



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DANIEL BARRETO REBESCHINI

**PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DA CONCEPÇÃO
ESTRUTURAL DO BLOCO PADRÃO 3P DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO TOCANTINS**

Palmas/TO
2020

DANIEL BARRETO REBESCHINI

**PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DA CONCEPÇÃO
ESTRUTURAL DO BLOCO PADRÃO 3P DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO TOCANTINS**

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Orientadora: Orieta Soto Izquierdo

Palmas/TO
2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

R291p Rebeschini, Daniel Barreto.
Proposta de alteração da concepção estrutural do bloco padrão 3P da
Universidade Federal do Tocantins. / Daniel Barreto Rebeschini. – Palmas,
TO, 2020.
83 f.

Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins – Câmpus
Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2020.
Orientador: Orieta Soto Izquierdo

1. Construção Civil. 2. Análise e otimização estrutural. 3. Redução de
custos. 4. Materiais de construção. I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer
forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte.
A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184
do Código Penal.

**Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os
dados fornecidos pelo(a) autor(a).**

FOLHA DE APROVAÇÃO


Daniel Barreto Rebeschini

PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO BLOCO PADRÃO 3P DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

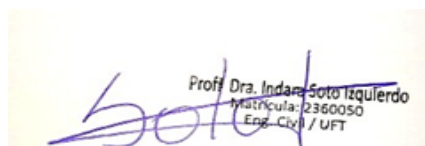
Aprovada em: 11/12/2020

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dra. Orieta Soto Izquierdo
Matrícula: 2226645
Eng. Civil / UFT

Prof. Dra. Orieta Soto Izquierdo
Orientadora
Universidade Federal do Tocantins



Prof. Dra. Indara Soto Izquierdo
Matrícula: 2360050
Eng. Civil / UFT

Prof. Dra. Indara Soto Izquierdo
Examinadora Interna
Universidade Federal do Tocantins



Prof. Dr. Bruno Carrilho de Castro
Examinador Interno
Universidade Federal do Tocantins

RESUMO

O fragilizado orçamento das instituições públicas, principalmente na parte dos recursos para investimento, exige que a gestão responsável faça um uso cada vez mais minucioso das verbas disponíveis. O montante aplicado em obras, nas universidades federais do país, varia entre 1% a 2% do orçamento total. No caso da Universidade Federal do Tocantins o valor foi de cerca de 1,4%. Se a universidade vir a expandir a oferta de cursos ou a população de alunos, novas estruturas serão necessárias. Os blocos mais recentes e de maior capacidade da universidade são os chamados blocos padrão de três pavimentos, ou 3P. O presente trabalho teve como objetivo propor um projeto alternativo ao bloco de maneira a aumentar a sua viabilidade econômica na parte estrutural do empreendimento, sem negligenciar o caráter técnico e/ou construtivo da obra. Para tal propósito foram realizadas diversas simulações, através do software de dimensionamento em concreto armado EBERICK, pautadas em sugestões de autores renomados na área para o lançamento dos elementos estruturais.

Palavras-chave: economia, estrutura, universidade.

ABSTRACT

The weak budget of public institutions, mainly in the part of resources for investment, requires that the responsible management makes increasingly detailed use of the available funds. The amount invested in works at federal universities in the country varies between 1% to 2% of the total budget. In the case of the Federal University of Tocantins, the value was about 1.4%. If the university is to expand the offer of courses or the student population, new structures will be needed. The most recent and highest capacity blocks in the university are the so-called standard three-floor blocks or 3P. This work aims to propose an alternative project to the block to increase its economic viability in the structural part of the enterprise, without neglecting the technical and/or constructive character of the work. For this purpose, several simulations were carried out, using the EBERICK reinforced concrete dimensioning software, based on suggestions from renowned authors in the area for the launch of the structural elements.

Keywords: economy, structure, university.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Gráfico do resultado primário brasileiro 1997 - 2017.....	12
Figura 2: Orçamentos das universidades federais em 2019	13
Figura 3: Distribuição de verba prevista para 2019 nas 10 universidades federais de maior orçamento	14
Figura 4: Evolução da execução do orçamento (2009-2018).....	15
Figura 5: Diagrama tensão-deformação idealizado (NBR 6118:2014).....	22
Figura 6: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	23
Figura 7: Elementos estruturais discretizados	27
Figura 8: Lajes unidirecionais e bidirecionais com nervuras	28
Figura 9: Elementos da laje treliçada	29
Figura 10: Dimensões da vigota treliçada	30
Figura 11: Detalhamento de uma vigota treliçada.....	30
Figura 12: Envoltória de momentos fletores	31
Figura 13: Verificação da seção pelo processo iterativo	33
Figura 14: Diagrama de interação	33
Figura 15: Escada no Pórtico 3D.....	35
Figura 16: Reservatório	35
Figura 17: Domínios de deformação do estado limite último de uma seção transversal de concreto para todas as classes.....	37
Figura 18: Discretização de uma laje pelo método da Analogia de Grelha	47
Figura 19: Analogia de grelha	48
Figura 20: Aviso efeitos de 2ª ordem importantes	49
Figura 21: Deslocamento horizontal de uma estrutura.....	51
Figura 22: Esquema processo P-Delta.....	51
Figura 23: Soluções de pilares.....	53
Figura 24: Soluções de vigas	55
Figura 25: Balanço com eliminação da viga extrema.....	55
Figura 26: Efeito alavanca.....	56
Figura 27: Carga negativa em pilares	56
Figura 28: Bloco padrão 3P	60
Figura 29: Planta baixa do bloco padrão 3P	60
Figura 30: Repartição da estrutura do bloco padrão 3P.....	61
Figura 31: Corte do 3P	62
Figura 32: Pilares PA3 (direita) e PA4 (esquerda)	63
Figura 33: Tabela de dimensionamento do pilar PA3 e PA4	63
Figura 34: Perspectiva das lajes do projetos.....	66
Figura 35: Comparação entre projetos (vista inferior)	Erro! Indicador não definido.
Figura 36: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)	69
Figura 37: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)	70
Figura 38: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto original)	71
Figura 39: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)	71

Gráfico 1: Comparação de custos por elemento.....	74
Gráfico 2: Participação na economia total por elemento.....	75
Gráfico 3: Participação no custo por elemento.....	75
Gráfico 4: Comparação do resumo de materiais (pavimento tipo 1- lajes).....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Peso específico dos materiais de construção	19
Tabela 2: Classes de agressividade ambiental (CAA).....	24
Tabela 3: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	25
Tabela 4: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	25
Tabela 5: Quadro de classe de agressividade ambiental.....	26
Tabela 6: Valores mínimos para cargas verticais	40
Tabela 7: Valores dos coeficientes	43
Tabela 8: Combinações últimas usuais.....	46
Tabela 9: Cargas utilizadas em projeto.....	62
Tabela 10: Cargas de parede.....	62
Tabela 11: Custo unitário dos materiais empregados	68
Tabela 12: Resultado das lajes de sala de aula (pavimento tipo 1)	70
Tabela 13: Resultado da laje LAUD101.....	71
Tabela 14: Resultados da laje técnica (pavimento tipo 1).....	72
Tabela 15: Armadura negativa da laje técnica (modificado – pavimento tipo 1).....	72
Tabela 16: Resultado das modificações.....	73
Tabela 17: Comparação de custos	73
Tabela 18: Economia por elemento	74
Tabela 19: Resumo dos blocos de enchimento.....	76
Tabela 20: Materiais moldados in loco.....	76
Tabela 21: Materiais pré-moldados	77

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 Objetivo Geral	16
1.2.2 Objetivos Específicos	16
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1 CONCRETO ARMADO	18
2.1.1 Aços para concreto armado	18
2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	19
2.2.1 Massa específica	19
2.2.2 Módulo de elasticidade	20
2.2.3 Diagrama tensão-deformação do concreto	21
2.2.4 Resistência à compressão.....	23
2.2.5 Resistência à tração.....	23
2.2.6 Durabilidade	24
2.2.6.1 Ambientes	24
2.2.6.2 Recomendações mínimas para a resistência do concreto.....	25
2.2.6.3 Cobrimento nominal.....	25
2.3 ESTRUTURA.....	26
2.3.1 Laje.....	27
2.3.1.1 Geometria das lajes.....	28
2.3.1.2 Lajes treliçadas	28
2.3.1.3 Enchimento.....	29
2.3.1.4 Vigota treliçada.....	29
2.3.1.5 Armação treliçada.....	29
2.3.1.6 Armaduras adicionais	30
2.3.2 Viga.....	31
2.3.2.1 Processo de cálculo – vigas	31
2.3.3 Pilar	32
2.3.3.1 Processo de cálculo – pilar.....	32
2.3.3.2 Processo iterativo (linha neutra)	32

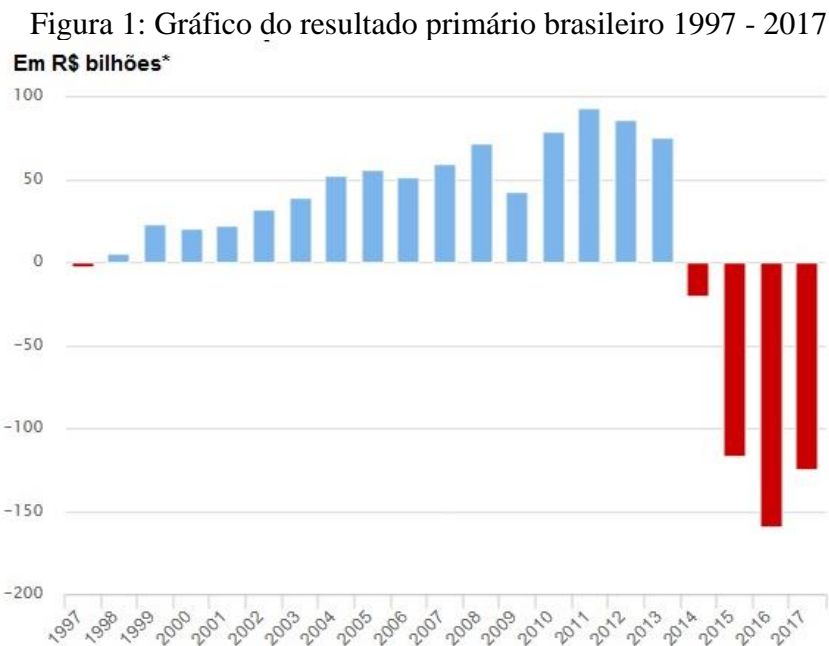
2.3.4 Sapata	34
2.3.4.1. <i>Processo de cálculo – sapatas</i>	34
2.3.5 Escadas	34
2.3.6 Reservatórios	35
2.4 DIMENSIONAMENTO	36
2.4.1 Domínios	36
2.4.2 Estados limites	38
2.4.2.1 <i>Estado limite último (ELU)</i>	38
2.4.2.2 <i>Estado limite de serviço (ELS)</i>	39
2.4.3 Estádios	39
2.4.4 Ações	40
2.4.5 Coeficientes de ponderação das resistências	43
2.4.6 Coeficientes de ponderação das ações	44
2.4.7 Combinações de carregamentos	44
2.5 ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA	46
2.5.1 Modelo de cálculo	46
2.5.2 Processo da analogia de grelha	47
2.5.3 Montagem da grelha	48
2.5.4 Verificação da estabilidade global	49
2.6 CONCEPÇÃO	52
2.6.1 Lajes	52
2.6.2 Pilares	52
2.6.3 Vigas	54
2.6.4 Geral	56
2.7 SOFTWARES	57
2.7.1 AutoCAD	57
2.7.2 EBERICK	57
2.7.3 Excel	58
3 METODOLOGIA	59
3.1 OBJETO DE ESTUDO	59
3.2 REDIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	60
3.2.1 Inserção das vigas de travamento	62
3.2.2 Remoção de pilares	63
3.2.3 Mudança na orientação de lajes	64

3.2.4 Alteração de lajes	64
3.2.5 Remoção de vigas	64
3.2.6 Lajes em balanço.....	64
3.2.7 Redução dos tipos de lajes	64
3.2.8 Redução das variações de espessuras de lajes	65
3.2.9 Padronização do bloco de enchimento (EPS)	65
3.3 COMPARAÇÃO TÉCNICA	65
3.4 COMPARAÇÃO ECONÔMICA	68
4. RESULTADOS	69
4.1 COMPARAÇÃO TÉCNICA	69
4.2 COMPARAÇÃO ECONÔMICA	73
5. CONCLUSÃO.....	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
ANEXO.....	81

1 INTRODUÇÃO

As contas públicas brasileiras fecharam no vermelho pelo quinto ano consecutivo em 2018. No primeiro semestre desse ano, o déficit primário, aquele que não considera os juros da dívida pública, já soma cerca de 29 bilhões de reais (TENENTE, FIGUEIREDO, Economia, 2019). Mesmo sendo o melhor valor para os últimos quatro anos, a meta fiscal do governo prevê que as despesas do governo superem as receitas em R\$ 139 bilhões. Como contramedida o governo congelou cerca de R\$ 30 bilhões em gastos, o que comprometeu os recursos para a educação (TENENTE, FIGUEIREDO, Economia, 2019).

O gráfico (Figura 1) apresenta a evolução do resultado primário no Brasil até 2017:



Fonte: Tesouro Nacional

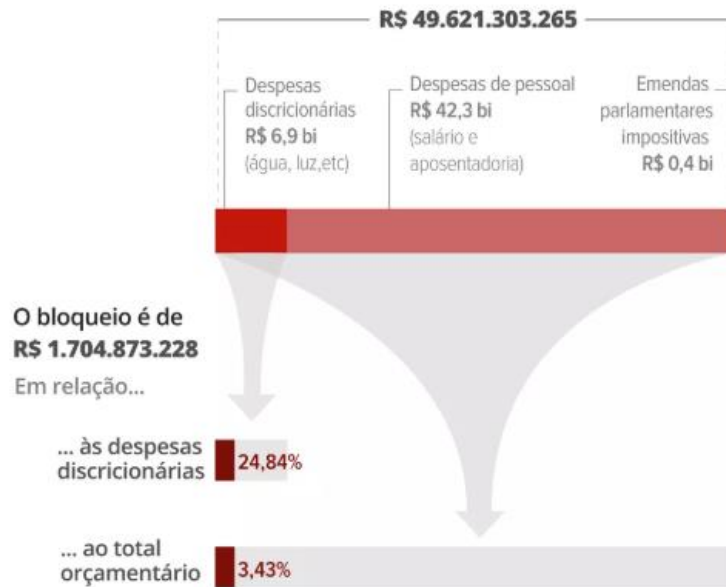
O orçamento das universidades federais é comumente dividido em gastos obrigatórios e não-obrigatórios ou discricionários. O salário dos servidores e as aposentadorias compõem a primeira categoria e representam cerca de 80% das despesas. Os gastos discricionários podem ser divididos novamente em outras duas categorias, o custeio e o investimento. O primeiro é representado pelos custos de manutenção da universidade como, contas de energia e de água, as bolsas estudantis, materiais e equipamentos básicos de laboratório e funcionários terceirizados. As obras da universidade e outros equipamentos compõem o segundo tipo.

Recentemente as universidades federais sofreram um bloqueio de verbas de cerca de 25% dos gastos discricionários, que representam aproximadamente 3,5% do orçamento total das federais. A medida, denominada contingenciamento, foi adotada pelo governo, segundo o MEC, em função de um volume de arrecadação menor que o previsto. A Figura 2 apresenta graficamente os números em questão.

Figura 2: Orçamentos das universidades federais em 2019

Orçamento total e o bloqueio

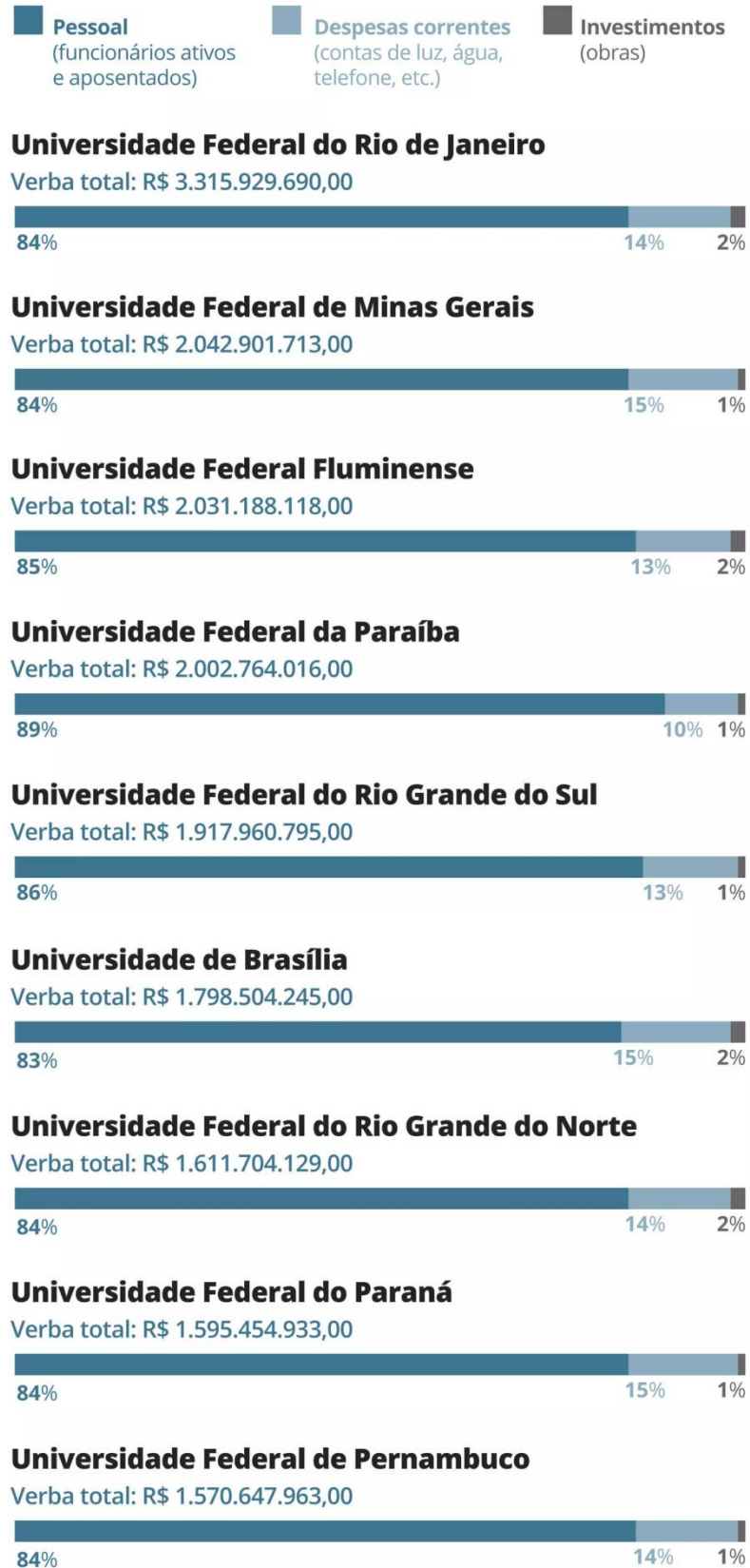
Total orçamentário das universidades em 2019:



Fonte: G1

A verba para obras geralmente se limita no máximo a 2%, tendo isso em mente, cabe às universidades realizar esses investimentos de forma mais eficiente possível e aproveitar melhor os limitados recursos. A Figura 3 ilustra a proporção entre os gastos das maiores universidades federais do Brasil.

Figura 3: Distribuição de verba prevista para 2019 nas 10 universidades federais de maior orçamento



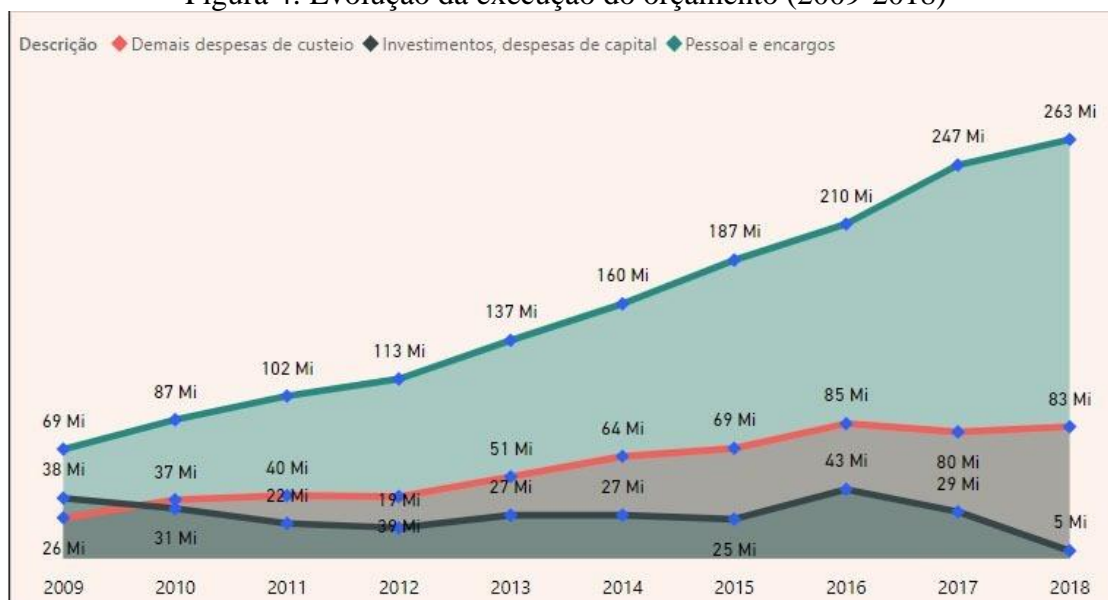
Fonte: Lei Orçamentária Anual 2019

Instituída em 23 de outubro de 2000 pela lei nº 10.032, a Universidade Federal do Tocantins é resultado da transferência dos cursos e da infraestrutura da Universidade do Tocantins, mantida pelo Estado do Tocantins. Porém, as atividades só foram iniciadas três anos depois, com a posse dos primeiros professores da instituição.

Os primeiros investimentos maciços em estrutura vieram com a inclusão da UFT no Programa de Apoio a Planos de Reestruturação e Expansão das Universidades Federais, o Reuni. Segundo a Pró Reitoria de Administração e Finanças, A adesão ao programa em 2007 resultou na liberação de R\$ 42 milhões de reais para os campi de Palmas, Gurupi e Araguaína. Os campi receberam novas salas de aula e laboratórios, organizados em blocos-padrão pela Diretoria de Obras da Universidade. Dessa época se originam os anfiteatros, salas de aulas especiais com maior capacidade de alunos, além de obras de pavimentação de vias de acesso e estacionamento, iluminação dos espaços de circulação, e paisagismo, como também construção e ampliação de prédios, como a biblioteca e os blocos de apoio logístico e administrativo (BALA).

Desde então, o orçamento da UFT teve o comportamento apresentado na Figura 4, no qual os investimentos representam cerca de 1,4% do totalizado.

Figura 4: Evolução da execução do orçamento (2009-2018)



Fonte: Proad

1.1 JUSTIFICATIVA

A decrescente parcela do orçamento com investimentos, atrelada à complicada situação fiscal do país, exige que a aplicação dos escassos recursos para estrutura nos campi da UFT seja cada vez mais precisa. Toda e qualquer proposta que possa levar a redução de custos deve ser estudada para facilitar a manutenção da saúde das contas da Universidade. O presente trabalho visa, dentre diversos outros meios, a economia de recursos para a parte da estrutura de possíveis novos blocos de sala de aula.

Para Rebello (2007, p. 201), o arquiteto sempre deveria se preocupar com a estrutura ao realizar seu projeto, de modo que ambas, arquitetura e estrutura, se integrassem sem nenhum conflito. Como isso nem sempre acontece, a estrutura tem que se adaptar de maneira forçada ao projeto arquitetônico, caso contrário afetaria a sua estética e funcionalidade, sofrendo, em situações extremas, mudanças profundas.

Rebello (2007, p. 201) ainda recomenda que sejam estudadas pelo menos outras três soluções além da primeira proposta, para que se possa escolher aquela que melhor atenda à interação entre arquitetura e estrutura, do ponto de vista técnico, estético e econômico.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral oferecer uma alternativa estrutural para o bloco de salas de três pavimentos mais viável economicamente que o atual bloco padrão 3P localizado no campus de Gurupi da Universidade Federal do Tocantins.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar um projeto estrutural como alternativa ao original (Bloco padrão 3P) visando principalmente a economia de materiais.
- Através do software de dimensionamento em concreto armado EBERICK, realizar simulações com as modificações na estrutura que possam vir a diminuir o custo final da obra.
- Evidenciar as diferenças entre as soluções adotadas nos elementos estruturais em que as modificações se mostrarem viáveis.
- Elaborar o orçamento da nova alternativa.

- Comparar com o orçamento da estrutura original (Bloco J) e identificar os possíveis pontos de economia.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente estudo trabalha a concepção estrutural e o dimensionamento de estruturas em concreto armado. A seguir, são apresentados os conceitos que envolvem o dimensionamento de estruturas em concreto armado, as propriedades dos materiais aplicados na obra, as ações e esforços os quais a estrutura é submetida e como de maneira geral se procedem os cálculos para o dimensionamento dos elementos que compõem a obra. São apresentadas técnicas e passos para o lançamento da estrutura. Por último, os programas utilizados nos trabalhos são descritos.

2.1 CONCRETO ARMADO

Surgido da necessidade de somar a resistência de compressão e durabilidade das pedras com as propriedades do aço, o concreto armado é o sistema estrutural mais utilizado no mundo. A baixa complexidade de execução e variedades de formas que o concreto oferece lhe confere essa posição.

O concreto por si só apresenta boa resistência à compressão, mas como a maioria dos elementos estruturais está também sujeito a esforços de tração, cuja resistência do concreto não é suficiente, o uso do aço faz-se necessário para suprir a demanda. O derivado da solidarização do aço em meio ao concreto chama-se concreto armado (CARVALHO, FILHO, 2014).

O material tem resistência boa frente à maioria das solicitações, é trabalhável e pode ser moldado em uma variedade de formas. A transmissão de esforços entre o concreto endurecido e o posteriormente lançado devido à aderência, resulta em estruturas monolíticas, diferente do que ocorre com as de aço ou madeira. Apresenta boa durabilidade desde que respeitados os cobrimentos e os padrões de qualidade estipulados em norma. Por outro lado, as estruturas de concreto armado apresentam peso próprio elevado o que pode limitar seu uso ou ter seu custo elevado. Exigem escoramento e sistemas de fôrmas, além da dificuldade de execução de reformas (CARVALHO, FILHO, 2014).

2.1.1 Aços para concreto armado

Os aços usados em estruturas de concreto armado podem ser classificados pela qualidade, pela conformação superficial e pelo tipo de fabricação (LEONHARDT, MÖNNIG, 2008). As principais características mecânicas observadas no aço são a resistência característica

de escoamento, o limite de resistência e o alongamento na ruptura (CARVALHO, FILHO, 2014).

As barras de aço são divididas em CA-25 ou CA-50, que tem como significado aço para concreto armado com resistência de escoamento de 25 ou 50 KN/cm², respectivamente. As barras são produzidas por laminação a quente (FERNANDES, PORTO, 2015). Já os fios são feitos com aço para concreto armado de resistência de escoamento de 60 KN/cm² (CA-60), e são trefilados ou laminados a frio (CARVALHO, FILHO, 2014).

Quanto à superfície aderente, o aço CA-25 apresenta superfície lisa, já o aço CA-50 apresenta nervuras que melhoram as propriedades de aderência. Os fios podem ser lisos entalhados ou nervurados (ABNT NBR 7480:2007).

2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

2.2.1 Massa específica

Grande parte do carregamento das estruturas de concreto armado deriva do seu peso próprio, a massa específica (ρ) do concreto armado para cálculo é de 2500 kg/m³ (ABNT NBR 6118:2014). O peso específico de outros materiais é listado em norma, para o cálculo da carga quando presentes, conforme Tabela 1.

Tabela 1: Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (KN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5

	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: Tabela 1 - NBR 6120:1980

2.2.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma propriedade mecânica que mede a proporção entre uma tensão e a deformação em uma determinada seção de material. Como o concreto armado trata-se da solidarização entre o concreto e o aço, eles se deformam juntos e por isso deve-se conhecer o comportamento de cada um.

Diversas variáveis podem influenciar no valor do módulo de elasticidade do concreto. A resistência à compressão é o principal parâmetro adotado pelas normas, mas outros fatores podem interferir nos resultados, como: consistência do concreto fresco, volume de pasta, velocidade de aplicação da carga, diâmetro nominal do agregado, temperatura do ensaio e a natureza do agregado graúdo. Por conta disso, torna-se complicado definir um único modelo que estime o módulo de elasticidade em função da resistência à compressão.

O módulo de elasticidade do concreto pode ser obtido pelo ensaio descrito na ABNT NBR 8522:2008 ou estimado a partir da resistência característica e do agregado usado. Para concreto até a classe C50, é aplicada a Equação 1.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

Sendo que:

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Já para o aço utiliza-se o valor de 210 GPa de módulo de elasticidade do aço de armadura passiva (E_s) (ABNT NBR 6118:2014). O módulo de elasticidade secante é obtido pela Equação 2:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (2)$$

Onde (Equação 3):

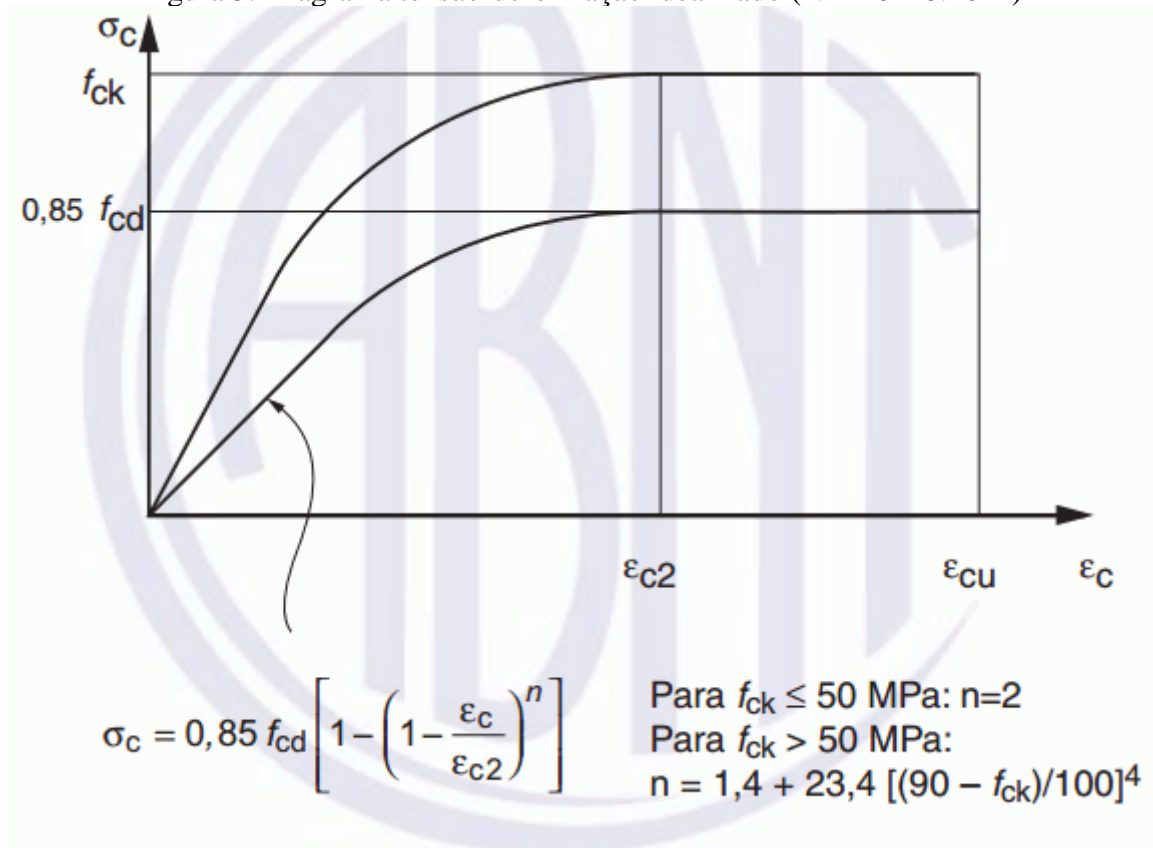
$$\alpha_i = 0,8 + \frac{0,2 \times f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3)$$

2.2.3 Diagrama tensão-deformação do concreto

Para tornar seguro o dimensionamento de elementos estruturais em concreto, as normas desenvolveram diagramas que pudessem representar o comportamento não linear do material. A curva tensão-deformação do material é complexa e varia de acordo com vários fatores. O diagrama idealizado, conhecido como diagrama parábola-retângulo, é expresso em função da resistência à compressão, com uma margem de segurança aplicada sobre o comportamento estimado no diagrama real. Porém, os diagramas só têm validade para o concreto enquanto trabalha à compressão. Nos cálculos de dimensionamento de seções transversais de peças de concreto estima-se que a resistência deste à tração seja nula.

Para concretos até a classe C50, pelo gráfico a seguir (Figura 5), destacam-se dois pontos, a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar elástico ($\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$) e deformação específica de encurtamento do concreto de ruptura ($\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$).

Figura 5: Diagrama tensão-deformação idealizado (NBR 6118:2014)



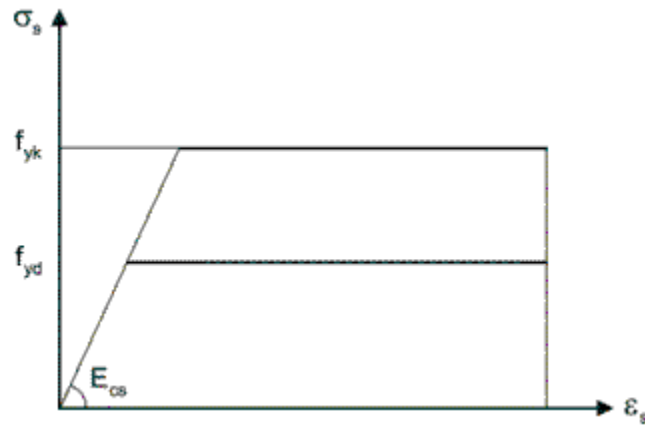
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

O processo da Linha Neutra, pelo qual são dimensionados os pilares, realiza uma verificação sucessiva da seção transversal pelo uso dos diagramas parábola-retângulo.

As normas preconizam diagramas que representam de maneira simplificada o comportamento do aço sob tensão, sejam esforços de compressão ou tração. Basicamente o gráfico idealizado apresenta duas fases, a primeira fase elástica na qual o comportamento do material é linear, ou seja, as deformações são proporcionais à tensão submetida; a segunda, denominada de patamar de escoamento, é quando a tensão se iguala a resistência de cálculo do aço. Admite-se que o aço se deforme elasticamente até o patamar de escoamento característico (f_{yk}), minorado para um patamar de escoamento de cálculo (f_{yd}).

O item 8.3.6 da NBR 6118:2014 apresenta o diagrama aplicável para as categorias de aço CA-50, CA-40, CA-50 e CA-60, conforme demonstra a Figura 6:

Figura 6: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.4 Resistência à compressão

A ABNT NBR 6118:2014 determina que a resistência característica de compressão do concreto de um dado lote de corpos-de-prova, é dada pelo valor que é ultrapassado 95% das vezes, de modo a garantir a segurança do material.

Em uma distribuição estatística normal ou curva de Gauss, o f_{ck} está acima de apenas 5% dos valores e é expresso pela Equação 4:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \times s \quad (4)$$

Sendo o desvio padrão representado por s .

2.2.5 Resistência à tração

O concreto como qualquer outra pedra possui baixa resistência à tração, cerca de 10% da resistência à compressão, e por isso é associado ao aço no concreto armado. A resistência média à tração, de concretos até classe C50, pode ser estimada, segundo o item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014, pela Equação 5:

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (5)$$

Sendo os valores de resistência expressos em megapascal (MPa).

2.2.6 Durabilidade

O período no qual a estrutura atende as necessidades dos usuários, sem que sejam necessárias intervenções significativas, é denominado vida útil de projeto. O que vai determinar essa capacidade da estrutura de resistir à influência do ambiente e sua agressividade é a durabilidade (CARVALHO, FILHO, 2014).

A durabilidade é fortemente influenciada pela classe de agressividade ambiental, a qualidade do revestimento da armadura, a classe do concreto e sua relação água-cimento. Esses critérios são tabelados pela ABNT NBR 6118:2014.

2.2.6.1 Ambientes

O item 7.4.7 da NBR 6118:2014 define o revestimento da armadura utilizada em vigas e pilares. Existe a possibilidade de flexibilização dos critérios da tabela, como admitir uma classe mais branda para ambientes internos secos, exigindo assim um revestimento menor que o restante dos elementos de um mesmo pavimento. As classes de agressividade que servem como critério para a definição do revestimento são apresentadas na Tabela 2 a seguir:

Tabela 2: Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

Fonte: NBR 6118:2014 - TABELA 6.1

2.2.6.2 Recomendações mínimas para a resistência do concreto

São atrelados requisitos mínimos de resistência do concreto às classes de agressividade estipuladas na tabela anterior. A correspondência entre a resistência do concreto e a classe de agressividade é tabelado no item 7.4.2 da NBR 6118:2014, conforme Figura 7:

Tabela 3: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.6.3 Cobrimento nominal

Os elementos estruturais devem ser revestidos por um cobrimento mínimo ao longo de toda a peça, garantido pelo acréscimo de uma parcela de tolerância de execução Δc , conforme equação 6.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c \quad (6)$$

Na ausência de um rígido controle de qualidade quanto à execução dos elementos de concreto armado, a tolerância Δc não deve ser menor que 10 mm para as obras em andamento, de acordo com o item 7.4.7.3 da NBR 6118:2014. A correspondência entre a agressividade ambiental e o cobrimento nominal é apresentada na Tabela 3:

Tabela 4: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Elemento	Classe de agressividade ambiental			
		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
<p>^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, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.</p> <p>^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.</p> <p>^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.</p>				

Adaptação da tabela 7.2 - da NBR 6118:2014

Tabela 5: Quadro de classe de agressividade ambiental

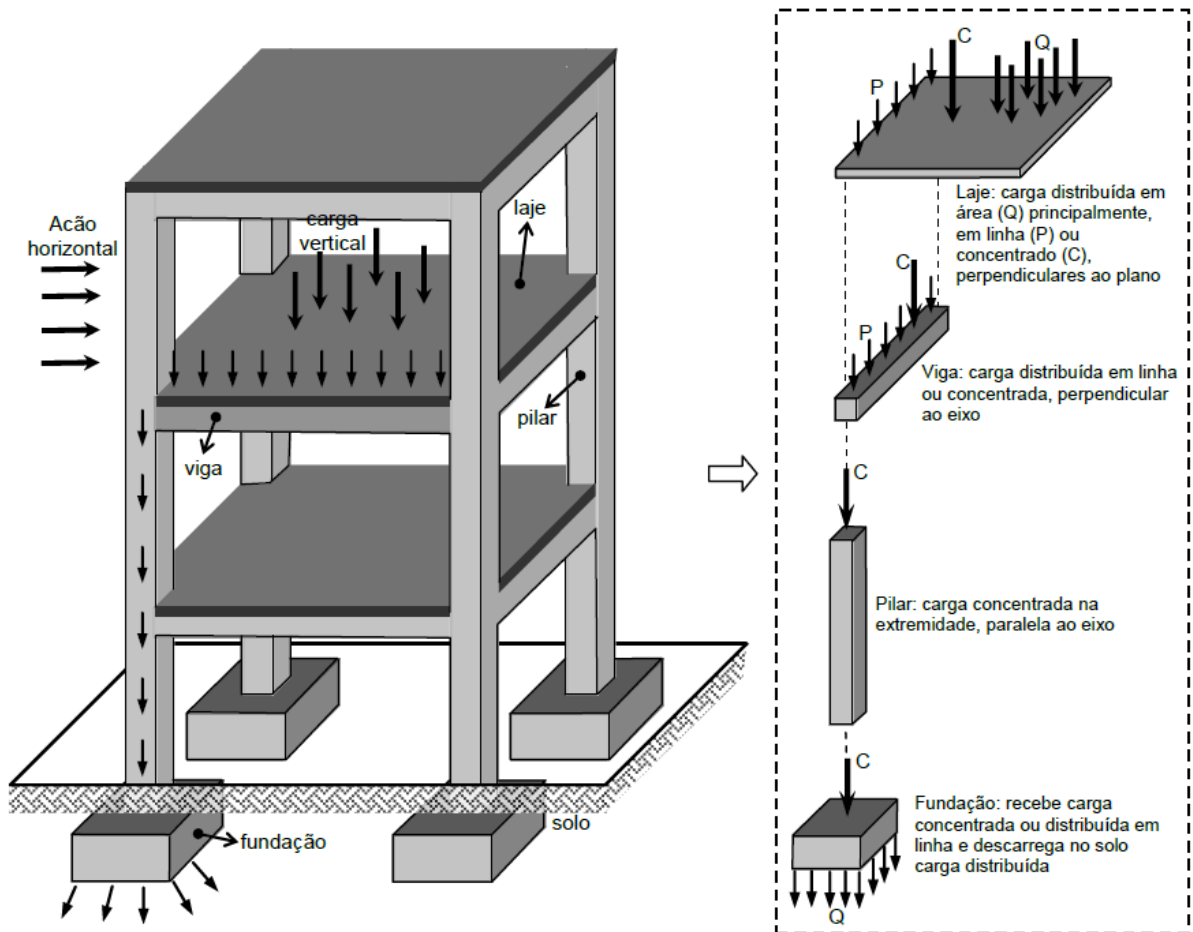
Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	
<p>^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 serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).</p> <p>^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.</p> <p>^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.</p>			

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.3 ESTRUTURA

Para realizar uma análise do comportamento das estruturas em concreto armado moldadas no local, elas são discretizadas, ou seja, é efetuado um desmembramento da estrutura monolítica em elementos que possibilitem modelagens físicas e matemáticas mais simples (CARVALHO, FILHO, 2014). A Figura 9 a seguir ilustra o que foi citado acima:

Figura 7: Elementos estruturais discretizados



Fonte: Adaptado de Engel (2001)

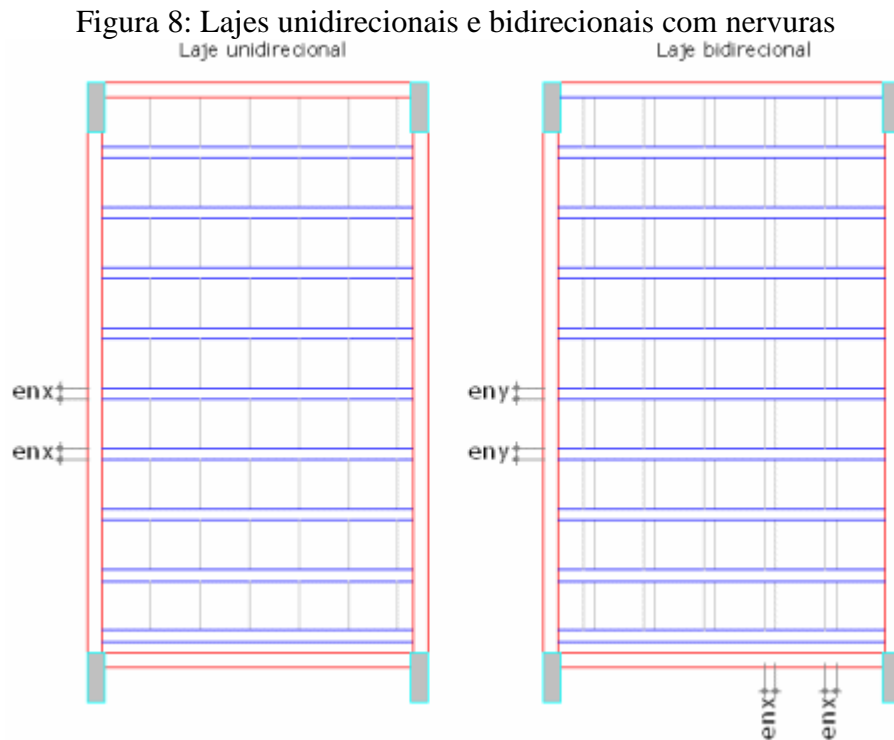
2.3.1 Laje

Lajes são elementos planos cuja dimensão denominada espessura é aquela significativamente menor se comparada com as demais dimensões (LEET, UANG, GILBERT, 2010); em análise estrutural é representada pelo seu plano médio. As lajes, consideradas horizontais, no plano do pavimento, recebem cargas na direção perpendicular e as transmitem para as vigas, que por sua vez, transmitem aos pilares e por último chegam às fundações (FERNANDES, PORTO, 2015).

As cargas lineares, como cargas de paredes, têm seus esforços aplicados diretamente sobre os nós da grelha que representa a laje no esquema que o software utiliza para o cálculo.

2.3.1.1 Geometria das lajes

A dimensão dos blocos de enchimento, a largura da sapata de concreto da vigota treliçada e a largura das nervuras secundárias no caso de lajes armadas em duas direções, definem a geometria das lajes apresentada no croqui, como apresenta a Figura 10.



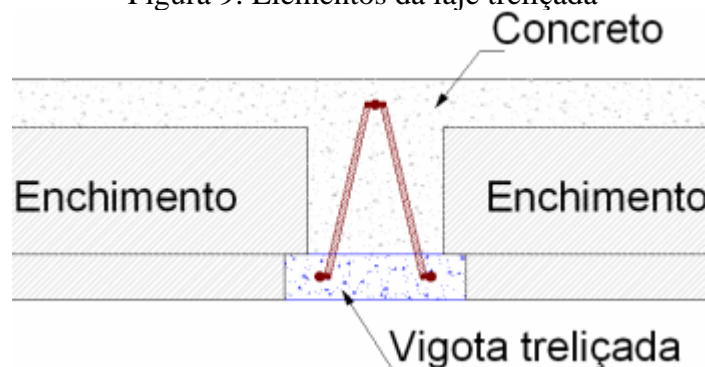
Fonte: Suporte do software EBERICK

2.3.1.2 Lajes treliçadas

Lajes treliçadas são divididas em lajes treliçadas unidirecionais e lajes treliçadas bidirecionais no que se refere à execução das nervuras armadas em uma ou nas duas direções, respectivamente. Estes elementos (Figura 11) são constituídos pelas seguintes partes:

- Vigota pré-moldada com armadura treliçada;
- Concreto lançado in-loco, formando as nervuras e a capa de concreto;
- Material inerte de enchimento.

Figura 9: Elementos da laje treliçada



Fonte: Suporte do software EBERICK

2.3.1.3 Enchimento

Sem função estrutural, o enchimento é utilizado para reduzir o consumo do concreto na laje e o peso próprio do elemento, haja visto que o concreto não resiste bem à tração. Evita-se o desperdício do material ao utilizar o concreto para envolver a armadura das nervuras e na execução na capa, que representa apenas uma fração da espessura da laje.

Apesar de ser um material inerte, exige-se uma boa qualidade do material de maneira que apresente a resistência mínima para o recebimento das cargas provenientes da montagem e concretagem dos painéis de laje. Os materiais comumente usados na construção civil para o enchimento das lajes são os blocos de EPS e as lajotas cerâmicas ou de concreto.

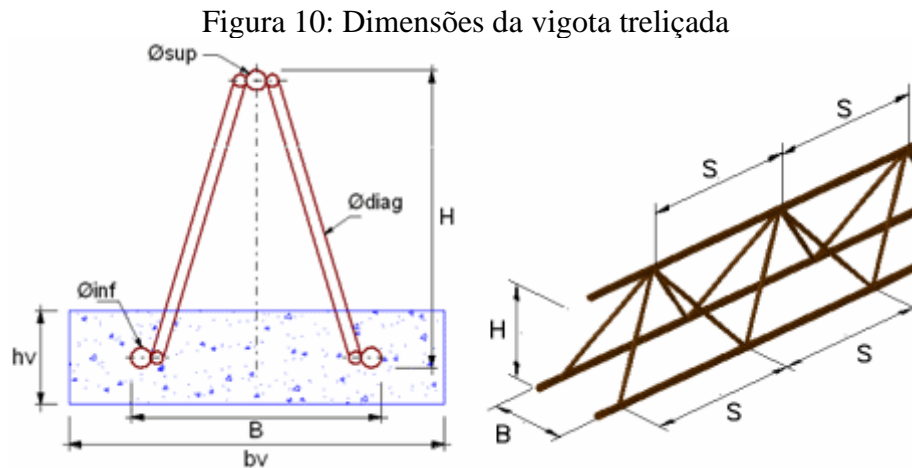
2.3.1.4 Vigota treliçada

A vigota treliçada basicamente constitui-se de uma armação treliçada assentada em uma sapata de concreto, podendo conter possíveis armaduras adicionais. São elementos pré-moldados, ou seja, produzidos fora do local de utilização, fabricados por terceiros ou no próprio canteiro sob condições estabelecidas em norma para o controle de qualidade.

2.3.1.5 Armação treliçada

A armação treliçada é confeccionada em aço tipo CA-60 soldada pela eletrofusão de três elementos que formam a treliça espacial: os banzos superior e inferior que são conectados pelo sinusóide. O banzo inferior é formado por dois vergalhões concretados juntos à sapata da treliça e são responsáveis pela resistência à flexão das lajes; a sinusóide tem como função a ligação dos banzos além de combater o cisalhamento da laje; e o banzo superior é responsável

pela rigidez durante o transporte e quando situar-se acima da linha neutra da seção transversal da laje, a área de aço do sinusóide poderá ser contabilizada no cálculo de resistência ao cisalhamento do elemento. A Figura 12 ilustra os elementos citados:

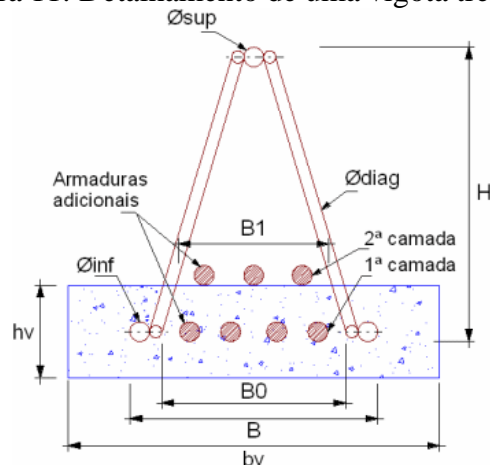


Fonte: Suporte do software EBERICK

2.3.1.6 Armaduras adicionais

No caso do dimensionamento da armadura da direção principal (direção das treliças), a área de aço do banzo inferior é subtraída da área de aço calculada para a flexão, o resultado é área de aço que deve compor as armaduras adicionais, que pode ser dividida em até duas camadas. Caso o resultado seja igual ou inferior à zero, o uso de armadura adicional é dispensado. A peça estará dimensionada erroneamente caso não seja possível, que a armadura adicional seja disposta em duas camadas devido ao espaçamento mínimo estabelecido pelas normas. A Figura 13 apresenta o detalhamento de uma vigota treçada:

Figura 11: Detalhamento de uma vigota treçada



Fonte: Suporte do software EBERICK

A armadura adicional, o acréscimo da área de aço positiva quando necessário, é inserida na vigota durante a confecção do elemento pelo fabricante, podendo ser de aço CA-50 ou CA-60. Quando o espaçamento mínimo exigido por norma não permitir a adição de mais barras na sapata de concreto da vigota, as armaduras são dispostas em uma segunda camada sobre a sapata no momento da concretagem da laje em obra.

2.3.2 Viga

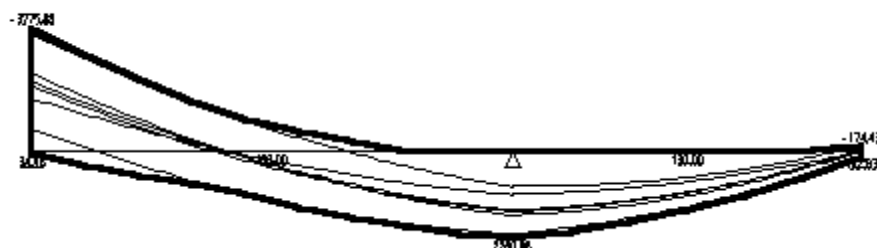
As vigas são elementos delgados solicitados principalmente por cargas perpendiculares ao seu eixo longitudinal. O carregamento gera na viga esforços internos de cisalhamento e momento fletor. A flexão da seção transversal resulta em grandes tensões normais (LEET, UANG, GILBERT, 2010). Supõe-se que esforços axiais sejam absorvidos por lajes adjacentes ao trecho da viga segundo a hipótese de diafragma rígido, utilizado na análise da estrutura quando o modelo de grelha é aplicado.

2.3.2.1 Processo de cálculo – vigas

No dimensionamento desses elementos, são coletados os valores máximos de momento fletor tanto no vão quanto sobre os apoios para o cálculo das armaduras que vão combater essas solicitações. As barras podem ser cortadas para que acompanhem a variação do diagrama ao longo do trecho da viga, com o intuito de economizar aço onde nas regiões em que os esforços sejam menores.

O dimensionamento da armadura transversal é realizado de maneira similar, só que não depende de apenas um, mas de diversos diagramas diferentes provenientes de cada combinação de carregamento. A Figura 14 ilustra um exemplo de envoltória de diagramas.

Figura 12: Envoltória de momentos fletores
MOMENTOS FLETORES DE CALCULO (Mdv) VIGA: V2



Fonte: Suporte do software EBERICK

A peça é dimensionada pelas combinações últimas e verificada pelas combinações de serviço quanto aos deslocamentos e ao estado de fissuração excessiva.

2.3.3 Pilar

Pilares ou colunas são elementos lineares que transmitem carga axialmente por compressão direta. O índice de esbeltez é fator determinante para sua capacidade de carga, haja visto que peças esbeltas atingem a ruptura sob carregamentos menores que o calculado. Apesar de sua função de transmissão de carga axial, os pilares devem ser projetados para resistir a momentos de flexão, já que ligeiras curvaturas ou cargas excêntricas geram esse tipo de esforço, além do que, em estruturas monolíticas de concreto armado, os pilares recebem esforços das vigas (LEET, UANG, GILBERT, 2010).

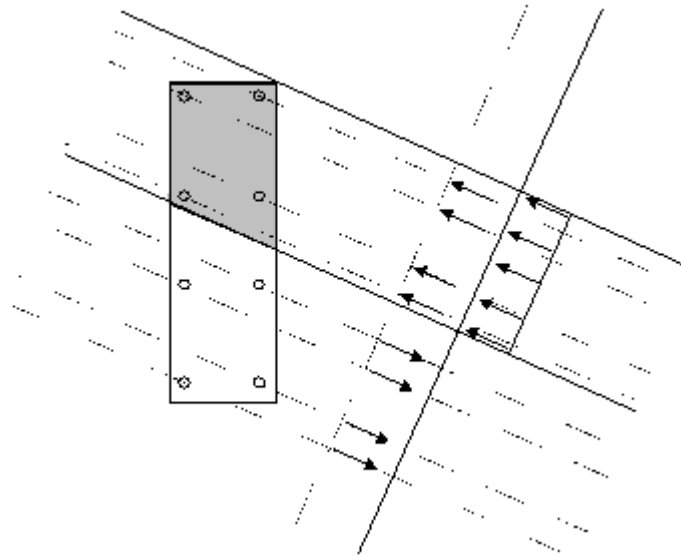
2.3.3.1 Processo de cálculo – pilar

A complexidade do dimensionamento dos pilares se deve ao desconhecimento da combinação que tem como resultado a situação crítica. Diferentemente das vigas, os momentos fletores podem ocorrer em uma ou outra direção, além de que, a situação crítica pode não estar atrelada a carga vertical máxima.

2.3.3.2 Processo iterativo (linha neutra)

O processo da linha neutra baseia-se no cálculo dos momentos internos resistentes referentes à armadura dimensionada previamente naquela seção transversal do pilar. O princípio consiste em procurar pela posição da linha neutra (Figura 15) que mantenha o equilíbrio da seção, no qual tanto a somatória das cargas verticais quanto a somatória dos momentos em qualquer direção sejam nulas. Os momentos resistentes encontrados devem ser maiores que os momentos aplicados para que o pilar possa ser considerado capaz de resistir aos esforços da estrutura.

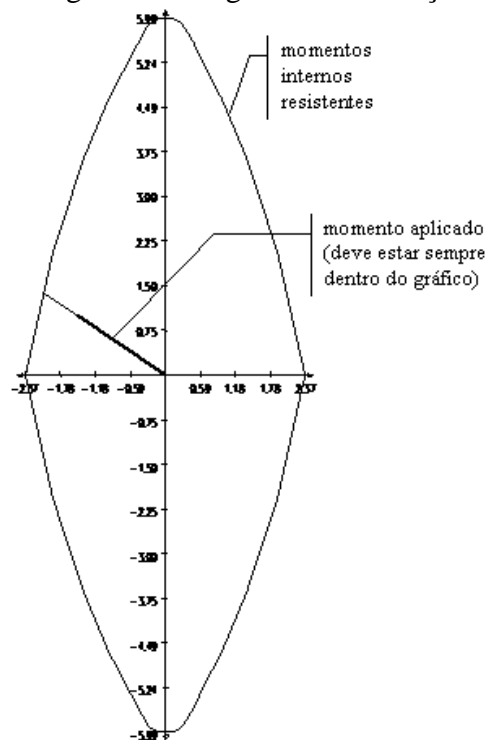
Figura 13: Verificação da seção pelo processo iterativo



Fonte: Suporte do software EBERICK

O algoritmo do processo consiste em: determinar a seção transversal, armadura e carga axial atuante; então através da procura iterativa de uma posição da linha neutra que permita o equilíbrio dos esforços, encontram-se os momentos resistentes; por fim é gerado o diagrama dos momentos internos resistentes, que para verificação do pilar, deve abranger todos os momentos externos atuantes, conforme Figura 16.

Figura 14: Diagrama de interação



Fonte: Suporte do software EBERICK

O processo não se baseia no dimensionamento e sim na verificação dos momentos internos frente aos momentos externos para a combinação de cálculo aplicada. Confirmada a superioridade dos momentos resistentes, o pilar é tido como seguro.

2.3.4 Sapata

A fundação é caracterizada como a parte da estrutura que tem como função transmitir a carga ao solo, sem que haja a ruptura dele. A sapata é um tipo de fundação superficial e são utilizadas quando o solo imediatamente abaixo dela é capaz de suportar as tensões (FERNANDES, PORTO, 2015).

2.3.4.1. Processo de cálculo – sapatas

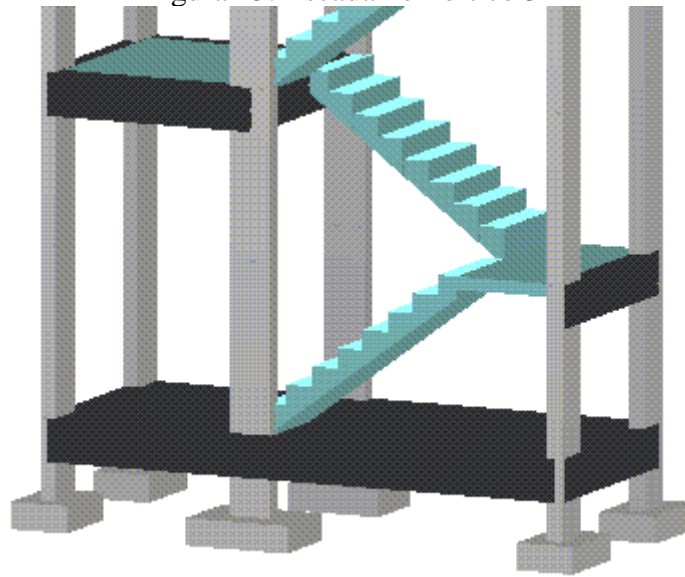
As sapatas são dimensionadas pelo método das bielas comprimidas, em função da carga vertical total no elemento e ação dos momentos fletores, que por sua vez tende a comprimir os lados da sapata de maneira desigual. Então, o dimensionamento é realizado de acordo com a biela mais solicitada. As sapatas são verificadas a aplicação de uma carga vertical mínima para conferência dos momentos excessivos.

2.3.5 Escadas

O elemento que tem como função fazer a ligação entre os pavimentos de uma mesma edificação é denominado de escada. Este pode ser decomposto em lances e patamares. Os lances se configuram como uma série de degraus que dão acesso a um patamar ou ao próprio pavimento. Os degraus são formados por pisos, pequenos planos horizontais conectados por planos verticais, denominados espelhos. Os lances de degraus são suportados por uma laje inclinada estendida entre as lajes horizontais dos patamares ou pavimentos.

Os carregamentos verticais aplicados nestas lajes inclinadas são decompostos no plano do lance para análise de seus efeitos.

Figura 15: Escada no Pórtico 3D

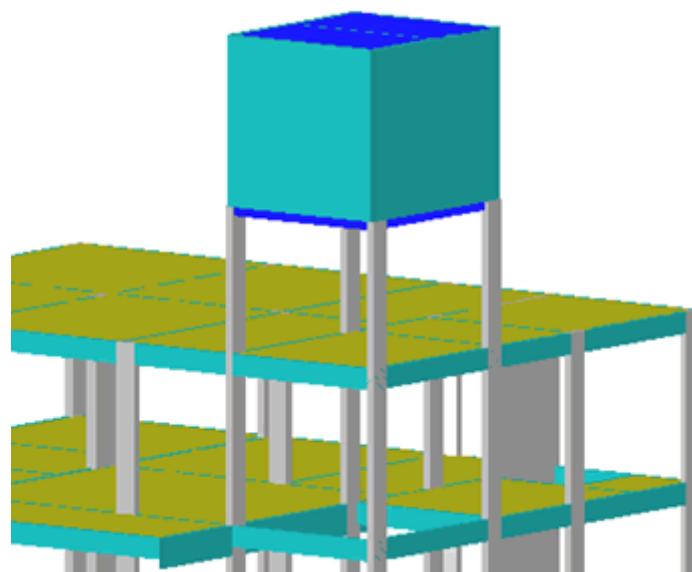


Fonte: Suporte do software EBERICK

2.3.6 Reservatórios

Para análise estrutural, o reservatório (Figura 18) que é o elemento estrutural utilizado para o armazenamento da água de uma edificação, é dividido em outros dois elementos, as paredes de contenção verticais, que vão ser solicitadas pelos esforços de empuxo do volume de água, e a laje que trabalhará principalmente às tensões internas geradas pelo momento fletor causado pelo peso da água.

Figura 16: Reservatório



Fonte: Suporte do software EBERICK

As paredes estruturais são tidas como elementos de superfície plana cuja espessura é significativamente menor que as demais, além de serem representadas pelo seu plano médio nos modelos. Os reservatórios podem se apresentar como elevados ou cisternas.

2.4 DIMENSIONAMENTO

Os elementos estruturais são dimensionados pelo método dos estados limites últimos conforme a NBR 6118:2014, admitindo-se que as seções continuem planas após as deformações; os elementos são representados pelos seus eixos longitudinais e o comprimento é delimitado pelo cruzamento dos eixos com os demais elementos.

2.4.1 Domínios

A ruína da seção transversal pode ocorrer de maneiras diferentes, essas diferenças são o que caracterizam os domínios, ao todo são seis possibilidades de ruína para qualquer tipo de flexão no estado limite último, quando as deformações do concreto e do aço atingem seus valores máximos (CARVALHO, FILHO, 2014).

É estabelecido por norma que se atinge o estado limite último quando as deformações da seção transversal se enquadrarem a um dos domínios especificados a seguir, limitados pelas deformações: última de compressão do concreto; última de tração do aço; e limite da seção totalmente comprimida.

Os domínios de deformação no estado-limite último em uma seção transversal (Figura 19) são descritos na ABNT NBR 6118:2014 como:

- Domínio I - tração não uniforme: A linha neutra não atravessa a seção transversal, a seção é completamente tracionada.
- Domínio II - flexão simples ou composta: A linha neutra atravessa a seção transversal, há esforços de compressão acima e de tração abaixo dela.
- Domínio III – flexão simples (seção subarmada) ou composta: O concreto rompe-se quando o aço atinge o patamar de escoamento. Ponto de máxima utilização de ambos os materiais. As grandes deformações servem de aviso para a ruína.

2.4.2 Estados limites

Um edifício é composto por elementos estruturais dimensionados a resistir às solicitações a eles impostas. As lajes, elementos bidimensionais, recebem as cargas normais da edificação, que são transmitidas às vigas, pilares e fundação, em respectiva ordem. O esforço mais relevante para o dimensionamento de lajes é o momento fletor. As vigas são dimensionadas para esforços como cortantes, momentos fletores e de torção. Os esforços que incidem sobre os pilares são de flexocompressão ou compressão centrada (FERNANDES, PORTO, 2015).

Segundo o item 10.1 ABNT NBR 6118:2014, o dimensionamento tem como objetivo a garantia dos estados limites, aqueles a partir dos quais o desempenho da estrutura fica comprometido se considerado às finalidades desejadas, estado de limite último (ELU) e a conferência do estado limite de serviço (ELS).

2.4.2.1 Estado limite último (ELU)

Quando o colapso da estrutura ou paralização do seu uso, por possível ruína estrutural, ocorre, é configurado o estado limite último. A segurança das estruturas é verificada, pela ABNT NBR 6118:2014, quanto a perda de equilíbrio, esgotamento da capacidade resistente ou colapso progressivo.

É recomendado pela NBR 6118:2014 que os estados limites últimos listados abaixo sejam verificados para a garantia das condições de segurança:

- Da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais (considerando que peça terá capacidade de redistribuição de esforços internos, definidos na seção 14 da NBR 6118:2014);
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Das solicitações dinâmicas;
- De colapso progressivo;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme NBR 15200;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421;

- Em casos especiais que possam solicitar a estrutura.

2.4.2.2 Estado limite de serviço (ELS)

Quando a presença de fissuras, recalques ou grandes deformações comprometem à utilização para qual a estrutura foi concebida é dito que foi atingido o estado limite de serviço (BOTELHO, MARCHETTI, 2002).

De acordo com o item 10.4 da NBR 6118:2014 os estados limites de serviço estão ligados com a sensação de conforto do usuário e, à questão da durabilidade e desempenho da estrutura quanto à utilização das pessoas, maquinário e equipamentos associados à mesma. Estes estados podem causar efeitos estruturais que venham a infringir as condições de uso esperadas da edificação. De acordo com sua ocorrência, repetição ou duração, os estados limites podem ser categorizados pelo aparecimento de flechas, fissurações excessivas e vibrações.

De modo geral, as combinações dos estados limites últimos são usadas nas verificações de tensões de cisalhamento e torção em vigas, pilares e lajes; além do cálculo da armadura de pilares, vigas e lajes. Enquanto que, as combinações dos estados limites de serviço são aplicadas no cálculo dos deslocamentos da estrutura, como as flechas em vigas e lajes e o deslocamento horizontal dos pilares; além da verificação de fissurações excessivas.

2.4.3 Estádios

Uma viga sob flexão normal simples pode apresentar três estádios de deformação, que configuram o desempenho de um a seção de concreto sob um carregamento, que vai de zero à ruptura. (BOTELHO, MARCHETTI, 2002)

- Estádio I - estado elástico: Atuando sobre a viga um momento fletor, as tensões de tração abaixo da linha neutra são suportadas pelo concreto e principalmente pelo aço, o concreto resiste às tensões de compressão acima da linha neutra.
- Estádio II - estado de fissuração: Aparecem fissuras geradas pelos esforços de tração no concreto. Apenas o aço resiste à tensão de tração.
- Estádio III: As fissuras se aproximam da linha neutra e as deformações entram numa fase plástica.

2.4.4 Ações

As estruturas são dimensionadas para apresentar a menor resistência capaz de suportar às possíveis cargas a elas submetidas sem que se comprometa a utilização para quais elas são projetadas (LEET, UANG, GILBERT, 2010).

Para prever as cargas, o engenheiro pode consultar as normas vigentes, que são satisfatórias para a grande maioria dos projetos, mas aquelas mais incomuns ou que apresentem maior complexidade, exigem estudos específicos para a determinação das ações (LEET, UANG, GILBERT, 2010).

- Permanentes

“Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante.” (ABNT NBR 6118:2014).

Usa-se o valor mais desfavorável para a segurança no cálculo da estrutura. Temos como ações permanentes diretas, o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes ABNT NBR 6118:2014).

Como ações permanentes indiretas, podemos considerar as deformações geradas por retração e fluência do concreto, deslocamento de apoio, imperfeições geométricas e protensão (ABNT NBR 6118:2014).

- Variáveis

As cargas como o peso das pessoas e mobiliário, que podem variar no tempo, são chamadas de cargas variáveis (LEET, UANG, GILBERT, 2010).

A ação do vento e da água e, o uso da construção constituem as ações variáveis diretas. As cargas acidentais correspondem a cargas verticais de uso da construção, cargas móveis (impacto vertical), impacto lateral, força longitudinal de frenação ou aceleração, força centrífuga. (ABNT NBR 6118:2014). Na Tabela 4 é listada as cargas aplicadas sobre as lajes para possíveis condições de uso:

Tabela 6: Valores mínimos para cargas verticais

Local	Carga (kN/m ²)
-------	-------------------------------

1 Arquibancadas		4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósitos de livros Sala com estantes, de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	2,5 4 6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos Estúdio e platéia com assentos móveis Banheiro	3 4 2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos Sala de assembléia com assentos móveis Salão de danças e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro	3 4 5 2
8 Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Dispensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
12 Escadas (ver 2.2.1.7)	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas	3 2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galeria de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro Corredor	2 3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	5 -
26 Terraços	Sem acesso ao público Com acesso ao público Inacessível a pessoas Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	2 3 0,5 -
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público Com acesso ao público	1,5 3

Fonte: Tabela 2 - NBR 6120:1980

Variações de temperatura ou choques e vibrações gerados pelo uso da estrutura configuram ações variáveis indiretas (ABNT NBR 6118:2014).

- Excepcionais

“No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.” (ABNT NBR 6118:2014)

- Efeito do vento

As forças estáticas causadas pela ação do vento na estrutura são determinadas da seguinte maneira: primeiro determina-se a velocidade básica do vento de acordo com o local no qual há de ser construída a estrutura, mapeada no item 5.1 da NBR 6123; o produto desse valor pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 tem como resultado a velocidade de vento característica V_k , conforme equação 7.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (7)$$

Então se calcula a pressão dinâmica, que pode ser determinada em função da velocidade característica, pela Equação 8 (em unidades do SI):

$$q = 0,613(V_k)^2 \quad (8)$$

Por fim, obtém-se a força de arrasto F_a na direção do vento pela Equação 9:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (9)$$

Sendo:

C_a = *coeficiente de arrasto*

A_e = *área frontal efetiva*

2.4.5 Coeficientes de ponderação das resistências

Em função da segurança, as resistências dos materiais são divididas por um coeficiente de minoração. Para o aço material industrializado, padronizado e de características mecânicas bem conhecidas, são utilizados coeficientes menores do que para o concreto, material que apresenta mais variações. Os valores podem ser calculados pela fórmula (Equação 10) a seguir, ou consultados diretamente pelo quadro extraído da norma (Tabela 5).

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \quad (10)$$

Sendo que:

γ_{f1} – considera a variabilidade das ações

γ_{f2} – considera a simultaneidade das ações

γ_{f3} – considera os possíveis desvios gerados nas construções

Tabela 7: Valores dos coeficientes

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Os aços adotados na construção devem satisfazer as exigências prescritas na NBR 7480:2007 quanto ao controle de qualidade para que se possa aplicar o coeficiente de minoração no sistema $\gamma_s = 1,15$.

A norma ainda prevê coeficientes para outras situações:

$\gamma_c = 1,3$: peças pré – moldadas em usina, com controle rigoroso;

$\gamma_c = 1,4$: em geral;

$\gamma_c = 1,5$: peças executadas em situações desfavoráveis.

O valor de 1,4 é recomendado para o uso geral.

2.4.6 Coeficientes de ponderação das ações

Para determinação dos valores de cálculos das ações utilizamos os coeficientes de ponderação determinados pela ABNT NBR 6118, conforme Equação 11.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (11)$$

Sendo que:

γ_{f1} – considera a variabilidade das ações

γ_{f2} – considera a simultaneidade das ações

γ_{f3} – considera os possíveis desvios gerados nas construções

2.4.7 Combinações de carregamentos

Na tentativa de prever a situação mais desfavorável, e de possibilidade não desprezível, a segurança de uma estrutura, um carregamento resultante da combinação de várias ações é usado no dimensionamento (CARVALHO, FILHO, 2014).

Devem ser realizadas todas as combinações de ações possíveis para estrutura que tenham possibilidade não desprezível de ocorrência sob a estrutura, para que sejam verificadas as condições de segurança em relação aos possíveis estados limites da estrutura.

O item 11.8.2.4 da NBR 6118: 2014 define as combinações últimas normais pela Equação 12:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right) \quad (12)$$

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

γ_g : coeficiente de ponderação das cargas permanentes, definido na Tabela 11.1 pertencente ao item 11.7.1 da NBR 6118:2014;

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas;

γ_q : coeficiente de ponderação das cargas acidentais, definido na Tabela 11.1 pertencente ao item 11.7.1 da NBR 6118:2014;

F_{q1k} : representa a ação permanente direta predominante;

ψ_{0j} : fator de combinação das cargas acidentais, definido na Tabela 11.2 pertencente ao item 11.7.1 da NBR 6118:2014;

F_{qjk} : representa as ações variáveis diretas secundárias, sendo F_{q1k} a principal.

O item 11.8.3.11 da NBR 6118:2014 classifica em três tipos as combinações de utilização de utilização:

- Combinações quase permanentes (Equação 13): atuam por bastante tempo ao longo da vida útil da estrutura, podendo sua consideração ser necessária para a verificação do estado limite de deformação excessiva;

$$F_{d,ser} = \sum F_{qi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (13)$$

- Combinações frequentes (Equação 14): ocorrem diversas vezes ao longo da vida útil da estrutura, podem ser aplicadas na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras, de vibrações e de deformações excessivas devido ao vento e temperatura;

$$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (14)$$

- Combinações raras (Equação 15): aparecem limitadas vezes ao longo da vida útil da estrutura, podem ser importantes para a verificação do estado limite de formação de fissuras;

$$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qjk} \quad (15)$$

A tabela 11.4 da NBR 6118:2014 estabelece fórmulas específicas para cada uma das combinações, sendo:

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

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas;

F_{q1k} : representa a ação permanente direta predominante;

F_{qjk} : representa as ações variáveis diretas secundárias, sendo F_{q1k} a principal;

ψ_1 : fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 : fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

As combinações estão dispostas, pela ABNT NBR 6118:2014, na tabela a seguir (Figura 20):

Tabela 8: Combinações últimas usuais

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	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}, \text{ onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
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	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.5 ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA

2.5.1 Modelo de cálculo

Para facilitar o dimensionamento de uma edificação, os projetistas realizam a segmentação da estrutura em diversos pórticos planos ou em um único pórtico espacial, onde são aplicadas as cargas geradas pelas ações que incidem na estrutura real. Os pórticos na realidade são a representação dos pilares e vigas, que nesse processo têm suas propriedades atribuídas a barras interligadas por nós. As lajes são calculadas de maneira independentes dos pórticos.

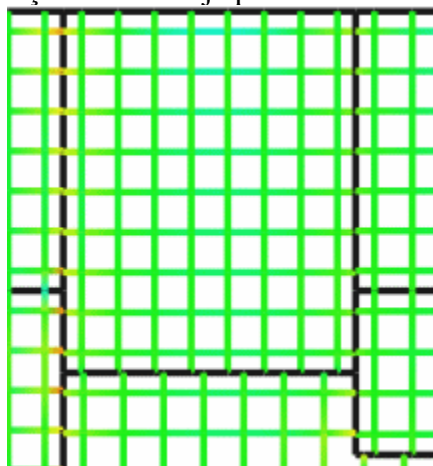
A análise da estrutura se dá pelo método matricial de rigidez direta, que tem como objetivo encontrar os resultados das ações sob a estrutura de maneira que possam ser realizadas

as verificações quanto aos estados limites último e de serviço. Os deslocamentos dos nós, os esforços internos e as reações nos vínculos de apoios são os principais dados que sustentam a análise. O procedimento responsável por estes valores consiste basicamente em montar os painéis de lajes pelo método que for escolhido e calcular as reações destas sobre as vigas; as vigas, como um elemento do pórtico, transmitem este carregamento pelo mesmo; o pórtico então é processado e então cada peça é dimensionada para as solicitações encontradas.

2.5.2 Processo da analogia de grelha

O modelo de grelha consiste em decompor o pavimento (estrutura monolítica formada por lajes e vigas). A discretização simula as vigas como barras e as lajes em uma grelha (Figura 21) com faixas ortogonais.

Figura 18: Discretização de uma laje pelo método da Analogia de Grelha



Fonte: Suporte do software EBERICK

A rigidez à torção das vigas de apoio é o que delimita a continuidade dos painéis de laje na analogia de grelha, o que impossibilita que as barras sejam dispostas de modo contínuo por toda a extensão do painel.

A deformação conjunta das lajes e vigas pode alterar de maneira significativa os esforços e reações de apoio estimadas pelo método, quando comparados com resultados encontrados em processos convencionais. Por isso, a rigidez à flexão das vigas é um dado de entrada importante no modelo, já que há a compatibilização das deformações de ambos os elementos.

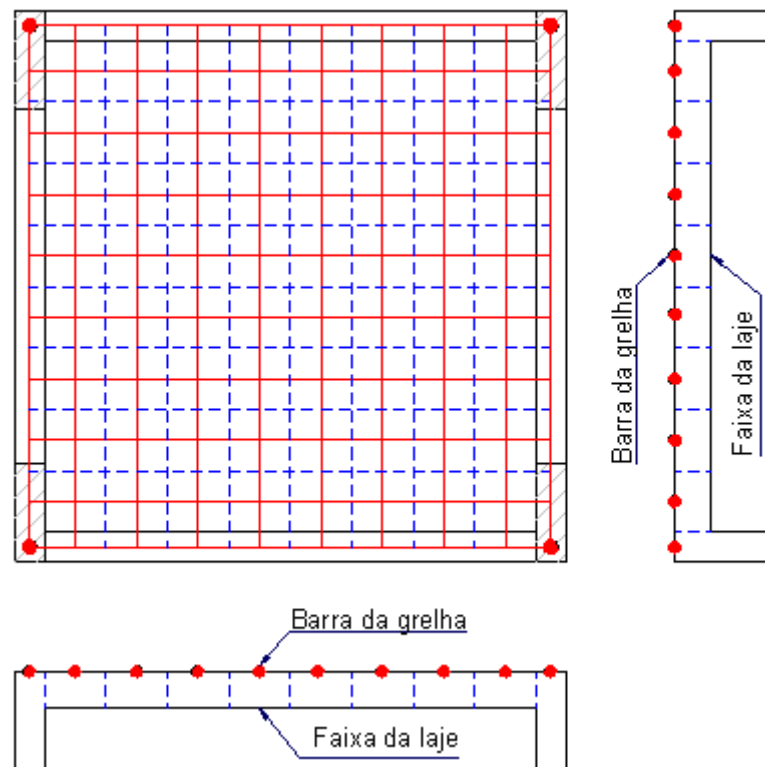
Os resultados obtidos pela simulação das lajes a partir do modelo não diverge muito do comportamento real das lajes, tanto daquelas formadas por painéis retangulares quanto

daquelas de formatos poligonais que não apresentem ou ângulos agudos nos cantos ou grandes aberturas.

2.5.3 Montagem da grelha

A analogia de grelha na análise de laje é constituída pela segmentação do elemento em faixas, as quais têm suas propriedades físicas e geométricas atribuídas a barras que formam uma espécie de malha (a grelha), conforme Figura 22.

Figura 19: Analogia de grelha



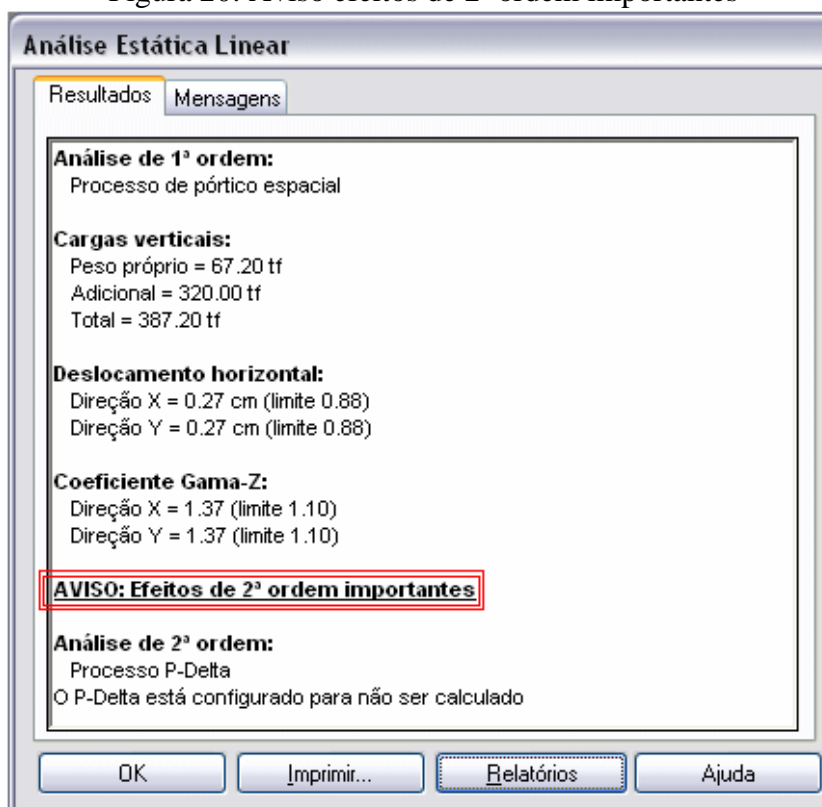
Fonte: Suporte do software EBERICK

O número de barras das grelhas é decorrente da divisão das dimensões dos panos das lajes pela largura das faixas adotadas pelo calculista do projeto. Em lajes nervuradas, as faixas que segmentam as lajes na análise de grelha têm a mesma dimensão que as próprias nervuras dispostas no croqui do sistema.

2.5.4 Verificação da estabilidade global

Em estrutura de nós fixos, são calculados os esforços solicitantes como força normal, momento fletor e esforço cortante, para uma estrutura indeformada. Destes, aquele que apresenta maior importância é o momento fletor aplicados nas extremidades das barras dos pilares, gerados pela rigidez das ligações com as vigas. Os esforços calculados para estruturas indeformadas são conhecidos como de 1ª ordem. Em estruturas de menor rigidez, os nós de uma estrutura podem se deslocar horizontalmente sob o efeito de cargas horizontais, como o vento, causando alterações significativas na configuração geométrica inicial. O deslocamento dos nós móveis é responsável pelo aparecimento de novas solicitações na estrutura que são acrescidos sobre os de 1ª ordem, denominados esforços de 2ª ordem. Estes últimos esforços são originados pela incidência das cargas normais dos pavimentos sobre o deslocamento horizontal gerando momentos fletores adicionais $P * \Delta$. Ao adicionar os momentos de 2ª ordem espera-se um deslocamento novo, o que gera um processo iterativo. É admitida certa tolerância sobre os resultados obtidos na 1ª iteração para o que se possa dispensar a repetição dos cálculos a cada novo acréscimo nos deslocamentos. A Figura 23 apresenta um exemplo de notificação da análise estática linear:

Figura 20: Aviso efeitos de 2ª ordem importantes



Fonte: Suporte do software EBERICK

Para edifícios de concreto armado, o estudo da estabilidade global tem ganhado cada vez mais importância em função da crescente esbelteza das estruturas. O coeficiente Gama-Z é um parâmetro importante para avaliação da perda de estabilidade, resultante dos deslocamentos laterais e à intensidade dos efeitos de segunda ordem. O coeficiente é utilizado para a determinação aproximada de um coeficiente para a majoração dos esforços globais finais considerando os esforços de primeira ordem. O item 15.5.3 da NBR 6118:2014 define o valor de γ_z como (Equação 16):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (16)$$

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ - Se refere ao momento de tombamento, ou a somatória dos momentos aplicados na base da estrutura provenientes das forças horizontais;

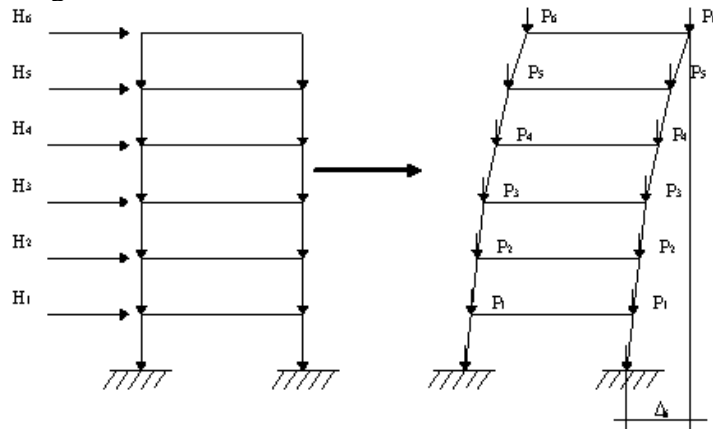
$M_{1,\text{tot,d}}$ - Se refere à somatória dos momentos gerados pela aplicação das forças verticais das estruturas sobre os nós deslocados.

A ABNT NBR 6118:2014 permite classificar as estruturas da seguinte maneira:

- Estruturas de nós fixos - $\gamma_z \leq 1.1$: os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, permite-se considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem;
- Estruturas de nós móveis - $\gamma_z > 1.1$: os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

O EBERICK simula os efeitos gerados pela não linearidade geométrica na simulação estrutural através do processo P-Delta, que estima os momentos adicionais derivados dos deslocamentos horizontais dos nós das edificações. A Figura 24 ilustra um esquema de estrutura deslocada:

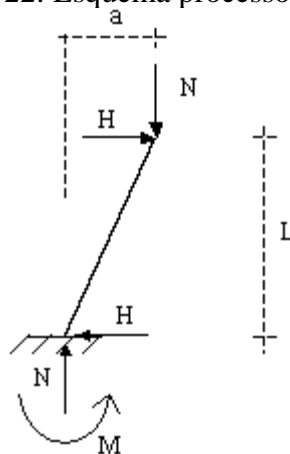
Figura 21: Deslocamento horizontal de uma estrutura



Fonte: Suporte do software EBERICK

Presumindo que o edifício, sob a ação de cargas horizontais, assume uma configuração deslocada como na Figura 24, os momentos de primeira ordem sejam acrescidos de uma parcela M derivada do produto das cargas normais de cada pavimento (N) pela excentricidade gerada (a), como esquematizado na Figura 25.

Figura 22: Esquema processo P-Delta



Fonte: Suporte do software EBERICK

Resumindo, o coeficiente Gama-Z tem o objetivo de estimar os efeitos de 2ª ordem, servindo como um parâmetro para indicar a robustez do edifício. Enquanto o processo P-Delta é utilizado para calcular os efeitos de 2ª ordem em estruturas tidas como deslocáveis.

"As estruturas devem, evidentemente, ser concebidas de tal modo a poder resistir a todas as ações horizontais e verticais a que possam estar submetidas ao longo de sua existência. O conceito relativo à estabilidade vertical é dos mais intuitivos, sendo ela obtida graças aos apoios verticais (pilares) colocados dentro de tal finalidade." (SUSSEKIND, 1991)

Já a estabilidade horizontal tem que ser assegurada pela rigidez dos elementos ou subestruturas de contraventamento, combatendo os carregamentos aplicados pelo vento ou eventuais esforços horizontais derivados das rotações dos nós, originados da aplicação excêntrica de esforços na estrutura.

2.6 CONCEPÇÃO

2.6.1 Lajes

Melo (2013) estabelece uma série de recomendações para a disposição dos elementos estruturais no projeto a partir da planta arquitetônica. “Idealmente, as lajes devem ter vigas de apoio em todo o seu contorno. No entanto, uma laje pode-se apoiar em três, duas ou até uma viga (laje em balanço). Vigas podem ser necessárias também para dividir uma laje com grandes dimensões.” (MELO, 2013).

Moreno Junior (1993) considera, para as dimensões de lajes maciças em edifícios, os seguintes limites: vão menor entre dois e cinco metros, e vão de três a sete metros para lajes armadas em uma e duas direções, respectivamente. Os vãos econômicos se encontram entre três metros e meio e cinco metros. Lajes nervuradas comuns podem alcançar vãos de até doze metros.

Recomenda-se para lajes armadas em uma direção a adição de nervuras secundárias ou de travamento, perpendiculares às nervuras principais quando o vão ultrapassar os quatro metros. Para vãos que superem os seis metros, exigem-se no mínimo duas nervuras. As nervuras também podem ser necessárias quando existirem cargas concentradas no pano de laje.

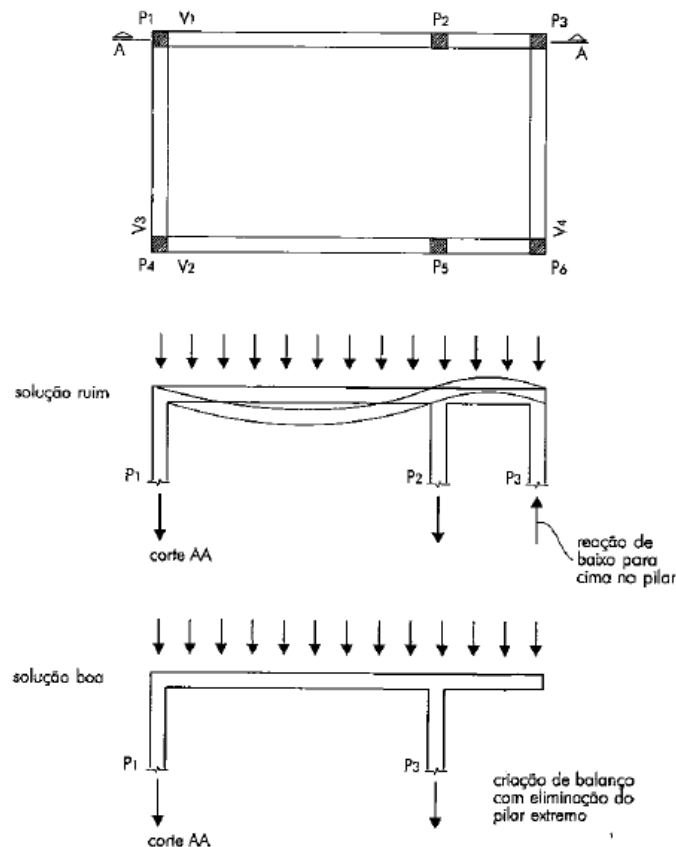
2.6.2 Pilares

Ao iniciar a locação de pilares, deve-se ter em mente que estes servirão de apoio às vigas, então são almejados os vãos econômicos a princípio. É recomendado que se inicie pelos pilares de cantos seguido dos pilares presentes em todos os pavimentos como os que delimitam as escadas, fosso de elevadores e os de suporte do reservatório. Estes são responsáveis por formar os núcleos rígidos, ou seja, são conjuntos de elementos de contribuição significativa para a estabilidade global do edifício. Então segue-se para os pilares de extremidade, aqueles localizados entre os pilares de canto e no perímetro da edificação, onde ocorre o encontro de vigas. Por último, os pilares internos podem ser alocados, de maneira mais coerente.

Pinheiro (2003) recomenda que os pilares sejam dispostos entre quatro a seis metros, tendo em vista que distâncias maiores geram vigas com dimensões incompatíveis e que resultam em mais custos à construção como maiores seções transversais dos pilares, taxas de armadura elevadas e complicação da montagem das formas e armação das peças. Pinheiro (2003) também afirma que pilares muito próximos desfavorece a economia devido ao aumento do consumo de materiais e mão-de-obra, além das interferências dos elementos de fundação. Melo (2013) aponta o valor de quatro metro e meio como a distância considerada como econômica, e a distância de um metro e meio como valor mínimo para a maioria dos casos.

Rebello (2007) recomenda ainda que os pilares sejam posicionados no ponto de encontro de vigas, já que vigas que se apoiam sobre outras aumentam a solicitação do momento fletor, o que exige aumento das dimensões e perda de economia. Para facilitar a locação da obra, os pilares devem ser locados sobre os mesmos eixos. Melo (2013) recomenda posicionar os pilares de maneira que a maior dimensão fique paralela à menor dimensão em planta da edificação, de modo que proporcione à estrutura maior rigidez às ações horizontais como o vento. A Figura 26 ilustra os fenômenos e as recomendações elucidadas por Rebello (2007).

Figura 23: Soluções de pilares



Fonte: Rebello (2007)

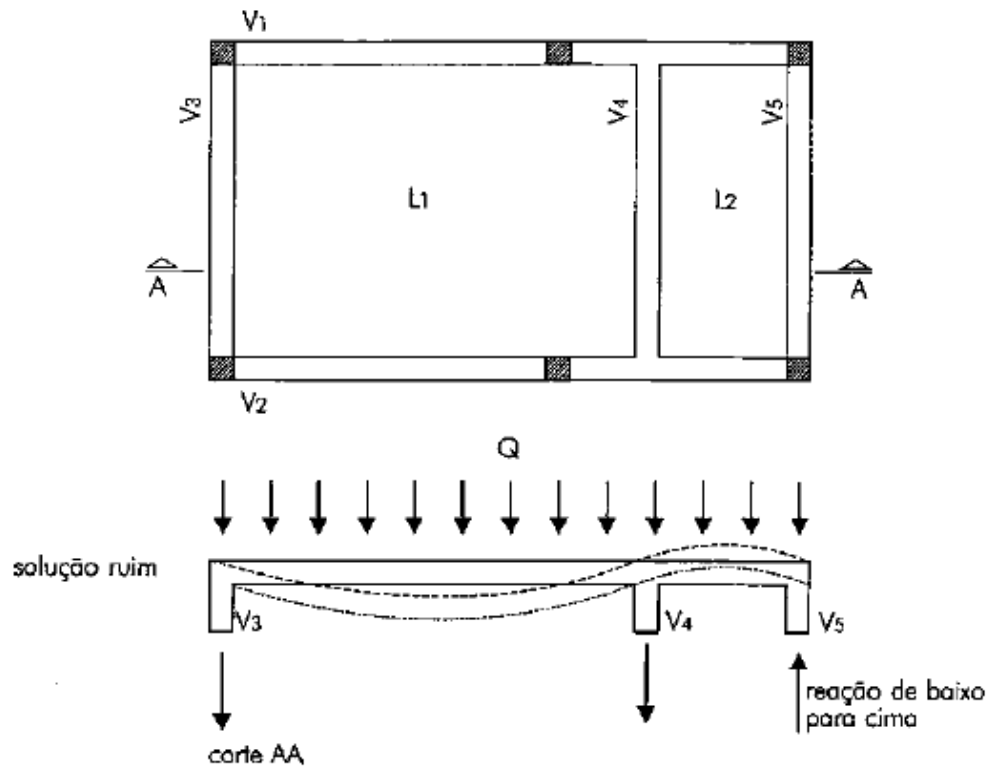
Na medida do possível deve-se evitar o desalinhamento dos pilares ao longo dos níveis de uma edificação com múltiplos andares. Caso não ocorra a manutenção da prumada, é necessário o uso de uma viga de transição para a transmissão das cargas para os pilares dos pavimentos inferiores. A questão é que além da oneração da obra devido ao custo da execução deste elemento, podem ocorrer transtornos de cunho arquitetônico devido às alturas mais elevadas da peça.

2.6.3 Vigas

Sempre que possível, as vigas devem ser locadas sob a alvenaria, já que sua rigidez é maior que a da laje em função da sua altura e conseqüentemente, sofre menores deformações, o que evita trincas na alvenaria. Recomenda-se que as vigas também sejam locadas sobre a alvenaria, de modo que as lajes não se apoiem indevidamente, solicitando as paredes de maneira não prevista (REBELLO, 2007). Vigas que gerem conflito com os demais sistemas da estrutura (elétrico, hidráulico, forro etc.), podem ser invertidas sem maiores problemas, já que o comportamento é idêntico e não necessita nenhum tratamento especial. Para Melo (2013), as vigas juntamente com os pilares, devem estar posicionadas de maneira que formem pórticos que garantam a estabilidade da estrutura. Os vãos das vigas devem se encontrar no intervalo de três a sete metros, sendo o valor de quatro e meio considerado o mais econômico para edificações comuns e concreto convencional.

Segundo Rebello (2007), as vigas devem ser posicionadas de maneira que os panos de lajes não destoem bastante, isso evita a adoção de espessuras diferentes que dificultam o processo construtivo, e se adotada a mesma espessura resulta em superdimensionamento e falta de economia. Além disso, o vão da laje menor se submete a momentos negativos por influência do carregamento da laje de maior vão. Nesses casos, a eliminação de uma viga da laje menor, colocando-a em balanço e aliviando o maior vão, pode ser uma solução eficaz, reduzindo os custos e facilitando a execução de formas e armações. O fenômeno é ilustrado na Figura 27:

Figura 24: Soluções de vigas



Fonte: Rebello (2007)

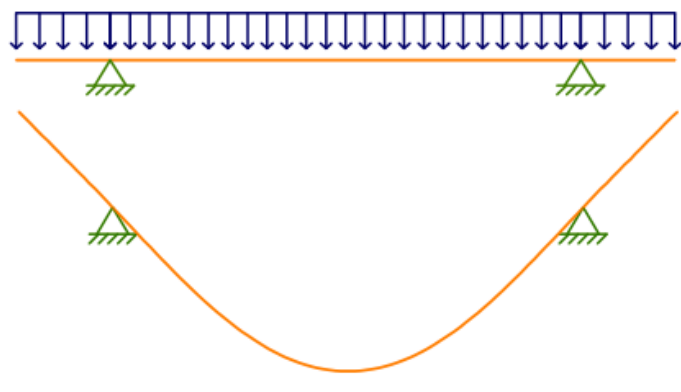
Figura 25: Balanço com eliminação da viga extrema



Fonte: Rebello (2007)

Em vigas contínuas em que vãos subsequentes destoem bastante, é observado o efeito de alavanca. Ocorre uma diferença nos deslocamentos destes elementos de maneira que os trechos mais compridos apresentem maiores deformações, enquanto os trechos menores são levantados, conforme é ilustrado na Figura 29 a seguir:

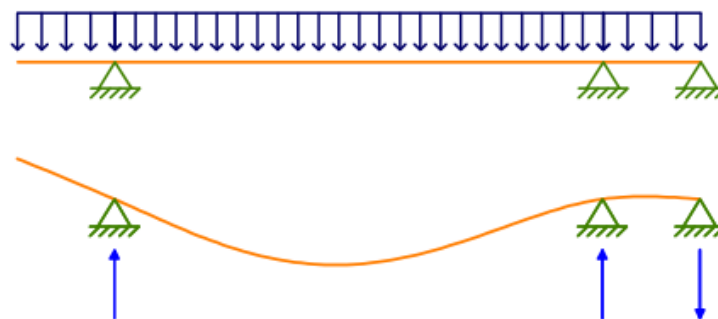
Figura 26: Efeito alavanca



Fonte: Suporte do software EBERICK

A continuidade no apoio faz com que as extremidades da viga se desloquem para cima, pilares posicionados próximos a estas extremidades trabalham para restringir esse deslocamento da viga para cima exercendo uma força no sentido contrário, o que ocasiona em esforços de tração no pilar (Figura 30). Para evitar esse fenômeno, os comprimentos de vãos vizinhos não devem apresentar grandes divergências, ou seja, devem ser executados com dimensões parecidas.

Figura 27: Carga negativa em pilares



Fonte: Suporte do software EBERICK

2.6.4 Geral

Melo (2013) recomenda que se possível, é conveniente a uniformização dos elementos estruturais tanto em comprimento quanto em largura, além do alinhamento deles, devido à facilidade construtiva que essa prática proporciona.

A partir da planta baixa do projeto arquitetônico original de cada complexo, será elaborado um novo projeto estrutural seguindo os critérios descritos a seguir. Será utilizado o software de dimensionamento estrutural EBERICK para o lançamento, processamento e levantamento de quantitativos da estrutura.

2.7 SOFTWARES

2.7.1 AutoCAD

Criado e comercializado pela Autodesk, Inc. desde 1982, o AutoCAD é hoje o principal software de do tipo CAD (do inglês, desenho assistido por computador). Foi amplamente adotado pelos escritórios de arquitetura e engenharias diversas para o desenvolvimento de seus desenhos técnicos em projetos. Entre suas principais funcionalidades estão:

- A possibilidade de efetuar cálculos estruturais de projetos de arquitetura em geral
- Documentação dos projetos em 2D de forma bastante abrangente
- Personalização das configurações para o seu estilo de trabalho
- Modelagem 3D e visualizações de diversos ângulos
- Acesso remoto ao software, de qualquer lugar

2.7.2 EBERICK

Desenvolvido pela empresa AltoQI, o Eberick é um software de projeto estrutural muito utilizado nos escritórios de engenharia aqui no Brasil. O programa realiza a análise da estrutura através de um modelo de pórtico espacial além do dimensionamento e detalhamento dos elementos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Popular entre projetistas iniciantes devido a sua praticidade, o software apresenta as seguintes funcionalidades:

- Lançamento de vigas e pilares
- Lançamento de lajes maciças e pré-moldadas
- Lançamento de escadas
- Fundações do tipo sapata e blocos sobre estacas
- Plantas de formas, corte e planta de locação
- Análise dos esforços e deslocamentos da estrutura
- Dimensionamento e detalhamento dos elementos
- Resumo de materiais do projeto
- Pórticos 3D

2.7.3 Excel

Reconhecido como um dos mais populares programas de computador até hoje, o Microsoft Office Excel é um editor de planilhas, cujos recursos incluem uma interface intuitiva e capacitadas ferramentas de cálculo e de construção de tabelas. As fórmulas do Excel permitem aos usuários tirar o máximo de documentos, desde funções básicas como fórmulas de porcentagem, soma e subtração, até recursos mais avançados, como localizar dados em planilhas. O programa ainda tem operações matemáticas embutidas, que permitem fazer cálculos complexos e até preenchimentos de forma automática.

3 METODOLOGIA

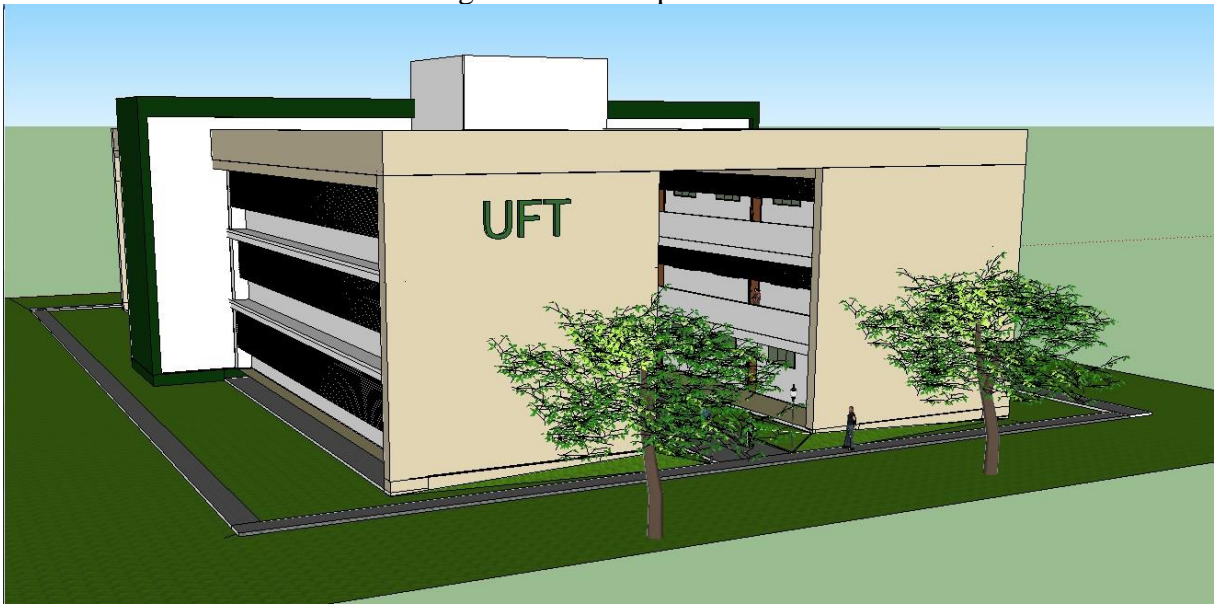
Para alcançar os objetivos citados no trabalho, o objeto de estudo, no caso o projeto de fôrmas original do bloco 3P, foi submetido à uma revisão da concepção estrutural com base nos tópicos apresentados no referencial teórico para o lançamento estrutural em concreto armado. As mudanças que, de acordo com o referencial, tinham potencial de desoneração foram apresentadas ao longo da metodologia do trabalho.

3.1 OBJETO DE ESTUDO

O objeto de estudo do trabalho trata-se do bloco padrão de salas de aulas com três pavimentos do Campus Universitário de Gurupi da Universidade Federal do Tocantins.

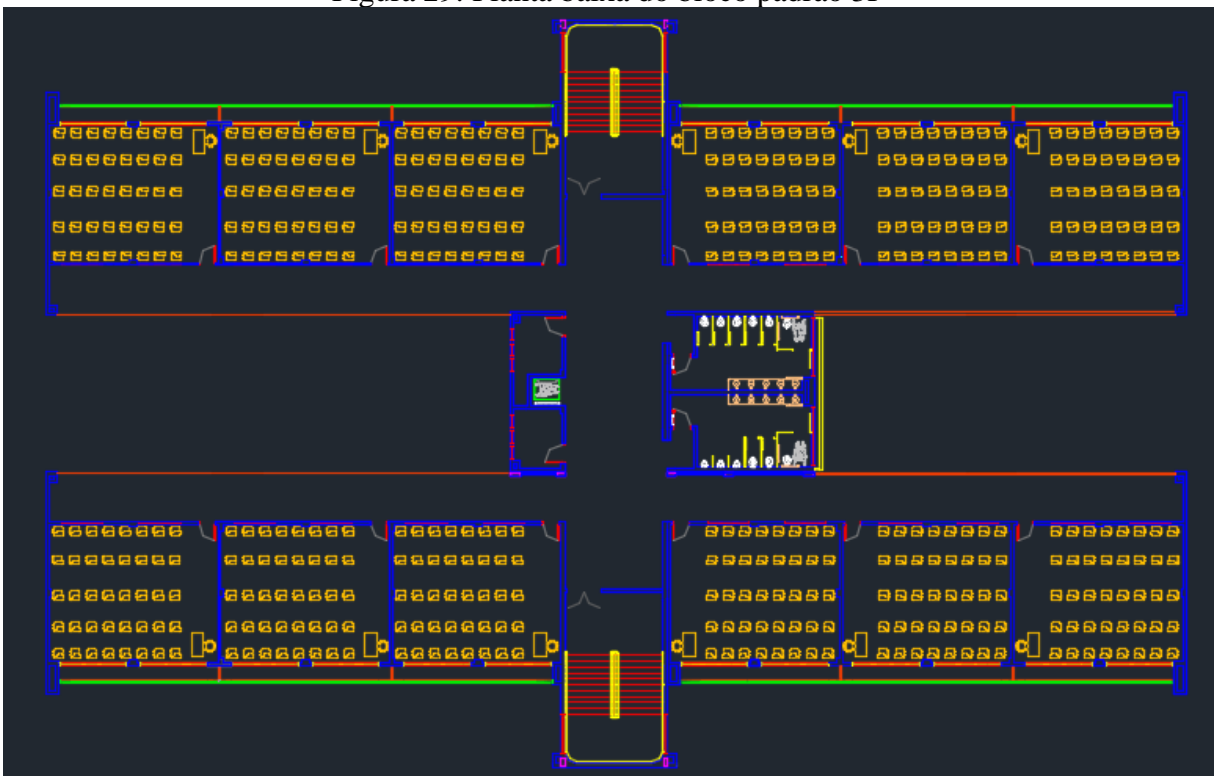
Com uma área total construída de 3690,68 m² o edifício construído com o intuito de fornecer as salas de aula exigidas pela expansão da oferta de cursos da Universidade Federal do Tocantins, é composto por três pavimentos. Cada um deles apresenta 12 salas de aulas, dispostas em duas alas com 6 salas cada uma, cujos corredores dão acesso a uma área comum de circulação em que se anexam os sanitários e as salas de apoio. Os pavimentos podem ser acessados por um par de escadas nas extremidades opostas da área de circulação ou pelo elevador posicionado próximo ao centro da edificação. A superestrutura foi projetada em concreto armado, se valendo de quatro diferentes soluções estruturais para a execução das lajes: lajes maciças para os patamares das escadas e sobre o fosso do elevador; lajes treliçadas 1D para corredores, área de circulação, banheiros e salas de apoio; as lajes técnicas são pré-moldadas; e por último lajes treliçadas 2D para as salas de aulas. As fundações escolhidas foram as sapatas. Além disso, foram usados diferentes materiais para o enchimento das lajes. A Figura 31 e a Figura 32 apresentam a perspectiva e a planta baixa do bloco, respectivamente.

Figura 28: Bloco padrão 3P



Fonte: Memorial descritivo do empreendimento

Figura 29: Planta baixa do bloco padrão 3P



Fonte: Pró-reitoria de administração e finanças

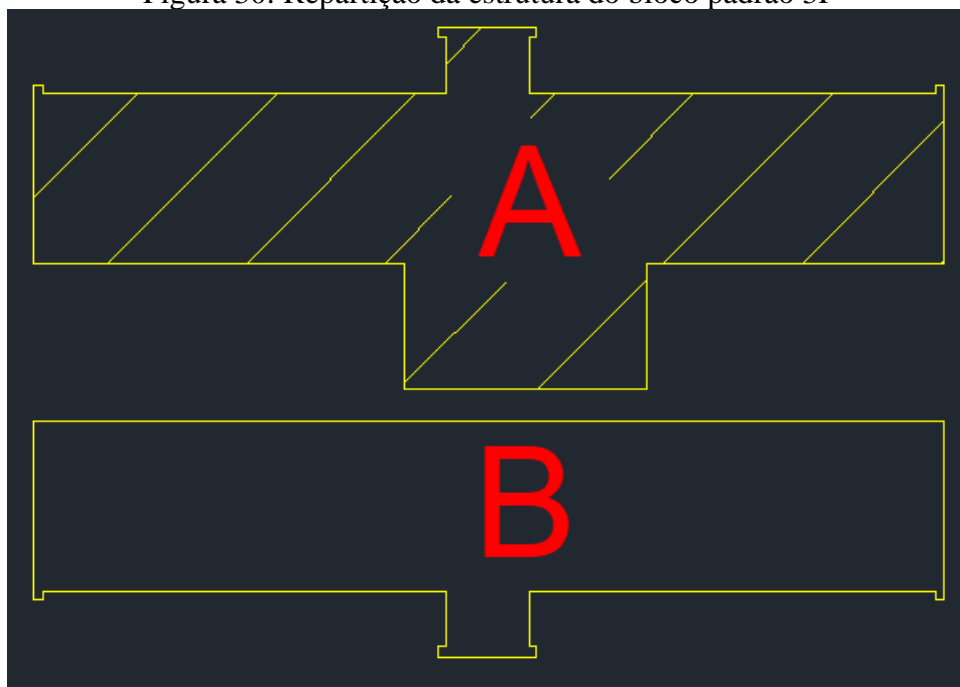
3.2 REDIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

A partir da planta de fôrmas original da edificação presente no site da UFT, mais especificamente na pasta da Pró-reitoria de Administração de Finanças, foi realizado um

remodelamento da estrutura original pelo software EBERICK. Foram realizadas simulações para cada nova proposta de modificação na estrutura para a aprovação da alteração. Exemplo: Substituição de laje treliçada 2D por laje treliçada 1D.

Para identificação dos elementos, o projeto original utiliza de siglas, exemplo: PA3, VA7, LAUD17. O primeiro dígito se refere ao tipo de elemento e são usadas as letras P (pilares), V (vigas) e L (lajes). O segundo dígito é usado para identificar a ala do edifício, dividido no caso entre A e B, conforme ilustra a Figura 33. O trabalho em questão trabalhou somente com a ala A, objeto totalmente independente da ala B em questões estruturais. O primeiro algarismo em vigas e lajes serve como identificação do pavimento. Os números subsequentes servem para a localização do elemento e são contados de cima para baixo, e da esquerda para direita, de acordo com a planta baixa. As lajes ainda contam com mais alguns dígitos que definem as suas tipologias, exemplo: LAUD201 (laje treliçada unidirecional), LABD203 (laje treliçada bidirecional, LAM301 (laje maciça).

Figura 30: Repartição da estrutura do bloco padrão 3P



Fonte: Planta de fôrma original

Foram implantadas alterações justificadas pelos critérios para o norteamento do lançamento da estrutura, apresentados pelos autores selecionados no referencial teórico do presente trabalho. Foram aplicadas as mesmas cargas estabelecidas na planta de fôrmas original, conforme Tabela 6 e Tabela 7.

Tabela 9: Cargas utilizadas em projeto

Pavimento	Localização	Sobrecarga (Kgf/m ²)
Pavimentos tipo	Sala de aula	300
	Laje técnica	200
	Área de circulação / demais salas	250
Cobertura		200
Fundo Reservatório		150
Tampa Reservatório	Passarela	200
	Tampa	150

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 10: Cargas de parede

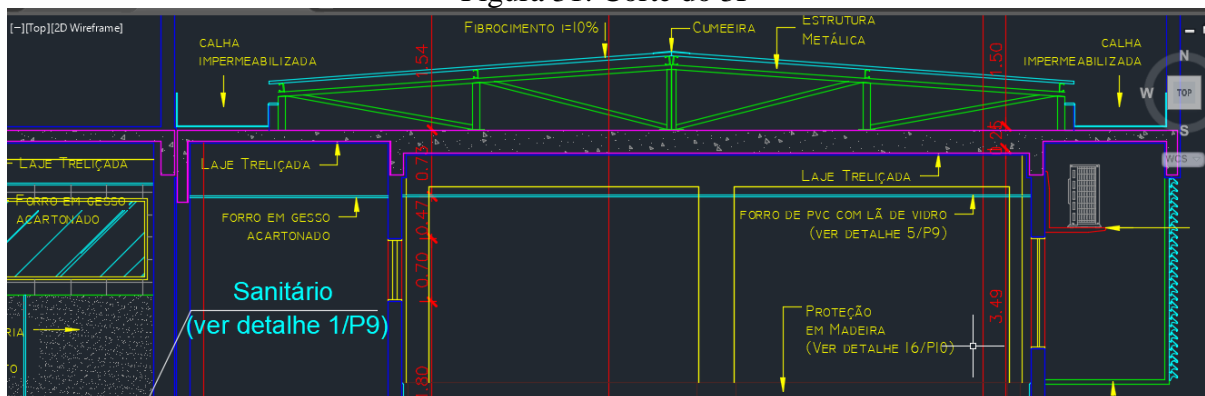
Pavimentos	Paredes	
	Espessura (cm)	Peso específico (kgf/m ³)
Térreo	15.00	1240.00
Pavimento 1	15.00	1240.00
Pavimento 2	15.00	1240.00
Cobertura	15.00	1240.00

Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.1 Inserção das vigas de travamento

Foram inseridas novas vigas do projeto de modo a segmentar melhor os panos de lajes, de maneira que fiquem menos destoantes entre si, sem que haja nenhuma incompatibilidade com os demais projetos ou com o forro como pode ser visto na Figura 34. A viga segmentou os panos das antigas lajes bidirecionais de modo a permitir a adoção da laje treliçada em uma única direção e a diminuição da espessura.

Figura 31: Corte do 3P



Fonte: Pró-reitoria de administração e finanças da UFT

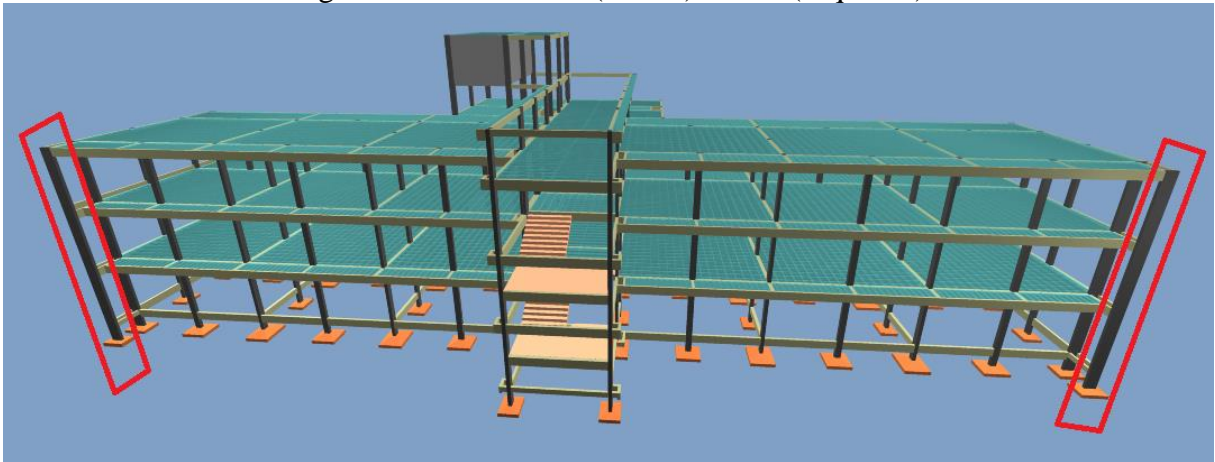
As vigas também oferecem travamento aos pilares centrais que antes eram travados em uma única direção. As vigas também aliviaram o carregamento sobre as vigas adjacentes.

Espera-se da modificação o aumento da estabilidade global, a redução dos vãos de lajes, o travamento de pilares e redução nos deslocamentos das lajes.

3.2.2 Remoção de pilares

Os pilares PA3 e PA4 (indicados na Figura 35) foram removidos no novo projeto, pois segundo os critérios apresentados no referencial teórico, não é recomendado posicionar pilares a menos de 1,5 m de distância entre eles. As vigas que em neles se apoiavam agora encontram-se em balanço. Sob certas combinações de cálculo, os pilares em questão, estavam submetidos ainda a cargas negativas, e conseqüentemente esforços de tração, conforme Figura 36:

Figura 32: Pilares PA3 (direita) e PA4 (esquerda)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 33: Tabela de dimensionamento do pilar PA3 e PA4

Pilares do projeto					
	Nome		Lance	Nd máx. (tf)	Nd mín. (tf)
1	P1	1	L4	5.37	2.24
2	P2	2	L3	9.30	2.88
3	P3	3	L2	15.10	1.26
4	P4	4	L1	20.80	-1.93

Pilares do projeto					
	Nome		Lance	Nd máx. (tf)	Nd mín. (tf)
1	P1	1	L4	5.66	2.32
2	P2	2	L3	10.33	3.03
3	P3	3	L2	16.77	1.46
4	P4	4	L1	22.98	-1.61

Fonte: Elaborado pelo autor (EBERICK)

3.2.3 Mudança na orientação de lajes

A orientação das nervuras das lajes LAUD101 e LAUD201 apresenta-se na direção do maior vão, o que desfavorece a economia, já que para um mesmo tipo de vinculação e um mesmo carregamento, as lajes são calculadas para um momento máximo maior, o que acaba por solicitar da estrutura maiores espessuras ou armaduras adicionais. Além disso, espera-se ser possível remover a nervura secundária. Espera-se que seja possível a eliminação da nervura transversal, assim como a redução do consumo de materiais e a redução dos deslocamentos da laje.

3.2.4 Alteração de lajes

Com segmentação dos panos de laje sobre as salas de aula, todas as LABD (lajes bidirecionais) de 25 cm foram convertidas para LAUD (lajes unidirecionais) de menor espessura. A medida visa a redução do peso próprio e a redução do consumo de materiais.

3.2.5 Remoção de vigas

As vigas das extremidades das lajes técnicas se encontravam muito próximas às vigas paralelas, servindo de apoio a pequenos panos de lajes, pelos princípios apresentados no referencial teórico, é aconselhável a eliminação das vigas extremas, deixando assim as lajes em balanço.

3.2.6 Lajes em balanço

Como consequência da remoção de vigas mencionadas (devido às menores dimensões quando comparadas às lajes vizinhas) no tópico anterior e sugestão apresentada no referencial teórico, as lajes técnicas foram reprojatadas como lajes em balanço.

3.2.7 Redução dos tipos de lajes

Foram adotados apenas dois tipos de lajes na obra. As lajes maciças foram utilizadas apenas em pontos específicos como nos patamares das escadas, no reservatório e como laje do fosso do elevador. As demais lajes são treliçadas unidirecionais.

3.2.8 Redução das variações de espessuras de lajes

Com a melhor distribuição das vigas, espera-se que os panos de lajes fiquem menos destoantes e as espessuras das lajes fiquem mais próximas.

3.2.9 Padronização do bloco de enchimento (EPS)

Foi eliminado o bloco cerâmico de enchimento. Em todo o projeto foi adotado apenas um tipo de bloco de enchimento mais leve, o de EPS. A diferença se dará apenas nas dimensões desses elementos em diferentes lajes: 12/40/40 nas lajes sobre o corredor principal e 8/40/40 nas demais lajes treliçadas.

3.3 COMPARAÇÃO TÉCNICA

Foram evidenciadas as diferenças entre as concepções adotadas e a variação quanto aos elementos estruturais em: número, posicionamento, seção, orientação, vínculos e solução adotada (lajes); e conseqüentemente o impacto que cada mudança impõe sobre a estrutura.

A eliminação dos pilares PA3 e PA4, a rotação do eixo principal da laje LAUD101, a remoção das vigas extremas, as lajes técnicas em balanço, a inserção da viga de travamento juntamente com a substituição das lajes treliçadas bidirecionais por lajes treliçadas unidirecionais foram as alterações propostas pelo trabalho e podem ser visualizadas pelos modelos 3D elaborados através no software EBERICK, sendo em perspectiva pela Figura 37 e pela vista inferior na Figura 38.

Figura 34: Perspectiva das lajes do projetos
Projeto Original

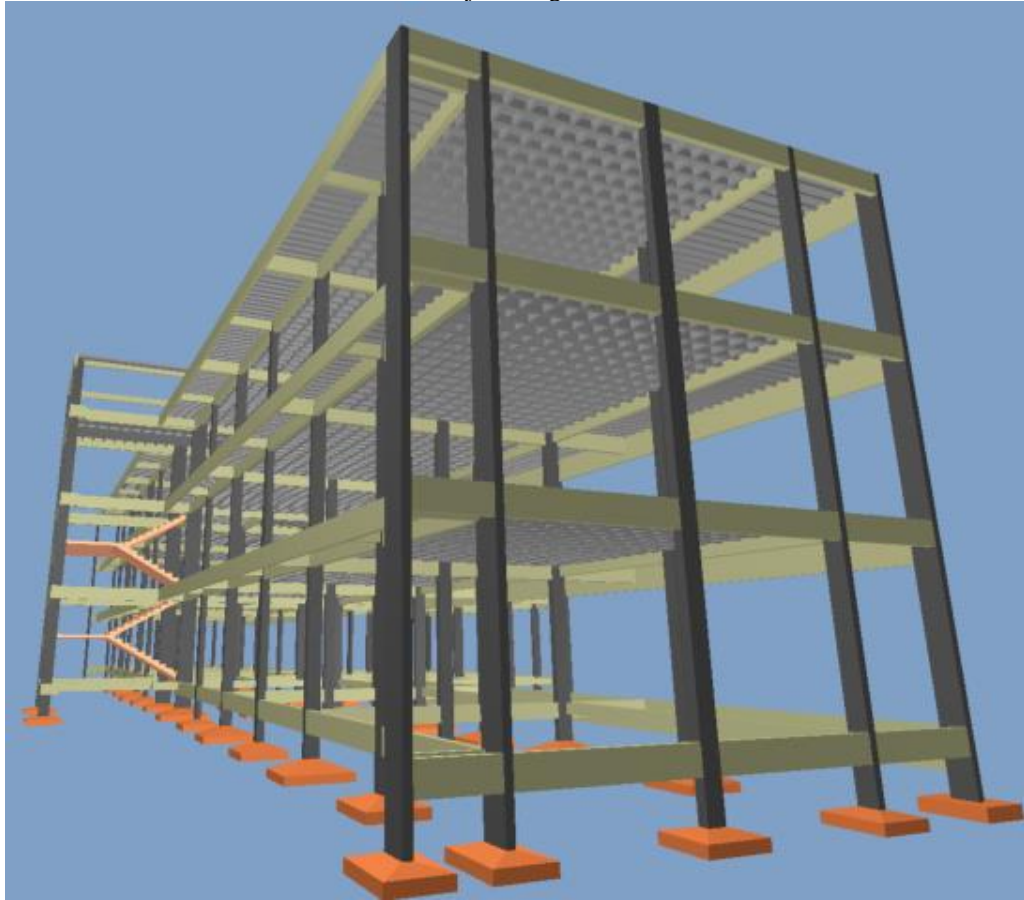
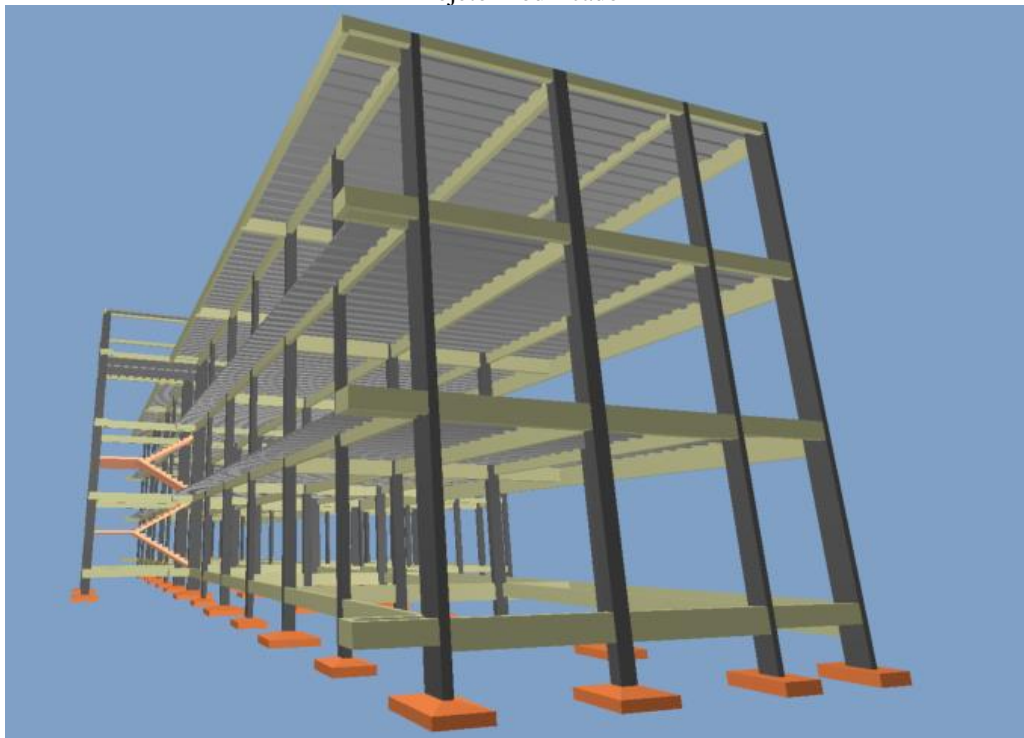
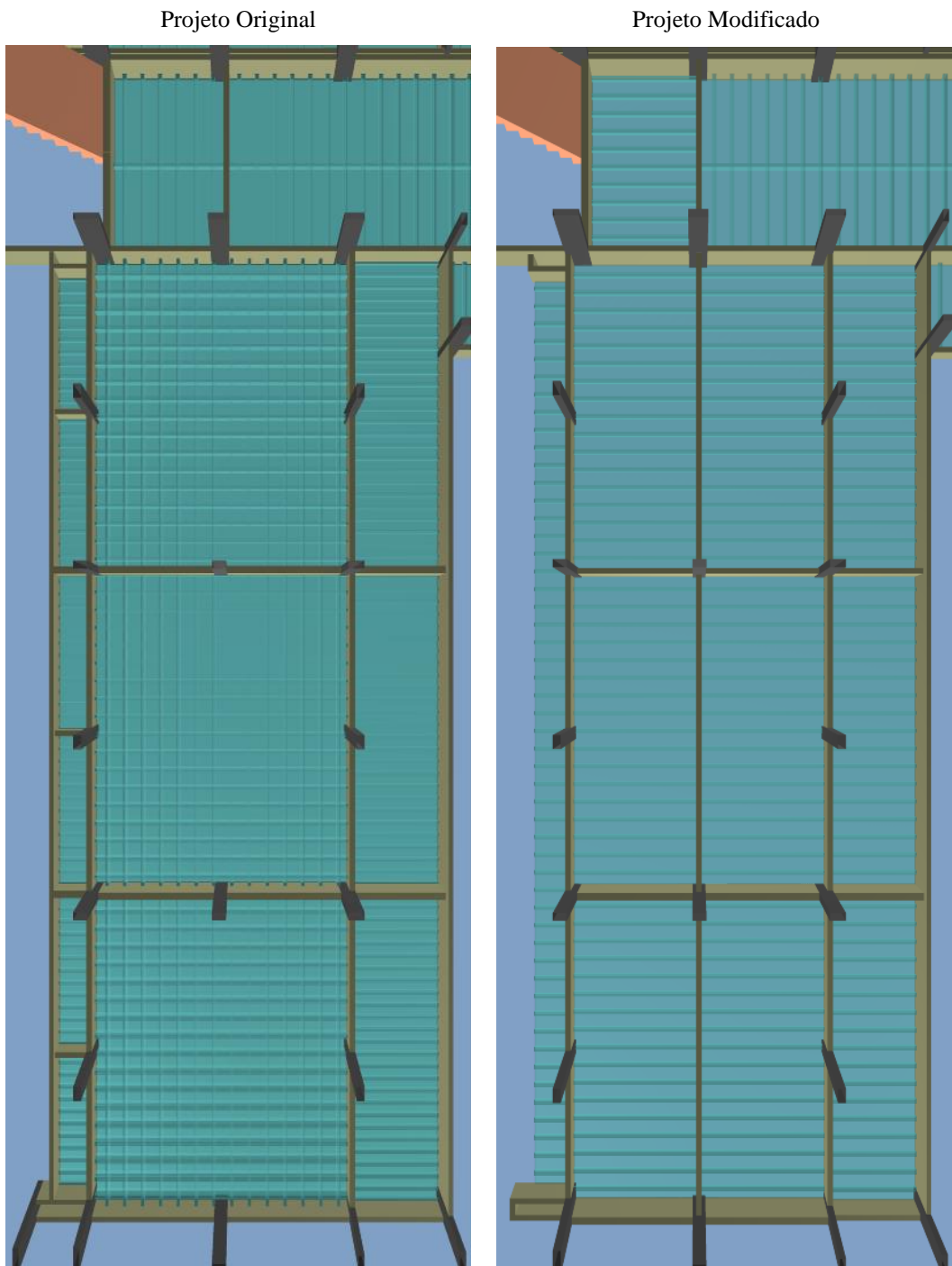


Figura 38 - Perspectiva das lajes do projeto modificado
Projeto Modificado



Fonte: Elaborado pelo autor

Fonte: Elaborado pelo autor



Fonte: Elaborado pelo autor

3.4 COMPARAÇÃO DE CUSTOS

Foi verificada a diferença entre os custos das estruturas através das planilhas orçamentárias geradas pelo software tanto para estrutura original quanto para a estrutura alternativa proposta pelo trabalho. O EBERICK dispõe de valores pré-cadastrados referentes ao custo da mão-de-obra e dos materiais a serem utilizados na obra, conforme tabela 8:

Tabela 11: Custo unitário dos materiais empregados

Material	Custo do material	Custo da execução	Custo total
Concreto C25	244,37 R\$/m ³	95,11 R\$/m ³	339,48 R\$/m ³
CA60 5 mm	4,82 R\$/Kg	3,19 R\$/Kg	8,01 R\$/Kg
CA50 6,3 mm	4,82 R\$/Kg	4,88 R\$/Kg	9,7 R\$/Kg
CA50 8 mm	5,50 R\$/Kg	3,92 R\$/Kg	9,42 R\$/Kg
CA50 10 mm	4,69 R\$/Kg	2,99 R\$/Kg	7,68 R\$/Kg
CA50 12,5 mm	4,44 R\$/Kg	1,98 R\$/Kg	6,42 R\$/Kg
CA50 16 mm	4,41 R\$/Kg	0,70 R\$/Kg	5,11 R\$/Kg
CA50 20 mm	4,22 R\$/Kg	0,41 R\$/Kg	4,63 R\$/Kg
Fôrmas (vigas)	46,70 R\$/m ²	55,93 R\$/m ²	102,63 R\$/m ²
Fôrmas (pilares)	51,65 R\$/m ²	78,67 R\$/m ²	130,32 R\$/m ²
Fôrmas (lajes)	44,27 R\$/m ²	73,53 R\$/m ²	117,8 R\$/m ²
Fôrmas (escadas)	44,27 R\$/m ²	73,53 R\$/m ²	117,8 R\$/m ²
Fôrmas (fundações)	69,56 R\$/m ²	73,52 R\$/m ²	143,08 R\$/m ²
Fôrmas (reservatórios)	2,89 R\$/m ²	9,93 R\$/m ²	12,82 R\$/m ²
TR 08645	27,88 R\$/m	21,64 R\$/m	49,52 R\$/m
TR 12646	50,12 R\$/m	21,64 R\$/m	71,76 R\$/m
TR20745	62,91 R\$/m	21,64 R\$/m	84,55 R\$/m
Bloco cerâmico de enchimento 8/25/20	31,74 R\$/m ²	21,64 R\$/m ²	53,38 R\$/m
Bloco EPS de enchimento 8/40/40	8,24 R\$/m ²	21,64 R\$/m ²	29,88 R\$/m
Bloco EPS de enchimento 12/40/40	20,66 R\$/m ²	21,64 R\$/m ²	42,3 R\$/m
Bloco EPS de enchimento 20/40/40	13,55 R\$/m ²	24,64 R\$/m ²	38,19 R\$/m

Fonte: Elaborado pelo autor

“Os custos de material e execução que constam no cadastro *default* representam um valor médio dos custos entregues no SINAPI, para Santa Catarina, com composições também embasadas na TCPO 2013”, segundo o QISuporte. A equipe do suporte técnico AltoQI também afirma que alguns valores e composições não puderam ser encontrados nestas documentações e portanto foram baseados na observação de valores obtidos para a construção civil em Florianópolis.

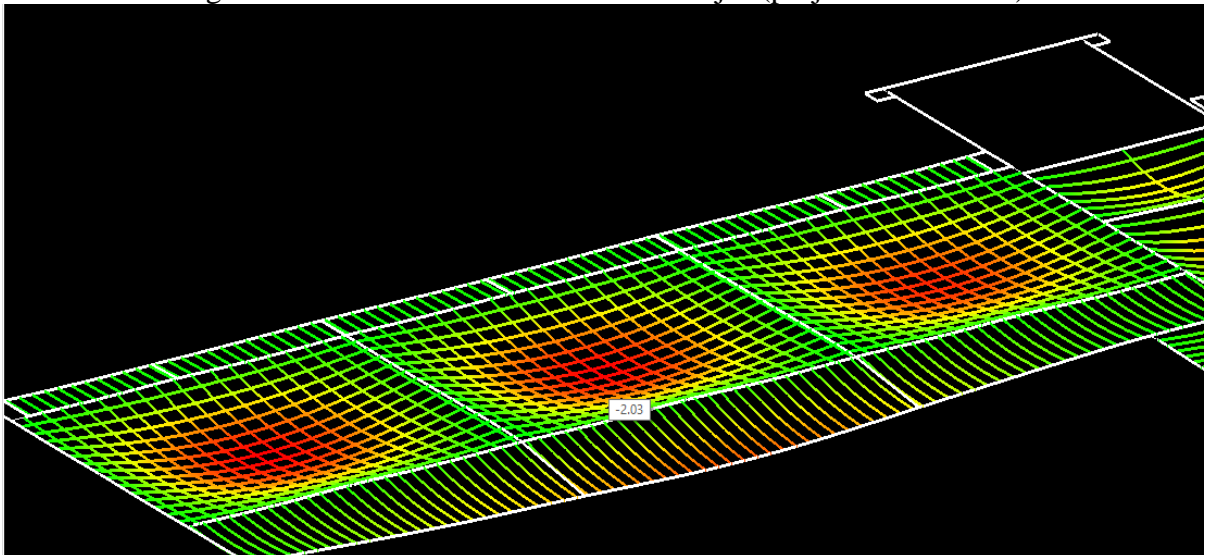
4. RESULTADOS

Conforme metodologia, os resultados foram separados de acordo com o caráter da análise, ou seja, divididas em técnica e econômica. Dentre os diversos relatórios, modelos e gráficos gerados pelo software EBERICK, foram elencados alguns desses dados de saída, julgados pertinentes para a comprovação das situações propostas pelo estudo.

4.1 COMPARAÇÃO TÉCNICA

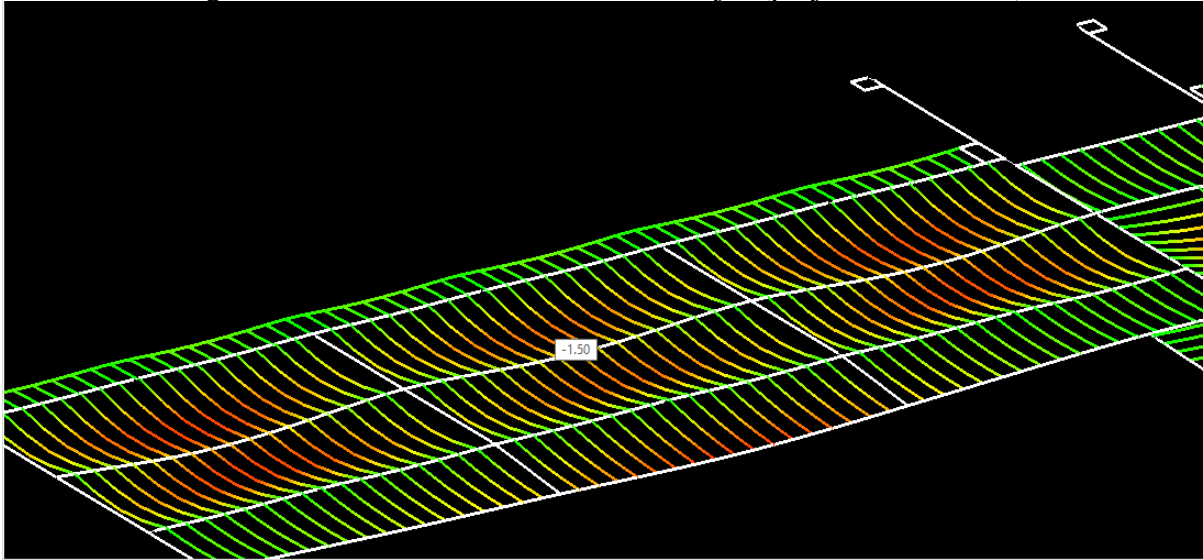
A inserção das vigas de travamento permitiu a segmentação das lajes bidirecionais sobre as salas de aula, por lajes treliçadas unidirecionais de 12 cm de espessura, o que consequentemente reduziu o consumo de materiais e o peso próprio da estrutura. A grelha que simula os deslocamentos das lajes na antiga configuração e na nova configuração é representada a seguir pela Figura 39 e pela Figura 40:

Figura 35: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 36: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)



Fonte: Elaborado pelo autor

A Tabela 9, a seguir, apresenta o resumo das modificações como, carga, momento fletor de cálculo e área de aço em ambas as direções. É notada a redução de carga por área em cerca de 26% e o momento fletor na direção X para menos de um quarto dos valores originais.

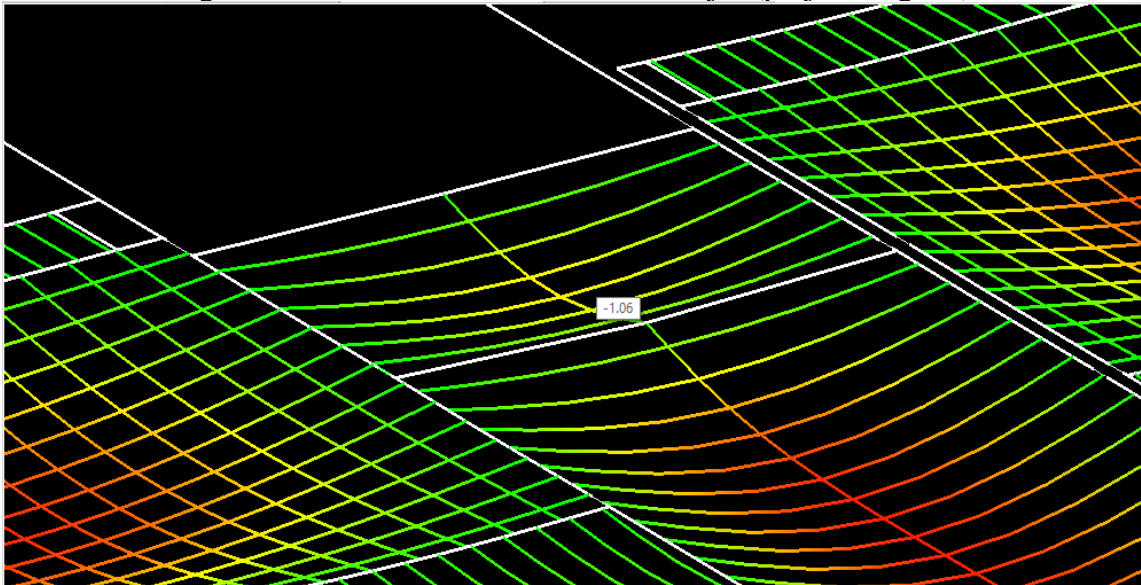
Tabela 12: Resultado das lajes de sala de aula (pavimento tipo 1)

Projeto	Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy
Original	LABD101	25	594.47	4206	2723	As = 2.15 cm ² /N	As = 1.58 cm ² /N
	LABD102	25	594.47	4178	2754	As = 2.13 cm ² /N	As = 1.56 cm ² /N
	LABD103	25	544.47	3877	2591	As = 1.90 cm ² /N	As = 1.44 cm ² /N
	LABD104	25	594.47	4137	2760	As = 2.04 cm ² /N	As = 1.54 cm ² /N
	LABD105	25	594.47	4178	2738	As = 2.13 cm ² /N	As = 1.55 cm ² /N
	LABD106	25	594.47	4199	2722	As = 2.14 cm ² /N	As = 1.58 cm ² /N
Modificado	LAUD101a	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD102a	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD103a	12	438.04	983		As = 1.09 cm ² /N	
	LAUD104a	12	438.04	986		As = 1.09 cm ² /N	
	LAUD105a	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD106a	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD101b	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD102b	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD103b	12	438.04	983		As = 1.09 cm ² /N	
	LAUD104b	12	438.04	986		As = 1.09 cm ² /N	
	LAUD105b	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
	LAUD106b	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	

Fonte: Elaborado pelo autor

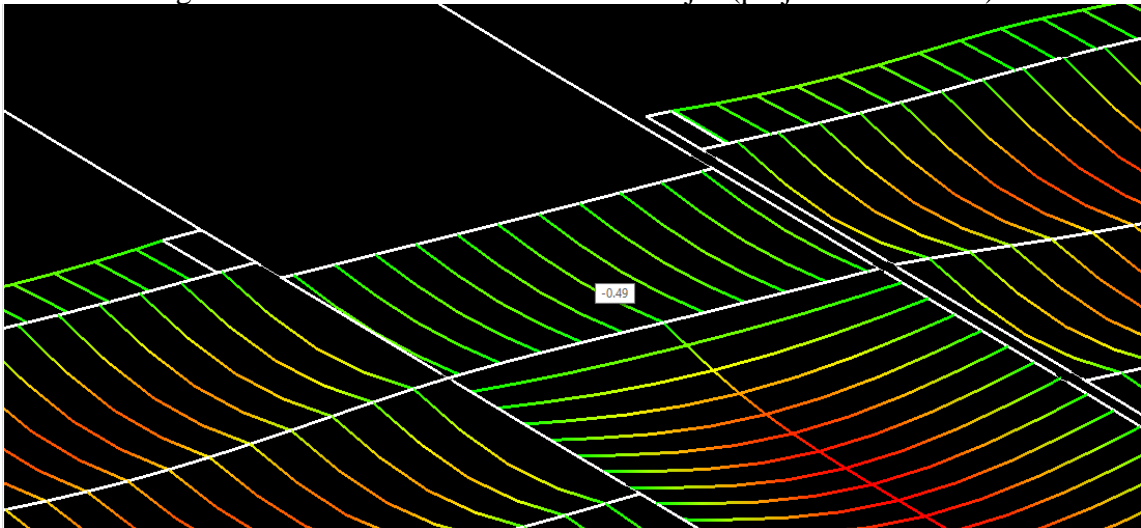
As grelhas que representam os deslocamentos das lajes são apresentadas a seguir pela Figura 41 e pela Figura 42.

Figura 37: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto original)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 38: Grelha – Deslocamentos das lajes (projeto modificado)



Fonte: Elaborado pelo autor

Foi possível a eliminação da nervura transversal com a rotação do eixo principal da laje, o que além de desonerar a estrutura, facilita o aspecto construtivo. A Tabela 10 apresenta numericamente o decréscimo da carga, do momento fletor de cálculo e consequentemente da área de aço.

Tabela 13: Resultado da laje LAUD101

Projeto	Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy
Original	LAUD101	16	412.41	1086	286	As = 0.72 cm ² /N	As = 2.29 cm ² /N
Modificado	LAUD101	12	388.04	601		As = 0.55 cm ² /N	

Fonte: Elaborado pelo autor

São apresentados os resultados dos cálculos para a laje técnica na Tabela 11 a seguir:

Tabela 14: Resultados da laje técnica (pavimento tipo 1)

Projeto	Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy
Original	LA1	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
	LA2	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
	LA3	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
	LA4	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
	LA5	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
	LA6	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
	LA7	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
	LA8	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
	LA9	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
	LA10	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
	LA11	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
	LA12	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
Modificado	LA1	12	288.04	32		As = 0.40 cm ² /N	
	LA2	12	288.04	34		As = 0.40 cm ² /N	

Fonte: Elaborado pelo autor

Como a viga extrema foi removida, a laje técnica trabalha agora em balanço e, portanto, necessita de uma armadura negativa, apresentada na Tabela 12:

Tabela 15: Armadura negativa da laje técnica (modificado – pavimento tipo 1)

Dados				Resultados			
Viga	Trecho	Laje 1	Laje 2	Reação 1 (kgf/m)	Reação 2 (kgf/m)	Md (kgf.m/m)	As (cm ²)
V4	2	LA1		301		-310	As = 0.98 cm ² /m
V4	1	LA1		261		-265	As = 0.98 cm ² /m
V4	4	LA1		297		-286	As = 0.90 cm ² /m
V4	3	LA1		259		-196	As = 0.90 cm ² /m
V4	6	LA1		307		-262	As = 1.13 cm ² /m
V4	5	LA1		309		-302	As = 1.13 cm ² /m
V6	5	LA2		258		-194	As = 0.94 cm ² /m
V6	4	LA2		255		-255	As = 0.94 cm ² /m
V6	7	LA2		258		-261	As = 1.13 cm ² /m
V6	6	LA2		298		-302	As = 1.13 cm ² /m
V6	3	LA2		305		-303	As = 0.97 cm ² /m
V6	2	LA2		313		-264	As = 0.97 cm ² /m

Fonte: Elaborado pelo autor

A viga que divide os panos de laje das salas de aula também oferece travamento aos pilares de suporte, o que enrijece a estrutura e como consequência diminui o coeficiente Gama-Z (Tabela 13), classificando a estrutura, pelo menos na direção X, como estrutura de nós indeslocáveis.

Tabela 16: Resultado das modificações

	Carregamentos	Relação de carga por área	Estabilidade global Gama-Z
Original	2420,17 tf	1015,93 kgf/m ²	Direção X = 1,13 Direção Y = 1,12
Modificado	2054,06 tf	862,03 kgf/m ²	Direção X = 1,09 Direção Y = 1,11

Fonte: Elaborado pelo autor

4.2 COMPARAÇÃO ECONÔMICA

A comparação econômica foi resumida na Tabela 14 e no Gráfico 1, na qual consta os valores associados aos elementos estruturais e respectivos pavimentos, tanto do projeto original quanto do projeto modificado, e a economia gerada em cada item.

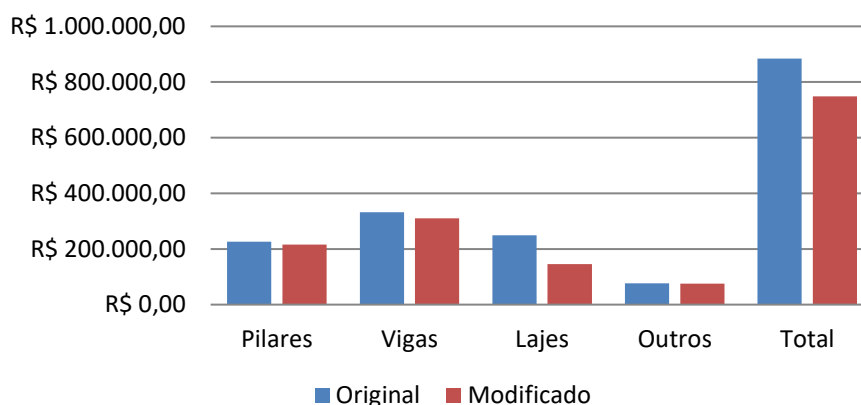
Tabela 17: Comparação de custos

PAVIMENTO	Elemento	Custo (original)	Custo (modificado)	Diferença	Economia (%)
TAMPA RESERVATÓRIO	Vigas	R\$ 1.719,66	R\$ 1.374,15	R\$ 345,51	20,09%
	Pilares	R\$ 6.743,20	R\$ 3.661,86	R\$ 3.081,34	45,70%
	Lajes	R\$ 4.127,73	R\$ 3.540,29	R\$ 587,44	14,23%
	Escadas	-	-	-	0,00%
	Fundações	-	-	-	0,00%
	Reservatórios	R\$ 26.266,85	R\$ 28.667,18	-R\$ 2.400,33	-9,14%
	Total	R\$ 38.857,44	R\$ 37.243,47	R\$ 1.613,97	4,15%
FUNDO RESERVATÓRIO	Vigas	R\$ 8.965,53	R\$ 6.691,22	R\$ 2.274,31	25,37%
	Pilares	R\$ 12.150,62	R\$ 12.247,00	-R\$ 96,38	-0,79%
	Lajes	R\$ 5.351,81	R\$ 3.784,77	R\$ 1.567,04	29,28%
	Escadas	-	-	-	0,00%
	Fundações	-	-	-	0,00%
	Reservatórios	-	-	-	0,00%
	Total	R\$ 26.467,96	R\$ 22.722,98	R\$ 3.744,98	14,15%
COBERTURA	Vigas	R\$ 83.913,76	R\$ 76.172,87	R\$ 7.740,89	9,22%
	Pilares	R\$ 55.048,27	R\$ 54.600,63	R\$ 447,64	0,81%
	Lajes	R\$ 83.260,02	R\$ 47.827,16	R\$ 35.432,86	42,56%
	Escadas	-	-	-	0,00%
	Fundações	-	-	-	0,00%
	Reservatórios	-	-	-	0,00%
	Muros	-	-	-	0,00%
Total	R\$ 222.222,05	R\$ 178.600,65	R\$ 43.621,40	19,63%	
PAV TIPO 2	Vigas	R\$ 85.852,43	R\$ 77.764,67	R\$ 8.087,76	9,42%
	Pilares	R\$ 56.605,06	R\$ 57.678,31	-R\$ 1.073,25	-1,90%
	Lajes	R\$ 78.060,96	R\$ 45.504,20	R\$ 32.556,76	41,71%
	Escadas	R\$ 10.431,19	R\$ 10.847,45	-R\$ 416,26	-3,99%
	Fundações	-	-	-	0,00%
	Reservatórios	-	-	-	0,00%
	Total	R\$ 230.949,64	R\$ 191.794,63	R\$ 39.155,01	16,95%
PAV TIPO 1	Vigas	R\$ 88.339,00	R\$ 82.250,31	R\$ 6.088,69	6,89%
	Pilares	R\$ 66.761,62	R\$ 62.204,33	R\$ 4.557,29	6,83%
	Lajes	R\$ 77.994,69	R\$ 45.454,51	R\$ 32.540,18	41,72%
	Escadas	R\$ 10.342,63	R\$ 10.432,53	-R\$ 89,90	-0,87%
	Fundações	-	-	-	0,00%
	Reservatórios	-	-	-	0,00%

	Total	R\$ 243.437,94	R\$ 200.341,67	R\$ 43.096,27	17,70%
TÉRREO	Vigas	R\$ 63.728,98	R\$ 66.010,43	-R\$ 2.281,45	-3,58%
	Pilares	R\$ 28.684,81	R\$ 25.761,90	R\$ 2.922,91	10,19%
	Lajes	-	-	-	0,00%
	Escadas	-	-	-	0,00%
	Fundações	R\$ 29.485,61	R\$ 25.418,74	R\$ 4.066,87	13,79%
	Reservatórios	-	-	-	0,00%
	Total	R\$ 121.899,40	R\$ 117.191,06	R\$ 4.708,34	3,86%
TOTAL		R\$ 883.834,42	R\$ 747.894,47	R\$ 135.939,95	15,38%

Fonte: Elaborado pelo autor

Gráfico 1: Comparação de custos por elemento



Fonte: Elaborado pelo autor

A proposta apresentada possibilita uma economia total de até 15,38% do custo da estrutura proveniente de alterações que favorecem inclusive a parte executiva da obra. As lajes têm um peso na economia consideravelmente maior que os demais elementos estruturais, haja visto que foi possível gerar uma economia de cerca de 42% nas lajes no edifício através da substituição da tipologia adotada originalmente. A Tabela 15 apresenta um resumo dos valores em função de cada classe de elemento estrutural:

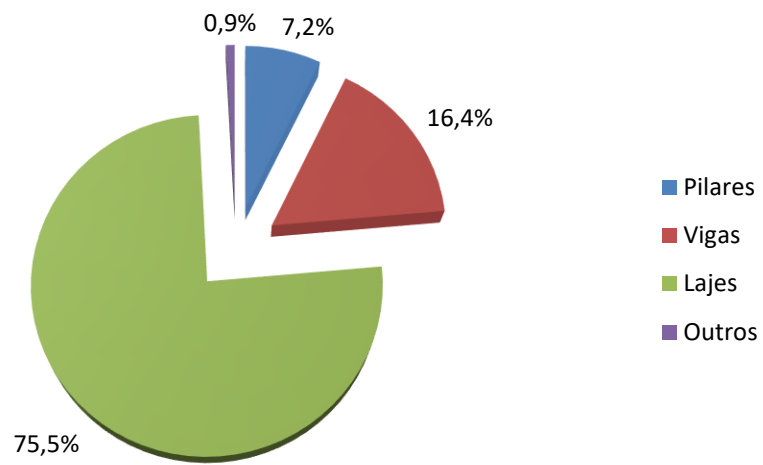
Tabela 18: Economia por elemento

	Original	Modificado	Economia
Pilares	R\$ 225.993,58	R\$ 216.154,03	4,35%
Vigas	R\$ 332.519,36	R\$ 310.263,65	6,69%
Lajes	R\$ 248.795,21	R\$ 146.110,93	41,27%
Outros	R\$ 76.526,27	R\$ 75.365,86	1,52%
Total	R\$ 883.834,42	R\$ 747.894,47	15,38%

Fonte: Elaborado pelo autor

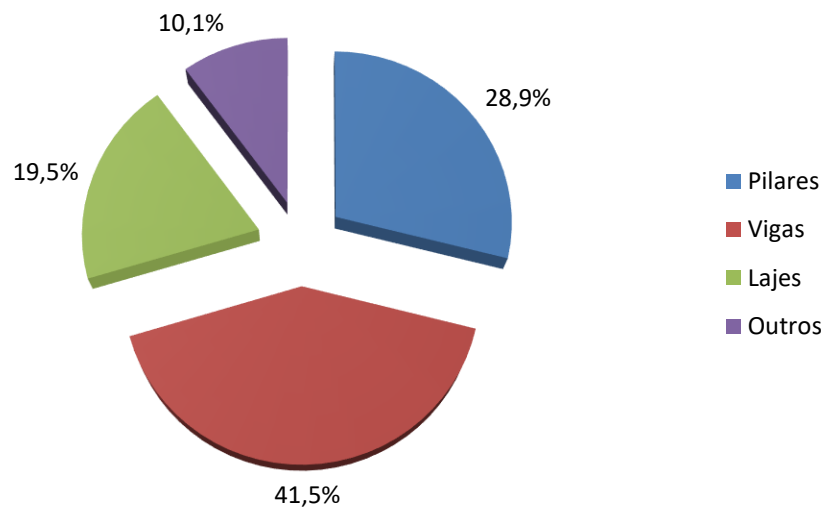
Mesmo representando uma parcela menor no custo total da obra, como é ilustrado no Gráfico 2, as lajes representaram grande parte da economia total, cerca de 75%, conforme ilustra o Gráfico 3.

Gráfico 2: Participação na economia total por elemento



Fonte: Elaborado pelo autor

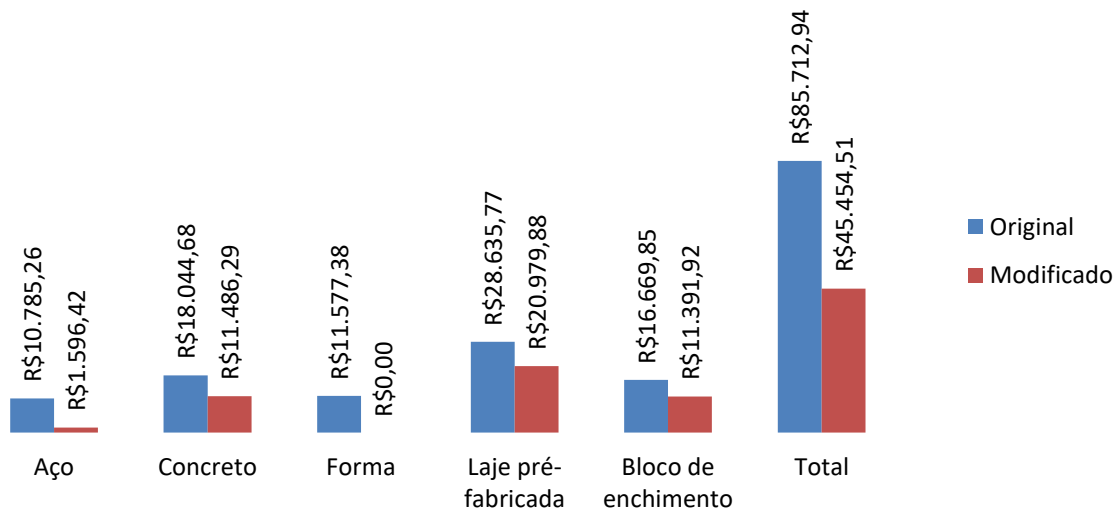
Gráfico 3: Participação no custo por elemento



Fonte: Elaborado pelo autor

Ao destrinchar as lajes do pavimento tipo 1 como exemplo, é possível notar que houve redução de consumo de todos os materiais que as compõem, conforme ilustra o Gráfico 4.

Gráfico 4: Comparação do resumo de materiais (pavimento tipo 1- lajes)



Fonte: Elaborado pelo autor

A redução do consumo de concreto se deve primariamente à diminuição da espessura das lajes. A eliminação das nervuras secundária existentes nas lajes originais favoreceu redução do consumo de aço e principalmente, tornou desnecessário o uso de fôrmas para a conformação destes elementos, haja visto que a nervuras principais das lajes treliçadas usam da sapata pré-moldada de concreto para o assentamento do concreto da laje. A padronização dos blocos de enchimento além de promover facilidade executiva, permitiu a redução de custos com o material em cerca de 30% conforme Tabela 16.

Tabela 19: Resumo dos blocos de enchimento

3PA original	Lajota cerâmica	B8/25/20	10935	17227	R\$ 51.347,37
	EPS Unidirecional	B12/40/40	1432		
	EPS Bidirecional	B20/40/40	4860		
3PA modificado	EPS Unidirecional	B8/40/40	9596	10844	R\$ 36.009,52
	EPS Unidirecional	B12/40/40	1248		
Economia					29,9%

Fonte: Elaborado pelo autor

A Tabela 17 apresenta o consumo dos materiais moldados in loco enquanto a Tabela 18 apresenta o consumo dos materiais pré-moldados. São apresentadas ainda as economias percentuais resultantes da comparação dos projetos original e modificado.

Tabela 20: Materiais moldados in loco

	Peso do aço + 10% (Kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de fôrma (m ²)
3PA original	28383,4	418,8	3447,7

3PA modificado	26002,5	338,2	3174,5
Economia	8,4%	19,2%	7,9%

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 21: Materiais pré-moldados

	Peso do aço (Kg)	Peso treliça (Kg)	Total
3PA original	3849,3	3319,6	7168,9
3PA modificado	2340,9	4145,3	6486,2
Economia			9,5%

Fonte: Elaborado pelo autor

Em suma, as mudanças sugeridas resultaram na redução do consumo de todos os materiais utilizados na obra em diferentes tipos de filtragem, seja por elemento estrutural, pavimento, ou ainda, por local de confecção. Além disso, houve redução do número de soluções para lajes e blocos de enchimento, o que confere mais praticidade tanto na execução quanto no fornecimento e/ou na orçamentação.

5. CONCLUSÃO

A elaboração de alternativas para um projeto estrutural tem potencial para diversas vantagens para todos os membros envolvidos em uma construção civil, como o cliente, os engenheiros e os operários. O presente trabalho provou ser possível desonerar a parte estrutural da edificação, ao mesmo tempo em que, promovia a facilidade construtiva para a execução da obra.

O custo total da obra foi reduzido em 15,4% contando com uma economia expressiva derivada da mudança da concepção das lajes que resultou em 41,3% de economia, o que representou cerca de 75% da economia total da obra. No caráter técnico, as mudanças no projeto aumentaram a estabilidade global do edifício nas duas direções, mas principalmente na direção da viga de travamento inserida (direção X). Além de diminuir o peso próprio da estrutura como consequência principal da diminuição do consumo do concreto em 19,2%.

Quanto à questão da melhoria da executabilidade do empreendimento, o número de tipos de lajes do projeto foi reduzido de 5 para 3, o tipo de material de enchimento foi padronizado para EPS e os blocos foram limitados a dois tipos quanto às dimensões. Foram eliminados dois pilares e conseqüentemente a necessidade de escavação e confecção de duas sapatas. Foram eliminados 26 trechos de vigas prolongados sob a laje técnica que pouco contribuía para a transmissão dos esforços na nova concepção. Em resumo, foram eliminados elementos que pouco trabalhavam na estrutura e que estavam pouco solicitados frente a sua capacidade máxima, assim como foram padronizados, no limite do possível, o maior número de elementos com a finalidade de promover a facilidade construtiva, conforme recomenda Melo (2013).

Sugere-se para a complementação do presente estudo integração de métodos diferentes de desoneração do edifício em trabalhos futuros. Na parte estrutural ainda pode ser trabalhada a questão da vinculação dos elementos estruturais (sejam viga-pilar, viga-laje ou laje-laje), a otimização das ferragens ou alternativas para as fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro: ANBT, 2007.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. Concreto Armado Eu te amo. 3. ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2002.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-ming; GILBERT, Anne M.. Fundamentos da análise estrutural. 3. ed. Porto Alegre: Amgh Editora Ltda, 2010.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. Princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

INSTITUTO BRASILEIRO DE AUDITORIA DE ENGENHARIA. OT -004/2016-IBRAENG: Precisão e margens de erros dos orçamentos de engenharia. Fortaleza, 2016. Disponível em <http://www.ibraeng.org/pub/normas>. Acesso em 17/11/2019.

MARTELLO, Alexandro. Contas do governo registram déficit de R\$ 28,9 bilhões no 1º semestre. 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/economia/noticia/2019/07/26/contas-do-governo-registram-deficit-de-r-289-bilhoes-no-1o-semester.ghtml>>. Acesso em: 26 jul. 2019.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editora, 2000.

TENENTE, Luiza; FIGUEIREDO, Patrícia. Entenda o corte de verba das universidades federais e saiba como são os orçamentos das 10 maiores. 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/educacao/noticia/2019/05/15/entenda-o-corte-de-verba-das-universidades-federais-e-saiba-como-sao-os-orcamentos-das-10-maiores.ghtml>>. Acesso em: 15 maio 2019.

ANEXO

Tabela 19: Resultado das lajes Pavimento 1 (original)

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy
LA1	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
LA2	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
LA3	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
LA4	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
LA5	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
LA6	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
LA7	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
LA8	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
LA9	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
LA10	12	458.82	76		As = 0.31 cm ² /N	
LA11	12	458.82	78		As = 0.31 cm ² /N	
LA12	12	458.82	74		As = 0.31 cm ² /N	
LABD13	25	594.47	4206	2723	As = 2.15 cm ² /N	As = 1.58 cm ² /N
LABD14	25	594.47	4178	2754	As = 2.13 cm ² /N	As = 1.56 cm ² /N
LABD15	25	544.47	3877	2591	As = 1.90 cm ² /N	As = 1.44 cm ² /N
LABD17	25	594.47	4137	2760	As = 2.04 cm ² /N	As = 1.54 cm ² /N
LABD18	25	594.47	4178	2738	As = 2.13 cm ² /N	As = 1.55 cm ² /N
LABD19	25	594.47	4199	2722	As = 2.14 cm ² /N	As = 1.58 cm ² /N
LAUD20	16	412.41	2091	160	As = 1.68 cm ² /N	As = 1.23 cm ² /N
LAUD33	16	412.41	1048	295	As = 0.69 cm ² /N	As = 2.36 cm ² /N
LA21	12	558.82	600		As = 0.53 cm ² /N	
LA22	12	558.82	600		As = 0.53 cm ² /N	
LA23	12	558.82	595		As = 0.52 cm ² /N	
LA24	12	558.82	603		As = 0.53 cm ² /N	
LA25	12	558.82	600		As = 0.53 cm ² /N	
LA26	12	558.82	602		As = 0.53 cm ² /N	
LA27	12	508.82	587		As = 0.52 cm ² /N	
LA28	12	508.82	150		As = 0.31 cm ² /N	
LA29	12	508.82	1315		As = 1.23 cm ² /N	
LA30	12	508.82	151		As = 0.31 cm ² /N	
LA31	12	508.82	1332		As = 1.25 cm ² /N	
LA32	12	508.82	589		As = 0.52 cm ² /N	

Fonte: Elaborado pelo autor

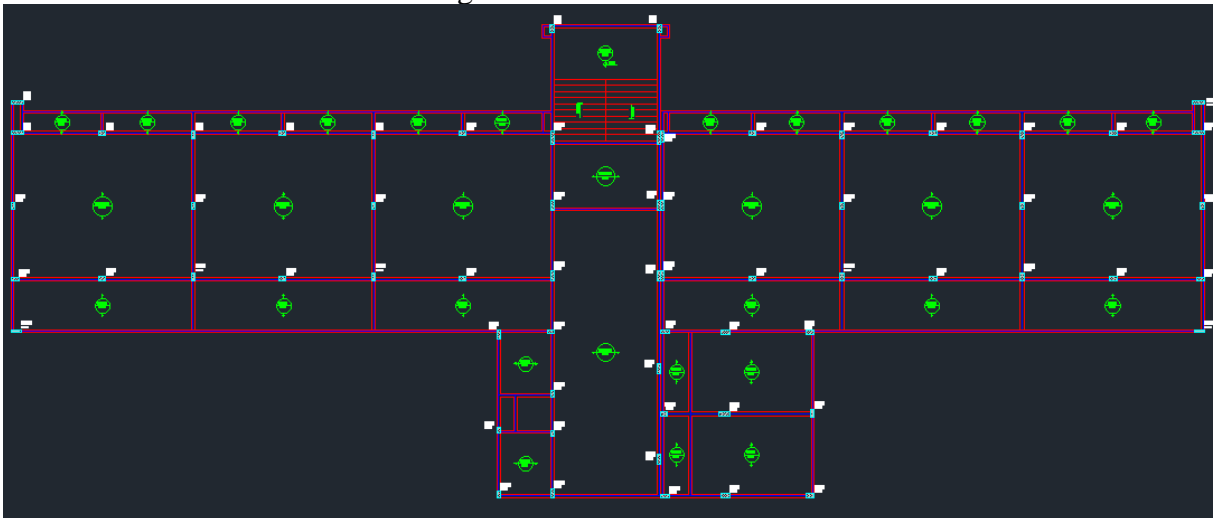
Tabela 20: Resultados das lajes do Pavimento 1 (modificado)

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy
LAUD33	12	288.04	32		As = 0.40 cm ² /N	
LAUD34	12	288.04	34		As = 0.40 cm ² /N	
LAUD7	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD8	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD9	12	438.04	983		As = 1.09 cm ² /N	
LAUD11	12	438.04	986		As = 1.09 cm ² /N	
LAUD12	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	

LAUD13	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD14	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD15	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD16	12	438.04	983		As = 1.09 cm ² /N	
LAUD18	12	438.04	986		As = 1.09 cm ² /N	
LAUD19	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD20	12	438.04	992		As = 1.10 cm ² /N	
LAUD17	16	412.41	2131	172	As = 1.72 cm ² /N	As = 1.40 cm ² /N
LAUD10	12	388.04	601		As = 0.55 cm ² /N	
LAUD21	12	438.04	506		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD22	12	438.04	506		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD23	12	438.04	501		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD24	12	438.04	509		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD25	12	438.04	506		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD26	12	438.04	506		As = 0.46 cm ² /N	
LAUD27	12	388.04	404		As = 0.40 cm ² /N	
LAUD28	12	388.04	121		As = 0.40 cm ² /N	
LAUD29	12	388.04	1055		As = 1.17 cm ² /N	
LAUD30	12	388.04	121		As = 0.40 cm ² /N	
LAUD31	12	391.60	1202	82	As = 1.34 cm ² /N	As = 0.90 cm ² /N
LAUD32	12	388.04	405		As = 0.40 cm ² /N	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 21: Planta de fôrmas



Fonte: PROEST