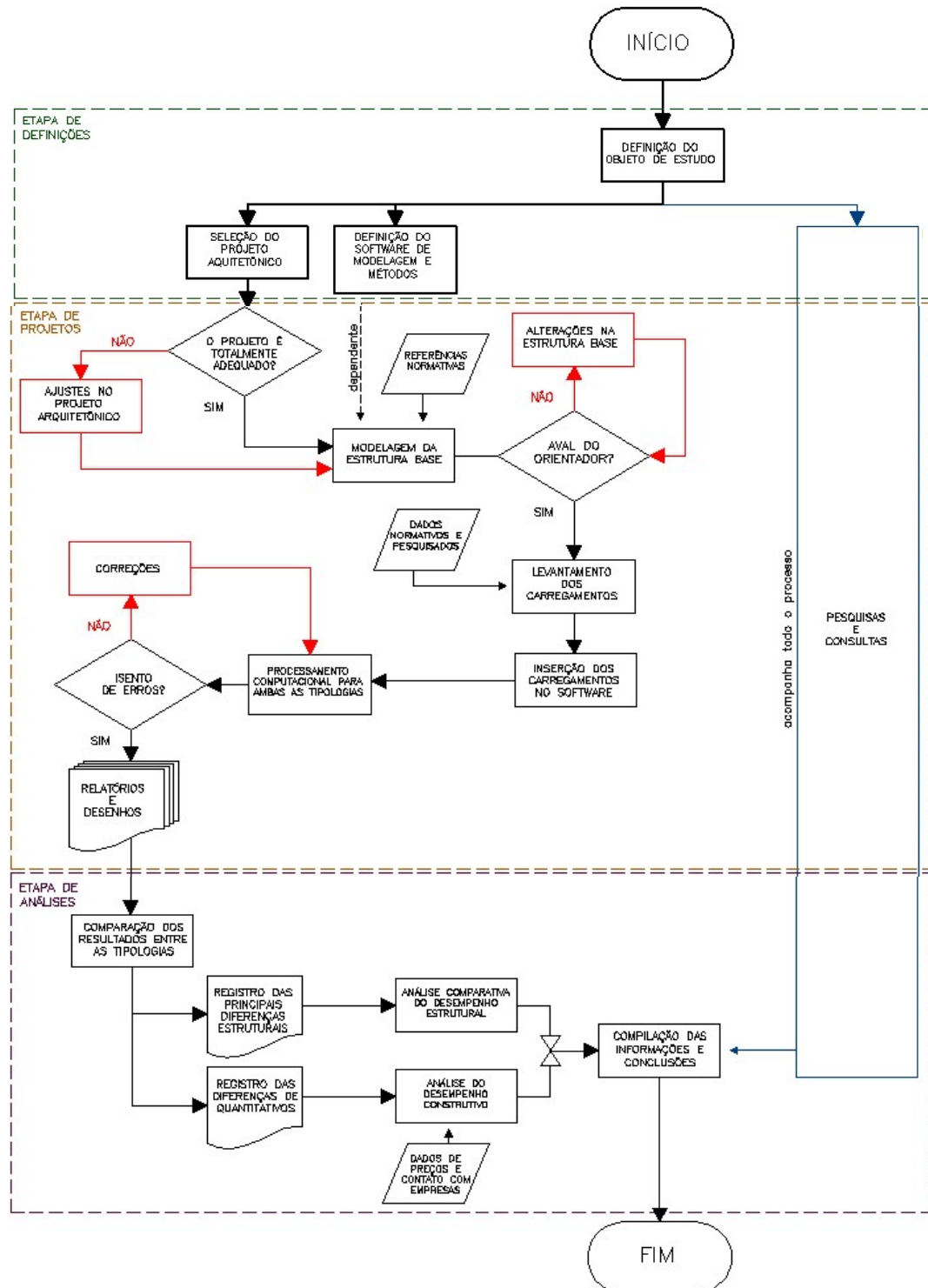


Figura 24 – Fluxograma de atividades desenvolvidas durante o estudo

Fonte: Autoria própria (2017)

3.1 DEFINIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO ESPECÍFICO

No estudo de caso do elemento selecionado para análise global, foi dada atenção especial para o estudo local dos elementos laminares da estrutura. Entende-se por elementos laminares, a seguinte definição de Azevedo (2003):

“As estruturas laminares são as que se desenvolvem para ambos os lados de uma superfície média, mantendo-se na sua vizinhança. É o caso de uma lâmina cuja espessura é muito inferior às restantes dimensões. Quando a superfície média é plana, a estrutura laminar pode ser classificada como parede, laje ou casca plana. Uma laje pode ter aplicadas forças perpendiculares ao plano médio e momentos cujo vetor está contido no plano médio.”

No objeto de estudo global em questão se procurou analisar localmente duas tipologias distintas de laje, laje lisa maciça de concreto armado e laje lisa maciça de concreto protendido, mantendo o padrão de uso de pilares de concreto armado para os dois casos. Foram considerados os elementos locais como sólidos cuja geometria e ações se repetem indefinidamente ao longo de um eixo retilíneo, submetidos ao estado plano de deformações, sendo estudados com base em uma geometria bidimensional.

3.2 SELEÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO

Para a elaboração dos projetos estruturais e posterior análise de desempenho, selecionou-se um projeto arquitetônico base com características interessantes para a comparação entre LLMP e LLMA. Buscou-se um projeto arquitetônico com boa quantidade de detalhes e ao qual os autores tivessem acesso a todas as informações. Entre os critérios de seleção priorizaram-se edifícios por possuírem maior volume de trabalho e custo final, permitindo melhor precisão na análise dos resultados em termos percentuais. Ainda, dentre as edificações que atendiam aos requisitos citados, optou-se por um padrão recorrente de edificação por tornar o estudo mais relevante e de maior serventia para o meio acadêmico. Sendo assim, buscaram-se edificações de médio porte, por ser comum tanto em cidades grandes quanto médias, com um padrão de acabamento convencional e de uso residencial.

Devido a maior adequação do uso de lajes lisas em estruturas com distribuição uniforme de pilares, escolheu-se uma edificação com um bom grau de simetria.

3.3 DEFINIÇÃO DO *SOFTWARE* DE MODELAGEM E MÉTODOS

Para a modelagem computacional da estrutura, selecionou-se um *software* que apresentasse resultados e relatórios completos, com boa quantidade de detalhes, possibilitasse a elaboração do projeto estrutural, e lançamento das armaduras ativas e passivas. Além destas características, foi necessário selecionar um *software* que fosse acessível constantemente e de domínio do orientador deste trabalho para eventuais solicitações de auxílio no manuseio do mesmo.

Quanto à escolha do método de cálculo estrutural, optou-se pela utilização dos embutidos dentro da base computacional do *software* selecionado com o intuito de facilitar a modelagem do edifício. Outro aspecto considerado para a seleção do método foi a boa aproximação dos resultados com a realidade de solicitação de cargas em serviço.

3.4 MODELAGEM DA ESTRUTURA BASE

A primeira etapa de um projeto estrutural consiste em definir os elementos da construção que farão parte da estrutura, escolher os elementos que resistirão às ações e definir nesta fase o sistema estrutural adotado e os respectivos materiais (FONTES *et al.*, 2005).

Após a seleção do *software* e do projeto arquitetônico, carregaram-se as plantas CAD no programa para servirem de base ao lançamento estrutural. Nesta etapa, alguns ajustes arquitetônicos simples foram necessários para o correto lançamento da estrutura. Uma vez lançado as plantas baixas de todos os pavimentos e definido o pé-direito entre as lajes destes, posicionou-se um sistema de fundação genérico, em estacas e baldrames, para a sustentação do edifício. Embora a análise da fundação não fosse o objetivo deste trabalho, esta etapa foi necessária para o correto funcionamento do programa. Todos os cuidados e boas práticas foram considerados para o lançamento da fundação. Com a posição das estacas informadas ao *software*, levantaram-se todos os pilares em concreto armado, atentando para as áreas mínimas de seção (360 cm²) e priorizando uma distribuição simétrica em relação ao núcleo rígido composto por elevador e escada enclausurada. A distribuição dos pilares ao longo do pavimento levou em consideração a necessidade de compatibilização com o projeto arquitetônico e a definição dos pavimentos de início e término dos mesmos. As áreas dos pilares foram aumentadas nas etapas posteriores de processamento computacional devido a problemas de estabilidade da edificação, uma vez que os pilares inicialmente lançados foram propostos com as mínimas seções estipuladas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Lançou-se posteriormente, pavimento por pavimento, as lajes lisas maciças armadas com espessura mínima estipulada por norma de 16 cm para que, então, fossem aumentadas as suas espessuras caso o processamento estrutural do programa acusasse problemas de estabilidade no edifício. Ainda nesta etapa, locaram-se todos os furos nas lajes, tal como *shafts*, poço do elevador, dutos da churrasqueira, vãos da escada, entre outros.

Com os elementos estruturais gerais carregados no programa, fez-se uma análise minuciosa em conjunto com o orientador deste trabalho quanto à viabilidade construtiva da estrutura base. Foi necessário adicionar vigas de sustentação da alvenaria que compõem a chaminé da churrasqueira e o elevador, as vigas de apoio para a escada enclausurada, os pórticos do *Solarium* e da laje técnica, além da viga de ligação do pavimento barrilete. Modificaram-se também as espessuras das lajes armadas, ultrapassando 20 cm. Lançou-se por fim, após definição dos detalhes, a estrutura da escada enclausurada (lances, patamares, espelhos).

Para o sistema em LLMP, utilizou-se também esta estrutura base, optando-se por manter a mesma espessura da laje lisa maciça armada, diminuindo as variáveis que poderiam influir no comportamento estrutural e descaracterizar a análise comparativa entre os dois sistemas. A metodologia de modelagem da estrutura base do sistema em lajes lisas maciças protendidas, difere apenas pelo fato de haver uma etapa de arranjo dos cabos em monocordoalhas engraxadas.

3.5 COMPILAÇÃO DE REFERÊNCIAS NORMATIVAS

A compilação de dados normativos teve o intuito de direcionar a modelagem da estrutura base, o levantamento dos carregamentos e a análise de desempenho mecânico e executivo de lajes lisas maciças para este estudo de caso. Nesta etapa foram reunidas as normas brasileiras pertinentes relacionadas a estruturas em concreto armado e protendido abaixo listadas:

ABNT NBR 6118:2014, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*;

ABNT NBR 6120:1980, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento*;

ABNT NBR 6123:2013, *Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento*;

ABNT NBR 7480:2007, *Aço destinado a armaduras para estrutura de concreto armado – Especificação*;

ABNT NBR 7483:2004, *Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação*;

ABNT NBR 8681:2003, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*;

ABNT NBR 14931:2004, *Execução de estruturas de concreto – Procedimento*.

3.6 LEVANTAMENTO E INSERÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Uma vez a estrutura base carregada no programa, procedeu-se com o levantamento das cargas concentradas e distribuídas solicitantes da estrutura. Este levantamento foi feito baseado primordialmente na NBR 6120 (ABNT, 1980) para cargas acidentais e para peso próprio de materiais de construção civil. Alguns carregamentos que não constavam na norma, carregamentos de área e lineares em situações específicas, foram calculados manualmente, com embasamento de catálogos de fabricantes e com cálculos apresentados no Apêndice A deste trabalho. O levantamento dos carregamentos foi especialmente minucioso para buscar uma situação mais próxima do carregamento real total da estrutura, todavia simplificações tenham sido necessárias e inevitáveis.

Em posse de todas as cargas, acidentais e permanentes, distribuídas ou lineares, que seriam lançadas, fez-se a inserção destas no programa diretamente na estrutura base. Em sequência, o *software* procedeu com as combinações e ponderações necessárias baseadas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e nos Quadros 1, 2, 3 e 4 apresentados no presente trabalho. Deve-se ressaltar aqui que o levantamento e a inserção dos carregamentos foram feitos somente uma vez, visto que para ambas as tipologias de laje lisa utilizaram-se as mesmas condições de solicitação em serviço e a mesma edificação.

3.7 PROCESSAMENTO COMPUTACIONAL

Esta etapa foi realizada com iterações de processamento computacional e ajustes manuais no projeto, como espessura de laje, seção dos pilares e correção dos erros apontados, seguido de novo processamento. Os relatórios fornecidos pelo *software*, especialmente o de erros com a localização dos pontos de conflito, foram de extrema valia nesta fase do estudo e permitiram o refino sequencial do projeto até sua versão final.

Concluído o projeto estrutural em laje lisa maciça armada, efetuaram-se as alterações necessárias para a substituição da armadura passiva por armadura ativa. De modo análogo ao projeto da LLMA, para LLMP fizeram-se refinamentos iterativos junto ao programa até se chegar a uma versão adequada em nível de estudo preliminar.

O *software* gerou automaticamente, os detalhamentos das armaduras e dimensionamento dos elementos estruturais para ambas as tipologias, bem como tabelas de consumo de materiais e custos em função de valores de mercado alimentados pelos autores dentro do programa. Os projetos concluídos foram, então, submetidos à avaliação e aprovação

do orientador deste trabalho, uma vez que se trata de uma área de *expertise* do mesmo. Na Figura 25 tem-se um breve resumo da sequência de desenvolvimento dos projetos estruturais, um dos processos principais que formaram este estudo.

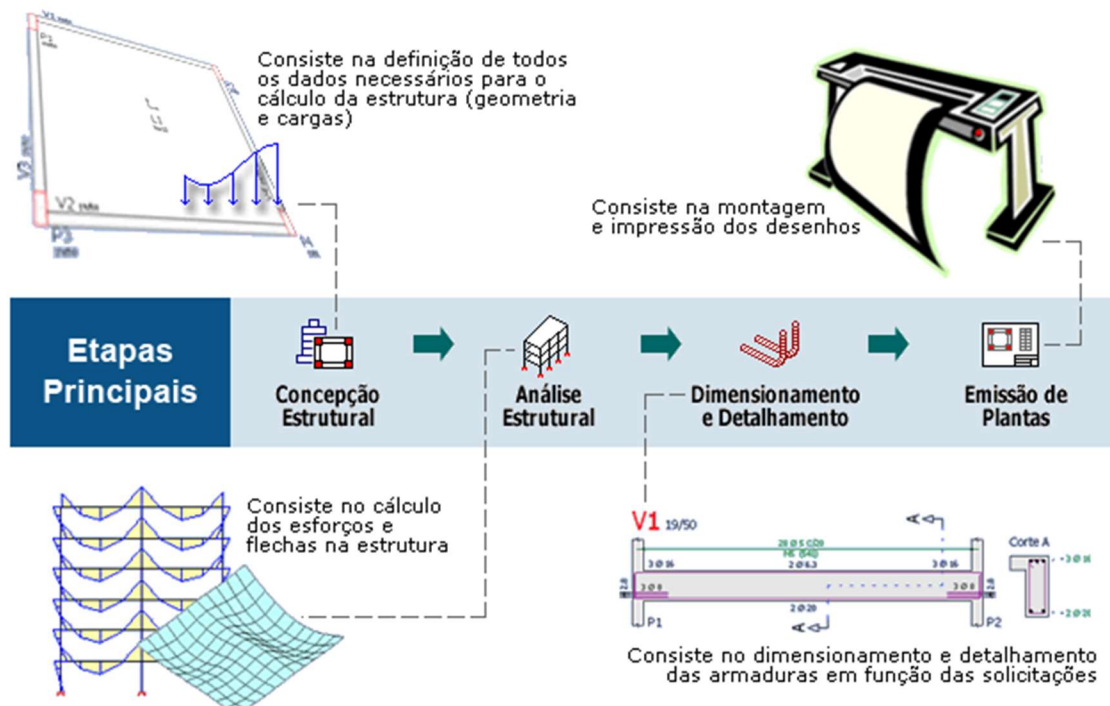


Figura 25 – Metodologia para a elaboração de projetos estruturais

Fonte: TQS (2017)

3.8 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE AS TIPOLOGIAS

Em posse dos relatórios, resumo estrutural, resumo de materiais e dos gráficos fornecidos pelo *software*, analisaram-se numericamente e visualmente os dados resultantes para a tipologia de laje lisa maciça protendida (LLMP) e laje lisa maciça armada (LLMA). Objetivou-se confrontar primeiramente os resultados relativos ao comportamento estrutural dos sistemas, verificando: deslocamentos locais e globais em ELS, máximos esforços solicitantes no ELS por pavimento em termos de tração e compressão, disposição das armaduras de punção e deslocamento devido à força do vento. Nesta etapa, fez-se um comparativo do comportamento estrutural de ambas as lajes por pavimento, comprovando a semelhança das duas tipologias para uma mesma espessura e corroborando a viabilidade de substituição de uma pela outra. Possibilitou-se, com esta comparação, compreender melhor os limitantes e os principais pontos de influência da alteração de uma tipologia pela outra, as situações em que a alteração é estruturalmente vantajosa e as situações em que não há mudanças significativas, recorrendo sobre as verificações evidenciadas.

Em um segundo momento, fez-se a avaliação do desempenho construtivo das estruturas com LLMP e LLMA, considerando diversos índices e valores: o custo final da estrutura, consumo de materiais, custo de execução/m², impacto na produtividade. Procurou-se identificar nesta etapa a tipologia que apresenta menor custo de execução e um processo construtivo melhor racionalizado. Para se obter uma análise comparativa mais completa, salientou-se as influências decorrentes da especificidade da atividade de protensão na etapa de custeio, verificando os custos quando executados com mão de obra própria e com mão de obra terceirizada para a atividade de protensão. Em suma, nesta etapa, levantaram-se, no âmbito construtivo, as implicações na adoção de cada uma das tipologias.

Para entender a interferência da tipologia de armação tanto na estrutura como um todo, quanto na laje em si, analisou-se os dados em duas esferas. Uma delas englobou os dados de execução total da estrutural e a outra, mais restrita, utilizou apenas os dados dos níveis da edificação que sofreram mudanças entre o projeto para LLMA e LLMP, ou seja, as lajes que contém os pavimentos Primeiro, Superior e o *Solarium*.

Buscou-se realizar uma análise quantitativa dos dados obtidos via relatório do *software*. Iniciou-se a análise refinando o quantitativo informado pelo TQS, incluindo a mão de obra necessária para executar as atividades e o consumo de outros materiais relevantes, não quantificados automaticamente. Esse refino pautou-se na TCPO (2008), recorrendo a outros dados oriundos de catálogos, pesquisas avulsas e contato com empresas do ramo quando necessário, atentando-se sempre para a confiabilidade das informações. Extraíu-se dessas tabelas de consumos as relações relevantes e analisou-se os impactos destas na execução da obra.

Com o quantitativo já refinado, atribuiu-se aos itens seus valores unitários para o custeio da estrutura. Estes valores basearam-se em primeira instância no SINAPI (2017), recorrendo a tabelas orçamentárias de órgãos públicos (DNIT, Seinfra, Celic) e a pesquisas com empresas atuantes quando necessário. Para os valores relacionados à mão de obra, recorreu-se ao Sintracon Curitiba (2017). Mensurou-se assim quatro cenários, um para o custo da estrutura com o projeto em LLMA, uma para o projeto em LLMP e os custos usando as duas tipologias para pavimentos que apresentaram diferenças entre os dois projetos elaborados. Por fim, compararam-se os dados obtidos para avaliar qual tipologia apresentou-se mais atrativa financeiramente, a proporção desta atratividade e extrair relações de custos obtidas.

3.8.1 Compilação de dados

Após feita a análise separadamente dos dados relativos ao comportamento estrutural e desempenho construtivo das LLMP e LLMA, realizou-se a última etapa deste trabalho. Compilaram-se as informações convergentes e divergentes entre os sistemas, realizando uma conclusão comparativa que envolveu aspectos construtivos e estruturais. Esta fase permitiu atingir o objetivo geral da presente pesquisa e justificar a importância da utilização do sistema de lajes lisas maciças em substituição ao sistema convencional, apresentando a LLMA como solução alternativa.

No fechamento do trabalho, sugeriram-se temas correlatos para pesquisas futuras mais aprofundadas nesta área que contribuiriam como complemento às análises aqui realizadas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão abordados todos os resultados que foram obtidos ao longo deste estudo de caso, bem como as comparações feitas entre os dados, com enfoque estrutural e construtivo. Esta abordagem inicia-se apresentando e caracterizando o projeto arquitetônico selecionado, depois expõem o *software* e os métodos de cálculo estrutural escolhidos para a geração das estruturas em LLMP e LLMA. Em seguida, registra os parâmetros iniciais que foram alimentados no programa, comentando especificações de materiais adotados para o projeto estrutural e carregamentos solicitantes (permanentes e acidentais). No quarto tópico deste capítulo, discorrem-se os aspectos que foram relevantes para a concepção e o lançamento dos sistemas estruturais nesta pesquisa. Nos tópicos 4.5 e 4.6 são analisados os relatórios gerados automaticamente pelo programa, bem como seus gráficos e tabelas, de modo a comparar as respostas dadas para as lajes lisas maciças protendidas e para as lajes lisas maciças armadas.

4.1 OBJETO DE ESTUDO GLOBAL

O projeto arquitetônico selecionado foi projetado pelos autores e consiste em um edifício de caráter residencial, conforme Figura 26, composto por um pavimento térreo, cinco pavimentos tipo, um *Solarium* e dois pavimentos técnicos, onde se encontram os barriletes, a casa de máquinas do elevador e a caixa d'água. No Quadro 5, tem-se a relação de pavimentos e suas áreas, totalizando nove pavimentos e uma área de 1.883,90 m², em uma altura total de 25,80 metros de edificação.

Pavimentos	Nº	Altura piso a piso (m)	Cota (m)	Área (m ²)
Caixa d'água	9	2,00	23,80	27,00
Barrilete	8	1,60	22,20	42,80
<i>Solarium</i>	7	3,00	19,20	239,20
Superior5	6	3,20	16,00	239,20
Superior4	5	3,20	12,80	239,20
Superior3	4	3,20	9,60	239,20
Superior2	3	3,20	6,40	239,20
Superior1	2	3,20	3,20	239,20
Primeiro	1	3,20	0	378,90
Total	9 pav.	-	25,80	1.883,90

Quadro 5 – Pavimentos e áreas do objeto de estudo global

Fonte: Autoria própria (2017)

Conforme Quadro 5, são cinco pavimentos de 239,20 m², sendo cada um destes pavimentos destinados a dois apartamentos simétricos e espelhados com 98,20 m² cada, com exceção do pavimento térreo que possui uma área total de 378,90 m², Figura 27 e 28. Separando os dois lados simétricos da construção, há um núcleo rígido, o qual comporta o poço do elevador e a escada enclausurada de emergência, ambos dimensionados segundo normas de utilização e dos bombeiros. Além da simetria, outra característica importante do edifício é não possuir subsolo e na cobertura há uma área de utilização dos moradores com 239,20 m², denominada *Solarium*, que demanda atenção especial devido à presença da carga extra do ofurô, conforme Figura 29.



Figura 26 – Perspectivas externas do objeto de estudo global

Fonte: Autoria própria (2015)

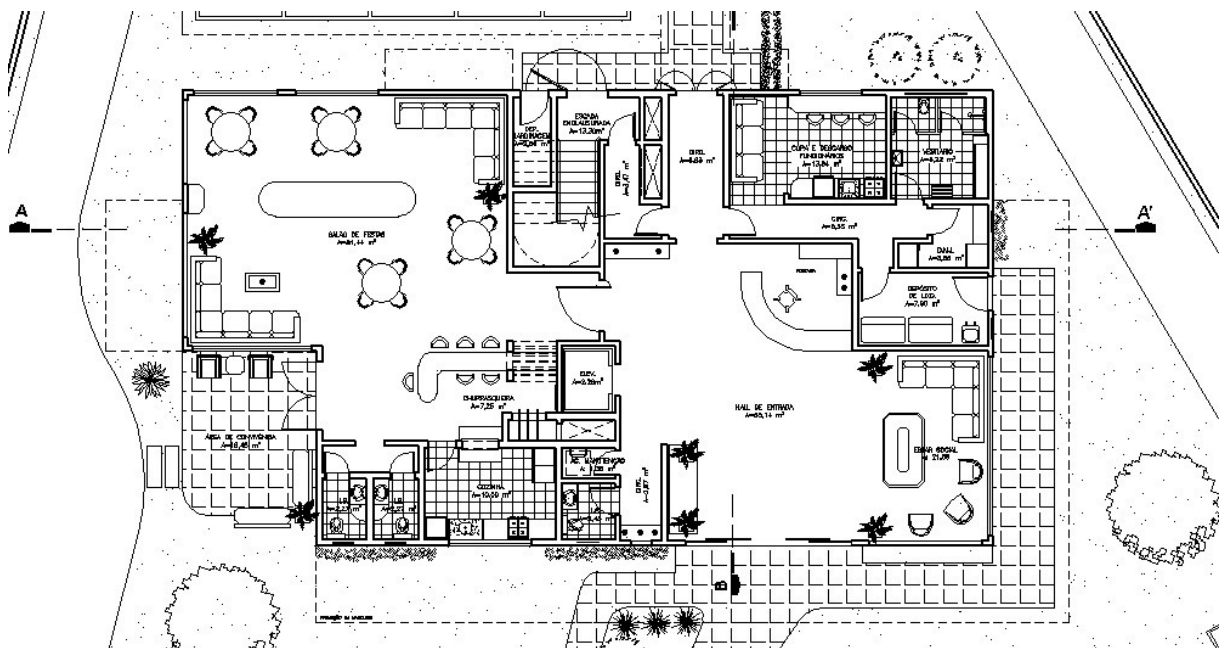


Figura 27 – Planta do Pavimento Térreo do objeto de estudo global

Fonte: Autoria própria (2015)

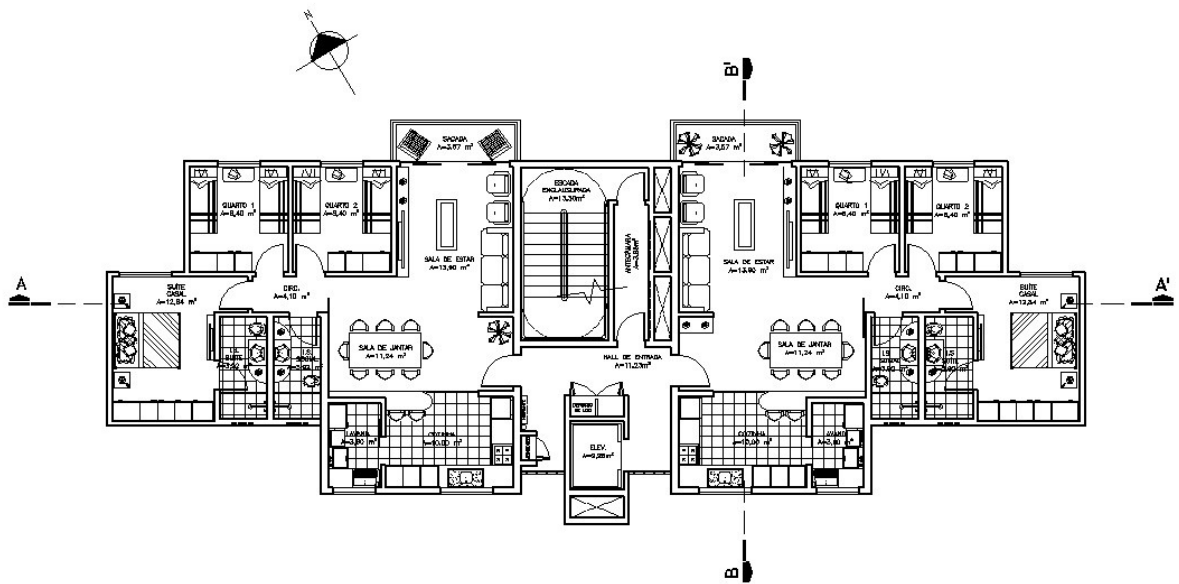


Figura 28 – Planta do Pavimento Tipo do objeto de estudo global

Fonte: Autoria própria (2015)

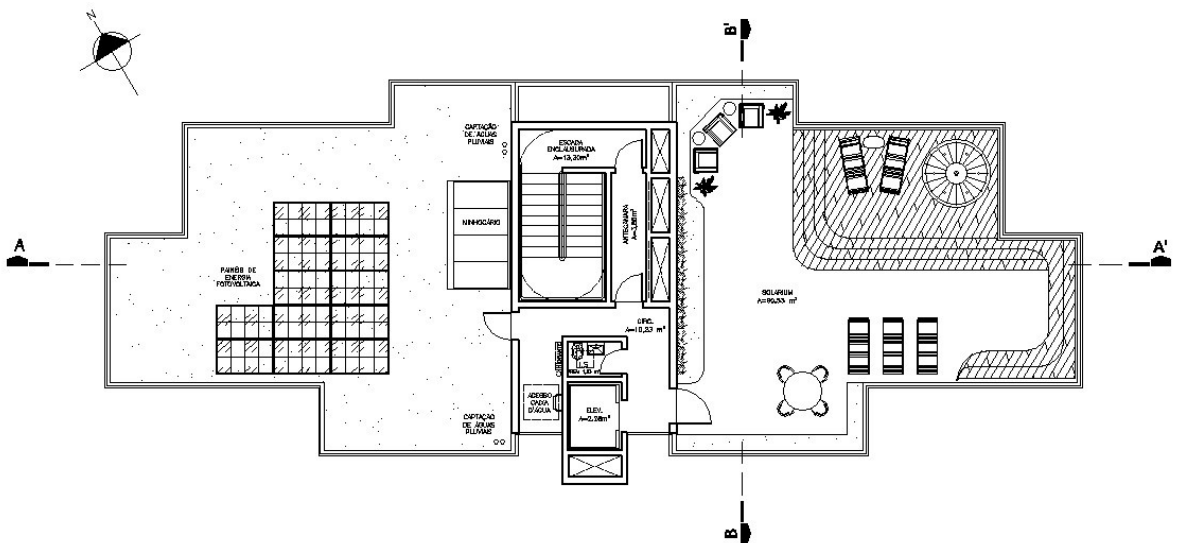


Figura 29 – Planta do Solarium

Fonte: Autoria própria (2015)

Pensando em compatibilização de projetos, algo conhecido como uma grande fonte de conflitos, foram viabilizados já na fase de projeto, *shafts* para as prumadas necessárias, deixando os projetos de instalações menos dependentes do projeto estrutural. Outra medida para suavizar as interações negativas é o pé direito livre de 3 m, que permite o uso de forro rebaixado para as instalações sem comprometer o ideal de pé direito elevado.

Durante o desenvolvimento do projeto arquitetônico, atentou-se para as questões de orientação solar, favorecendo a questão térmica e sanitária da edificação, e foram respeitadas

as exigências do Plano Diretor do Município de Curitiba, tais como alinhamento predial, taxa de ocupação, coeficiente de aproveitamento, taxa de permeabilidade e recuos da edificação, conforme dita a ZR-4.

A seleção por este objeto de estudo de caso global se dá, além dos motivos expostos na metodologia, em razão de seu lançamento inicial dos pilares ter se dado apenas para efeito de criação do arquitetônico, sem o uso de critérios estruturais normativos. Sendo assim, alguns pilares ficaram em posições desfavoráveis para a funcionalidade adequada dos ambientes, especialmente no pavimento térreo. Portanto, além do sentimento de realização por desenvolver o estrutural de um projeto de autoria própria e da possibilidade de melhor aproveitamento dos espaços, verificando a utilização de protensão e armadura passiva, o porte do projeto e sua arquitetura convencional torna-o um ótimo modelo didático para aplicação de soluções e obtenção de índices.

4.2 SOFTWARE E MÉTODO DE ANÁLISE ESTRUTURAL UTILIZADO

A ferramenta computacional escolhida para auxiliar na análise e dimensionamento estrutural do estudo de caso em ambas as propostas foi o *software* TQS versão V17.13.5, devido principalmente a abrangência de seus comandos e subsistemas gráficos se comparado aos demais *softwares* apresentados no item 2.4.2. Verificando-os separadamente pode-se notar que, por exemplo, no Alto QI Eberick não se tem a possibilidade de analisar estruturas protendidas, elemento fundamental para este trabalho; já o SAP2000 embora faça o dimensionamento de elementos protendidos, desconsidera a deformação na estrutura gerada pela protensão levando a resultados finais distorcidos. Quanto ao CypeCad, tem-se a limitação de seu uso, sendo este não muito frequente no Brasil, dificultando em alguns casos a compatibilização de projetos na vida prática. Já o Adapt é focado mais em sistemas protendidos em geral e não especificamente em quesito laje lisa protendida.

Sendo o programa sob o qual foi feito o apoio ao dimensionamento estrutural do projeto deste trabalho, procurou-se na revisão bibliográfica descrever com certa minúcia as aplicabilidades, ponderações, técnicas e modelos de análise utilizados pelo TQS, além da própria interface com o usuário e o tipo de resultado final apresentado pelo sistema computacional.

Por intermédio do *software* TQS, foram efetuadas algumas correções das estruturas lançadas quando eram necessárias, devido aos apontamentos de incompatibilidades indicados pelo programa em sua fase de análise estrutural e pelo confronto, feito pelos autores deste trabalho, dos relatórios fornecidos pelo sistema com as prescrições normativas. Estas correções

foram parte essencial do dimensionamento estrutural via TQS e encontram-se presentes inclusive no fluxograma apresentado no site dos desenvolvedores, conforme Figura 30. Chegando-se a uma estrutura final isenta de conflitos, por intermédio do módulo do programa ELU Armaduras, foram dimensionados e detalhados os pilares e lajes, desconsiderando obviamente a etapa de dimensionamento de vigas.

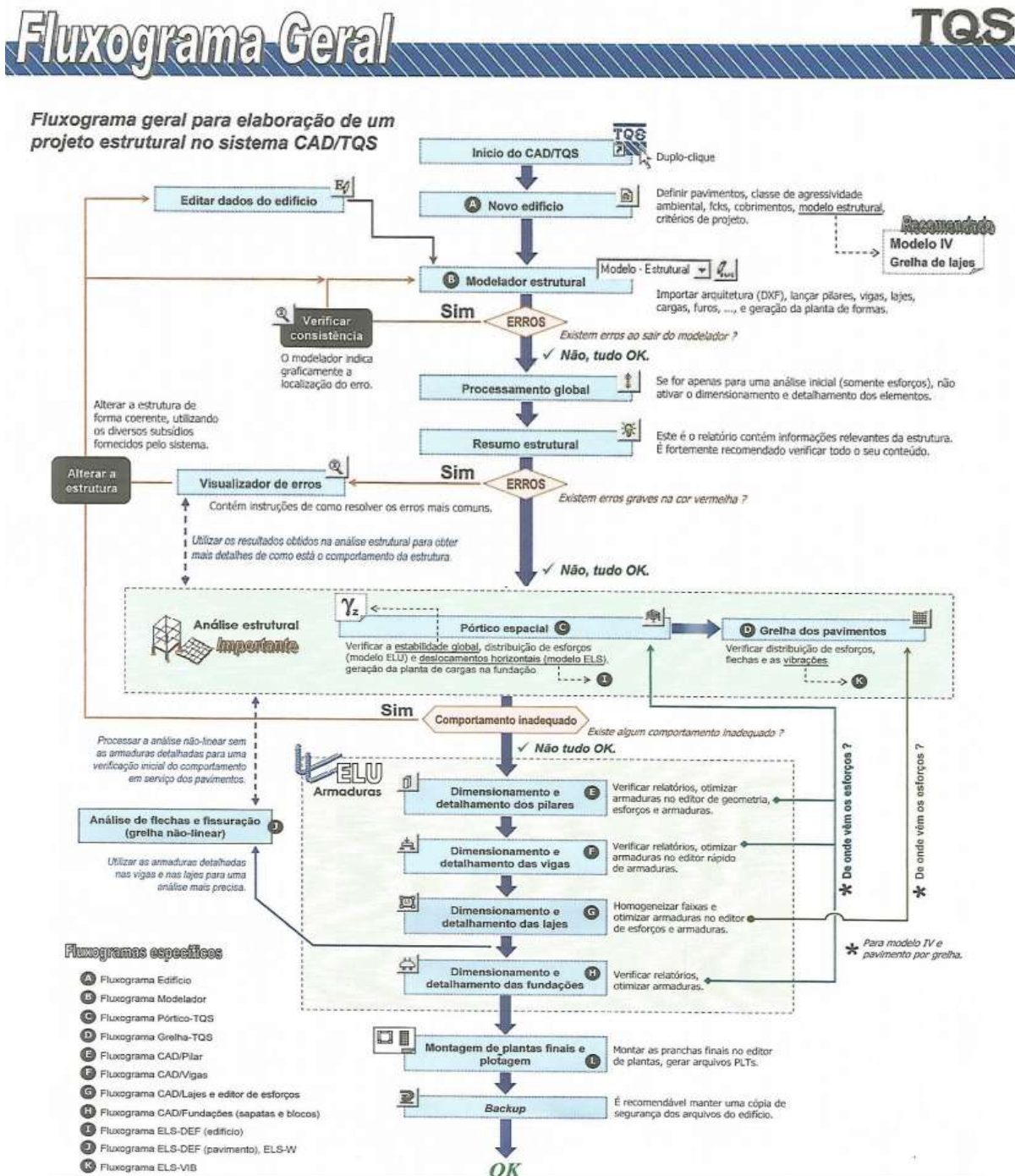


Figura 30 – Fluxograma geral do funcionamento do software TQS

Fonte: TQS (2017)

Na fase de lajes, atentou-se para a homogeneização das faixas da grelha e a questão da análise de flechas. Para maior critério, foi utilizado o módulo CAD/Lajes do *software* TQS, que permitiu o uso de recursos específicos ideais para a interação entre o engenheiro e o programa, conforme Figura 31 e Figura 32.

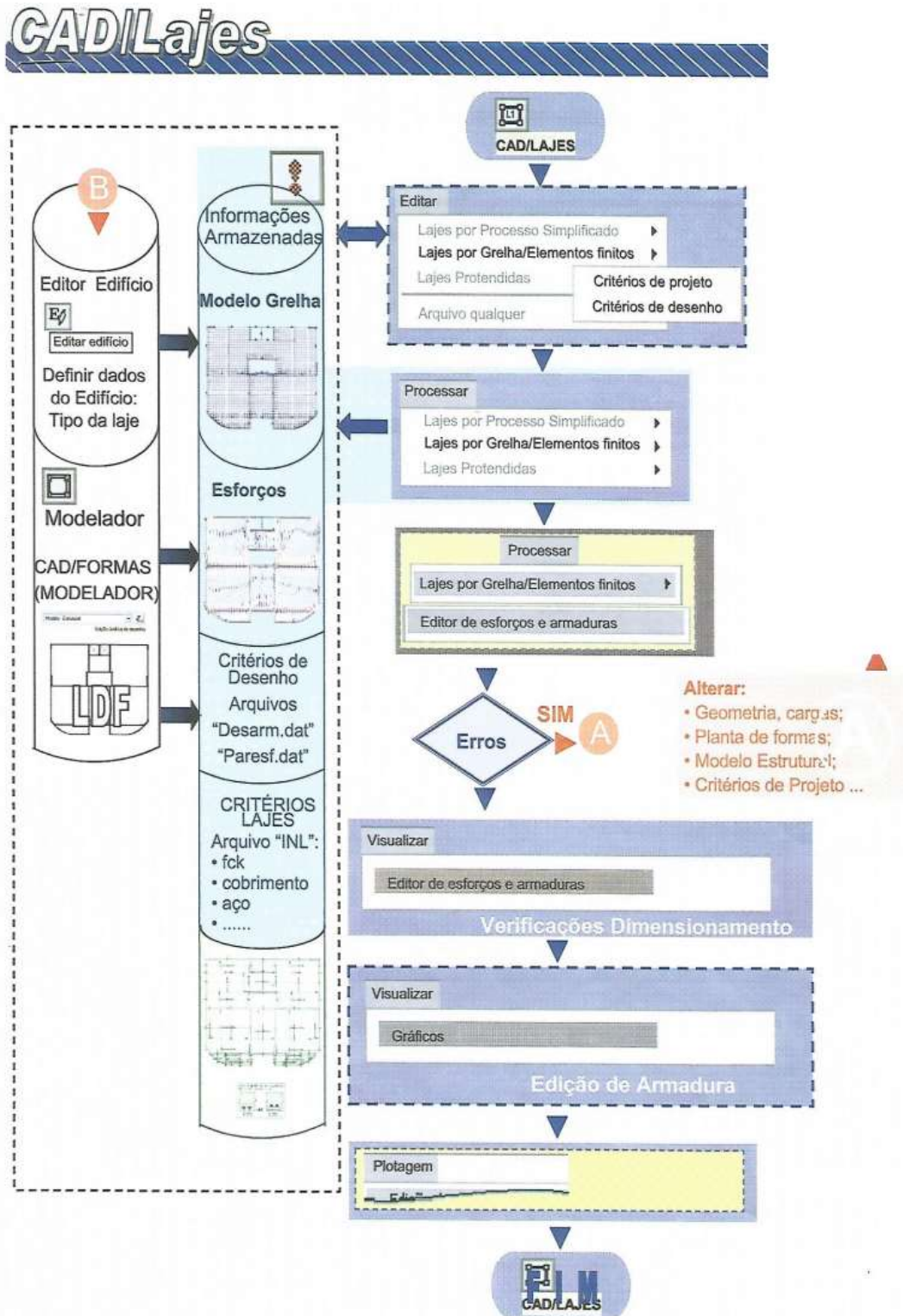


Figura 31 – Fluxograma 1 do módulo CAD/lajes - TQS

Fonte: TQS (2017)

O módulo possibilitou editar a laje por grelha em critérios de projeto e em critérios de desenho, contando com os recursos de Editar Edifício e o Modelador. Nos casos de erro nesta etapa, pode-se facilmente editar a geometria, as cargas, a planta de formas, o modelo estrutural e os critérios de projeto, sendo atendidos os critérios mínimos apresentados anteriormente. Corrigidos os problemas apresentados nesta etapa, visualizaram-se os esforços, as armaduras dimensionadas e os gráficos gerados por meio do próprio TQS.

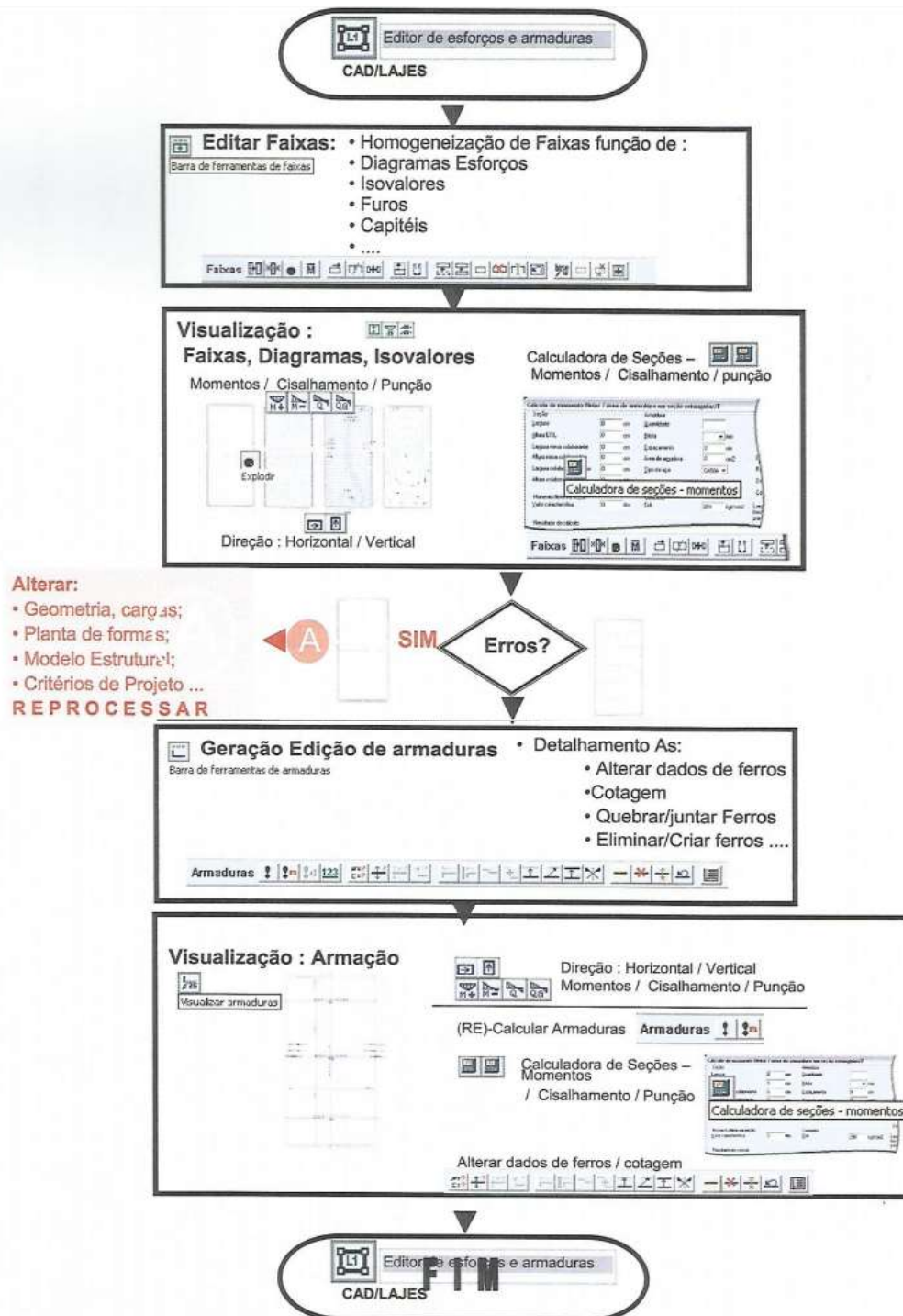


Figura 32 – Fluxograma 2 do módulo CAD/lajes - TQS

Fonte: TQS (2017)

Quanto ao método de análise para a simplificação dos cálculos e para a representação o mais fidedigna possível da realidade comportamental da estrutura, foi aplicado o método dos pórticos equivalentes (MPE) na análise global do edifício conjuntamente com o método de analogia de grelha (MAG) na análise local das lajes lisas maciças protendidas e armadas, ambos os métodos aplicados diretamente ao TQS. Também foram consideradas simplificações no que diz respeito ao comportamento dinâmico da estrutura, uma vez que para o estudo de caso foi levado em conta que as ações solicitantes são aplicadas de modo suficientemente lento, podendo-se desprezar assim as forças de inércias inerentes ao sistema. Neste caso, a análise foi do tipo quase estática, sendo apenas consideradas as diretrizes normativas referentes a esta situação. Outra simplificação que foi abordada neste estudo de caso, refere-se a análise linear geométrica e material, definida por Azevedo (2003):

“Na análise de uma estrutura sólida, é habitual considerar que os deslocamentos provocados pelas ações exteriores são muito pequenos quando comparados com as dimensões dos componentes da estrutura. Nestas circunstâncias, admite-se que não existe influência da modificação da geometria da estrutura na distribuição dos esforços e das tensões, sendo todo o estudo feito com base na geometria inicial indeformada. Se esta hipótese for considerada, a análise é designada linear geométrica. É também frequente considerar que, ao nível do material que constitui a estrutura, a relação entre tensões e deformações é linear.”

4.3 MATERIAIS E CARREGAMENTOS

Mediante a definição do objeto de estudo global e local, e a concatenação das normativas vigentes para as diretrizes do estudo de caso, foi possível então levantar os parâmetros quantitativos de materiais e carregamentos a serem alimentados inicialmente no *software* TQS. Para tanto, escolheu-se a classe do concreto que seria utilizada no cálculo estrutural, bem como as propriedades das armaduras passivas e ativas a considerar. A seguir, compilaram-se valores referência, mais comumente usados, para cargas acidentais e permanentes por metro quadrado e linear, de modo a permitir que o programa desenvolvesse, após o lançamento da estrutura, combinações de esforços solicitantes para os estados limites.

A edificação objeto de estudo, por ser de caráter residencial situada em núcleo urbano, sofrerá influências moderadas da agressividade do meio, tipo II, apresentando risco pequeno de deterioração da estrutura ao longo de sua vida útil de 50 anos, conforme Quadro 6.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural, Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a , Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} , Respingos de Maré	Elevado

a) pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviços de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

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

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

Quadro 6 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Fonte: Adaptado NBR 6118 (2014)

Para fins de uma maior aproximação na análise comparativa entre os dois sistemas de laje, optou-se por escolher a mesma classe de concreto C35 ($f_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$), classe esta que atende às diretrizes normativas da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto para o uso em concreto armado quanto concreto protendido, conforme o Quadro 7. De acordo com o mesmo, o concreto armado para classe de agressividade II, deve apresentar relação água/cimento de no máximo 0,60, já o concreto protendido deve ter relação água/cimento de no máximo 0,55, sendo estes valores limites os escolhidos para o estudo de caso. A massa específica aproximada do concreto a ser considerada é de 2.500 kg/m^3 , o módulo de elasticidade e o módulo de deformação secante para o C35, considerando o uso do granito como agregado graúdo, é respectivamente 33 GPa e 29 GPa.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Quadro 7 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Fonte: Adaptado NBR 6118 (2014)

Ainda considerando a agressividade do meio adotada, os projetos estruturais e o detalhamento de armaduras passivas e ativas que foram desenvolvidos no presente trabalho, respeitaram os cobrimentos nominais estipulados por norma que levam em conta os parâmetros mínimos de durabilidade das armaduras, conforme o Quadro 8 e o Quadro 9.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Quadro 8 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento

Fonte: Adaptado NBR 6118 (2014)

Cobrimentos

Elemento	Cobrimento (cm)	Cobr. mínimo (cm)	Situação
Pilares	3.0	3.0	OK
Vigas	3.0	3.0	OK
Lajes convencionais	3.0 / 3.0	2.5	OK
Lajes protendidas	3.5 / 3.5	3.5	OK

Nas lajes, cobrimento inferior / superior.

Quadro 9 – Cobrimentos utilizados no TQS

Fonte: Relatório estrutural TQS (2017)

Quanto à escolha do aço de armadura passiva para o estudo de caso, foi utilizado em maioria o CA-50, com massa específica aproximada de 7.850 kg/m³ e módulo de elasticidade de 210 GPa, conforme propriedades mecânicas definidas no Quadro 10. Para os diâmetros de 4,2 mm e 5 mm, por questões de fabricação utilizou-se o CA-60. Os diâmetros das barras, bem

como a quantidade necessária para cada peça específica do sistema estrutural foram definidos mediante o *software* TQS, conforme Quadro 11 e 12 e caracterizados no Quadro 13.

Categoria	Valores mínimos de tração			Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a	Limite de resistência ^b	Alongamento após ruptura em 10 φ ^c	Diâmetro do pino		Coeficiente de conformação superficial mínimo	
	Fyk MPa ^e	fst MPa ^f	A %	mm		η	
				$\varphi < 20$	$\varphi \geq 20$	$\varphi < 10$ mm	$\varphi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 fy	18	2 φ	4 φ	1,0	1,0
CA-50	500	1,08 fy	8	3 φ	6 φ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 fy	5	5 φ	-	1,0	1,5

a) Valor característico do limite superior de escoamento do fyk da ABNT NBR 6118 obtido a partir do LE ou SIGMAE da ABNT NBR ISO 6892.
b) O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou sigma T da ABNT NBR 6892).
c) φ é o diâmetro nominal, conforme 3.4.
d) O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (Agt).
e) Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².
f) fst mínimo de 660 MPa.

Quadro 10 – Propriedades mecânicas das barras de aço em armaduras de concreto

Fonte: Adaptado NBR 7480 (2007)

Resumo de Materiais												
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	Aço
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
Piso 10: Tampa	-	1	37	7	202	235	132	63	48	-	-	725
Piso 9: Caixa d'agua	-	1	43	7	147	497	249	83	56	-	-	1083
Piso 8: Barrilete	-	4	183	430	34	1257	151	63	-	-	-	2122
Piso 7: Solarium	-	6	256	35	1109	2794	466	80	212	-	-	4958
Piso 6: Superior	-	4	275	31	1019	2391	1287	949	1013	-	35	7004
Piso 5: Superior	-	4	254	59	1019	2346	1361	949	1013	-	35	7040
Piso 4: Superior	-	4	224	99	1019	2286	1471	949	1013	-	35	7100
Piso 3: Superior	-	4	184	149	1019	2205	1588	998	1013	-	35	7195
Piso 2: Primeiro	-	1	194	155	1683	2105	1319	3930	537	-	125	10049
Piso 1: Baldrames	-	38	41	354	33	539	480	518	447	-	-	2450
Piso 0: Fundacao	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Totais	-	67	1691	1326	7284	16655	8504	8582	5352	-	265	49726

Quadro 11 – Quantidade de armadura passiva utilizada no sistema LLMP

Fonte: Relatório de materiais TQS (2017)

Resumo de Materiais												
Bitola	3.2	4.2	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	22.0	25.0	Aço
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
Fiso 10: Tampa	-	1	39	7	203	207	149	63	48	-	-	717
Fiso 9: Caixa dagua	-	1	41	7	144	499	239	83	56	-	-	1070
Fiso 8: Barrilete	-	4	176	430	72	1218	199	-	-	-	-	2099
Fiso 7: Solarium	-	7	231	37	314	3034	729	524	310	-	-	5186
Fiso 6: Superior	-	4	274	31	192	2342	1777	1915	1005	-	35	7575
Fiso 5: Superior	-	4	253	59	192	2297	1851	1915	1005	-	35	7611
Fiso 4: Superior	-	4	223	99	192	2237	1961	1915	1005	-	35	7671
Fiso 3: Superior	-	4	194	140	192	2178	2056	1964	1005	-	35	7768
Fiso 2: Primeiro	-	1	265	136	288	3167	2331	4841	1503	-	125	12657
Fiso 1: Baldrame	-	39	41	361	30	546	468	506	447	-	-	2438
Fiso 0: Fundacao	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Totais	-	69	1737	1307	1819	17725	11760	13726	6384	-	265	54792

Quadro 12 – Quantidade de armadura passiva utilizada no sistema LLMA

Fonte: Relatório de materiais TQS (2017)

Diâmetro nominal (mm)	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Massa nominal (kg/m)	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção (mm ²)	Perímetro (mm)
Barras				
6,3	0,245	±7%	31,2	19,8
8	0,395	±7%	50,3	25,1
10	0,617	±6%	78,5	31,4
12,5	0,963	±6%	122,7	39,3
16	1,578	±5%	201,1	50,3
20	2,466	±5%	314,2	62,8
22	2,984	±4%	380,1	69,1
25	3,853	±4%	490,9	78,5
32	6,313	±4%	804,2	100,5
40	9,865	±4%	1256,6	125,7

Quadro 13 – Características das barras de concreto armado conforme diâmetro

Fonte: Adaptado NBR 7480 (2007)

Quanto à escolha do aço de armadura ativa para o estudo de caso, foi utilizada armadura ativa pós-tracionada de protensão e não aderente, conforme definição da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“Concreto protendido em que o alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, sem aderência com o concreto e de modo permanente.”

Na laje protendida foram utilizadas monocordoalhas engraxadas do tipo CP-190 RB de diâmetro nominal 12,7 mm, massa específica aproximada de 0,890 kg/m e módulo de elasticidade de 202 kN/mm², conforme propriedades mecânicas definidas na NBR 7483 (ABNT, 2004) e Quadro 14.

CARACTERÍSTICAS DAS CORDOALHAS DE AÇO CP190 PARA PROTENSÃO NÃO ADERENTE		
ESPECIFICAÇÃO	Ø12,7 mm ou Ø1/2"	Ø15,2 mm ou Ø5/8"
Diâmetro nominal da cordoalha*	12,7mm	15,2mm
Área nominal da seção de aço da cordoalha* (valor recomendado para cálculo estrutural)	100,9mm ²	143,4mm ²
Massa nominal*	0,890 kg/m	1,240 kg/m
Carga de ruptura mínima*	18730 kgf = 187,30 kN	26580 kgf = 265,80 kN
Carga a 1% de deformação mínima*	16860 kgf = 168,60 kN	23920 kgf = 239,20 kN
Relaxação máxima após 1000h*	3,5%	3,5%
Módulo de elasticidade**	202 kN/mm ² , +/-3%	202 kN/mm ² , +/- 3%

* Conforme NBR 7483:2004 ** Conforme a NBR 7483:2004, este valor é fornecido pelo fabricante. Adotamos valor sugerido em Catálogo Beigo / Setembro 2003.

Quadro 14 – Características das cordoalhas para protensão não aderente

Fonte: Schmid (2012)

Os elementos de protensão utilizados por pavimento (Figura 33), bem como a quantidade necessária destes para cada laje protendida específica do sistema estrutural foram definidos mediante o *software* TQS e constam no Quadro 15.

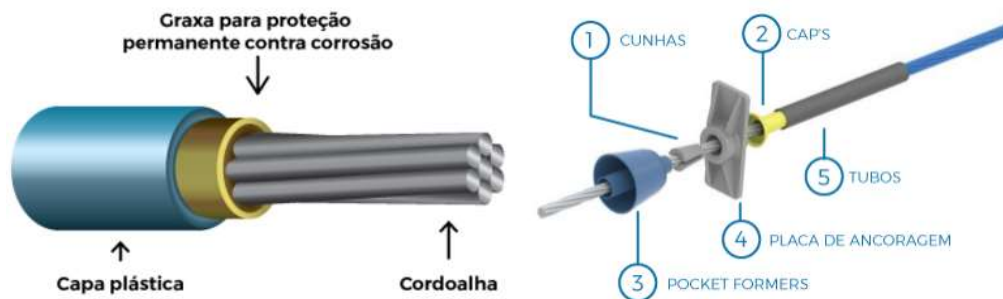


Figura 33 – Elementos de protensão utilizados na LLMP

Fonte: Impacto Sul Protensão (2017)

Resumo de protensão			
-	CP190 RB 12.7	AncA	AncP
-	kg	-	-
Fiso 7: Solarium	745.11	80	80
Fiso 6: Superior	914.70	98	98
Fiso 5: Superior	914.70	98	98
Fiso 4: Superior	914.70	98	98
Fiso 3: Superior	914.70	98	98
Fiso 2: Primeiro	1678.21	140	140
Totais	6082.11	612	612

Quadro 15 – Quantidade de monocordoalhas para protensão não aderente

Fonte: Relatório de materiais TQS (2017)

Para a estimativa inicial das cargas atuantes na estrutura global do edifício, levaram-se em consideração as diretrizes da NBR 6120 (ABNT, 1980) e o material didático da USP do Departamento de Engenharia de Estruturas, compilado por Giongo (2007). No quesito cargas permanentes foi considerado o peso próprio do sistema estrutural como um todo e de seus componentes, a saber:

- Revestimento de piso mínimo estipulado por norma: 1 kN/m²;
- Blocos cerâmicos com 15 cm de espessura e revestidos com argamassa: 7,12 kN/m;
- Blocos cerâmicos com 20 cm de espessura e revestidos com argamassa: 9,09 kN/m;
- Peitoril das sacadas: 1,356 kN/m;
- Porta janela para sacadas: 0,78 kN/m;
- Plano de vidro para salão de festas e térreo: 0,78 kN/m;
- Faixas verticais de vidro da fachada: 0,819 kN/m;
- Parede de gesso acartonado: 0,647 kN/m;
- Portas instaladas em alvenaria de 15 cm: 2,77 kN/m;
- Portas instaladas em alvenaria de 20 cm: 3,36 kN/m;
- Portas instaladas em gesso acartonado: 0,82 kN/m;
- Revestimento de fachada em pedra: 1,35 kN/m;
- Revestimento de fachada em pedra com janelas de 1,50 m de altura: 0,68 kN/m;
- Janelas de 1,50 m de altura em parede de 15 cm: 3,59 kN/m;
- Janelas de 1,50 m de altura em parede de 20 cm: 4,58 kN/m;
- Janelas de 0,80 m de altura em parede de 20 cm: 6,68 kN/m;
- Platibanda de 0,80 m do telhado verde na laje do térreo: 1,90 kN/m;
- Platibanda de 0,15 m do telhado verde na laje de cobertura: 0,36 kN/m;
- Pilaretes de sustentação da platibanda: 0,3 kN (lançado como carga pontual);
- Parede de contorno do *Solarium* e laje técnica: 2,4 kN/m;
- Parede de contorno do *Solarium* e laje técnica com pedra: 3,21 kN/m;
- Minhocário na laje técnica: 18,85 kN/m²;
- Placa solar na laje técnica: 0,114 kN/m²;
- Lâmina d'água de 15 cm em telhados: 1,5 kN/m²;
- Forro de painéis de gesso: 0,5 kN/m²;
- Porta corta-fogo em alvenaria de 15 cm: 2,80 kN/m;
- Porta corta-fogo em alvenaria de 20 cm: 3,39 kN/m;
- Cobertura de terra para laje verde: 1,8 kN/m²;
- Carregamento casa de máquinas do elevador: 7,5 kN/m²;

- Ganchos de elevação do elevador: 7,36 kN (lançado como carga pontual).

O peso próprio das estruturas em si (lajes, pilares, baldrames, escadas) foi calculado automaticamente pelo programa e lançado como esforços solicitantes. Para maiores detalhes referentes aos cálculos realizados na obtenção dos valores de carregamentos acima listados, verificar Anexo A.

No quesito cargas acidentais foi alimentado no programa as cargas oriundas da utilização do espaço, conforme dita a NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo desconsideradas para efeito de simplificação esforços devido variação térmica e vibração, a saber:

- Edifício Residencial - dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiros: 1,5 kN/m²;
- Edifício Residencial - despensa, área de serviço e lavanderia: 2,0 kN/m²;
- Corredores com acesso ao público: 3,0 kN/m²;
- Escadas com acesso ao público: 3,0 kN/m²;
- Terraço com acesso ao público: 3,0 kN/m²;
- Carga de caixa d'água, dimensionada via NBR 5626 (ABNT, 1998) - Instalação Predial de Água Fria, considerada mediante peso específico de 10 kN/m³. A carga de água dos reservatórios, embora possua um caráter mais permanente, é abordada no item 14.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que se refere às cargas variáveis e, portanto, está sujeita aos coeficientes relacionados a esse tipo de carregamento: 13,8 kN/m²;
- Carga de água do ofurô (*Solarium*): 6,5 kN/m² (valor obtido em função de seu volume máximo e sua área em planta);
- Carga de vento: a carga de vento foi levantada automaticamente pelo TQS segundo a NBR 6123 (ABNT, 2013), em função de uma velocidade característica padrão, arbitrando-se o fator topográfico e a rugosidade do terreno. A partir da forma da edificação foi avaliado o coeficiente de arrasto, tomando-se as medidas simplificadoras necessárias para se atingir um valor aproximado, porém verossímil, de uma situação de carregamento real. Maiores detalhes serão abordados no item 4.5.4 relativo à análise de deslocamentos da estrutura global devido ao vento;
- O pavimento térreo conta com cargas de utilizações variadas devido à natureza distinta de uso de seus ambientes. Para o salão de festas adotou-se a categoria de restaurantes (3 kN/m²). Para os depósitos (depósito de material de limpeza e depósito de lixo) optou-se por adotar valores conservadores de 2 kN/m², compatíveis com a categoria de dispensas;

- Para as copas, vestiário e banheiros utilizou-se o valor tabelado de 1,5 kN/m². O *hall*, sendo um vestíbulo com acesso a pessoas, foi carregado com 3kN/m². Atribuiu-se ainda segundo a norma um valor de 3 kN/m² para a cozinha.

4.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE LLMA E LLMP

Para o lançamento da estrutura no TQS no estudo preliminar de projeto, foram levados em conta potenciais pontos de conflito, discutidos pelos autores deste trabalho, conflitos estes de origem estrutural e arquitetônica, atentando-se sempre para as regiões onde haviam maior atuação de carregamentos.

Estes pontos de conflito, apesar de existirem, foram suavizados pelo próprio modo como o anteprojeto arquitetônico foi executado, uma vez que os autores se atentaram para algumas questões, como a de se manter a carga da caixa d'água e as máquinas do elevador alinhadas com o núcleo rígido oferecido pela escada enclausurada. Cuidou-se ainda da dimensão máxima dos balanços, que ficou em valores limitados a 2,2 m. Durante a fase de projeto arquitetônico ainda se verificou o alinhamento vertical dos pavimentos com os andares inferiores e superiores, removendo-se qualquer excentricidade e mantendo ainda, a simetria monoaxial destes. Essa compatibilização, além de ter favorecido a distribuição das cargas permitiu que houvessem colunas de pilares alinhados da base ao topo, simplificando a transferência das cargas para os pavimentos inferiores.

Entretanto, embora medidas facilitadoras tenham sido tomadas, questões complicadoras foram observadas. Entre estas questões pode-se ressaltar a presença da carga gerada pelo ofurô de capacidade para até 1.650 litros quando totalmente cheio, gerando uma carga de até 16,5 kN em uma área de apenas 2,54 m². Apesar de se ter atentado para que este ficasse posicionado em uma região com possibilidade de locação de vários pilares no pavimento inferior, a opção pela tipologia de laje lisa maciça apresentou aumento do esforço cortante no apoio da laje sobre o pilar. A presença do minhocário na laje técnica do *Solarium* aplicando uma carga de 18,85 kN/m² diretamente na laje, gerou deslocamentos excessivos que demandou o aumento da seção dos pilares no pavimento imediatamente abaixo.

Outro potencial complicador surgiu no térreo, que conta com um grande vão de cerca de 9 m em sua maior dimensão e comprimentos transversais também próximos a isto, gerando deslocamentos excessivos nos baldrames e na laje de teto do pavimento. O alinhamento dos pilares dos pavimentos tipo, por necessidade funcional dos ambientes internos dos apartamentos, demandou o surgimento de pilares no *hall* de entrada, próximos ao elevador. O telhado verde sobre boa parte da laje de cobertura do térreo, de espessura média de 10 cm e

valor médio de peso específico de solo, representou um valor de sobrecarga de $1,8 \text{ kN/m}^2$, o que associado ao grande vão mencionado, exigiu mais das armaduras passivas e ativas.

O poço da escada enclausurada e do elevador, que a *priori* formaram bons núcleos rígidos, auxiliaram a aumentar a estabilidade da estrutura contra esforços laterais, que tende a ser diminuída com o uso de lajes lisas. Para o projeto da estrutura em LLMA e LLMP, dado o fato de que as vigas foram dispensadas, houve uma considerável simplificação na elaboração do pré-lançamento estrutural.

4.5 ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A análise de uma estrutura consiste em determinar esforços solicitantes e deslocamentos por meio de modelos matemáticos (FONTES *et al.*, 2005). A comparação do comportamento estrutural entre as lajes lisas maciças armadas e as lajes lisas maciças protendidas neste estudo de caso, permitiu analisar: deslocamentos locais e globais em ELS, máximos esforços solicitantes no ELS por pavimento em termos de tração e compressão, disposição das armaduras de punção e deslocamento devido à força do vento.

O edifício residencial foi modelado via TQS, lançando-se seus elementos estruturais e carregamentos para ambas as tipologias. Na Figura 34 se tem o objeto de estudo global resultante da modelagem e sua condição de contorno igual para as duas lajes.

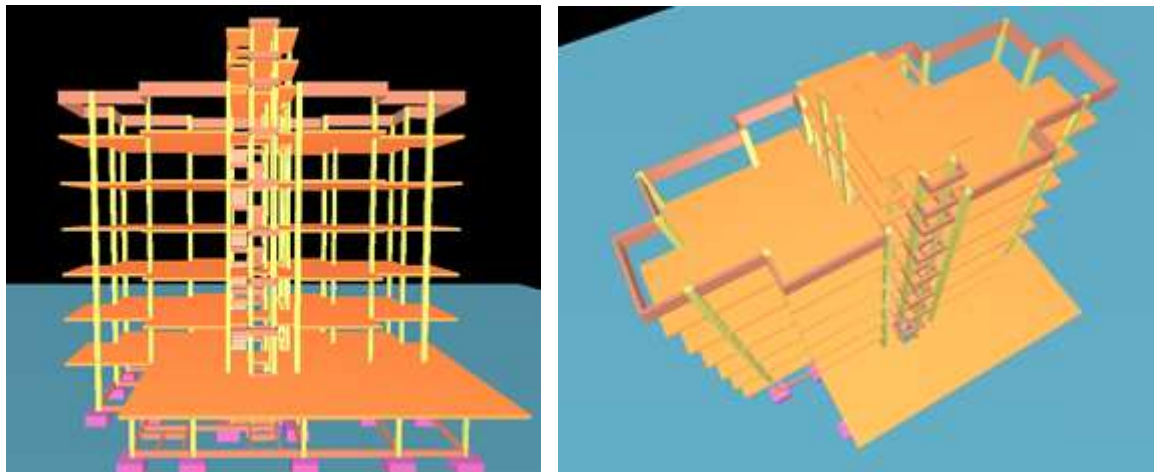


Figura 34 – Objeto de estudo global resultante da modelagem via TQS

Fonte: Autoria própria (2017)

Optou-se por manter uma mesma estrutura base para as duas lajes, variando apenas a laje no tocante às armaduras ativas e passivas. Isto foi para se obter maiores efeitos na aproximação entre o comportamento de resposta estrutural de LLMP e LLMA. Para diminuir ao máximo as variáveis de projeto que poderiam influenciar nos resultados finais, as espessuras

entre as duas tipologias, as seções e locações dos pilares de sustentação não foram alterados. Conforme Schmid (2009) e Figura 35, as espessuras entre as lajes lisas maciças armadas e protendidas tendem a ser iguais na medida em que se diminui o vão do pavimento. Para o presente estudo de caso, isso se adequa perfeitamente, visto que em sua maioria os vãos eixo a eixo dos pilares não ultrapassam 4,5 m, conforme apresentado no Quadro 16.

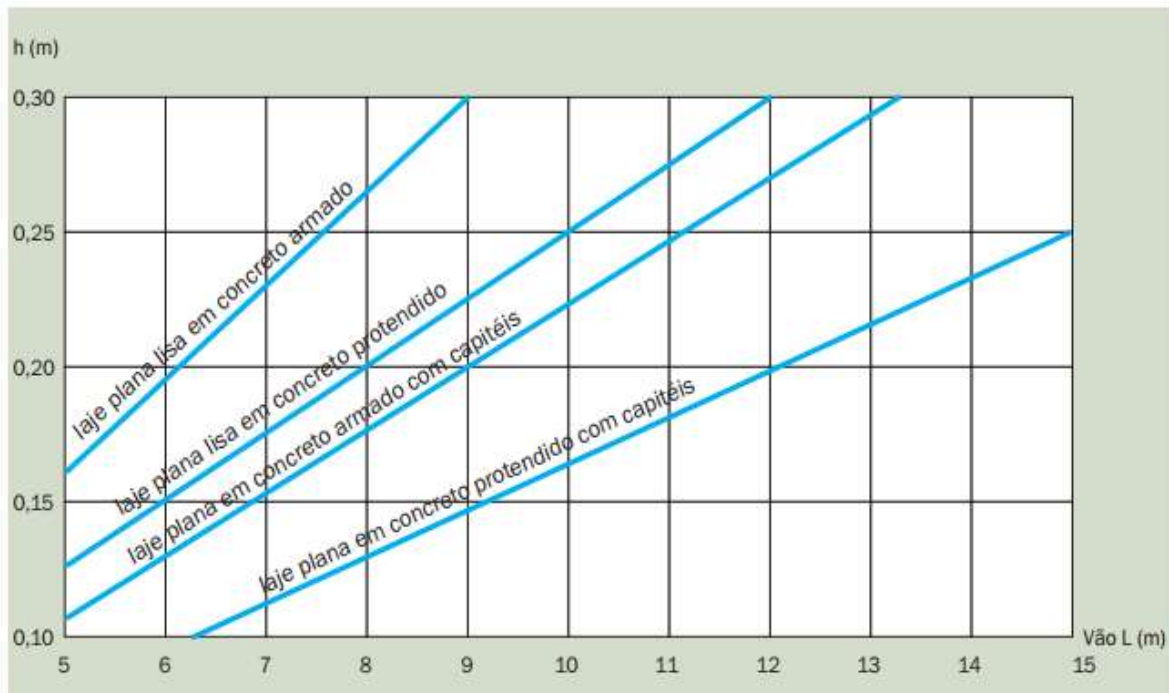


Figura 35 – Comparativo para lajes em concreto armado e protendido

Fonte: Schmid (2009)

Pavimentos	Nº	Vão mínimo entre pilares (m)	Vão máximo entre pilares (m)
Caixa d'água	9	1,53	4,46
Barrilete	8	1,53	4,46
<i>Solarium</i>	7	1,32	5,79
Superior5	6	1,53	3,85
Superior4	5	1,53	3,85
Superior3	4	1,53	3,85
Superior2	3	1,53	3,85
Superior1	2	1,53	3,85
Primeiro	1	1,53	9,35

Quadro 16 – Vãos mínimos e máximos entre pilares

Fonte: Autoria própria (2017)

As espessuras de lajes utilizadas na modelagem e cálculo computacional respeitaram as dimensões mínimas estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e foram as seguintes: laje de cobertura (tampa) = 20 cm, laje de piso da caixa d'água = 25 cm, laje de piso do

barrilete = 22 cm, laje de piso do *Solarium* = 22 cm, lajes dos pavimentos tipo (Superior) = 22 cm e laje de cobertura do térreo (Primeiro) = 22 cm. Esta variação entre as espessuras das lajes dos pavimentos se deu em razão dos carregamentos diferenciados por utilização, visto que na caixa d'água tem-se uma solicitação de 13,8 kN/m² e na laje de cobertura da tampa não há solicitações de uso. Para maior entendimento apresenta-se na Figura 36 o corte esquemático do edifício em estrutura base automaticamente gerado pelo TQS, sendo possível visualizar as distâncias entre pavimentos, cotas e nomenclaturas.

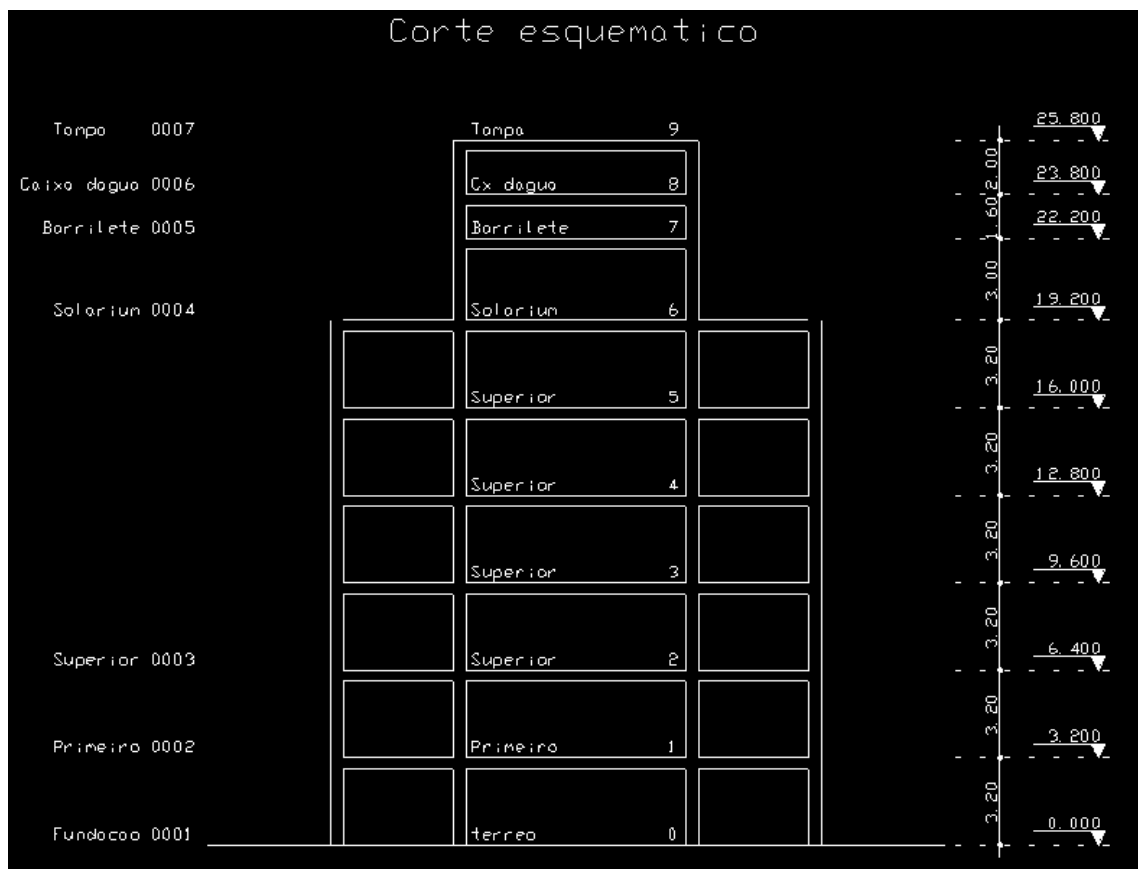


Figura 36 – Corte esquemático do edifício em estrutura base

Fonte: Modelador estrutural TQS (2017)

Vale ressaltar aqui também que, para o modelo estudado, não foram considerados efeitos de vibrações e variações de temperatura na estrutura, obtendo-se uma análise quase estática, com exceção da verificação de ações do vento. Não foram utilizadas vigas de bordo nas lajes lisas, com o intuito de observar os deslocamentos provocados em suas extremidades e verificar diferença entre as tipologias, visto que este fenômeno é comumente observado em lajes com estas características. As poucas vigas que foram lançadas na estrutura tiveram o objetivo de reforçar o núcleo rígido do edifício (elevador e escadas), núcleo este que serviu de apoio para as lajes lisas e estabeleceu certo contraventamento aos esforços laterais provocados

pelo vento. Para efeito de simplificação, foi desconsiderada a fundação e as interações solo-estrutura no cálculo computacional, apresentando aqui apenas o comportamento das vigas de baldrame e quantificando somente o consumo de materiais dos baldrames e da laje de piso (sem efeito estrutural no conjunto). Quanto à aplicação da protensão nas lajes, esta foi feita nos pavimentos *Solarium*, Superiores (tipo) e térreo, visto que os demais são pavimentos técnicos que não justificariam seu uso, sendo mantidos apenas armados. Na comparação dos dois edifícios de mesma estrutura base (com LLMA e LLMP), levaram-se em consideração estes aspectos, apresentando os custos com base no todo de cada edifício e com base na análise apenas dos pavimentos que tiveram alteração de armaduras.

4.5.1 Ações e combinações

São apresentadas no Quadro 17 as cargas médias utilizadas em cada um dos pisos para o dimensionamento da estrutura, sendo estas iguais em LLMA e LLMP. A carga média de um piso é a razão entre todas as cargas verticais características (peso-próprio, permanentes e acidentais) pela área total estimada de laje.

Piso	Peso próprio (tf/m ²)	Permanente (tf/m ²)	Acidental (tf/m ²)
Tampa	0,50	0,60	0,28
Caixa d'água	0,63	0,20	1,47
Barrilete	1,02	0,90	0,10
<i>Solarium</i>	0,56	0,57	0,23
Superior	0,56	0,67	0,16
Primeiro	0,55	0,47	0,17
Baldrames	1,00	5,36	0,00

Quadro 17 – Cargas médias por área de laje

Fonte: Autoria própria (2017)

Os valores das cargas listados no Quadro 17 foram obtidos do modelo computacional dos pisos e não apresentam o peso próprio dos pilares. A distribuição de cargas total por piso, considerando o peso próprio dos pilares, bem como o somatório de forças de reação da estrutura obtido pelo MAG, são mostrados na Tabela 1. Como não se variaram as espessuras das lajes nem a seção e posicionamento dos pilares entre as tipologias, estes valores foram iguais para ambas.

Tabela 1 – Distribuição de cargas por pavimento

Distribuição de cargas

Pavimento	Piso	Carga aplicada (tf)	Área (m ²)	Carga média (tf/m ²)	Soma de reações (tf)
Tampa	10	42.0 - 4.0 = 38.0	27.0	1.55	37.5
Caixa d'agua	9	102.9 - 4.2 = 98.8	42.8	2.40	98.3
Barrilete	8	132.7 - 20.9 = 111.8	54.8	2.42	110.7
Solarium	7	347.9 - 23.2 = 324.7	240.7	1.45	327.2
Superior	6	357.5 - 23.2 = 334.3	239.2	1.49	332.0
Superior	5	357.5 - 23.2 = 334.3	239.2	1.49	332.0
Superior	4	357.5 - 23.2 = 334.3	239.2	1.49	332.0
Superior	3	357.5 - 23.2 = 334.3	239.2	1.49	332.0
Primeiro	2	475.4 - 25.8 = 449.5	378.9	1.25	454.1
Baldrames	1	271.8 - 3.2 = 268.6	42.0	6.47	267.2
Fundacao	0	.0 - .0 = .0	.0	.0	.0
		2802.6 - 174.1 = 2628.5	1743.3	1.61	2623.1

A carga aplicada é estimada e exclusiva para o processo simplificado. O valor subtraído corresponde ao peso-próprio dos pilares. A soma de reações é obtida no modelo da grelha (não inclui o peso-próprio dos pilares). Todos os valores incluem 100% das cargas variáveis (caso 1). Todos os valores são característicos (não majorados).

Fonte: Relatório estrutural TQS (2017)

As combinações de ações que o *software* considerou para a análise computacional de deslocamentos e esforços das estruturas globais foram baseadas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e no item 2.2 da presente pesquisa. O programa apresentou uma série de combinações específicas para cada tipologia, sendo que para a LLMP o número de combinações realizadas foi o dobro, conforme Quadro 18 e Quadro 19. Isso se deve principalmente à atuação das forças de protensão na estrutura, como o hiperestático de protensão e a necessidade de analisar a situação de tensões geradas no edifício no ato de sua execução. Das listas de combinações de ações apresentadas pelo programa, optou-se por comparar o comportamento estrutural das tipologias em serviço (ELS), assim escolhendo dentre as opções disponíveis para este estado, a que representasse situação de solicitação semelhante para ambas. Na estrutura em laje lisa maciça armada analisou-se a combinação 14 (ELS/Cfreq/Pp + Perm + 0,7.Acid) e na laje lisa maciça protendida a combinação 17 (ELS/Cfreq/Pp + Perm + Hiper + 0,7.Acid).

Tipo	Título	Número de casos
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	36
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	36
FOGO	Verificações em situação de incêndio	4
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	4
ATOPRO	Carregamento no ato da protensão - tensões	2
CTRM	Combinação total não majorada - As Passiva	18
CFREQ	Combinação frequente - tensões/fissuração/As passiva	5
QCPERM	Combinação quase permanente - tensões/fissuração	1
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	10
		TOTAL = 128

Quadro 18 – Combinações no modelo global para LLMP

Fonte: Relatório estrutural TQS (2017)

Tipo	Título	Número de casos
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
FOGO	Verificações em situação de incêndio	2
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0
		TOTAL = 52

Quadro 19 – Combinações no modelo global para LLMA

Fonte: Relatório estrutural TQS (2017)

A diferença entre as combinações de ações 14 e 17 é somente devido à parcela destinada ao hiperestático de protensão, servindo como boa base comparativa das estruturas em situações cotidianas de uso.

4.5.2 Considerações sobre a modelagem estrutural

Na análise estrutural dos edifícios foi utilizado o 'Modelo 6' do sistema CAD/TQS. Este modelo consistiu em um único modelo de cálculo. Os edifícios foram modelados por um pórtico espacial único em MPE, composto por elementos que simularam os pilares e as lajes da estrutura. Desta forma, além dos pilares, as lajes passaram a resistir parte dos esforços gerados pelas cargas horizontais (como o vento), situação esta não flagrada em outros modelos do CAD/TQS. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nos pilares e lajes foram calculados como pórtico espacial único para ambas as tipologias.

No modelo de pórtico foram incluídos todos os pilares, além da consideração do diafragma rígido formado nos planos de cada pavimento (lajes). A rigidez à flexão das lajes foi desprezada na análise de esforços horizontais (vento) para ambas as tipologias. Os pórticos espaciais foram modelados com todos os pavimentos do edifício, para a avaliação dos efeitos das ações horizontais e os efeitos de redistribuição de esforços em toda a estrutura devido aos carregamentos verticais. As cargas verticais atuantes nos pilares do pórtico foram extraídas de modelos de grelha de cada um dos pavimentos. Foram utilizados dois modelos de pórtico espacial: um específico para análises de Estado Limite Último (ELU) e outro para o Estado Limite de Serviço (ELS), sendo no presente trabalho somente avaliado os deslocamentos da estrutura em ELS.

A análise do comportamento estrutural dos pavimentos para LLMP e LLMA foi realizada através de modelos de grelha em MAG, conforme Figura 37.

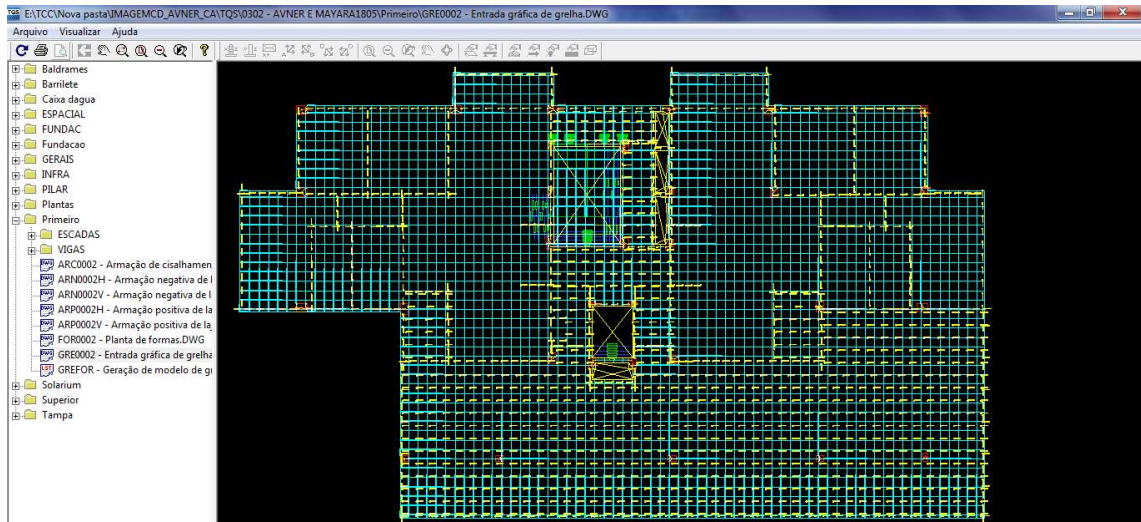


Figura 37 – Entrada gráfica de grelha na LLMA de teto do Pavimento Térreo

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

Nestes modelos as lajes foram integralmente consideradas, junto com as vigas do núcleo central e os apoios formados pelos pilares existentes. O tipo de modelo estrutural utilizado em cada um dos pavimentos foi o ‘Modelo de Lajes Planas’. Os esforços obtidos dos modelos estruturais dos pavimentos foram utilizados para o dimensionamento das lajes lisas à flexão e cisalhamento (punção). Na Figura 38 tem-se o exemplo de dimensionamento de armaduras negativas horizontais, para a laje lisa maciça armada dos pavimentos tipo, gerado automaticamente pelo TQS. Já na Figura 39 tem-se a disposição de monocordoalhas engraxadas na laje lisa maciça protendida dos pavimentos tipo, também gerada via *software*.



Figura 38 – Dimensionamento de armaduras negativas horizontais em LLMA

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

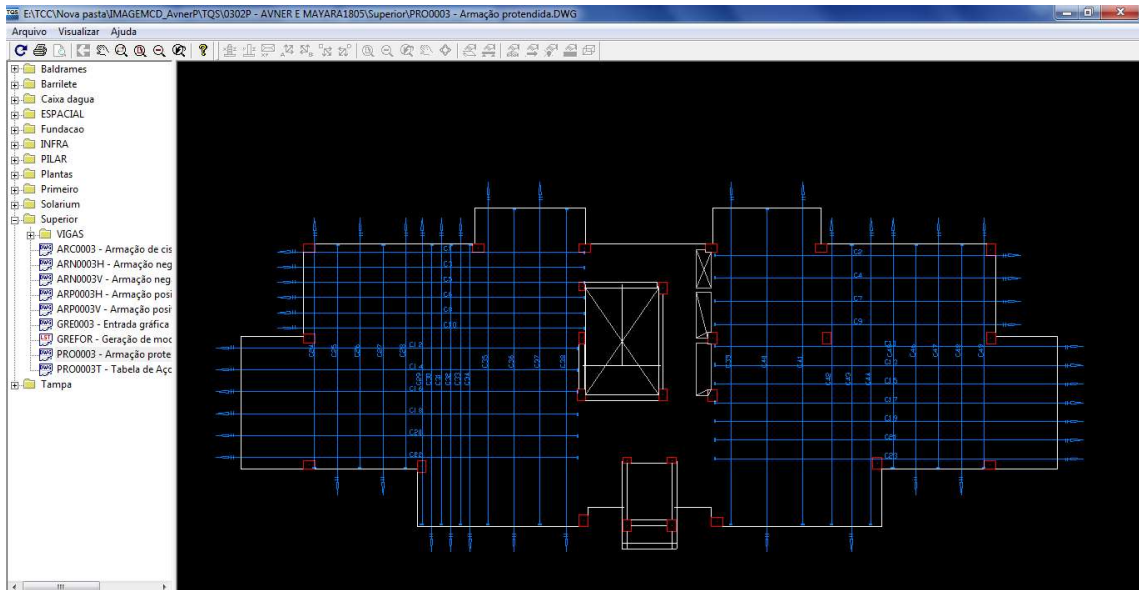


Figura 39 – Disposição de monocordoalhas engraxadas em LLMP

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

4.5.3 Parâmetros estruturais qualitativos

Os parâmetros estruturais qualitativos de ambas as estruturas foram os mesmos, visto que eles estão relacionados à estrutura base da edificação (mesma espessura de laje e mesma seção de pilares). O relatório estrutural do TQS considera como parâmetros estruturais qualitativos o índice de esbeltez do edifício e a densidade de pilares.

A esbeltez do edifício, segundo Fonte *et al.* (2005), representa um índice de esbeltez de corpo rígido, apresentando raciocínio semelhante conforme consta na Figura 40.

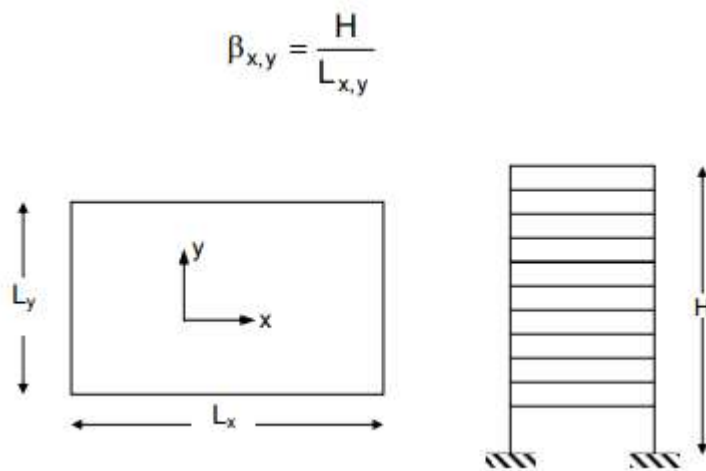


Figura 40 – Índice de esbeltez para edifícios

Fonte: Fonte *et al.* (2005)

Onde H é a altura total da edificação, e $L_{x,y}$ é o comprimento, em planta, nas direções X e Y . Os limites, para classificação das edificações segundo o índice de esbeltez são:

$\beta_{x,y} \leq 4$ edifício de pequena esbeltez

$4 < \beta_{x,y} \leq 6$ edifício de média esbeltez

$\beta_{x,y} > 6$ edifício de alta esbeltez

O TQS calcula a esbeltez por meio de simplificação, considerando o comprimento apenas da menor dimensão da edificação. Como o edifício não foi alterado em altura (25,80 m) e comprimento (10,88 m), em relação às tipologias, apresentou um índice de esbeltez de 2,37, demonstrando ser edificação de pequena esbeltez. Esta pequena esbeltez do edifício em estudo foi um auxiliar para minimizar a instabilidade global lateral que surgiu com a aplicação de lajes lisas maciças, sem vigas de bordo. Isto implica em dizer que, a aplicação de lajes lisas maciças sem vigas de bordo, tanto armadas quanto protendidas, torna-se mais viável à medida que se tem edifícios de pequena e média esbeltez.

A densidade de pilares é a razão da área do pavimento pelo número de pilares existentes neste. Para o edifício em estudo, tem-se uma mesma densidade em ambas as tipologias, conforme Quadro 20, uma vez que se priorizou diminuir as variáveis influenciadoras no comportamento estrutural das lajes lisas analisadas.

Pavimentos	Densidade de pilares (m ²)
Tampa	3,4
Caixa d'agua	4,3
Barrilete	2,2
<i>Solarium</i>	9,3
Superior	9,2
Primeiro	12,2
Baldrames	1,4

Quadro 20 – Densidade de pilares por pavimento

Fonte: Autoria própria (2017)

Segundo o Engenheiro Aldo Dórea Mattos Pini (2014), a área de influência de um pilar em média não deve ultrapassar 12,5 m² para edifícios residenciais. Esta informação confirma que a densidade de pilares obtida no estudo de caso é ideal, sendo em maioria bem abaixo do valor médio máximo indicado, contribuindo para maior sustentação das lajes lisas analisadas. Vale ressaltar que a presente pesquisa não se preocupou em realizar a otimização das estruturas neste quesito, uma vez que a intenção era justamente trabalhar com vãos menores.

4.5.4 Estabilidade global do edifício em estudo

Existem inúmeros fatores que influenciam a estabilidade global de um edifício. Alguns são mais significativos, outros praticamente desprezíveis. Quanto aos elementos de laje, a influência de sua rigidez é muito pequena, não adiantando aumentar muito sua altura para tentar conter problemas de instabilidade (WORDELL, 2003). Os pórticos que estabilizam a estrutura são em suma, formados por pilares e vigas, e quando não há a presença das mesmas, como no caso das lajes lisas, devem-se utilizar núcleos rígidos como apoio.

Além da rigidez da própria estrutura e suas ligações laje-pilar, as cargas verticais aplicadas na mesma também influenciam a estabilidade global do edifício. Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente. Esses deslocamentos podem, em certos casos, causar o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem (CHINEM, 2010). Para o estudo de caso, os deslocamentos horizontais do modelo global das edificações em LLMP e LLMA no ELS, mantiveram-se os mesmos e dentro dos valores de referência estipulados na NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Tabela 2. Para o cálculo do deslocamento horizontal no topo do edifício, utilizou-se a altura total do mesmo ($H = 25,80$ m) e para o cálculo do deslocamento horizontal entre pisos, utilizou-se a altura entre pisos ($H_i = 3,20$ m).

Tabela 2 – Deslocamento global horizontal do edifício em estudo

Deslocamento	Valor máximo (cm)	Referência (cm)
Topo do edifício (cm)	$(H / 3061) = 0,84$	$(H / 1700) = 1,52$
Entre pisos (cm)	$(H_i / 1801) = 0,18$	$(H_i / 850) = 0,38$

Fonte: Autoria própria (2017)

No quesito flechas máximas da estrutura global, estas apresentaram diferenças para o sistema em lajes lisas armadas e o sistema em lajes lisas protendidas, porém com variação na ordem de 1,07% apenas, como consta na Tabela 3. Nota-se que a tipologia em LLMP teve um leve decréscimo no deslocamento global vertical, possivelmente devido ações da protensão que tendem a contrabalancear flechas excessivas. Mesmo diante deste fato, ainda sim se pode dizer que ambas as tipologias apresentaram comportamento estrutural equivalente.

Tabela 3 – Máximo deslocamento global vertical por tipologia

LLMA (cm)	LLMP (cm)
- 2,84	- 2,81

Fonte: Autoria própria (2017)

As flechas máximas obtidas na estrutura global para ambas as tipologias, apareceram nas bordas das lajes lisas devido a não utilização de vigas de bordo. Na Figura 41 é demonstrado o comportamento das flechas para LLMA, à esquerda, e para LLMP, à direita, e suas localizações aproximadas.

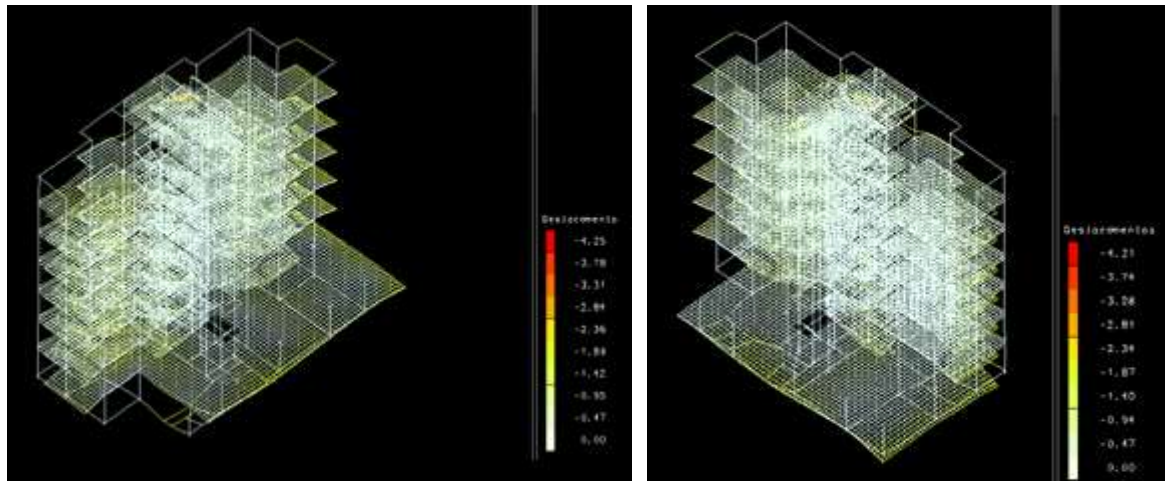


Figura 41 – Diagrama de cores para flechas máximas em estrutura global

Fonte: TQS (2017)

A ação do vento é a principal causa dos esforços horizontais nas edificações altas, combinada à assimetria da geometria da estrutura, que pode provocar importantes deslocamentos horizontais. A magnitude das cargas horizontais aplicadas à estrutura, não tem influência em sua estabilidade global entre as duas tipologias. Por exemplo, se for aumentada a velocidade do vento de 38 m/s para 40 m/s em uma mesma estrutura, o valor do coeficiente γ_z não se altera. Isto ocorre porque quando se dobra o valor da força horizontal, dobra-se também o valor do deslocamento horizontal, mantendo a relação do momento de tombamento do mesmo (CHINEM, 2010). Logo, a magnitude das cargas verticais aplicadas, tais como o peso próprio e a sobrecarga acidental, é que tem influência direta na estabilidade global da estrutura, podendo deixá-la instável.

A seguir são apresentados os fatores de cálculo utilizados pelo TQS para a definição das ações de vento incidentes sobre a estrutura, conforme NBR 6123 (ABNT, 2013):

- Velocidade básica (m/s): 45,0 (isopleta de velocidade para o estado do Paraná);
- Fator topográfico (S1): 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado);
- Categoria de rugosidade (S2): IV (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada);
- Classe da edificação (S2): 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);

- Fator estatístico (S3): 1,0 (edificações para hotéis e residências).

Na Tabela 4 que se segue são mostrados os valores de coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada através dos fatores apresentados anteriormente.

Tabela 4 – Caracterização do vento na estrutura

Caso	Ângulo (°)	Coef. arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
7	90	1,00	637,2	0,183
8	270	1,00	637,2	0,183
9	0	1,00	304,0	0,183
10	180	1,00	304,0	0,183

Fonte: Autoria própria (2017)

Os deslocamentos na estrutura global devido somente ao esforço horizontal do vento foram os mesmos para ambas as tipologias, visto que as condições de contorno se mantêm. Na Figura 42, tem-se o deslocamento máximo da estrutura para ventos na direção 0° e 180°, à esquerda, e o deslocamento máximo para ventos na direção 90° e 270°, à direita, respectivamente.

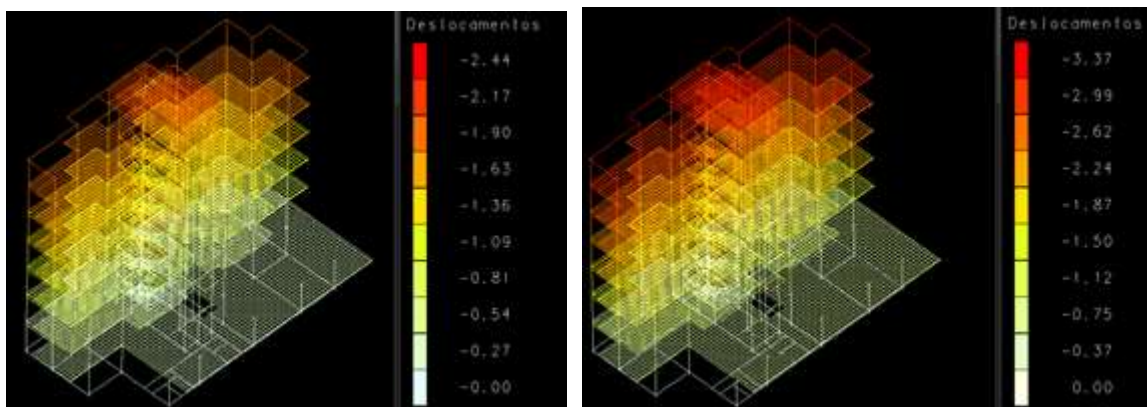


Figura 42 – Diagrama de cores para deslocamentos horizontais devido ao vento

Fonte: TQS (2017)

Nota-se que, como era de se esperar, os pavimentos mais altos foram os que sofreram maior deslocamento horizontal, sendo os ventos na direção 90° e 270° os mais desfavoráveis para a estrutura, representando efeito 38,10% maior em relação aos ventos em 0° e 180°.

4.5.5 Esforços solicitantes principais em LLMA e LLMP

Os esforços principais dos pavimentos das estruturas analisadas compreendem em: momentos em torno do eixo local y, forças verticais na direção local z e forças horizontais na direção local x, conforme eixo de coordenadas locais da Figura 43.

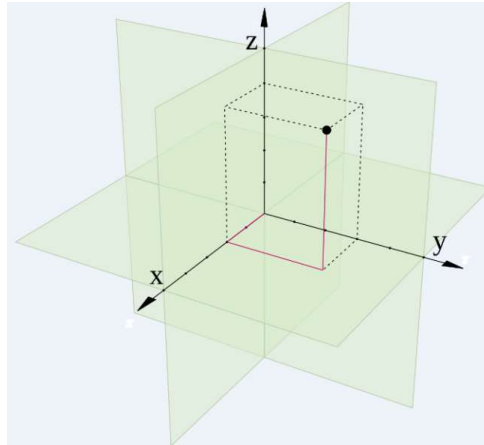


Figura 43 – Eixo de coordenadas locais

Fonte: TQS (2017)

Os valores calculados pelo TQS por meio do MAG foram dados em função do efeito de tração (sinal positivo) e compressão (sinal negativo) nas lajes lisas maciças comparadas. Como não foi aplicada a protensão nos pavimentos técnicos da estrutura do estudo de caso, os pisos Tampa, Caixa d'água e Barrilete não obtiveram diferenças de esforços em relação à LLMA. O piso Baldrame, por não haver laje lisa considerada, apresentou os esforços em termos somente das vigas, também não variando. Segue abaixo o Quadro 21 com os esforços solicitantes principais máximos obtidos para a LLMA e o Quadro 22 com os esforços solicitantes principais máximos obtidos para a LLMP.

Pavimentos	LLMA					
	My (tf.m)		Fz (tf)		Fx (tf)	
Tampa	- 4,0	3,0	- 9,0	7,0	- 4,0	6,0
Caixa d'agua	- 5,0	1,0	- 13,0	15,0	- 1,0	2,0
Barrilete	- 3,0	1,0	- 3,0	6,0	- 3,0	2,0
<i>Solarium</i>	- 6,0	1,0	- 11,0	20,0	- 1,0	1,0
Superior	- 6,0	2,0	- 13,0	24,0	- 1,0	1,0
Primeiro	- 4,0	1,0	- 9,0	24,0	- 1,0	5,0
Baldrames	- 11,0	7,0	- 8,0	15,0	- 3,0	8,0

Quadro 21 – Esforços solicitantes principais máximos para LLMA

Fonte: Autoria própria (2017)

Pavimentos	LLMP					
	My (tf.m)		Fz (tf)		Fx (tf)	
Tampa	- 4,0	3,0	- 9,0	7,0	- 4,0	6,0
Caixa d'agua	- 5,0	1,0	- 13,0	15,0	- 1,0	2,0
Barrilete	- 3,0	1,0	- 3,0	6,0	- 3,0	2,0
<i>Solarium</i>	- 5,0	1,0	- 9,0	18,0	- 1,0	1,0
Superior	- 5,0	2,0	- 13,0	23,0	- 1,0	1,0
Primeiro	- 3,0	1,0	- 7,0	20,0	- 1,0	5,0
Baldrames	- 11,0	7,0	- 8,0	15,0	- 3,0	8,0

Quadro 22 – Esforços solicitantes principais máximos para LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Com base nos valores de esforços apresentados nos Quadros 21 e 22, pode-se perceber que as forças horizontais em x não demonstraram diferença entre as tipologias. Isso corrobora o exposto anteriormente de que a rigidez das lajes a esforços horizontais, como o caso do vento, não influencia muito no comportamento da estrutura. Quanto aos esforços verticais em z, estes aumentaram nos pisos em LLMA, tanto na compressão, quanto na tração. Para o piso *Solarium* os esforços aumentaram 22,22% na compressão e 11,11% na tração. No piso Superior o esforço de compressão manteve-se o mesmo, já o esforço de tração aumentou em 4,35%. No piso Primeiro os esforços aumentaram 28,57% na compressão e 20% na tração. Quanto aos momentos fletores em y, estes em maioria também aumentaram nos pisos em LLMA. Para o piso *Solarium*, piso Superior e piso Primeiro o momento fletor negativo aumentou em 20% e o momento fletor positivo manteve-se o mesmo da LLMP. Nota-se que a estrutura em LLMA apresentou aumento de esforços se comparada à estrutura em LLMP, porém pode-se dizer que as mesmas se comportam estruturalmente de forma equivalente, visto que esta variação foi muito pequena se analisado a estrutura como um todo. Outro aspecto relevante a se observar é a localização dos esforços máximos nas lajes lisas maciças, conforme exemplo da Figura 44.

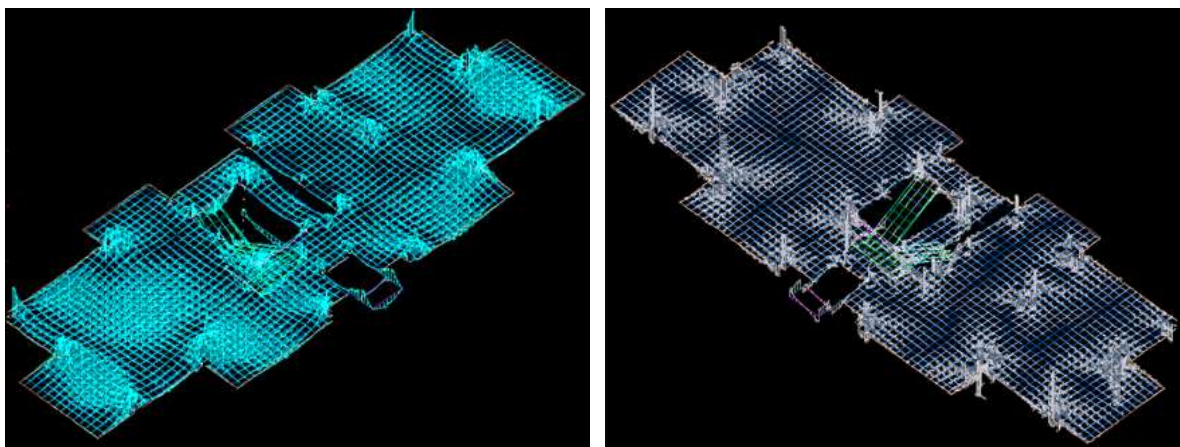


Figura 44 – Diagramas de M_y à esquerda e F_z à direita para LLMA no ELS

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

Em suma, os esforços solicitantes máximos da estrutura se concentraram nas bordas das lajes e nos contornos críticos dos pilares para todos os pavimentos, não variando seu posicionamento de tipologia para tipologia.

4.5.6 Deslocamentos locais em LLMA e LLMP

Os deslocamentos máximos analisados para LLMA e LLMP, envolvem as flechas máximas obtidas em cada laje de piso, sendo esta uma análise do tipo local. Os resultados do comportamento estrutural neste quesito estão descritos nos Quadros 23 e 24.

	LLMA		
Pavimentos	Tipo de Análise	Combinação (ELS)	Flecha máxima (cm)
Tampa	Linear local	14	- 4,20
Caixa d'agua	Linear local	14	- 0,94
Barrilete	Linear local	14	- 1,41
<i>Solarium</i>	Linear local	14	- 1,83
Superior	Linear local	14	- 1,62
Primeiro	Linear local	14	- 1,67
Baldrames	Linear local	14	- 2,21

Quadro 23 – Flechas máximas no ELS para LLMA

Fonte: Autoria própria (2017)

	LLMP		
Pavimentos	Tipo de Análise	Combinação (ELS)	Flecha máxima (cm)
Tampa	Linear local	17	- 4,20
Caixa d'agua	Linear local	17	- 0,94
Barrilete	Linear local	17	- 1,41
<i>Solarium</i>	Linear local	17	- 1,55
Superior	Linear local	17	- 1,20
Primeiro	Linear local	17	- 1,35
Baldrames	Linear local	17	- 2,21

Quadro 24 – Flechas máximas no ELS para LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Conforme os resultados obtidos, como era de se esperar, os pavimentos técnicos das lajes apresentaram deslocamentos iguais para ambas as tipologias, uma vez que nelas não foi empregado o uso da protensão. Os baldrames também apresentaram mesma flecha máxima, uma vez que foram dimensionados e locados em igual forma para as duas estruturas. Já quando se compara as diferenças nos valores máximos de flechas em ELS para LLMA e LLMP, tem-se em todos os casos um aumento do deslocamento vertical nas lajes lisas maciças armadas. Para o pavimento *Solarium* houve um acréscimo de 18,06% na flecha. O pavimento Superior apresentou 35% de diferença para mais em relação ao deslocamento na LLMA. O pavimento Primeiro obteve 23,70% de aumento.

Nota-se diante destes resultados que a LLMA apesar de ter comportamento global muito próximo da LLMP, na análise local por pavimento, a diferença em seus deslocamentos torna-se bem maior. Isto se deve a influência da protensão no controle das flechas máximas nos meios de vão, alterando localmente o comportamento estrutural da laje, conforme pode ser observado na Figura 45. Tem-se os diagramas superiores da Figura 45 representando as flechas do pavimento Primeiro em LLMA e os diagramas inferiores representando as flechas em LLMP.

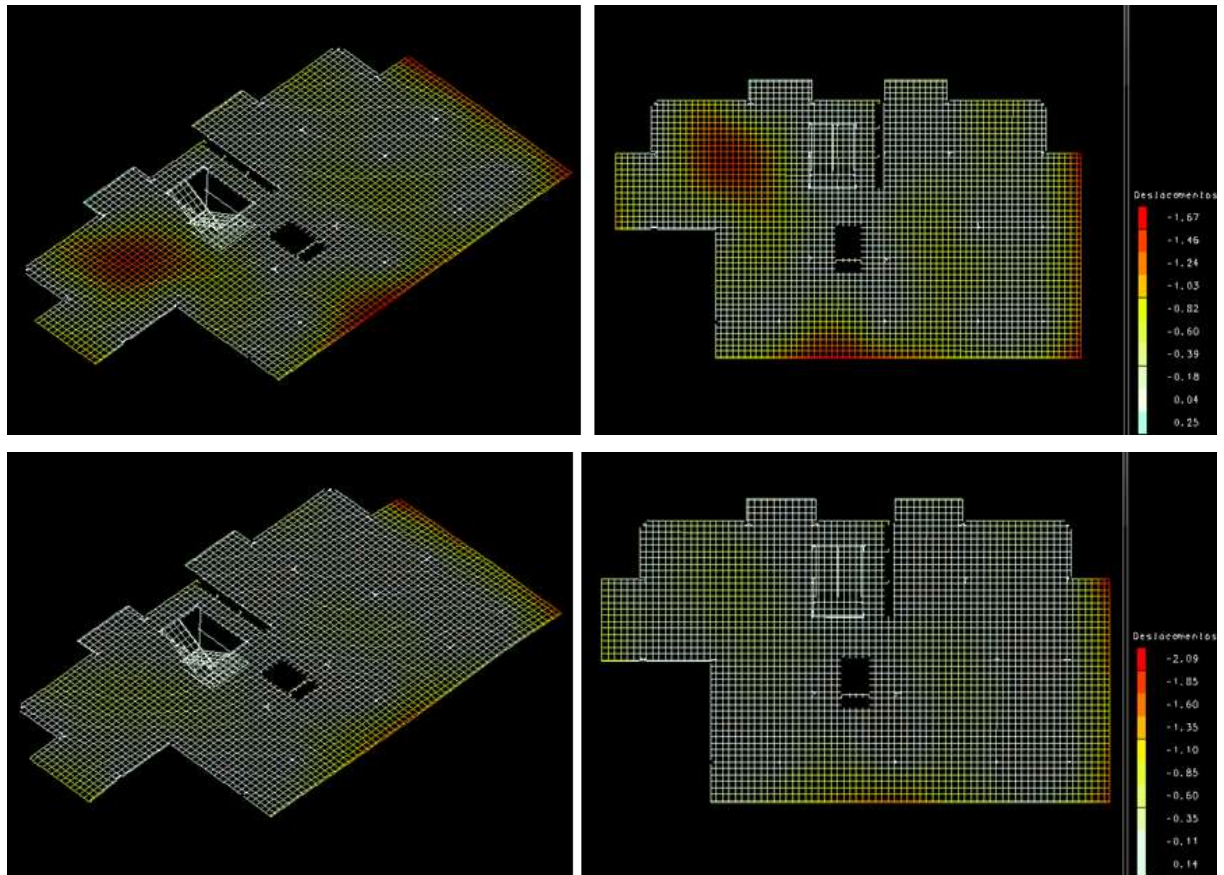


Figura 45 – Diagramas de flechas no Pavimento Primeiro em LLMA e LLMP

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

4.5.7 Comportamento da LLMA e LLMP na punção

O puncionamento apresenta grande importância no caso das lajes lisas. Trata-se de uma ruptura sem deformações prévias, ou seja, é uma ocorrência repentina que pode resultar de carga ou reação localizada sobre uma pequena área da laje, denominada "área de carga" (SCHMID, 2009). As áreas de carga para a condição de contorno dos pilares do presente estudo estão expostas na Figura 46. Em lajes lisas, na região da ligação laje-pilar ou na região de cargas concentradas aplicadas diretamente sobre a laje formam-se cones de ruptura, conforme Figura 47. O puncionamento acontece com o esmagamento da região comprimida, abaixo da linha neutra, quando o cone formado por fissuras radiais e tangenciais já foi formado pelas tensões principais (BARROS E SILVA, 2015).

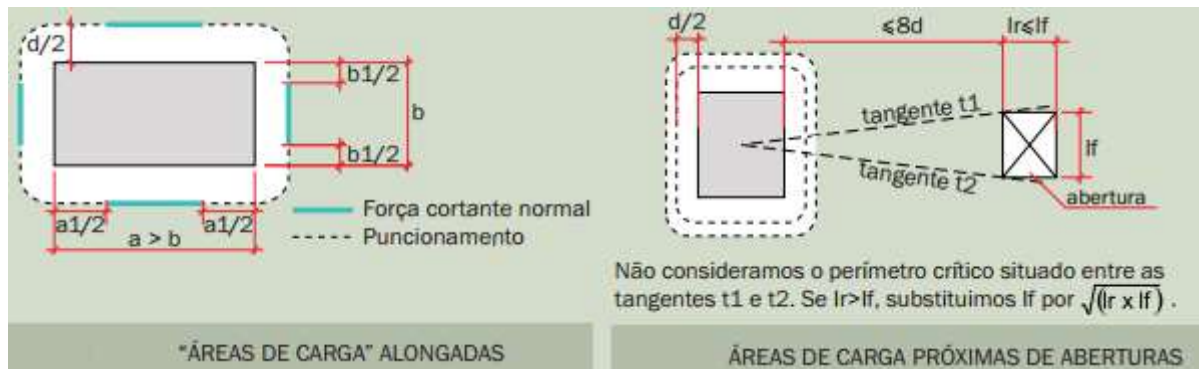


Figura 46 – Áreas de carga para punção em pilares retangulares

Fonte: Schmid (2009)

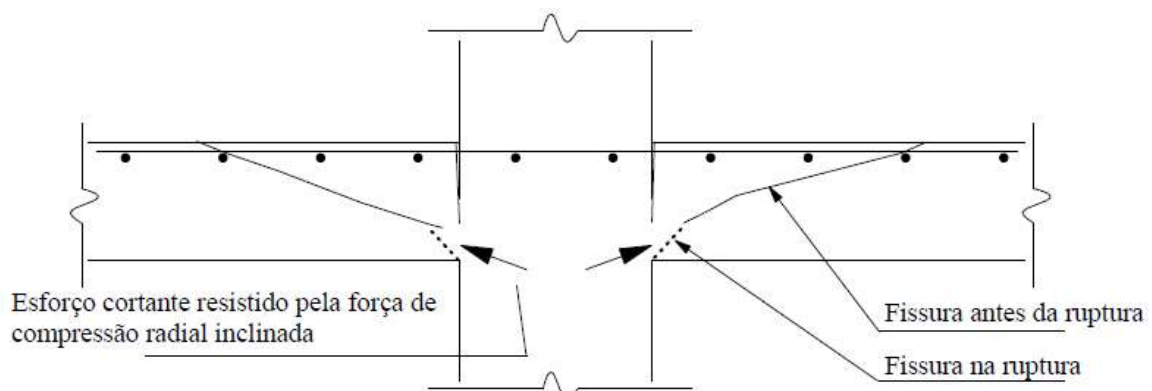


Figura 47 – Seção transversal de cone de ruptura da punção

Fonte: Barros e Silva (2015)

O fenômeno da punção pode ser amenizado com a passagem de cabos de protensão no eixo ou próximo a pilares. Em lajes lisas com protensão, ensaios experimentais mostram que as forças internas que aparecem da força de protensão e do traçado dos cabos aumentam a resistência da laje à punção. Este efeito favorável provavelmente se justifica porque as forças de protensão causam uma compressão na região que virá a sofrer tração, para carregamentos mais elevados e esse retardo na tensão de tração, também retarda as fissuras e por consequência a formação do cone de ruptura, aumentando assim a resistência da laje ao punção (BARROS E SILVA, 2015).

No presente estudo, mediante análise dos desenhos de armaduras gerados no *software*, conforme Figura 48, foram quantificadas no Quadro 25 e 26 as armaduras de cisalhamento para cada laje da estrutura em LLMA e LLMP.



Figura 48 – Armaduras de cisalhamento no Pavimento Superior em LLMA

Fonte: Visualizador de grelhas TQS (2017)

LLMA	Ø8 cm	Ø10 cm	Ø12.5 cm	Ø16 cm	Ø20 cm	Ø25 cm
Tampa	-	4	8	12	-	-
Caixa d'água	-	6	36	8	8	-
Barrilete	-	20	16	-	-	-
Solarium	5	140	134	56	8	4
Superior	-	252	149	100	-	-
Primeiro	-	331	184	112	-	-
Total	5	753	527	288	16	4
Total	1593					

Quadro 25 – Armaduras de punção em LLMA

Fonte: Autoria própria (2017)

LLMP	Ø8 cm	Ø10 cm	Ø12.5 cm	Ø16 cm	Ø20 cm	Ø25 cm
Tampa	-	4	8	12	-	-
Caixa d'água	-	6	36	8	8	-
Barrilete	-	20	16	-	-	-
Solarium	5	140	134	52	-	-
Superior	-	252	165	104	-	-
Primeiro	-	335	192	116	-	-
Total	5	757	551	292	8	-
Total	1613					

Quadro 26 – Armaduras de punção em LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Apesar de na tipologia armada ter se observado um menor número de armaduras de punção se comparada à protendida, estas foram solicitadas em maior bitola, o que implica em dizer que a punção atua de forma mais concentrada nos pilares das lajes armadas deste estudo

de caso. Considerando um metro linear de armadura de punção, para as lajes lisas maciças armadas tem-se um total de 75,58 cm² de aço, enquanto para a protendida tem-se um total de 75,42 cm². Isto representa em porcentagem, que a LLMA, nesta situação, necessitou 0,21% mais armaduras de punção, o que na prática pode-se dizer que ambas tem comportamento similar no cisalhamento.

4.6 ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO CONSTRUTIVO

Para comparar a LLMP com a LLMA, levantaram-se os quantitativos, os impactos na execução e os custos para ambas as tipologias. No processo, além de dados quantitativos, buscou-se avaliar também aspectos não numéricos da influência da escolha de se aplicar ou não armadura ativa, além de evidenciar as relações importantes obtidas. Estas análises apresentam-se nos tópicos abaixo.

4.6.1 Quantitativos para LLMA e LLMP

Para avaliar o desempenho construtivo e também levantar indicadores gerais de consumo, obtiveram-se os quantitativos por intermédio dos relatórios do TQS. Outros dados foram adicionados com auxílio de fontes externas. Mesmo os itens que não sofreram variação foram quantificados para viabilizar a análise de custo na etapa seguinte deste estudo. Os itens que possuíam quantificação desprezível e baixa variação entre as tipologias, ou baixa influência no custo final da estrutura foram ignorados por não influírem no objetivo deste estudo.

Há de se salientar, antes do início do levantamento dos quantitativos que, embora este trabalho não esteja alinhado diretamente com o tema sustentabilidade, deve-se sempre ter em mente questões ecológicas ao se avaliar empreendimentos e que o consumo de materiais está intimamente relacionado a este tema. Uma vez que o projeto arquitetônico utilizado neste trabalho possui aspectos intencionalmente dedicados à sustentabilidade, em uma situação hipotética de empreitada, o menor consumo de materiais teria maior relevância, ainda que pouca, na escolha do método de armação.

Apresenta-se na Tabela 5 o consumo de concreto e formas por tipo de elemento construtivo, dividido para cada nível da estrutura. Esta tabela é válida para ambas as tipologias de armadura, uma vez que a espessura da laje foi mantida, assim como a sessão e número de pilares.

Tabela 5 – Consumo de concreto e formas por elemento estrutural

NÍVEL	Concreto (m³)			Formas (m²)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
10: Tampa	1,6	0,2	5,1	20,4	2,7	25,7
9: Caixa d'água	1,7	0,2	10,3	20,8	2,7	41,3
8: Barrilete	8,3	13,3	8,0	100,8	147,9	36,4
7: <i>Solarium</i>	9,3	1,8	51,9	112,0	21,0	233,8
6: Superior	9,3	1,5	51,9	112,0	17,4	233,8
5: Superior	9,3	1,5	51,9	112,0	17,4	233,8
4: Superior	9,3	1,5	51,9	112,0	17,4	233,8
3: Superior	9,3	1,5	51,9	112,0	17,4	233,8
2: Primeiro	11,6	1,0	82,8	144,7	11,8	374,3
1: Baldrame	-	15,5	52,6	-	195,6	52,6
TOTAL	69,7	38,0	418,3	846,7	451,3	1699,3

Fonte: Autoria própria (2017)

Na Tabela 6, estão os consumos de mão de obra para o lançamento de 1 m³ de concreto. Os resultados do quantitativo para este item estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 6 – Demanda de mão de obra para lançamento, adensamento e acabamento de 1m³ de concreto

Componentes	Unid.	Consumo
Pedreiro	h	1,65
Servente	h	4,50

Fonte: TCPO (2008)

Tabela 7 – Mão de obra por nível da estrutura para concretagem

Níveis	Concreto (m³)	Pedreiro (h)	Servente (h)
10: Tampa	7	11,55	31,50
9: Caixa d'água	12	19,80	54,00
8: Barrilete	30	49,50	135,00
7: <i>Solarium</i>	63	103,95	283,50
6: Superior	63	103,95	283,50
5: Superior	63	103,95	283,50
4: Superior	63	103,95	283,50
3: Superior	63	103,95	283,50
2: Primeiro	94	155,10	423,00
1: Baldrame	68	112,20	306,00
TOTAL	526,00	867,90	2367,00

Fonte: Autoria própria (2017)

Tendo em vista o mesmo peso próprio da estrutura para ambas as tipologias, pautando-se na Tabela de Composição de Preços para Orçamentos de 2008 e, optando-se por escoramento metálico, ambos os projetos estruturais tiveram mesma quantidade e custo em escoras. A quantidade foi levantada baseada nas demandas apresentadas na Tabela 8. Os resultados referentes ao escoramento que serão utilizados para o custeio apresentam-se na Tabela 9.

Tabela 8 – Demanda para execução do escoramento por m² em planta

Componentes	Unid.	Consumo
Ajudante de carpinteiro	h	0,2
Escora metálica (altura - intervalo: 2,00 m a 3,20 m)	loc/un/mês	0,85
Pontaletes 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	1,1

Fonte: TCPO (2008)

Tabela 9 – Mão de obra e material para execução do escoramento

Níveis	Área (m ²)	Ajud. carpinteiro (h)	Escoras (un)	Pontaletes (m)
10: Tampa	27	5,4	32,0	29,7
9: Caixa d'água	43	8,6	51,0	47,3
8: Barrilete	55	11,0	65,0	60,5
7: Solarium	241	48,2	284,0	265,1
6: Superior	239	47,8	282,0	262,9
5: Superior	239	47,8	282,0	262,9
4: Superior	239	47,8	282,0	262,9
3: Superior	239	47,8	282,0	262,9
2: Primeiro	379	75,8	446,0	416,9
1: Baldrame	42	-	-	-
TOTAL	1743	340,2	2006,0	1871,1

Fonte: Autoria própria (2017)

Destaca-se a importância de estudar a aplicação destas escoras e o quantitativo real de unidades alugadas por mês, tendo em vista que a utilização das 2006 unidades totais não será simultânea. Considerou-se, para esse estudo, uma equipe adequada para executar a estrutura de cada pavimento em quinze dias e a remoção das escoras a cada trinta dias, com o concreto em sua resistência característica. A quantidade de unidades de escoras para aluguel a cada mês, em função dos níveis executados está apresentada no Quadro 27.

Mês de aluguel	Escoras alugadas (ud)
Mês 1	728
Mês 2	566
Mês 3	566
Mês 4	116
Mês 5	32

Quadro 27: Escoras alugadas por mês

Fonte: Aatoria própria (2017)

Baseando-se na TCPO (2008), mensuraram-se também os itens relevantes para formas, considerando dois aproveitamentos. Em estruturas com maior número de pavimentos tipo, os quantitativos destinados às formas seriam diluídos em função do maior número de aproveitamentos. As quantidades levantadas neste trabalho não variam em função da tipologia, e seus consumos por m² e quantidades mensuradas apresentam-se na Tabela 10 e na Tabela 11, respectivamente.

Tabela 10 – Demanda para execução de 1 m² de forma para dois aproveitamentos

Componentes	Unid.	Consumo
Forma de madeira com tábua e sarrafo	m ²	0,50
Pontalete 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	1,00
Carpinteiro	h	1,70
Ajudante de Carpinteiro	h	0,42

Fonte: Adaptado da TCPO (2008)

Tabela 11 – Mão de obra e material para execução das formas

Níveis	Área de forma (m ²)	Carpinteiro (h)	Ajud. de Carpinteiro (h)	Pontalete (m)	Forma de Madeira (m ²)
10: Tampa	49	83,20	20,78	49	24,5
9: Caixa d'água	65	110,37	27,56	65	32,5
8: Barrilete	285	483,93	120,84	285	142,5
7: Solarium	367	623,17	155,61	367	183,5
6: Superior	363	616,37	153,91	363	181,5
5: Superior	363	616,37	153,91	363	181,5
4: Superior	363	616,37	153,91	363	181,5
3: Superior	363	616,37	153,91	363	181,5
2: Primeiro	515	874,47	218,36	515	257,5
1: Baldrame	212	359,98	89,89	212	106
TOTAL	2945,00	5000,61	1248,68	2945,00	1472,50

Fonte: Aatoria própria (2017)

Embora o consumo de concreto, formas e escoramento seja o mesmo para o projeto em LLMA e em LLMP, devido à mesma forma e volume da estrutura da edificação, o consumo de aço, protendido ou não, variou bastante de uma tipologia para a outra. Essa variação se dá não somente no consumo total, quanto também na distribuição da massa total de aço entre as bitolas. Na Tabela 12, apresenta-se o consumo do aço utilizado na tipologia de concreto armado, devidamente discriminado pelas bitolas. Os mesmos dados para a tipologia protendida estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 12 – Consumo de aço por nível discriminado pela bitola para LLMA

Níveis	Área (m ²)	Aço (kg)									Total (kg)
		Bitola (mm)									
		4,2	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	
10: Tampa	27	1	39	7	203	207	149	63	48	-	717
9: Caixa d'água	43	1	41	7	144	499	239	83	56	-	1070
8: Barrilete	55	4	176	430	72	1218	199	-	-	-	2099
7: <i>Solarium</i>	241	7	231	37	314	3034	729	524	310	-	5186
6: Superior	239	4	274	31	192	2342	1777	1915	1005	35	7575
5: Superior	239	4	253	59	192	2297	1851	1915	1005	35	7611
4: Superior	239	4	223	99	192	2237	1961	1915	1005	35	7671
3: Superior	239	4	194	140	192	2178	2056	1964	1005	35	7768
2: Primeiro	379	1	265	136	288	3167	2331	4841	1503	125	12657
1: Baldrames	42	39	41	361	30	546	468	506	447	-	2438
TOTAL	1743	69	1737	1307	1819	17725	11760	13726	6384	265	54792

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 13 – Consumo de aço por nível discriminado pela bitola para LLMP

Níveis	Área (m ²)	Aço (kg)									Total (kg)
		Bitola (mm)									
		4,2	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	
10: Tampa	27	1	37	7	202	235	132	63	48	-	725
9: Caixa d'água	43	1	43	7	147	497	249	83	56	-	1083
8: Barrilete	55	4	183	430	34	1257	151	63	-	-	2122
7: <i>Solarium</i>	241	6	256	35	1109	2794	466	80	212	-	4958
6: Superior	239	4	275	31	1019	2391	1287	949	1013	35	7004
5: Superior	239	4	254	59	1019	2346	1361	949	1013	35	7040
4: Superior	239	4	224	99	1019	2286	1471	949	1013	35	7100
3: Superior	239	4	184	149	1019	2205	1588	998	1013	35	7195
2: Primeiro	379	1	194	155	1683	2105	1319	3930	537	125	10049
1: Baldrames	42	38	41	354	33	539	480	518	447	-	2450
TOTAL	1743	67	1691	1326	7284	16655	8504	8582	5352	265	49726

Fonte: Autoria própria (2017)

Para refinar o quantitativo da armação, baseando-se no trabalho publicado por Scheibler (2012) encontra-se a uma relação de 0,17 h/kg para armador e ajudante de armador. Esta relação parece majorada quando comparada com alguns itens da TCPO (2008), mas vale ressaltar que fora levantada para a execução de supraestruturas em sua totalidade, funcionando como uma média para pilares, lajes e vigas e considerando as proporções de utilização de CA-50 e CA-60 e a variação das bitolas. Com base na Tabela de Composição de Preços para Orçamentos de 2008, quantificou-se consumo em arame recozido. Como na TCPO os espaçadores possuem taxas de consumo distintos para laje, viga e pilar, e o cálculo destes pela média ponderada apresentou valores absurdos quando confrontados com outros quantitativos de orçamentos de casos reais, buscou-se informações de consultores quanto ao consumo médio por m² em planta, considerando consumo para vigas, lajes e pilares. Os consumos utilizados encontram-se na Tabela 14, e as quantidades demandadas estão apresentadas na Tabela 15 e Tabela 16, para laje em concreto armado e concreto protendido, respectivamente.

Tabela 14 – Demanda de mão de obra e material adicional para execução da armadura

Componentes	Unid.	Consumo
Espaçadores*	un/m ²	6,00
Arame recozido 1,25 mm	kg/kg	0,02
Armador	h/kg	0,17
Ajudante de armador	h/kg	0,17

*Os espaçadores têm sua relação em função de área em planta do projeto, e os demais itens por kg de aço utilizado.

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 15 – Mão de obra e material para execução da armadura passiva para LLMA

Níveis	Área (m²)	Massa de aço (kg)	Armador (h)	Ajud. de armador (h)	Espaçadores (un)	Arame recozido 1,25 mm (kg)
10: Tampa	27	717	121,89	121,89	162	14,34
9: Caixa de água	43	1070	181,90	181,90	258	21,4
8: Barrilete	55	2099	356,83	356,83	330	41,98
7: <i>Solarium</i>	241	5186	881,62	881,62	1446	103,72
6: Superior	239	7575	1287,75	1287,75	1434	151,5
5: Superior	239	7611	1293,87	1293,87	1434	152,22
4: Superior	239	7671	1304,07	1304,07	1434	153,42
3: Superior	239	7768	1320,56	1320,56	1434	155,36
2: Primeiro	379	12657	2151,69	2151,69	2274	253,14
1: Baldrames	42	2438	414,46	414,46	252	48,76
TOTAL	1743	54792	9314,64	9314,64	10458	1095,84

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 16 – Mão de obra e material para execução da armadura passiva para LLMP

Níveis	Área (m ²)	Massa de aço (kg)	Armador (h)	Ajud. de armador (h)	Espaçadores (un)	Arame recozido 1,25 mm (kg)
10: Tampa	27	725	123,25	123,25	162	14,5
9: Caixa de água	43	1083	184,11	184,11	258	21,66
8: Barrilete	55	2122	360,74	360,74	330	42,44
7: <i>Solarium</i>	241	4958	842,86	842,86	1446	99,16
6: Superior	239	7004	1190,68	1190,68	1434	140,08
5: Superior	239	7040	1196,80	1196,80	1434	140,8
4: Superior	239	7100	1207,00	1207,00	1434	142
3: Superior	239	7195	1223,15	1223,15	1434	143,9
2: Primeiro	379	10049	1708,33	1708,33	2274	200,98
1: Baldrame	42	2450	416,50	416,50	252	49
TOTAL	1743	49726	8453,42	8453,42	10458	994,52

Fonte: Autoria própria (2017)

Para completar o levantamento de aço utilizado, quantificaram-se os itens relacionados à protensão. A mão de obra foi quantificada com o consumo de 40 Hh/tonelada (0,04 h/kg), dividida em 50% de armadores e 50% de ajudantes de armador (GAMA *et al.*, 2011).

O material e a mão de obra para execução das atividades de protensão constam na Tabela 17. Os níveis que contem protensão são aqueles que apresentam distinções no projeto feito para LLMA e para LLMP.

Tabela 17 – Demanda de mão de obra e materiais relacionados a protensão por nível

Níveis	Área (m ²)	CP 190 RB 12,7 (kg)	Armador (h)	Ajud.e de armador (h)	Ancoragem ativa (un)	Ancoragem passiva (un)
10: Tampa	27	-	-	-	-	-
9: Caixa de água	43	-	-	-	-	-
8: Barrilete	55	-	-	-	-	-
7: <i>Solarium</i>	241	745,11	14,90	14,90	80	80
6: Superior	239	914,70	18,29	18,29	98	98
5: Superior	239	914,70	18,29	18,29	98	98
4: Superior	239	914,70	18,29	18,29	98	98
3: Superior	239	914,70	18,29	18,29	98	98
2: Primeiro	379	1678,21	33,56	33,56	140	140
1: Baldrame	42	-	-	-	-	-
TOTAL	1743	6082,12	121,64	121,64	612	612

Fonte: Autoria própria (2017)

As quantidades levantadas para o comparativo estão compiladas nas Tabelas 18 e 19. A Tabela 18 considera toda a estrutura, enquanto a Tabela 19 considera apenas os pavimentos que apresentaram uso de protensão no projeto em LLMP: Primeiro; Superiores e *Solarium*.

Tabela 18 – Quantitativo de toda estrutura para a LLMA e LLMP

Item	Unid.	LLMA	LLMP
Materiais			
Pontaletes 3" x 3"	m	4816,1	4816,1
Escora metálica (Mês 1)	un	728	728
Escora metálica (Mês 2)	un	566	566
Escora metálica (Mês 3)	un	566	566
Escora metálica (Mês 4)	un	116	116
Escora metálica (Mês 5)	un	32	32
Forma de madeira com tábuas e sarrafo	m ²	1472,5	1472,5
Espaçadores diversos para armadura	un	10458	10458
Arame recozido 1,25 mm	kg	1095,84	994,52
Concreto C35, usinado	m ³	526	526
Vergalhão de aço CA-60 Ø 4,2 mm	kg	69	67
Vergalhão de aço CA-60 Ø 5,0 mm	kg	1737	1691
Vergalhão de aço CA-50 Ø 6,3 mm	kg	1307	1326
Vergalhão de aço CA-50 Ø 8,0 mm	kg	1819	7284
Vergalhão de aço CA-50 Ø 10,0 mm	kg	17725	16655
Vergalhão de aço CA-50 Ø 12,5 mm	kg	11760	8504
Vergalhão de aço CA-50 Ø 16,0 mm	kg	13726	8582
Vergalhão de aço CA-50 Ø 20,0 mm	kg	6384	5352
Vergalhão de aço CA-50 Ø 25,0 mm	kg	265	265
Ancoragem ativa c/ acessórios	un	-	612
Ancoragem passiva c/ acessórios	un	-	612
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	kg	-	6082,12
Mão de obra			
Ajudante de carpinteiro	h	1588,88	1588,88
Carpinteiro	h	5000,61	5000,61
Ajudante de armador (armadura passiva)	h	9314,64	8453,42
Ajudante de armador (armadura ativa)	h	-	121,64
Armador (armadura passiva)	h	9314,64	8453,42
Armador (armadura ativa)	h	-	121,64
Servente	h	2367	2367
Pedreiro	h	867,9	867,9

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 19 – Quantitativos para os pavimentos com alteração entre os projetos de LLMA e LLMP

Item	Unid.	LLMA	LLMP
Materiais			
Pontaletes 3" x 3"	m	4067,6	4067,6
Escora metálica (Mês 1)	un	728	728
Escora metálica (Mês 2)	un	566	566
Escora metálica (Mês 3)	un	566	566
Escora metálica (Mês 4)	un	-	-
Escora metálica (Mês 5)	un	-	-
Forma de madeira com tábua e sarrafo	m ²	1167	1167
Espaçadores diversos para armadura	un	9456	9456
Arame recozido 1,25 mm	kg	969,36	866,92
Concreto C35, usinado	m ³	409	409
Vergalhão de aço CA-60 Ø 4,2 mm	kg	24	23
Vergalhão de aço CA-60 Ø 5,0 mm	kg	1440	1387
Vergalhão de aço CA-50 Ø 6,3 mm	kg	502	528
Vergalhão de aço CA-50 Ø 8,0 mm	kg	1370	6868
Vergalhão de aço CA-50 Ø 10,0 mm	kg	15255	14127
Vergalhão de aço CA-50 Ø 12,5 mm	kg	10705	7492
Vergalhão de aço CA-50 Ø 16,0 mm	kg	13074	7855
Vergalhão de aço CA-50 Ø 20,0 mm	kg	5833	4801
Vergalhão de aço CA-50 Ø 25,0 mm	kg	265	265
Ancoragem ativa c/ acessórios	un	-	612
Ancoragem passiva c/ acessórios	un	-	612
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	kg	-	6082,12
Mão de obra			
Ajudante de carpinteiro	h	1304,8	1304,8
Carpinteiro	h	3963,12	3963,12
Ajudante de armador (armadura passiva)	h	8239,56	7368,82
Ajudante de armador (armadura ativa)	h	-	121,64
Armador (armadura passiva)	h	8239,56	7368,82
Armador (armadura ativa)	h	-	121,64
Servente	h	1840,5	1840,5
Pedreiro	h	674,85	674,85

Fonte: Autoria própria (2017)

Compilado o quantitativo para ambas as estruturas, foi possível avaliar os resultados, levantar relações e fazer o comparativo entre a estrutura em LLMA e LLMP.

4.6.2 Influência da tipologia de armadura nos quantitativos e aspectos construtivos

Com base nos quadros de resumo de quantitativo e nas demais tabelas expostas, chegou-se a vários resultados, divididos para a estrutura como um todo e para o conjunto de pavimentos que usam protensão. Essa divisão foi feita por saber que na prática, análoga à estrutura do projeto deste trabalho, em muitos empreendimentos nem todos os níveis da edificação recebem protensão, e, portanto, os resultados aqui expostos expressam informações importantes tanto para análises de impacto por pavimento, ou para a estrutura num todo.

Para o consumo de aço, incluindo a parcela destinada à protensão, chegou-se a uma diferença de consumo de 1,69% a mais na tipologia pretendida. Analisando apenas os pavimentos protendidos, essa diferença sobe para 1,98%. Essa alteração se deve por dispensar do cálculo os pavimentos idênticos, mantendo-se a mesma diferença em relação a um total de aço menor, aumentando assim a variação. Esse aumento tende a ser pequeno devido ao aço destinado aos pavimentos sem protensão representar apenas cerca de 12% do total de aço na estrutura. Como salientado anteriormente, em termos de sustentabilidade, deseja-se sempre que possível uma redução no consumo de materiais, seja pelo próprio consumo, seja pela carga de gases emitidos durante a produção dos materiais e na geração de energia para esta produção. Sendo assim, neste tópico, a LLMA apresentou melhores resultados, ainda que reduzidos, em comparação a LLMP.

Para o consumo de aço destinado apenas à armadura passiva, tem-se um consumo 10,19% superior na tipologia em LLMA para toda a estrutura e 11,18% se considerado apenas os pavimentos que apresentam distinções nos dois projetos elaborados.

Esse consumo adicional de aço se converte em perda de produtividade, uma vez que a relação de horas de trabalho dos profissionais é quantificada em função do consumo de aço. Em armadores e ajudantes de armadores, incluso o lançamento da protensão, tem-se uma produtividade 7,94% menor na tipologia armada para toda a estrutura. Considerando-se apenas a produtividade nos pavimentos com opção de protensão, espera-se uma perda de produtividade de 9,09% para a tipologia em armadura passiva.

Embora apresente um ganho de produtividade quando considerada a atividade de armação isoladamente, no gerenciamento de obras deve-se encadear as atividades para se conseguir um ganho real de produtividade. Esse encadeamento depende não somente da atividade em si, mas também se essa atividade pertence ao caminho crítico de execução daquela obra e a outros fatores situacionais relacionados àquela atividade. Embora a quantificação desta influência fuja ao escopo do presente trabalho, seus aspectos qualitativos possuem relevância

na comparação das tipologias. Quanto a estes aspectos, a principal influência está quanto à especificidade da atividade da protensão, que demanda conhecimentos específicos e disponibilidade de mão de obra adequada ou de empresas terceirizadas capazes de executar estas atividades. Embora em empreendimentos de médio a grande porte, como o do projeto deste trabalho, isto em geral não seja um problema, pode ser uma barreira para alguns empreendimentos, especialmente ao se considerar as proporções continentais de nosso país. Também devido ao tamanho de nosso país, os mesmos materiais podem apresentar grande variação em sua disponibilidade e também em seu preço, o que impacta diretamente na próxima etapa de análise deste trabalho. Para a armação passiva estes problemas praticamente não ocorrem, ainda que a barreira cultural de sua aplicabilidade em lajes lisas, mesmo que já comprovada pela literatura e reafirmada na análise estrutural deste trabalho, tornem escassos esses empreendimentos. No encadeamento das atividades para ganho de produtividade, deve-se ainda considerar a interface entre a construtora e empresas terceirizadas de protensão, no caso de sua utilização e os impactos que esta interface gera na logística da obra e na documentação contratual, reuniões, negociação de valores e afins.

Ainda em aspectos não numéricos, considerou-se a possível influência da protensão na ocorrência de efeitos patológicos na estrutura. Quanto a isso, Moraes (1999) *apud* Emerick (2002) aborda que a aplicação da protensão mitiga o surgimento de fissuras e a ocorrência de corrosão da armadura e com isso aumenta-se a vida útil da laje, o que é algo desejável. Em contrapartida, embora na engenharia objetive-se execuções de qualidade, isentas de erros, sabe-se que na prática os erros ocorrem quando não se tomam os devidos cuidados, sendo muitas vezes esses erros grosseiros. Uma vez que o uso da protensão não elimina as atividades destinadas à armadura passiva, adiciona-se uma nova fonte possível de erros, o que abre margem para erros e por consequência para manifestações patológicas. Na protensão, há o agravante que as obras de reparo são complexas, exigem experiência mínima nestas atividades por parte do executor e envolvem diversos riscos (CAUDURO, 2002).

Retornando aos dados numéricos, ao avaliar a produtividade na execução da estrutura, o que inclui as horas dos profissionais envolvidos na armação e lançamento do concreto, ao considerar que estas são as atividades do caminho crítico por supor que a armadura é executada concomitantemente à confecção das formas, tem-se um ganho de produtividade na tipologia pretendida de 9,37% para execução total da estrutura. Esta análise ganha relevância devido esta variação de produtividade afetar as despesas indiretas nas parcelas referentes à execução da estrutura, nos itens que possuem custeio em função do tempo de obra. Entre estes itens

destacam-se os profissionais que atuam indiretamente na atividade, como engenheiros, mestres de obra e afins, assim como o aluguel de maquinário e custos administrativos.

Outro dado relevante para análise do desempenho construtivo refere-se a segurança no trabalho. Tomado como critério de simplificação que a taxa de acidentes de trabalho em função das horas de serviço dos profissionais é a mesma para as diversas atividades na obra, estimou-se uma propensão 6,58% maior a acidentes de trabalho na tipologia armada, uma vez que a mesma apresenta um total de horas trabalhadas mais significativo. Isto pode ser levado em conta quando mantidas as mesmas condições do entorno (como fluxo de operários, quantidade de equipes, cuidados com a segurança, entre outros). Contudo, deve-se salientar que as atividades de lançamento e protensão apresentam diversos procedimentos específicos quanto à segurança, especialmente devido à propensão a maior gravidade em caso de acidentes. Entre estes procedimentos destacam-se a correta sequência de protensão dos cabos e os valores de tensão aplicados; o isolamento da área do macaco enquanto aplica-se a protensão e o manuseio do mesmo; a correta ancoragem do macaco ou bomba e a resistência do elemento ao qual está ancorado; o impacto significativo na segurança em caso de inconformidade de material utilizado; e o arremesso e demais efeitos perigosos em caso de rompimento do cabo, que pode inclusive afetar o sistema de cimbramento (CAUDURO, 2002). Portanto, embora a LLMA tenha apresentado, na simplificação para se levantar dados quantitativos, uma propensão ligeiramente maior a acidentes, ao lembrar que o uso de protensão não exclui as atividades relacionadas à armadura passiva, ter-se-á no canteiro um maior número de equipes e maior interferência entre elas, resultando em mais pontos de atenção, pontos de interferência e cuidados específicos, o que tende a aumentar a taxa de acidente por hora de trabalho e por conseguinte reduzir a diferença em segurança obtida na simplificação. Neste aspecto, pode-se considerar ambas as tipologias equivalentes quanto à segurança.

Entre as tipologias também houve diferenças construtivas quanto ao uso de determinadas bitolas, como verifica-se no Gráfico 1 e no Quadro 28. O Quadro apresenta a variação de consumo de aço para cada bitola em função da tipologia de armação, quando considerados apenas os pavimentos que sofreram modificação de armadura passiva para pretendida, segundo o dimensionamento do TQS que visa otimizar a aplicação das bitolas no projeto. O consumo por bitola varia bastante entre a LLMA e a LLMP, afirmando seu vínculo com a tipologia de armação. Esta variação no consumo do aço ganha relevância visto que na prática, especialmente em empreitadas de menor porte, há preferências por trabalhar com determinadas bitolas na composição das armaduras, especialmente pela questão de manuseio, dobra e corte, que é facilitado para as seções de menor diâmetro. Todavia, salienta-se aqui que

a substituição de bitolas maiores por menores, embora facilite a dobra e corte, aumenta o número de metros lineares de vergalhões trabalhados, aumentando o volume de serviço em função da estruturação das armaduras e dos pontos de amarração em arame, além de dificultar a etapa de concretagem.

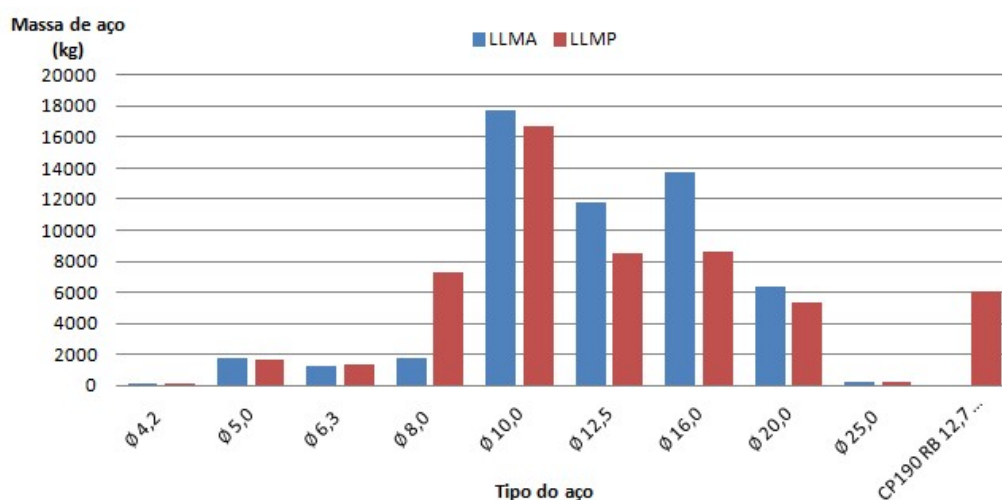


Gráfico 1 – Comparação de aço por bitola para LLMA e LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Bitola	Tipologia de maior consumo	Varição em Massa
Ø 4,2 mm	Armado	4,35%
Ø 5,0 mm	Armado	3,82%
Ø 6,3 mm	Protendido	5,18%
Ø 8,0 mm	Protendido	401,31%
Ø 10,0 mm	Armado	7,98%
Ø 12,5 mm	Armado	42,89%
Ø 16,0 mm	Armado	66,44%
Ø 20,0 mm	Armado	21,50%
Ø 25,0 mm	Igual	0,00%

Quadro 28 – Variação de consumo de aço por bitola para LLMA e LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Destaca-se pelo Quadro 28, que a tipologia em aço protendido possui, quando dimensionado pelo TQS, maior consumo apenas para os diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm. Quando consideradas a relevância destas porcentagens em relação à massa total de aço

trabalhado e seu impacto na execução, destacam-se as bitolas de 12,5 mm e 16 mm para a LLMA, e a bitola de 8,0 mm que possui consumo 401,31% maior na LLMP. Sendo assim, a tipologia em concreto protendido apresenta maior facilidade de dobra e corta para execução de armadura passiva, visto que possui 5498 kg a mais de aço trabalhado de bitola 8,0 mm quando comparado com a tipologia armada. Todavia, como citado anteriormente, essa maior massa em bitolas menores representa maior metragem linear de vergalhões a serem trabalhados além das outras desvantagens informadas. Já a estrutura sem protensão, por sua vez, precisa trabalhar 8432 kg de aço, referentes às bitolas 12,5 mm e 16 mm, dificultado seu corte e dobra.

Comparando-se as variações dos quantitativos e seus impactos no desempenho construtivo, não se chega a uma superioridade de uma tipologia em relação à outra. As pequenas vantagens acabam convergindo a um ponto de equilíbrio quando avaliadas junto a critérios qualitativos e outras características. O uso maior de determinadas bitolas, depende da atribuição de valor ao dado, visto que as duas situações têm suas vantagens e desvantagens, cabendo em última instância à preferência do executante. Deve-se ainda ter em mente que os dados foram levantados para uma situação específica e mesmo que esta tenha sido escolhida por possuir características desejáveis para uma comparação mais ampla, os mesmos dados obtidos para outras estruturas similares, naturalmente, apresentariam oscilações em seus valores. Já que as variações observadas foram pequenas, estas oscilações tendem a colocar as pequenas discrepâncias verificadas dentro do desvio padrão desta amostragem hipotética, permitindo inferir, em função de sua única amostra, que as duas tipologias se apresentam como equivalentes até o presente momento deste estudo.

Diversas outras relações de consumo foram mensuradas. Nas Tabelas 20 e 21, estão explícitas as que foram consideradas relevantes. A Tabela 20 compara a estrutura como um todo, enquanto a tabela 21 avalia apenas o quantitativo dos pavimentos que sofreram alteração na tipologia de armadura. Cada uma das tabelas possui itens próprios pertinentes ao seu domínio. Estes dados podem servir de referência para estimativas aproximadas, em caráter preliminar, para outras estruturas com características semelhantes ao do projeto arquitetônico e estrutural deste trabalho, como densidades de pilares, vãos, altura total, número de pavimentos, sendo mais próximas estas estimativas quanto maior for a correlação entre o projeto em análise e o utilizado para este trabalho.

Tabela 20 – Relações de consumo para estrutura

Relação de consumo	Unid.	LLMA	LLMP	Desempenho favorável
Aço para armadura passiva por m ² , em planta	kg/m ²	26,34	23,87	10,35% - LLMP
Aço total por m ² , em planta	kg/m ²	26,34	26,83	1,86% - LLMA
Aço para armadura passiva por m ³ de concreto	kg/m ²	104,17	94,54	10,19% - LLMP
Aço total por m ³ de concreto C35	kg/m ²	104,17	106,1	1,85% - LLMA
Forma por m ³ de concreto C35	m ² /m ³	2,62	2,62	Igual
Massa de cordoalha CP 190 RB 12,7 por kg de armadura passiva	kg/kg	-	0,12	-
Horas de trabalho para equipe de 1 armador e 1 ajudante para colocação de cordoalhas por m ² , em planta	h/m ²	-	0,12	-
Horas de trabalho para equipe de 1 armador e 1 ajudante para execução de armadura passiva por m ² , em planta	h/m ²	4,48	4,07	10,21% - LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 21 – Relações de consumo para pavimentos com alteração de armadura

Relação de consumo	Unid.	LLMA	LLMP	Desempenho favorável
Massa de cordoalha CP 190 RB 12,7 engraxada e plastificada, por m ² em planta	kg/m ²	-	3,86	-
Metragem linear de cordoalha CP 190 RB 12,7 engraxada e plastificada, por m ² em planta	m/m ²	-	3,06	-
Massa de cordoalha CP 190 RB 12,7 engraxada e plastificada, por m ³ de concreto C35	kg/m ³	-	11,56	-
Metragem linear de cordoalha CP 190 RB 12,7 engraxada e plastificada, por m ³ de concreto C35	m/m ³	-	9,16	-
Apoio para cordoalha por m ² , em planta	un/m ²	-	4,88	-
Apoio para cordoalha por kg de cordoalha	un/kg	-	1,26	-
Forma por m ³ de concreto C35	m ² /m ³	2,85	2,85	Igual
Massa de cordoalha CP 190 RB 12,7 por kg de armadura passiva	kg/kg	-	0,14	-
Horas de trabalho para equipe de 1 armador e 1 ajudante, para colocação de cordoalhas por m ² , em planta	h/m ²	-	0,15	-
Horas de trabalho para equipe: 1 armador e 1 ajudante, para execução de armadura passiva, por m ² em planta	h/m ²	5,23	4,675	11,87% - LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

4.6.3 Custos para cada tipologia

Na viabilidade do empreendimento e na engenharia como um todo, faz-se necessário o comparativo de custos, sendo este na maioria das situações o critério utilizado na escolha entre as alternativas.

Para o comparativo de custo entre as tipologias de armação para as lajes, partiu-se do quantitativo mensurado na etapa anterior, atribuindo a cada item seus preços unitários. Foram adicionados os itens específicos relevantes das atividades de protensão para melhor comparação das duas tipologias.

Nas Tabelas 22 e 23, apresentam-se os custeios da estrutura para a tipologia de laje lisa armada e para a laje lisa protendida, respectivamente. Levantou-se também o custo da estrutura para os pavimentos que apresentam opções das duas tipologias, no intuito de obter índices comparativos mais específicos. Estas tabelas constam no Apêndice B.

Tabela 22 – Custeio da estrutura em LLMA

Item	Qtde. para LLMA	Unid.	Custo/Unid. (RS)	Total (RS)
MATERIAL				
Escora metálica (Mês 1)	728,00	un/mês	2,60	1.892,80
Escora metálica (Mês 2)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 3)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 4)	116,00	un/mês	2,60	301,60
Escora metálica (Mês 5)	32,00	un/mês	2,60	83,20
Pontaletes 3" x 3"	4816,10	m	6,24	30.052,46
Forma de madeira com tábua e sarrafo	1472,50	m ²	33,43	49.225,68
Espaçadores diversos para armadura	10458,00	un	0,15	1.568,70
Arame recozido 1,25 mm	1095,84	kg	7,30	7.999,63

Item	Qtde. para LLMA	Unid.	Custo/Unid. (RS)	Total (RS)
Concreto C35, usinado	526,00	m ³	262,21	137.922,46
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 4,2 mm	69,00	kg	3,38	233,22
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 5,0 mm	1737,00	kg	3,38	5.871,06
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 6,3 mm	1307,00	kg	3,57	4.665,99
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 8,0 mm	1819,00	kg	4,01	7.294,19
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 10,0 mm	17725,00	kg	3,41	60.442,25
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 12,5 mm	11760,00	kg	3,25	38.220,00
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 16,0 mm	13726,00	kg	3,25	44.609,50
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 20,0 mm	6384,00	kg	3,04	19.407,36
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 25,0 mm	265,00	kg	3,51	930,15
Ancoragem ativa c/ acessórios, 1 cordoalha	0,00	un	12,45	-
Ancoragem passiva c/ acessórios	0,00	un	11,67	-
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	0,00	kg	5,95	-
Materiais e acessórios para protensão	0,00	kg	0,15	-
Materiais para apoio e espaçadores para cordoalhas	0,00	kg	2,70	-
MÃO DE OBRA				
Ajudante de carpinteiro	1588,88	h	6,32	10.041,72
Carpinteiro	5000,61	h	8,23	41.155,02
Ajudante de armador (armadura passiva)	9314,64	h	6,32	58.868,52
Armador (armadura passiva)	9314,64	h	8,23	76.659,49

Item	Qtde. para LLMA	Unid.	Custo/Unid. (R\$)	Total (R\$)
Servente	2367	h	5,83	13.799,61
Pedreiro	867,9	h	8,23	7.142,82
Adicional de encargos (mão de obra própria, horista)	207667,18	R\$	1,2558	260.788,45
Colocação da ancoragem e protensão	0	un	66,21	-
Montagem da protensão	0	kg	2,90	-
Acessoria e consultoria	0	kg	2,97	-
TOTAL			R\$	882.119,08

Fonte: Autorial própria (2017)

Tabela 23 – Custeio da estrutura em LLMP

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid. (R\$)	Total (R\$)
MATERIAL				
Escora metálica (Mês 1)	728,00	un/mês	2,60	1.892,80
Escora metálica (Mês 2)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 3)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 4)	116,00	un/mês	2,60	301,60
Escora metálica (Mês 5)	32,00	un/mês	2,60	83,20
Pontaleta 3" x 3"	4816,10	m	6,24	30.052,46
Forma de madeira com tábua e sarrafo	1472,50	m ²	33,43	49.225,68
Espaçadores diversos para armadura	10458,00	un	0,15	1.568,70
Arame recozido 1,25 mm	994,52	kg	7,30	7.260,00

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid. (RS)	Total (RS)
Concreto C35, usinado	526,00	m ³	262,21	137.922,46
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 4,2 mm	67,00	kg	3,38	226,46
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 5,0 mm	1691,00	kg	3,38	5.715,58
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 6,3 mm	1326,00	kg	3,57	4.733,82
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 8,0 mm	7284,00	kg	4,01	29.208,84
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 10,0 mm	16655,00	kg	3,41	56.793,55
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 12,5 mm	8504,00	kg	3,25	27.638,00
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 16,0 mm	8582,00	kg	3,25	27.891,50
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 20,0 mm	5352,00	kg	3,04	16.270,08
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 25,0 mm	265,00	kg	3,51	930,15
Ancoragem ativa c/ acessórios, 1 cordoalha	612,00	un	12,45	7.619,40
Ancoragem passiva c/ acessórios	612,00	un	11,67	7.142,04
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	6082,12	kg	5,95	36.188,61
Materiais e acessórios para protensão	6082,12	kg	0,15	912,32
Materiais para apoio e espaçadores para cordoalhas	6082,12	kg	2,70	16.421,72
MÃO DE OBRA				
Ajudante de carpinteiro	1588,88	h	6,32	10.041,72
Carpinteiro	5000,61	h	8,23	41.155,02
Ajudante de armador (armadura passiva)	8453,42	h	6,32	53.425,61
Armador (armadura passiva)	8453,42	h	8,23	69.571,65

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid. (R\$)	Total (R\$)
Servente	2367	h	5,83	13.799,61
Pedreiro	867,9	h	8,23	7.142,82
Adicional de encargos (mão de obra própria, horista)	195136,43	R\$	1,26	245.052,33
Colocação da ancoragem e protensão do cabo	612	un	66,21	40.520,52
Montagem da protensão	6082,12	kg	2,90	17.638,15
Assessoria e consultoria	6082,12	kg	2,97	18.063,90
TOTAL				R\$ 985.353,49

Fonte: Autoria própria (2017)

Em posse dos custos para as duas tipologias, foi possível analisar estes valores e obter relações e comparações entre as tipologias.

4.6.4 Análise de custos para as tipologias

Como resultado, tem-se um custo final para a estrutura no valor de R\$ 882.119,08 em LLMA e R\$ 985.353,49 para a LLMP. O total gasto em material para armação da estrutura sem protensão foi de R\$ 191.242,05, com um gasto de R\$ 305.724,09 destinado à mão de obra. Quando substituído o modelo de armação, o valor desprendido em material subiu para R\$ 246.520,77 e a mão de obra para R\$ 353.679,79 quando terceirizada a execução da protensão, mas se reduz para R\$ 281.449,68 caso se disponha de equipe própria para execução da protensão. Nota-se, porém, que mesmo dispondo de equipe própria, a economia na mão de obra não abateu o gasto adicional com material, havendo ainda uma defasagem de R\$ 31.004,31. Em termos percentuais, a LLMA mostrou-se 10,48% mais atrativa no custo total de sua estrutura.

Visto que os custos destinados ao concreto e às formas não variaram entre os projetos, a economia na estrutura total, R\$ 103.414,41, deve-se à utilização do uso de armadura passiva, exclusivamente. Este resultado representa uma economia de 10,48%, que aumenta para 12,12%, quando considerados apenas os pavimentos que apresentaram diferenças de tipologia

para os dois projetos estruturais elaborados. Neste caso, ou seja, considerando apenas as lajes dos pavimentos Primeiro, Superior e o *Solarium*, obtém-se um custo de 472,40 R\$/m² para tipologia armada e 537,61 R\$/m² para a protendida. Uma economia de 65,21 R\$/m².

Fez-se ainda o levantamento de custo considerando que para o empreendimento a equipe de protensão e o equipamento fossem próprios, sem terceirização. Neste cenário, eliminam-se os custos de assessoria, mão de obra terceirizada e protensão terceirizada dos cabos. Supondo ainda que os profissionais envolvidos no lançamento da protensão tivessem um custo horário idêntico ao de armador e ajudante de armador e, usando a demanda em horas levantada nos quantitativos para esta atividade (item armador e ajudante de armador para armadura ativa, Tabela 18), ainda assim os resultados seriam favoráveis à tipologia de laje armada. Embora próximos para ambos os casos, o cenário é 3,94% mais atrativo para a LLMA o que resulta numa economia de 19,36 R\$/m².

Ao buscar outros indicativos construtivos para comparação, verificou-se que a seleção do tipo de armadura pouco impactou no balanço entre mão de obra e material, em termos de custos. A relação para a LLMA ficou em 46,90% destinados à mão de obra e 53,10% para o material. Para a LLMP a mão de obra demandou 47,20% do investimento e o material os 52,8% restantes. Estas relações foram obtidas para a execução de toda a estrutura.

A mesma análise, limitada aos custos destinados especificamente para as atividades de armação, envolvendo apenas os pavimentos que foram dimensionados para ambos as tipologias, também apresentam resultados semelhantes entre si, embora em proporções diferentes. Neste caso, destina-se cerca de 60% do total dos custos à mão de obra. As diferenças percentuais entre as tipologias podem ser verificadas no Gráfico 2 e no Gráfico 3, que ilustram a equivalência construtiva das tipologias neste tópico de análise.



Gráfico 2 - Relação de custos material/mão de obra destinada à armação da LLMA

Fonte: Autoria própria (2017)

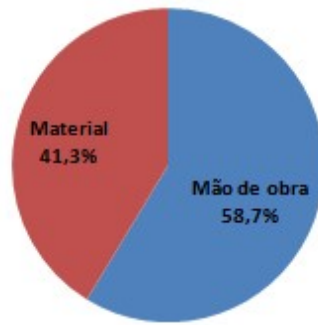


Gráfico 3 - Relação de custos material/mão de obra destinada à armação da LLMP

Fonte: Autoria própria (2017)

As relações de custos de mão de obra e de material por metro quadrado, obtidas para as tipologias, considerando apenas os pavimentos com ambas as opções de armação e apenas os itens relacionados à armadura, estão apresentadas no Gráfico 4 e Gráfico 5.

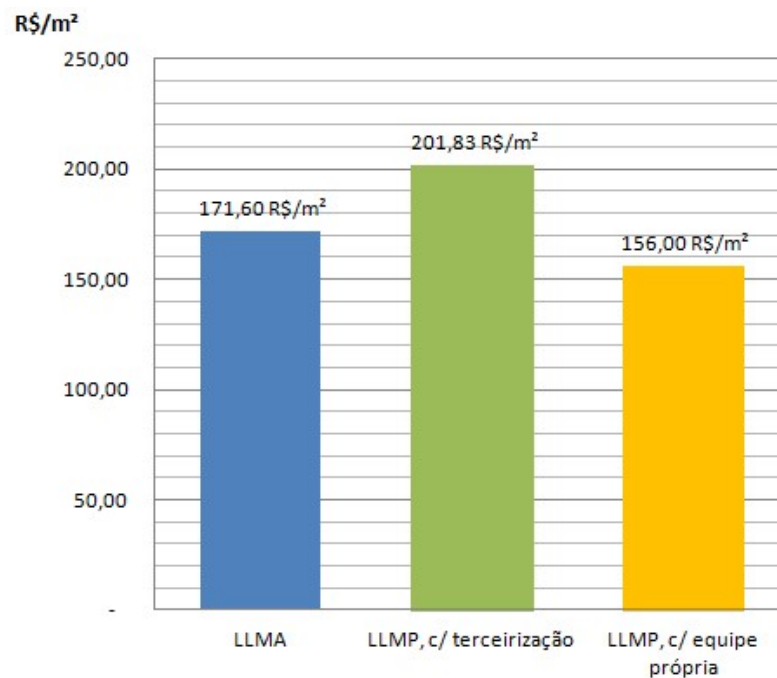


Gráfico 4 – Custos em mão de obra por m²

Fonte: Autoria própria (2017)

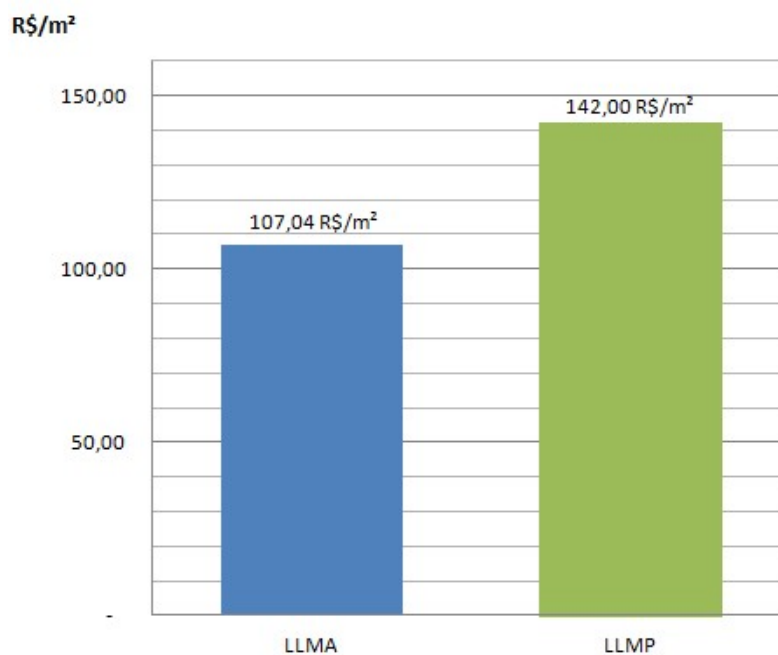


Gráfico 5 – Custos em material por m²

Fonte: Autoria própria (2017)

A partir dos Gráficos 2,3,4 e 5, nota-se que a LLMP apresenta um desempenho construtivo, em termos de custos, inferior à LLMA, tanto para materiais quanto para mão de obra, salvo como já apontado anteriormente, caso o executante disponha de equipe própria qualificada. Para a LLMP, mesmo a mão de obra sendo mais barata com equipe própria e apenas 17,61% mais custosa quando terceirizada, o custo por m² em materiais desta tipologia ficou 32,66% mais oneroso quando comparado com a LLMA. Sendo assim, os materiais compõem a parcela mais impactante da diferença, o que permite a LLMP diminuir em larga escala sua desvantagem quando barateados os materiais pertinentes à protensão.

Com os resultados dos custos obtidos para a estrutura, vantajosos à LLMA, corrobora-se a ideia de que o concreto protendido tende a ser vantajoso quando aplicado a lajes de maiores vãos, representando, com maior ou menor grau de similaridade o Gráfico 6, que compara o custo do concreto armado e o do concreto protendido em função do comprimento dos vãos.

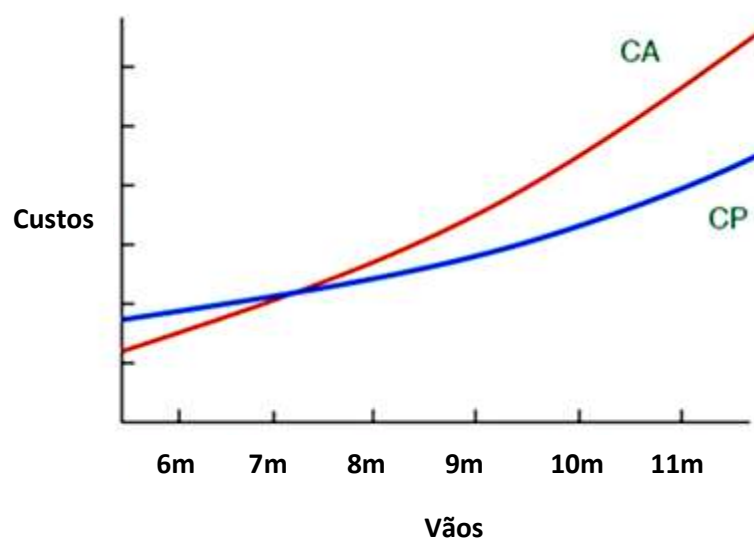


Gráfico 6 – Comparativo entre CA e CP em função do comprimento dos vãos

Fonte: Lopes (2013) *apud* ZILLI (2013)

Assim como para a análise referente aos quantitativos e suas implicações executivas, a análise de custos também apresentou uma variação relativamente pequena entre as tipologias quando considerarmos a amostragem única deste estudo, 10,48% a favor da LLMA. Entretanto, por se tratar de custos e incidir sobre um montante considerável, a atribuição de relevância a este dado pode sofrer majoração por parte de alguns leitores.

Para uma análise definitiva de qual tipologia é superior à outra quando aplicada a lajes lisas maciças (o que não é o objetivo deste estudo dado à infinidade de variáveis envolvidas), seria necessário uma maior amostragem para se atribuir maior relevância aos dados percentuais obtidos. Ainda assim, os resultados favoráveis para a LLMA em relação à LLMP para este caso, já comprava a possibilidade de se ter um cenário atrativo ao uso da armadura passiva em lajes lisas maciças, comprovando sua viabilidade e refutando a ideia de que laje lisa maciça precisa ser protendida, justificativa deste trabalho.

5 CONCLUSÕES

Com a extensa pesquisa e comparação entre as tipologias efetuadas neste trabalho foi possível mensurar diversas relações entre as mesmas, sendo estas quantitativas ou qualitativas.

Concluiu-se que no aspecto estrutural as estruturas apresentam-se similares entre si, muito embora se deva considerar a influência dos pequenos vãos das lajes neste resultado, já que a tipologia pretendida cresce em desempenho, econômico e estrutural, quando associada a maiores vãos.

Em termos estruturais, não se verificaram variações quanto à instabilidade lateral entre a LLMA e a LLMP, apontando que não houve influência quanto à função da armadura. Embora as lajes lisas apresentem menor estabilidade a esses deslocamentos quando comparadas ao sistema convencional, a escolha do uso de protensão não favoreceu ou desfavoreceu esta característica. Todavia, não se pode excluir a hipótese de alguma influência da armadura neste quesito para estruturas com menor esbeltez, necessitando um estudo mais aprofundado.

Quanto às flechas, a maior variação foi em torno de 35% desfavorável à LLMA, embora nos pontos de menores vãos essa variação seja muito pequena. Sendo assim, para uma grande área dos pavimentos, em função dos pequenos vãos e da espessura da laje, a vantagem quanto à redução de flechas, principal característica da protensão, é desperdiçada.

Outras diferenças estruturais se apresentaram quanto aos esforços verticais e quanto ao momento resultante nas lajes. Para os esforços verticais o cenário foi desfavorável para a LLMA, 22% na compressão e 11% na tração. Em termos de momentos fletores, nos pontos mais relevantes as diferenças observadas chegaram a 20%.

Para a questão estrutural, como era de se esperar, a laje lisa maciça pretendida apresenta resultados superiores aos da laje lisa maciça armada, mas que muito do potencial de vantagem da protensão fora desperdiçado devido aos aspectos estruturais do projeto. Em outras palavras, uma vez que ambos os projetos atendem às questões normativas, a escolha por uma ou outra tipologia deve considerar a estrutura como um todo ao qual será aplicada e não a ideia engessada de que deverá ser pretendida devido ao se tratar de uma laje lisa.

Além de avaliar a estrutura, deve-se ainda ponderar outros critérios, como a produtividade, os parâmetros executivos e especialmente o custo. Quanto a estes aspectos, as conclusões são favoráveis à LLMA, também por questão da estrutura como um todo ao qual está sendo aplicada. O custo desprendido com estrutura para a LLMA foi 10,48% mais atrativo, mesmo considerando os impactos diretos da produtividade aparente, que é 7,94% inferior nesta tipologia. Todavia, essa vantagem econômica tende a ser mitigada quando se levanta a influência indireta da produtividade sobre os custos, aproximando ambas as tipologias. Quando

utilizado mão de obra própria na protensão, a diferença diminui significativamente, mas continua apontando a laje lisa armada como melhor opção. Outro dado interessante no tocante de custos é que, para ambas as tipologias, o balanço entre mão de obra e material na execução da armadura ficou em torno de 60% destinado à mão de obra. Como este balanço é semelhante para as duas, a alta ou baixa do material ou da mão de obra no mercado pouco influenciará na comparação das tipologias, embora tenha se identificado o preço da cordoalha como item que pode ter mais influência sobre este balanço.

Em última análise, comprovando sua aplicabilidade quando se confrontam os dados comparativos é conclusivo que, para este investimento, especialmente em razão dos custos, a LLMA possui ligeira vantagem e que esta se deve aos seus vãos reduzidos. Todavia, esta vantagem não pode ser generalizada, tendo em vista a amostra única deste estudo e o grande número de variáveis que influem sobre o mesmo, o que possivelmente deixa a margem de vantagem dentro do desvio padrão de uma amostra hipotética. Sendo assim, ressaltando que ambas as tipologias são viáveis e otimizadas para determinadas situações, e, acima das noções gerais sobre cada tipo de armadura, deve-se considerar a situação de cada empreendimento e especialmente as particularidades da estrutura na qual se pretende utilizar a laje lisa maciça.

6 PESQUISAS SUGERIDAS

Sugere-se como pesquisa futura, realizar análise similar em outro empreendimento com maiores vãos para se avaliar a influência desta variável nas relações estruturais e construtivas da laje lisa maciça armada e da laje lisa maciça protendida. Sugere-se ainda uma otimização da estrutura com o refinamento da espessura das lajes utilizadas para cada tipologia, o que influenciará no desempenho de cada uma. Por fim, qualquer estudo idêntico a este, aplicado a outra estrutura com características semelhantes, permitirá compor uma melhor amostragem de resultados, tornando-os estatisticamente mais relevantes e apontando com maior exatidão qual tipologia é preponderante para este tipo de estrutura.

REFERÊNCIAS

ALTOQI. **Lajes EBERICK V10**. *Site*. Disponível em:

<<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v10/lajes>>. Acesso em: 02 mar. 2017.

ARAUJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSA ABLOY. **Soluções em portas corta-fogo**: Catálogo. São Paulo, 2015. 36 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL. **Recomendações para elaboração de projetos estruturais de edifícios de concreto**. Disponível em:<<http://www.abece.com.br/recomendacoes.pdf>> Acesso em: 10 out. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5626: instalação predial de água fria**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificação - procedimento**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações - procedimento**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: aço destinado a armaduras de concreto armado - especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483: cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - especificação**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: ações e seguranças nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: execução de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

AZEVEDO, A. F. N. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia do Porto. 1. ed. Porto. 2003.

BARBOSA, E. C. **Implicações da norma de desempenho em relação as estruturas de concreto**. In: SEMINÁRIO DESAFIO DO PROJETO PRODUÇÃO E APLICAÇÃO DO CONCRETO, 2016, São Paulo. Apresentação. São Paulo: ABECE. p 1-70.

BARROS, R. C; SILVA, R. J. C. **Estudo de punção em lajes lisas**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2015, Bonito. Artigo. Bonito. p 1-15.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de concreto**: Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015.

BELGO BAKAERT ARAMES. **Cordoalha engraxada para protensão**. *Site*. Disponível em: < <http://www.belgobekaert.com.br/Produtos/Paginas/Cordoalha-Engraxada-para-Protensao.aspx>> Acesso em: 02 ago. 2017.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2009.

CAUDURO, E. L.; LEME, A. J. H. **A protensão em edifícios sem vigas: Novas técnicas aumentam a qualidade e reduzem o custo total do edifício**. In: 41º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, 1999.

CAUDURO, E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas**. São Paulo: Belgo. 2002. 111 p.

CENTRAL DE LICITAÇÕES DO RIO GRANDE DO SUL. **Planilha orçamentária**: SEDUC – Escola técnica de Novo Hamburgo. Disponível em: <http://www.celic.rs.gov.br/uploads/1420550495006956_1900_12_1_ETNH_COM_VALOR_ES_nov_14.pdf>. Acesso em: 26 jul. 2017.

CHINEM, R. M. **Avaliação da estabilidade global em edifícios**. 2010. 97 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

COELHO, E. L; SOUZA R. M; GRECO, M. **Estudo comparativo entre sistemas estruturais com lajes maciças, nervuradas e lajes lisas**. In: Nono Simpósio de Mecânica Computacional, 2010.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Norma técnica SABESP NTS 181**. São Paulo. 2012.

COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. **Estrutura de concreto**. *Site*. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/3/concretagem-praticas/execucao/60/concretagem-praticas.html>>. Acesso em: 10 mai. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Planilha orçamentária: BR 101 RN**. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/anexo/Anexo/Anexo_edital0122_05-00_3.pdf>. Acesso em: 27 jul. 2017.

EDITORA PINI. **Tabela de composições de preços para orçamentos**. 13. ed. São Paulo: Pini. 2008.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. 2002, Brasília.

FARIA, M. P. **Estruturas para edifícios em concreto armado: análise comparativa de soluções com lajes convencionais, lisas e nervuradas**. 2010. 97 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. 1989. 272 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E.; PEDROSA, A.V.A.C. **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado, construídos na cidade do Recife**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, IBRACON, 2005.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M.; BITTENCOURT, T. **Conceitos de análise estrutural**. In: Isaia.G. C. (Ed.) IBRACON – Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo, IBRACON, 2005. vol. 1. p.109-141.

GAMA, C. A. C. N.; GOMES, L. H. C.; FILHO, O. A. R. **Lajes planas tensionadas**. Revista Técnica On-Line. Fev. 2011. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/167/lajes-planas-tensionadas-286800-1.aspx>>. Acesso em: 8 jul. 2017.

GANTE, J. A. S. **Suprimindo as vigas**. Revista IBRACON, n. 1, p14-18, 1991.

GIONGO, J. S. **CONCRETO ARMADO: Projeto estrutural de edifícios**. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

HAMBLY, E. C. **Bridge Deck Behavior**. 1. Ed. London: E & FN Spon. 1976.

HENNRICHS, C. A. **Estudo sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado**. 2003. 201 f. Dissertação (Pós-Graduação) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

IMPACTO. **Protensão não aderente**. *Site*. Disponível em: <<http://www.impactoprotensao.com.br/protensao-nao-aderente/>>. Acesso em: 15 jul. 2017.

JACP. **Produtos para construção civil**: *Site*. Disponível em: <<http://www.jacp.com.br/qualidade.php>>. Acesso em: 20 jul. 2017.

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.

KNAUFF DRYWALL. **Manual de instalação Knauff Drywall**. Rio de Janeiro, 2011. 60 p.

KOERICH, R. B. **Estudo de estruturas protendidas hiperestáticas com a representação da protensão por carregamentos equivalentes**. 2004. 199 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

LAJES JUNDIAÍ. **Laje treliçada de isopor**. *Site*. Disponível em: <<http://www.lajesjundiai.com.br/produtos/laje-trelicada-isopor>> . Acesso em: 19 nov. 2017.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

LOUREIRO, G. J. **Projeto de lajes lisas com cordoalhas engraxadas**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. 2006, São Paulo. Anais. São Paulo: p.1732-1755.

MATTOS, A. D. **Estimativa dos quantitativos de fundação**. PINI On-Line. Nov. 2014. Disponível em: <<http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/estimativa-dos-quantitativos-de-fundacao-330306-1.aspx>>. Acesso em: 19 jul. 2017.

MELGES, J. L. P. **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido**. 2001. 414 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

NASCIMENTO, A. V. **Concreto Protendido – O uso da protensão não aderente em edifícios comerciais e residenciais**. São Paulo. 2004.

PFEIL, W. **Concreto protendido**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

PUEL, A. **Modelagem de lajes planas simétricas e assimétricas em concreto armado – Análise Integrada Laje x Pilar**. 2009. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal De Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

SANTOS, M.; Costa, S. Y.; VIEIRA FILHO, V.; MOREIRA, K. A. W; BRANDÃO, P. R. **Comparativo entre lajes lisas em concreto armado e protendido com fck de 30, 35 e 40 MPa**. Revista Eletrônica Multidisciplinar. Araucária, v. 2, n. 4, Ago 2015.

SCHEIBLER, Matheus. **Estudo comparativo entre estruturas em concreto convencional e estruturas em lajes planas protendidas para edifícios com múltiplos pavimentos: Análise do ponto de vista executivo, econômico e produtivo**. Revista da Graduação. Porto Alegre, v. 5, n. 1. Dez. 2012

SCHMID, M. T. **Concreto protendido**: Publicação técnica. São Paulo, 2012. 31 p.

SCHMID, M. T. **Lajes planas protendidas**: Publicação técnica. São Paulo, 2009. 30 p.

SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA DO MATO GROSSO DO SUL.

Tabela de custos: Versão 024. Disponível em:

< <http://www.seinfra.ce.gov.br/siproce/onerada/html/6.6.html?a=1493215987636>>. Acesso em: 02 ago. 2017.

SINDICATO DOS TRABALHADORES NA CONSTRUÇÃO CIVIL – CURITIBA. **Tabela**

salarial. Disponível em: < <http://sintraconcuritiba.org.br/a-profissao/tabela-de-salarios>>.

Acesso em: 18 Jul. 2017.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO

CIVIL. **Preços de Insumos não desonerados: Abril 2017**. Disponível em: <

<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>.

Acesso em: 12 mai. 2017.

SOUZA, R. M. **O problema dos elementos finitos aplicado a condução de calor.** Material Didático. Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003.

SOUZA, S. S. M. **Análise experimental de lajes lisas nervuradas de concreto armado com armadura de cisalhamento.** 2007. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2007.

TATU. **Laje alveolar protendida: Publicação técnica.** Limeira. 18 p. Disponível em: <http://www.tatu.com.br/pdf_novo/lajes_alveolares.pdf>. Acesso em: 13 mai. 2017.

TISAKA, M. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução.** 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

TQS INFORMÁTICA. **Dominando os sistemas CAD/TQS: Manual, v. 2.** São Paulo. 449 p. 2017.

TQS INFORMÁTICA. **Software no projeto estrutural. Site.** Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/index.php/conheca-os-sistemas-cadtqs/visao-geral/software-no-projeto-estutural>>. Acesso em: 02 mar. 2017.

TRAUTWEIN, L. M.. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: Análise Experimental e Numérica.** 2006. 329 f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** Porto Alegre. 2003. 93 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

YINGLI GREEN ENERGY HOLDING. **YGE 60 Cell 40mm SERIES: Catálogo.** 2 p. Disponível em: <http://www.yinglisolar.com/assets/uploads/products/downloads/YGE_60_Cell_Series_EN.pdf>. Acesso em: 8 Jul. 2017.

ZILLI, E. BORTOLOTTI, F. **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.

APÊNDICE A – Memorial de cálculo dos carregamentos

Para o lançamento das cargas lineares de solicitação da estrutura no *software* TQS, procedeu-se com a soma dos componentes constitutivos de cada elemento, valendo-se de informações de fabricantes, catálogos, e principalmente segundo as prescrições da NBR 6120 (ABNT, 1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Calculou-se neste memorial as cargas de carregamento linear, que são em geral as cargas das paredes e fechamentos, sejam elas em alvenaria, gesso acartonado ou vidro, para as diversas espessuras utilizadas neste projeto. Calculou-se também e as demais cargas distribuídas ou concentradas necessárias para adição aos carregamentos acidentais de utilização determinados pela NBR 6120 (ABNT, 1980).

Para simplificação do modelo sem se perder a quantidade de carregamento global sobre a estrutura, as cargas sobre os vãos foram aplicadas como carga linear diretamente sobre o vão superado, muito embora se reconheça que se trata de uma simplificação e que o carregamento na realidade é distribuído lateralmente na parede que contem o vão. Notar-se-á esta simplificação em alguns cálculos apresentados abaixo.

Buscou-se nestes levantamentos um nível de minúcia acurado. Isso se deve ao fato de querer avaliar, com boa precisão, os impactos da alteração da tipologia de armadura sobre o comportamento estrutural e por conseguinte seus quantitativos de materiais.

Segue o cálculo dos elementos:

I) Parede de blocos cerâmicos com 15 cm de espessura, revestida com argamassa:

Bloco cerâmico de 6 furos, 19x14x9 usado em pé, meia parede, com 1 cm de argamassa para assentamento entre os tijolos e com o piso. Com revestimento compõem-se a parede aproximada de 15 cm de espessura.

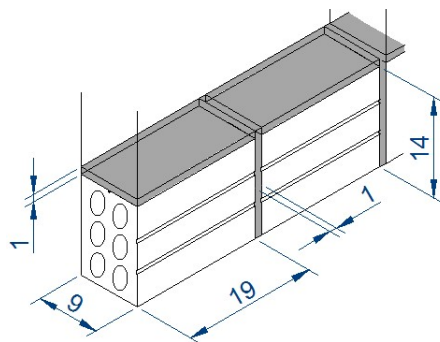


Figura A1 – Detalhe do módulo para carregamento de alvenaria de 15 cm

Fonte: Autoria própria (2017)

Sendo o pé direito de 3m, e a altura de cada módulo de 15 cm, tem-se 20 módulos de altura (bloco mais assentamento). Para 1 metro de comprimento, ideal para quantificar a carga linear, tem-se 5 módulos de 20 cm de comprimento. O Esquema da parede está apresentado abaixo na Figura A2.

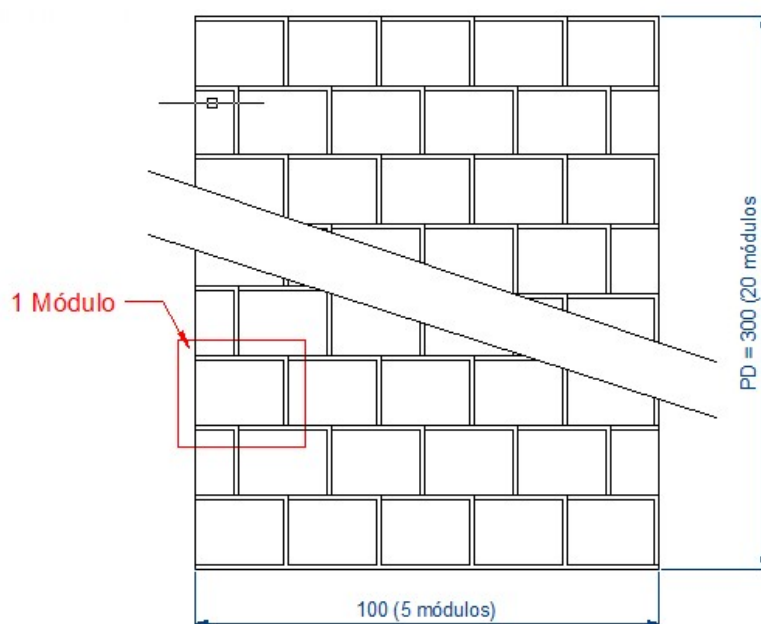


Figura A2 – Composição de módulos para 1 m linear na parede de 15 cm de espessura

Fonte: Autoria própria (2017)

Blocos cerâmicos:

Volume de 1 bloco cerâmico: $0,09 \times 0,14 \times 0,19 = 2,394 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Volume de blocos cerâmicos para 1 metro linear de parede e 3 m de altura:

$5 \times 20 \times 2,394 \cdot 10^{-3} = 0,2394 \text{ m}^3$

Peso específico aparente dos blocos cerâmicos segundo NBR 6120: 13 kg/m^3

Peso da cerâmica para parede de 1 metro linear por 3 metros de altura: $13 \times 0,2394$
 $= 3,12 \text{ kN/m}$

Argamassa de assentamento:

20 faixas, de 1 centímetro de espessura: $20 \times 0,01 \times 1,00 \times 0,09 = 0,018 \text{ m}^3$

5 faixas verticais de 1 centímetro de espessura: $5 \times 0,01 \times 0,09 \times 3 = 0,0135 \text{ m}^3$

Desconto das interseção das faixas, 100 pontos: $100 \times 0,01 \times 0,01 \times 0,09 = 0,0009 \text{ m}^3$

Volume de argamassa de assentamento para 1 m linear de alvenaria: $0,018 + 0,0135 - 0,0009$
 $= 0,0306 \text{ m}^3$

Argamassa de revestimento nas duas faces:

máximo de 3 cm em cada face para espessura máxima da parede: $2 \times 0,03 \times 3 \times 1 = 0,18 \text{ m}^3$

Peso da Argamassa:

Somatório do volume: $0,0306 + 0,18 = 0,2106 \text{ m}^3$

Peso específico aparente da argamassa de areia cimento e cal segundo NBR 6120: 19 kN/m^3

Peso da argamassa para 1 metro linear de alvenaria: $0,2106 \times 19 = 4,001 \text{ kN/m}$

Peso total linear para: $4,00 + 3,12 = 7,12 \text{ kN/m}$

II) Parede de blocos cerâmicos com 20 cm de espessura, revestida com argamassa:

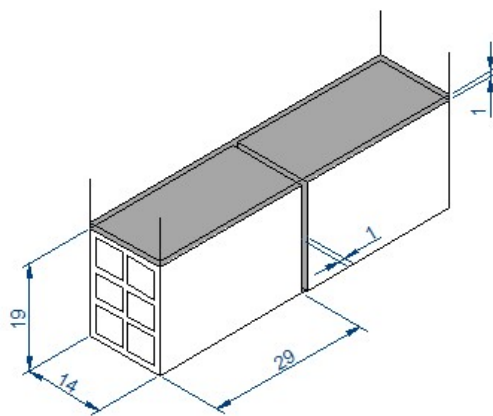


Figura A3 – Detalhe do módulo para carregamento de alvenaria de 20 cm

Fonte: Autoria própria (2017)

Bloco cerâmico de 6 furos, 14x19x29 usado em pé, meia parede, com 1 cm de argamassa para assentamento entre os tijolos e com o piso. O revestimento e pintura compõem a parede com aproximadamente 20 cm de espessura.

Sendo o pé direito de 3m, e a altura de cada módulo de 20 cm, tem-se 15 módulos de altura (bloco mais assentamento). Para 1 metro de comprimento, ideal para quantificar a carga linear, tem-se 3,33 módulos de 30 cm de comprimento. O Esquema da parede está apresentado abaixo na Figura A4

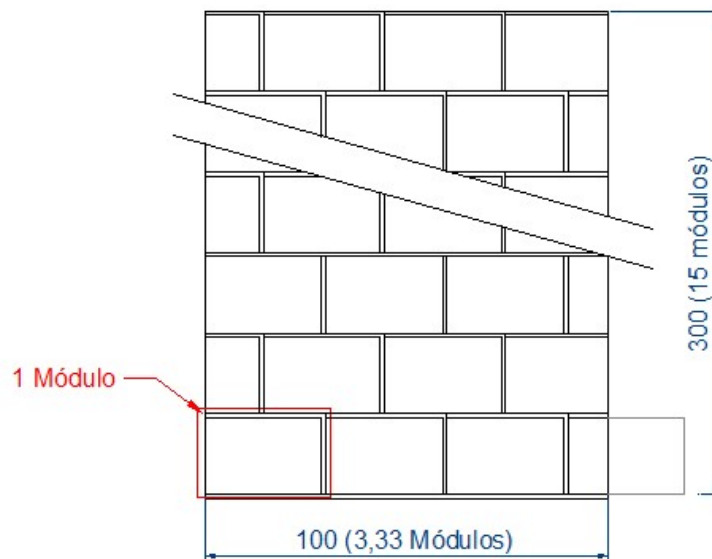


Figura A4 – Composição de módulos para 1 m linear na parede de 20 cm de espessura

Fonte: Autoria própria (2017)

Bloco cerâmico:

Volume de 1 bloco cerâmico: $0,19 \times 0,14 \times 0,29 = 7,714 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

Volume de blocos cerâmicos para 1 metro linear de parede e 3 m de altura: $3,33 \times 15 \times 7,714 \cdot 10^{-3} = 0,3853 \text{ m}^3$

Peso específico aparente dos blocos cerâmicos segundo NBR 6120: 13 kN/m^3

Peso da cerâmica para parede de 1 metro linear por 3 metros de altura: $13 \times 0,3853 = 5,01 \text{ kN/m}$.

Argamassa de assentamento:

15 faixas, de 1 centímetro de espessura: $15 \times 0,01 \times 1,00 \times 0,14 = 0,021 \text{ m}^3$

3,33 faixas verticais de 1 centímetro de espessura: $3,33 \times 0,01 \times 0,14 \times 3 = 0,01399 \text{ m}^3$

Desconto de interseção das faixas, 50 pontos: $50 \times 0,01 \times 0,01 \times 0,14 = 0,0007 \text{ m}^3$

(desprezível)

Volume de argamassa de assentamento para 1m linear de alvenaria: $0,021 + 0,014 = 0,035 \text{ m}^3$

Argamassa de revestimento nas duas faces, máximo de 3 cm em cada face para espessura máxima da parede: $2 \times 0,03 \times 3 \times 1 = 0,18 \text{ m}^3$

Peso da Argamassa:

Somatório do volume: $0,035 + 0,18 = 0,215 \text{ m}^3$

Peso específico aparente da argamassa de areia, cimento e cal segundo NBR 6120: 19 kN/m^3

Peso da argamassa para 1 metro linear de alvenaria: $0,215 * 19 = 4,085 \text{ kN/m}$

Peso total linear:

$5,01 + 4,08 = 9,09 \text{ kN/m}$

III) Guarda-corpo da sacada:

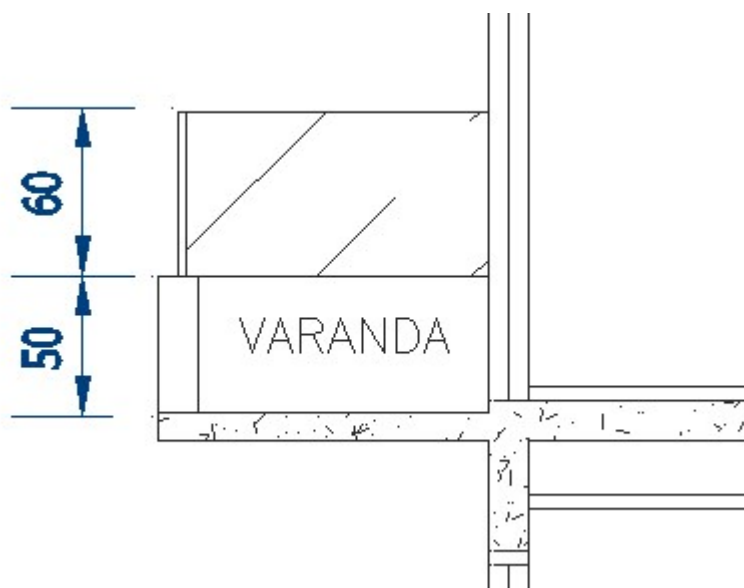


Figura A5 – Detalhe do guarda-corpo da sacada

Fonte: Autoria própria (2017)

Espessura da alvenaria com revestimento: 15 cm

Carregamento linear dessa alvenaria para 3 m de altura : $7,21 \text{ kN/m}$

Carregamento para 50 cm de altura = $(7,21 / 3) \times 0,5 = 1,20 \text{ kN/m}$

Peso específico do vidro segundo NBR 6120: 26 kN/m^3

Utilizando lâmina de 10 mm = $26 * 0,01 = 0,26 \text{ kN/m}^2$

Com 60 cm da altura, o vidro possui, por metro linear, uma área de $0,6 \times 1 = 0,6 \text{ m}^2$

Peso do vidro da sacada por $m^2 = 0,6 \times 0,26 = 0,156$

Peso total do peitoril da sacada: $1,20 + 0,156 = 1,356 \text{ kN/m}$

IV) Porta-janela em vidro:

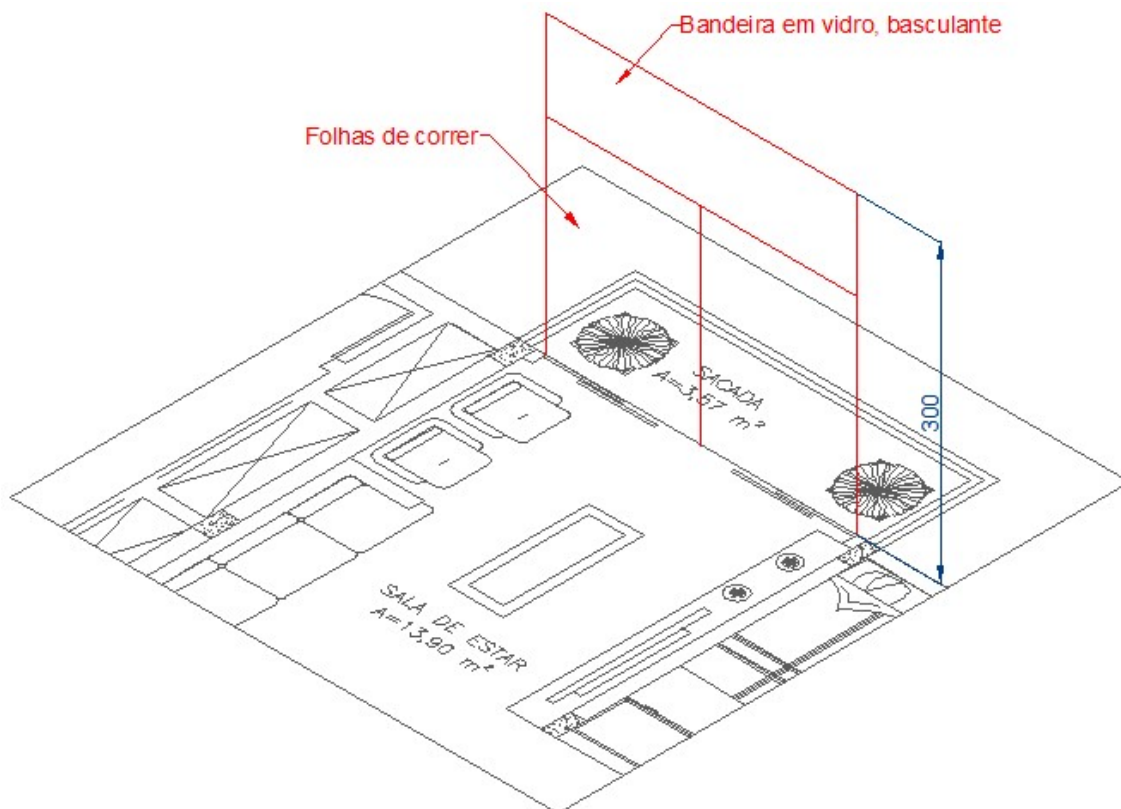


Figura A6 – Dimensões da porta-janela

Fonte: Autoria própria (2017)

Porta janela em vidro, de correr com bandeira fixa basculante, em vidro de 10mm de espessura, 3 metros de altura.

Volume de vidro para 1 metro linear de porta: $1,0 \times 3,0 \times 0,01 = 0,03 \text{ m}^3$ de vidro por metro

Peso específico do vidro liso segundo NBR 6120: 26 kN/m^3

Peso da porta janela de vidro: **0,78 kN/m**

V) Parede de vidro do térreo, Hall e salão de festas:

Parede de vidro, ou porta janela, em vidro de 10mm de espessura, 3,0 metros de altura.

Volume de vidro para 1 metro linear de porta: $1,0 \times 3,0 \times 0,01 = 0,03 \text{ m}^3$ de vidro por metro

Peso específico do vidro liso segundo NBR 6120 (ABNT, 1980): 26 kN/m^3

Peso da parede de vidro: **0,78 kN/m**

VI) Faixas verticais de vidro da fachada:

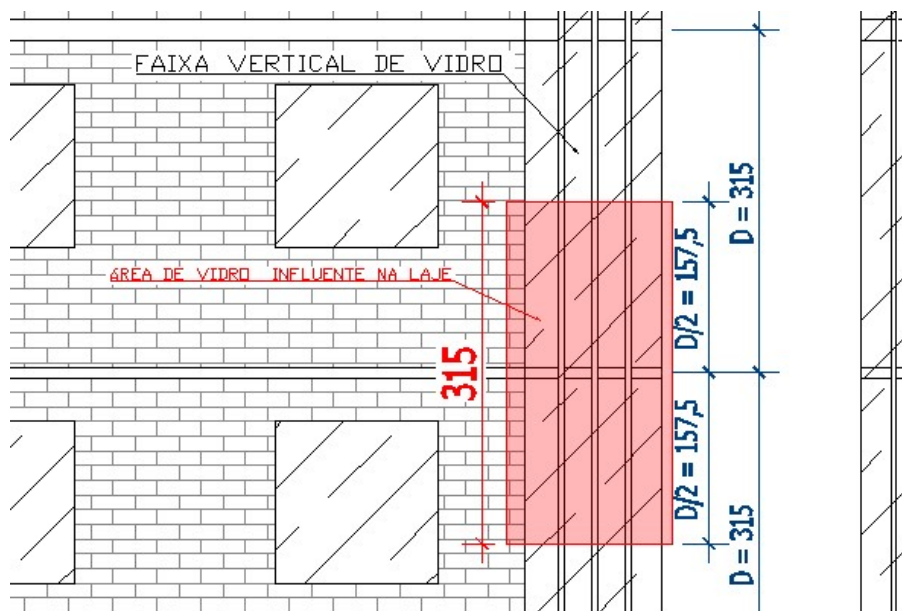


Figura A7 – Caracterização e área de influência da fachada de vidro sobre a laje

Fonte: Autoria própria (2017)

Sobre a pequena região da laje que recebe o carregamento da faixa de vidro da fachada, calculou-se o peso do vidro da área pertinente sustentada pela faixa em questão, no caso, metade da distância para cima e para baixo em relação à laje superior e inferior. Para as lajes com área de influência diferente da apresentada na Figura A7, procedeu-se com os ajustes necessários.

Embora o vidro seja apoiado pela estrutura de sustentação que descarrega o carregamento na laje em 3 pontos, considerou-se para lançamento no *software* uma carga linear por simplificação, uma vez que a distância entre estes pontos é mínima.

Área do vidro para o vão de 1,2 metros: $1,2 \times 3,15 = 3,78 \text{ m}^2$

Considerando vidro de 10 mm de espessura: $3,78 \times 0,01 = 0,0378 \text{ m}^3$

Peso específico aparente do vidro segundo NBR 6120: 26 kN/m^3

Peso sustentado em 1,2 m de vão da laje: $26 \times 0,0378 = 0,9828 \text{ kN}$

Carregamento por metro Linear: $0,9828 / 1,2 = \mathbf{0,819 \text{ kN/m}}$

VII) Parede de gesso acartonado:

Segundo o catálogo da Knaf Drywall (2011), a parede de 11,5 mm de espessura, com 2 chapas de 12,5mm e estrutura metálica pesa 22 kg/m^2 .

Como o pé direito do edifício em questão é de 3,00 m, tem-se, por metro linear, uma carga de 66 kg/m, o que totaliza um carregamento de **0,647 kN/m**

VIII) Carregamento onde há portas, para alvenarias de 20 cm, 15 cm e para gesso acartonado:

Como dito anteriormente, embora o vão livre da porta não transmita o carregamento diretamente sobre a laje, transmitindo-o pela alvenaria circundante ao vão, para efeitos de simplificação e para se manter o carregamento total da estrutura, considerou-se esse carregamento aplicado no próprio vão da porta. Para as portas considerou-se a estrutura da porta completa (folha, batentes, caixilhos e vistas) e a bandeira de alvenaria acima desta, desconsiderando a verga uma vez que seu volume foi calculado em alvenaria e a aproximação está mais que adequada.

Utilizou-se para a folha, a madeira mais pesada disponível na NBR 6120 (ABNT, 1980), para garantir adequação para qualquer modelo utilizado, considerando-a maciça, com 3 cm de espessura. Tendo em vista que se utilizou o maior peso específico informado na NBR 6120 (ABNT, 1980), considera-se englobado neste valor os pesos das vistas, caixilhos e metais.

Pé direito: 3,00 m

Porta de 2,10 m:

Espessura: 0,03 m

Altura: 2,10 m

Comprimento: 1 m (para cálculo em carregamento por metro linear)

Peso específico da madeira segundo NBR 6120 (ABNT, 1980): 10 kN/m³

Carregamento Linear da porta: $0,03 \times 2,10 \times 1 \times 10 = 0,63 \text{ kN/m}$

Bandeira em alvenaria: $3,00 \text{ m} - 2,10 \text{ m} = 0,90 \text{ m}$

Para parede de 15 cm: $3 \text{ m de alvenaria} = 7,12 \text{ kN/m} \therefore 0,90 \text{ m} = 2,14 \text{ kN/m}$

Para parede de 20 cm: $3 \text{ m de alvenaria} = 9,09 \text{ kN/m} \therefore 0,90 \text{ m} = 2,73 \text{ kN/m}$

Para parede em gesso acartonado: $3 \text{ m de gesso acartonado} = 0,63 \text{ kN/m} \therefore 0,90 \text{ m} = 0,19 \text{ kN/m}$

Composição: Porta + Bandeira:

Em parede de 15 cm: $2,14 + 0,63 = \mathbf{2,77 \text{ kN/m}}$

Em parede de 20 cm: $2,73 + 0,63 = \mathbf{3,36 \text{ kN/m}}$

Em gesso acartonado: $0,19 + 0,63 = \mathbf{0,82 \text{ kN/m}}$

IX) Revestimento em pedra:

Em alguns pontos da fachada há utilização de revestimento em pedra. O carregamento adicional deste revestimento foi calculado para ser lançado somado ao carregamento da alvenaria, nos trechos em que se apresenta o revestimento.

Uma vez que o projeto não tem especificado a pedra do revestimento, utilizou-se o maior valor de referência para pedras na NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo assim uma majoração adequada ao uso de diversas pedras como revestimento.

O valor de acréscimo depende da superfície revestida, ou seja, está diretamente relacionada à presença de vãos e suas alturas.

Revestimento em parede sem vão:

Peso específico da pedra segundo NBR 6120 (ABNT, 1980): 30 kN/m^3

Altura: 3,00m

Espessura do revestimento: 0,015 m

Volume de pedra utilizado no revestimento para 1 m linear de fachada: $3 \times 1 \times 0,015$
 $= 0,045 \text{ m}^3$

Peso do revestimento da pedra: $0,045 \times 30 = 1,35 \text{ kN/m}$

Parede com janela de altura 1,50 m:

Peso específico da pedra segundo NBR 6120: 30 kN/m^3

Altura revestida: $3,00 - 1,50 = 1,50 \text{ m}$

Espessura do revestimento: 0,015 m

Volume da pedra utilizado no revestimento para 1 m linear de fachada: $1,5 \times 1 \times 0,015$
 $= 0,023 \text{ m}^3$

Peso do revestimento da pedra: $0,023 \times 30 = 0,68 \text{ kN/m}$

Nota: não ocorre aplicação de revestimento de pedra em janelas com outras alturas.

X) Janelas:

Para as janelas, considerou-se que a carga acima do vão estava se aplicando na laje sob o vão superado, de maneira análoga ao feito para as portas. Sendo assim, desconsiderou-se a área referente ao vão, e somou-se ao restante o peso da esquadria e o vidro adicionado em substituição à alvenaria removida.

Para janelas de 1,50 m de altura:

Pé direito: 3,00 m

Altura da janela: 1,50 m

Alvenaria restante: 1,50 m

Peso da esquadria $0,02 \text{ kN/m}^2$

Peso da esquadria para 1 metro linear de janela: $0,02 \times 1,5 \text{ m altura} = 0,03 \text{ kN/m}$

Composição quando em parede de 20 cm de espessura:

$9,09 \text{ kN/m}$ para 3 m altura $\therefore 4,55 \text{ kN/m}$ para 1,5 m altura

Total: $4,55 + 0,03 = 4,58 \text{ kN/m}$

Composição quando em parede de 15 cm de espessura:

$7,12 \text{ kN/m}$ para 3 m altura $\therefore 3,56 \text{ kN/m}$ para 1,5 m altura

Total: $3,56 + 0,03 = 3,59 \text{ kN/m}$

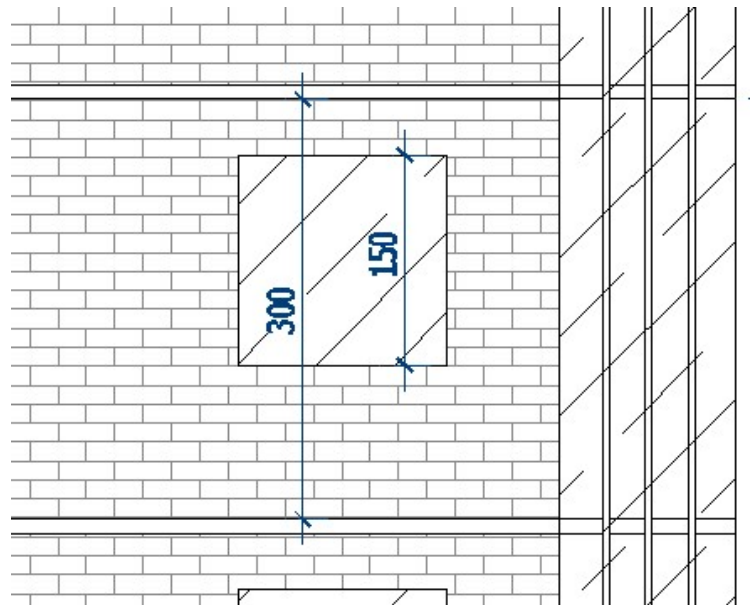


Figura A8 – Janela de 1,50 m de altura

Fonte: Autoria própria (2017)

Para janelas dos banheiros, com 80 cm de altura:

Pé direito: 3,00 m

Altura da janela: 0,8 m

Alvenaria restante: 2,2 m

Peso da esquadria $0,02 \text{ kN/m}^2$

Peso da esquadria para 1 metro linear de janela: $0,02 \times 0,8 \text{ m altura} = 0,016 \text{ kN/m}$

Composição para parede de 20 cm de espessura:

$9,09 \text{ kN/m}$ para 3 m altura $\therefore 6,67 \text{ kN/m}$ para 2,2 m de altura

Total: $6,67 + 0,016 = 6,68 \text{ kN/m}$

Nota: Não há janelas de banheiro em paredes de 15 cm.

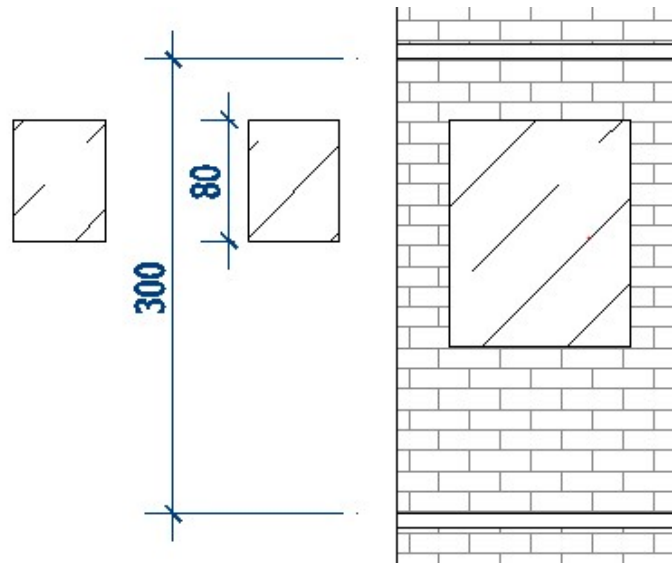


Figura A9 – Janela de 0,8 m de altura

Fonte: Autoria própria (2017)

XI) Platibanda do telhado verde sobre o térreo:

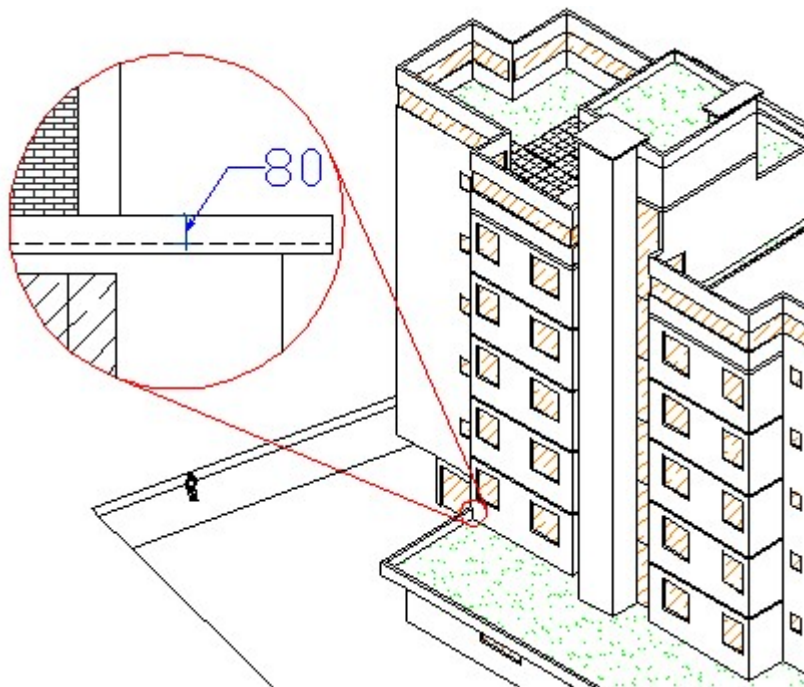


Figura A10 – Localização e detalhe da platibanda do telhado verde

Fonte: Autoria própria (2017)

Espessura da alvenaria da platibanda: 15 cm

7,12kN/m para 3 m altura \therefore **1,90 kN/m para 0,8m altura**

XII) Pilaretes de sustentação da platibanda

No contorno da platibanda, para sustentação da mesma, colocou-se pilaretes de 0,8 m de altura, com seção transversal de 0,15 m x 0,1 m, dispostos de 1,20 em 1,20 metros. Essas cargas foram lançadas no *software* como cargas pontuais.

Peso específico do concreto armado: 25 kN/m³

Volume do pilarete: 0,8 x 0,1 x 0,15 = 0,012 m³

Peso do pilarete: 0,012 x 25 = **0,3 kN**

Como a platibanda está no térreo onde há pouca carga horizontal devido a ventos, e não se prevê utilização como guarda-corpo e a platibanda possui apenas 80 cm de altura, não se considerou para este dimensionamento as cintas de amarração.

XIII) Parede de fechamento do *Solarium* e laje técnica:

Para a parede de fechamento, considerou-se a alvenaria abaixo da faixa horizontal de vidro, o peso do vidro, e o revestimento em pedra quando aplicável. A parte acima do vidro não é considerada uma vez que faz parte da estrutura da edificação, e teve seu peso próprio calculado automaticamente pelo *software* no dimensionamento estrutural.

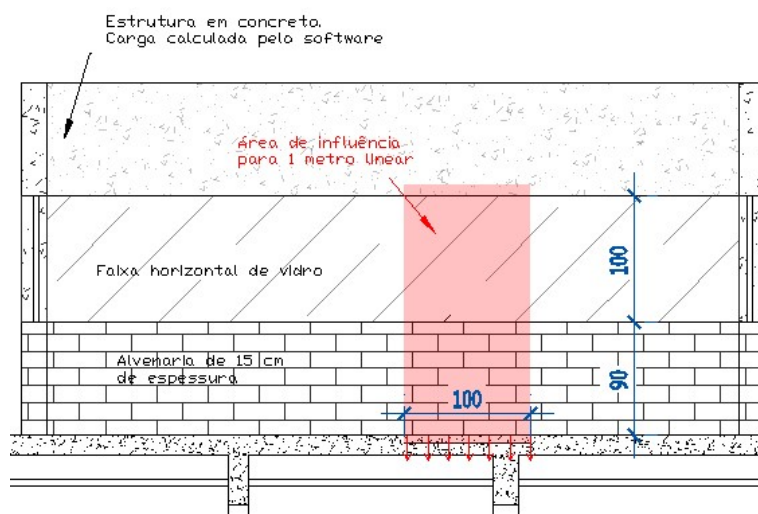


Figura A11 – Detalhe da parede de fechamento do *Solarium* e Laje Técnica

Fonte: Autoria própria (2017)

Carregamento sobre a laje, em trecho sem revestimento de pedra:

$7,12 \text{ kN/m}$ para 3 m altura $\therefore 2,14 \text{ kN/m}$ para 0,9m altura

Peso específico aparente do vidro segundo NBR 6120 (ABNT, 1980): 26 kN/m^3

Considerando vidro de 10 mm de espessura: $1 \times 1 \times 0,01 = 0,01 \text{ m}^3$

Peso do vidro na área de influência: $26 \times 0,01 = 0,26 \text{ kN/m}$

Carregamento Total: $2,14 + 0,26 = \mathbf{2,4 \text{ kN/m}}$

Carregamento sobre a laje, em trecho com revestimento de pedra:

Para os trechos com revestimento de pedra, basta adicionar a carga do revestimento em 1 das faces, de maneira análoga ao cálculo para as paredes revestidas no pavimento tipo. Embora o carregamento da parte estrutural seja calculado automaticamente, o revestimento não é computado pelo *software*. Sendo assim para maior exatidão do carregamento sobre a laje, adicionou-se a carga de revestimento no trecho estrutural como se ela estivesse apoiada diretamente sobre a laje.

Altura total: 2,8 m

Altura do vão: 1,0 m

Altura do revestimento em pedra: $2,8 - 1,0 = 1,8 \text{ m}$

Espessura do revestimento: 0,015 m

Peso específico do revestimento de pedra segundo NBR 6120 (ABNT, 1980): 30 kN/m^3

Volume do revestimento para 1 m linear: $1 \times 1,8 \times 0,015 = 0,027 \text{ m}^3$

Peso do revestimento por metro linear: $0,027 \times 30 = 0,81 \text{ kN/m}$

Total do carregamento do trecho, com alvenaria, vidro e revestimento: $2,14 + 0,26 + 0,81 = \mathbf{3,21 \text{ kN/m}}$

XIV) Carregamento do minhocário:

O minhocário foi calculado considerando os volumes internos dos compartimentos, sendo dois deles destinados à terra e 1 deles destinado à água. A este valor somou-se a estrutura metálica, calculada aproximadamente em função do volume de metal utilizado.

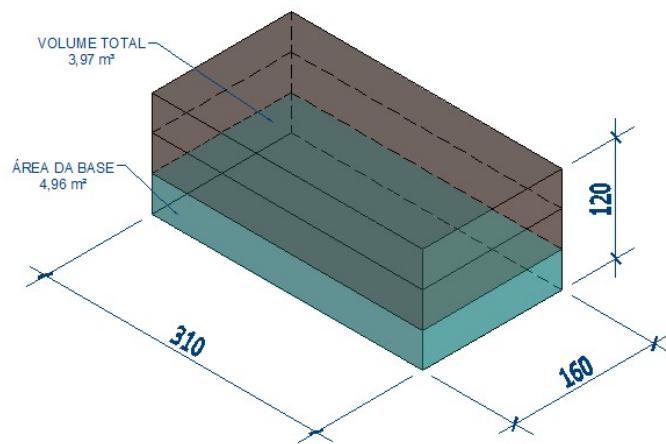


Figura A12 – Detalhe do minhocário e seus compartimentos

Fonte: AutorialPrópria (2017)

Dimensões do minhocário: 1,60m X 3,10 X 1,20

Volume: 5,95 m³

Área em planta: 4,96 m²

Volume em terra (2 compartimentos de 40 cm de altura):

$$2 \times 0,4 \times 1,6 \times 3,1 = 3,97 \text{ m}^3$$

Carregamento referente à terra:

Peso específico aparente: 18 kN/m³

Peso da terra: $18 \times 3,97 = 71,46 \text{ kN}$

Carregamento por m² referente à terra: $71,46 / 4,96 = 14,41 \text{ kN/m}^2$

Volume em água (1 compartimento de 40 cm de altura):

$$1 \times 0,4 \times 1,6 \times 3,1 = 1,99 \text{ m}^3$$

Carregamento referente à água:

Peso específico: 10 kN/m³

Peso da água: $10 \times 1,99 = 19,9 \text{ kN}$

Carregamento por m² referente à água: $19,9 / 4,96 = 4,01 \text{ kN/m}^2$

Chapas de alumínio 4 mm:

Volume do alumínio:

$$2 \text{ chapas de } 1,3 \text{ m} \times 3,1 \text{ m} = 8,06 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ chapas de } 1,3 \text{ m} \times 1,6 \text{ m} = 4,16 \text{ m}^2$$

$$4 \text{ chapas de } 3,1 \text{ m} \times 1,6 \text{ m} = 4,96 \text{ m}^2$$

Somatório das chapas = 17,18 m²

Total com adicional devido à rebarbas, parafuso e reforços (10%) = 18,9 m²

Volume de Alumínio estimado: 18,9 m² x 0,004 m = 0,076 m³

Carregamento referente ao alumínio:

Peso específico aparente conforme NBR 6120 (ABNT, 1980): 28 kN/m³

Peso da do alumínio: 28 x 0,076 = 2,13 kN

Carregamento por m² referente ao alumínio: 2,13 / 4,96 = 0,43 kN/m²

Carregamento total a ser aplicado sobre a laje na região do minhocário:

14,41 + 4,01 + 0,43 = **18,85 kN/m²**

XV) Carregamento das placas solares:

Modelo utilizado como referência: Painel Solar Fotovoltaico Yingli YL250P 29b (250Wp), 19,1 kg/ módulo, segundo especificação técnica do produto.

O Módulo possui uma área de 1,64 m², resultando em um carregamento de **0,114 kN/m²**. Este carregamento foi adotado como padrão e aplicado em somatório ao carregamento de ocupação da laje técnica na região onde existem as placas fotovoltaicas.

XVI) Platibandas curtas e carregamento de lâmina d'água:

Para as pequenas áreas fechadas por platibandas curtas de acabamento, considerou-se o carregamento linear da alvenaria deste elemento, além de uma lâmina de água com a altura da platibanda devido eventual entupimento dos buzinotes como sobrecarga adicional aplicada sobre a laje, por m².

Para parede de 15 cm: 3m de alvenaria = 7,12 kN/m ∴ 0,15 m = **0,36 kN/m**

Para 15 cm de lâmina d'água: Volume = 0,15 m³/m² ∴ 10 kN/m³ x 0,15 = **1,5 kN/m²**



Figura A13– Detalhe das platibandas curtas e áreas de acúmulo de água

Fonte: Autoria própria (2017)

XVII) Portas Corta-fogo:

Peso da porta de 1,2m P90, segundo catálogo da Assa Abloy: 62 kg

Peso majorado em 30% devido batente e acessórios: 80,6 kg/1,2m (0,66 kN/m)

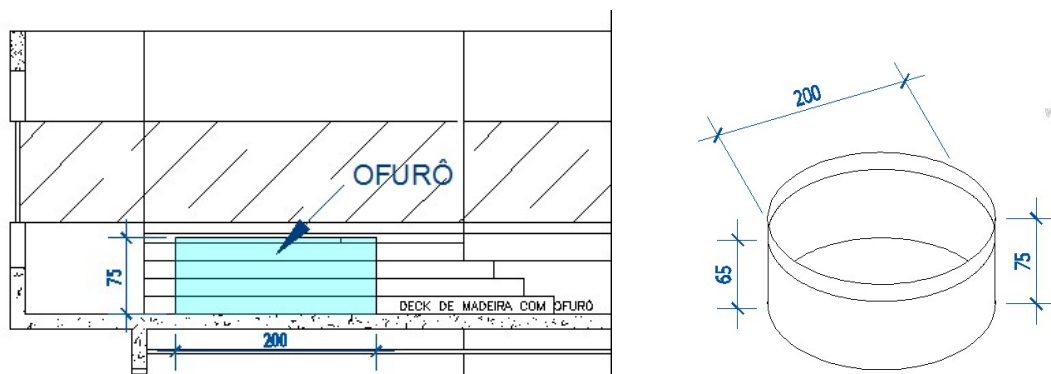
Distribuído em vão de 1m, para obtenção de carga linear:

Porta em parede de alvenaria, 15 cm: $(7,12 / 3) \times 0,9 + 0,66 = 2,80 \text{ kN/m}$

Porta em parede de alvenaria, 20 cm: $(9,09 / 3) \times 0,9 + 0,66 = 3,39 \text{ kN/m}$

XVIII) Carregamento de água de ofurô:

Para o ofurô, considerou-se apenas a carga da água contida, uma vez que é a parcela significativa. O Volume de água foi considerado até 65 cm de altura.



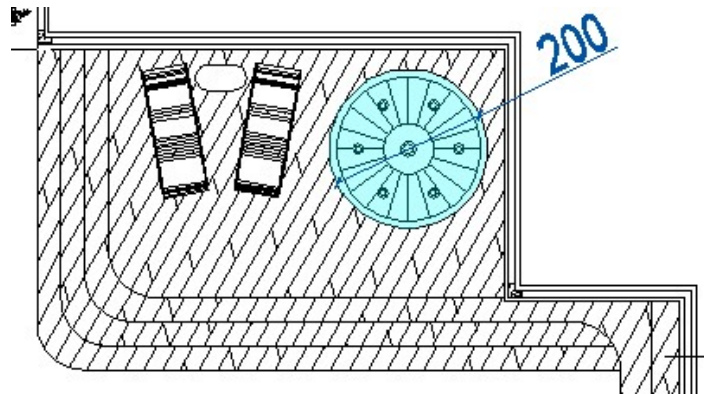


Figura A14– Ofurô

Fonte: Autoria própria (2017)

Área da base: $\pi \times r^2 = \pi \times 1^2 = 3,14 \text{ m}^2$

Volume do ofurô quando cheio: $3,14 \text{ m}^2 \times 0,65 \text{ m} = 2,04 \text{ m}^3$

Peso da carga d'água: $10 \text{ kN/m}^3 \times 2,46 \text{ m}^3 = 20,40 \text{ kN}$

Carregamento na laje: $20,40 \text{ kN} / 3,14 \text{ m}^2 = 6,5 \text{ kN/m}^2$

XIX) Carregamento devido a terra sobre as lajes verdes:

Considerou-se uma lâmina de terra de 10 cm de altura, o que totaliza um volume de $0,1 \text{ m}^3$ por m^2 de área. Partindo de arquivo disponível para *download* da Prodetec, encontrou-se valor de peso específico aparente de solo na faixa de 1600 kg/m^3 a 2100 kg/m^3 . Ao cruzar esta faixa de dados com ensaios realizados pelos autores ao longo da graduação, adotou-se o valor de 18 kN/m^3 .

Sendo assim, o carregamento por m^2 resulta em: $18 \text{ kN/m}^3 \times 0,1 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 1,8 \text{ kN/m}^2$

XX) Carregamento da Caixa d'água:

Para o volume de água na Caixa d'água, procedeu-se com o seguinte cálculo:

2 pessoas por dormitório

3 dormitórios por apartamento: $3 \times 2 = 6$ pessoas / apto.

2 apartamentos por andar: $2 \times 6 = 12$ pessoas / andar

5 pavimentos tipo: $5 \times 12 = 60$ pessoas

Funcionários permanentes na edificação: 3

Pessoas totais na edificação: $60 + 3 = 63$

Consumo por pessoa em apartamentos, segundo a SABESP 2012: 200 L/habitante

Consumo total devido às pessoas: $63 \times 200 \text{ L} = 12600 \text{ L}$

Reserva de incêndio : $8 \text{ m}^3 = 8000 \text{ L}$

Total da reserva: $20600 \text{ L} = 20,6 \text{ m}^3$

Embora este volume comumente seja dividido entre o reservatório inferior e superior, na proporção de 60% e 40% respectivamente, alocou-se 75% do volume total ($15,45 \text{ m}^3$) no reservatório superior para ter-se um carregamento majorado em função das diversas possibilidades modelagem da caixa d'água. Esse reservatório foi dividido em 2 tanques para facilitar a limpeza dos mesmos e eventuais manutenções, conforme Figura A15.

O reservatório 1 possui uma área em planta de $6,65 \text{ m}^2$, e o reservatório 2 uma área de $4,51 \text{ m}^2$, que somados totalizam $11,16 \text{ m}^2$. Sendo assim, a altura do nível de água, necessária para se obter o carregamento de água por metro quadrado é de:

$$15,45 \text{ m}^3 / 11,16 \text{ m}^2 = 1,38 \text{ m}^2$$

A carga por m^2 resulta em:

$$\text{Carregamento: } (1,38 \text{ m} \times 1 \text{ m}^2) \times 10 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{13,8 \text{ kN}}$$

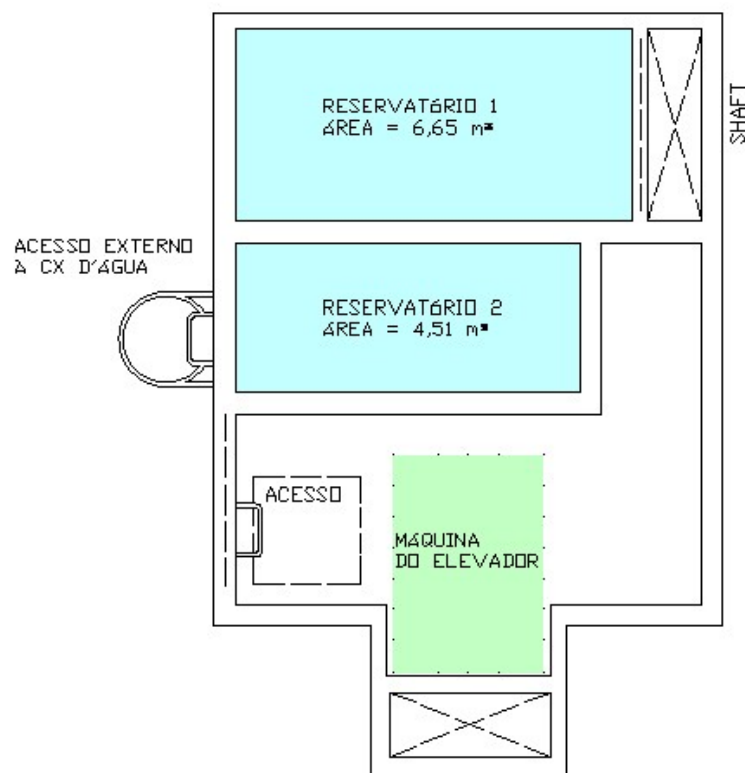


Figura A15– Área da caixa d'água e máquina do elevador

Fonte: Autoria própria (2017)

XXI) Carregamento Casa de máquina e elevador:

Para a casa de máquina do elevador, foi adicionado sobre a laje um carregamento de 7,5 kN/m², conforme especificação da NBR 6120 (ABNT, 1980). Para a elevação do maquinário projetou-se 2 ganchos na face inferior do pavimento acima do maquinário para elevação do mesmo pelo poço do elevador na ocasião da instalação, aplicando-se 2 cargas pontuais de 0,75 tf (7,36 kN) conforme prática de projetista consultado.

XXII) Demais carregamentos

Houve para o completo carregamento da edificação, diversos outras cargas de menor relevância, que embora tenham sido calculadas de modo expedito na ocasião do lançamento no *software*, foram omitidas deste apêndice.

APÊNDICE B – Tabelas de custos quando considerados apenas os pavimentos com as duas opções de armadura

Tabela B1 – Custos para LLMA para os pavimentos com as duas opções de armadura

Item	Qtde. para LLMA	Unid.	Custo/Unid (R\$)	Total (R\$)
MATERIAL				
Escora metálica (Mês 1)	728,00	un/mês	2,60	1.892,80
Escora metálica (Mês 2)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 3)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 4)	0,00	un/mês	2,60	-
Escora metálica (Mês 5)	0,00	un/mês	2,60	-
Pontaleta 3" x 3"	4067,60	m	6,24	25.381,82
Forma de madeira com tábuas e sarrafo	1167,00	m ²	33,43	39.012,81
Espaçadores diversos para armadura	9456,00	un	0,15	1.418,40
Arame recozido 1,25 mm	969,36	kg	7,30	7.076,33
Concreto C35, usinado	409,00	m ³	262,21	107.243,89
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 4,2 mm	24,00	kg	3,38	81,12
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 5,0 mm	1440,00	kg	3,38	4.867,20
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 6,3 mm	502,00	kg	3,57	1.792,14
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 8,0 mm	1370,00	kg	4,01	5.493,70
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 10,0 mm	15255,00	kg	3,41	52.019,55
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 12,5 mm	10705,00	kg	3,25	34.791,25
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 16,0 mm	13074,00	kg	3,25	42.490,50
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 20,0 mm	5833,00	kg	3,04	17.732,32
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 25,0 mm	265,00	kg	3,51	930,15
Ancoragem ativa c/ acessórios, 1 cordoalha	0,00	un	12,45	-
Ancoragem passiva c/ acessórios	0,00	un	11,67	-
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	0,00	kg	5,95	-

Item	Qtde. para LLMA	Unid.	Custo/Unid (R\$)	Total (R\$)
Materiais e acessórios para protensão	0,00	kg	0,15	-
Materiais para apoio e espaçadores para cordoalhas	0,00	kg	2,70	-
MÃO DE OBRA				
Ajudante de carpinteiro	1304,8	h	6,32	8.246,34
Carpinteiro	3963,12	h	8,23	32.616,48
Ajudante de armador (armadura passiva)	8239,56	h	6,32	52.074,02
Armador (armadura passiva)	8239,56	h	8,23	67.811,58
Servente	1840,5	h	5,83	10.730,12
Pedreiro	674,85	h	8,23	5.554,02
Adicional de encargos (mão de obra própria, horista)	177032,54	R\$	1,2558	222.317,47
Colocação da ancoragem e protensão	0	un	66,21	-
Montagem da protensão	0	kg	2,90	-
Assessoria e consultoria	0	kg	2,97	-
TOTAL			R\$	744.517,19

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela B2 – Custos para LLMP para os pavimentos com as duas opções de armadura

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid (R\$)	Total (R\$)
MATERIAL				
Escora metálica (Mês 1)	728,00	un/mês	2,60	1.892,80
Escora metálica (Mês 2)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 3)	566,00	un/mês	2,60	1.471,60
Escora metálica (Mês 4)	0,00	un/mês	2,60	-
Escora metálica (Mês 5)	0,00	un/mês	2,60	-
Pontaleta 3" x 3"	4067,60	m	6,24	25.381,82
Forma de madeira com tábuas e sarrafo	1167,00	m ²	33,43	39.012,81

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid (R\$)	Total (R\$)
Espaçadores diversos para armadura	9456,00	un	0,15	1.418,40
Arame recozido 1,25 mm	866,92	kg	7,30	6.328,52
Concreto C35, usinado	409,00	m ³	262,21	107.243,89
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 4,2 mm	23,00	kg	3,38	77,74
Vergalhão de Aço CA-60 Ø 5,0 mm	1387,00	kg	3,38	4.688,06
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 6,3 mm	528,00	kg	3,57	1.884,96
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 8,0 mm	6868,00	kg	4,01	27.540,68
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 10,0 mm	14127,00	kg	3,41	48.173,07
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 12,5 mm	7492,00	kg	3,25	24.349,00
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 16,0 mm	7855,00	kg	3,25	25.528,75
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 20,0 mm	4801,00	kg	3,04	14.595,04
Vergalhão de Aço CA-50 Ø 25,0 mm	265,00	kg	3,51	930,15
Ancoragem ativa c/ acessórios, 1 cordoalha	612,00	un	12,45	7.619,40
Ancoragem passiva c/ acessórios	612,00	un	11,67	7.142,04
Cordoalha 190 RB 12,7 mm RB. Engraxada e plastificada	6082,12	kg	5,95	36.188,61
Materiais e acessórios para protensão	6082,12	kg	0,15	912,32
Materiais para apoio e espaçadores para cordoalhas	6082,12	kg	2,70	16.421,72
MÃO DE OBRA				
Ajudante de carpinteiro	1304,8	h	6,32	8.246,34
Carpinteiro	3963,12	h	8,23	32.616,48
Ajudante de armador (armadura passiva)	7368,82	h	6,32	46.570,94
Armador (armadura passiva)	7368,82	h	8,23	60.645,39
Servente	1840,5	h	5,83	10.730,12
Pedreiro	674,85	h	8,23	5.554,02
Adicional de encargos (mão de obra própria, horista)	164363,28	R\$	1,2558	206.407,40
Colocação da ancoragem e protensão	612	un	66,21	40.520,52
Montagem da protensão	6082,12	kg	2,90	17.638,15

Item	Qtde. para LLMP	Unid.	Custo/Unid (R\$)	Total (R\$)
Assessoria e consultoria	6082,12	kg	2,97	18.063,90
		TOTAL	R\$	847.266,23

Fonte: Aatoria própria (2017)

ANEXO A – Tabela de encargos sociais utilizada

TAXAS DE LEIS SOCIAIS BÁSICAS E RISCOS DO TRABALHO			
ITEM	ENCARGOS SOCIAIS	HORISTA (1)	MENSALISTA (2)
A1	Previdência Social	20,00	20,00
A2	Fundo de Garantia por Tempo de Serviço	8,00	8,00
A3	Salário Educação	2,50	2,50
A4	Serviço Social da Indústria (Sesi)	1,50	1,50
A5	Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial (Senai)	1,00	1,00
A6	Serviço de Apoio à Pequena e Média Empresa (Sebrae)	0,60	0,60
A7	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária (Incra)	0,20	0,20
A8	Seguro Contra Acidente de Trabalho (INSS)	3,00	3,00
A9	Serviço Social da Indústria da Construção (Seconci)	1,00	1,00
A - Encargos Sociais Básicos		37,80	37,80
B1	Repouso semanal e feriados	22,90	-
B2	Auxílio enfermidade	0,79	-
B3	Licença-paternidade	0,34	-
B4	13º salário	10,57	8,22
B5	Dias de chuva, faltas justificadas, outras dificuldades /greves/falta ou atrase na entrega do material e serviço	4,57	-
B - Encargos Sociais que recebem incidência de "A"		39,17	8,22
C1	Depósito despedida injusta 50% s/ [A2+(A2+B)]	5,57	4,33
C2	Férias indenizadas	14,06	10,93
C3	Aviso Prévio (indenizado)	13,12	10,20
C - Encargos Sociais que não recebem incidência de "A"		32,74	25,46
D1	Reincidências de "A" sobre "B"	14,81	3,11
D2	Reincidências de "A2" sobre "C3"	1,05	0,82
D - Total de taxas de reincidências		15,86	3,92
E - TOTAL DE LEIS SOCIAIS		125,58%	75,40%

Fonte: TISAKA (2007)