

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

JOSÉ ERICK DUARTE ALMEIDA

**ANÁLISE QUANTITATIVA ENTRE DIMENSIONAMENTOS MANUAL E
COMPUTACIONAL DE LAJES MACIÇAS DE UMA ESTRUTURA
RESIDENCIAL DE DOIS PAVIMENTOS**

Cajazeiras-PB, 2021

JOSÉ ERICK DUARTE ALMEIDA

**ANÁLISE QUANTITATIVA ENTRE DIMENSIONAMENTOS MANUAL E
COMPUTACIONAL DE LAJES MACIÇAS DE UMA ESTRUTURA
RESIDENCIAL DE DOIS PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Jefferson Heráclito Alves de Souza.

Cajazeiras-PB, 2021

Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

A446a

Almeida, José Erick Duarte

Análise quantitativa entre dimensionamentos manual e computacional de lajes maciças de uma estrutura residencial de dois pavimentos / José Erick Duarte Almeida; orientador Jefferson Heráclito Alves de Souza.- 2021.
72 f. : il.

Orientador: Jefferson Heráclito Alves de Souza.

TCC(Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2021.

1. Lajes 2. Concreto armado 3. Eberick 4. Economia I. Título

CDU 691.328.1:004(0.067)

JOSÉ ERICK DUARTE ALMEIDA

**ANÁLISE QUANTITATIVA ENTRE DIMENSIONAMENTOS MANUAL E
COMPUTACIONAL DE LAJES MACIÇAS DE UMA ESTRUTURA
RESIDENCIAL DE DOIS PAVIMENTOS**

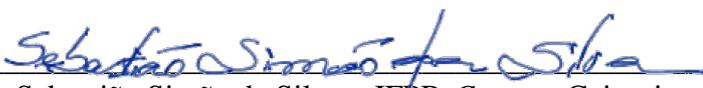
Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 07 de maio de 2021.

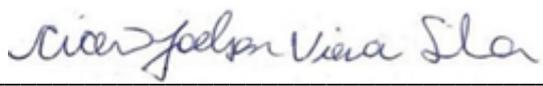
BANCA EXAMINADORA



Jefferson Heráclito Alves de Souza – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador



Sebastião Simão da Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 1



Cícero Joelson Vieira da Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família, principalmente à minha mãe, Josefa Franciêlma, por todo apoio não só durante a faculdade, mas como também durante toda a vida. Sem o incentivo que ela me deu desde a infância para estudar, jamais teria chegado aqui. Hoje eu entendo o potencial transformador da educação graças a ela. Obrigado, mãe!

Também gostaria de agradecer aos meus amigos, que tornaram essa jornada mais divertida, e de uma certa forma, até pareceu (bem) mais curta com eles ao meu lado. Vou levar todos para o resto da vida, não tenham dúvida.

Outra pessoa que preciso agradecer é ao professor que me orientou ao longo deste trabalho, Jefferson Heráclito. Além das sugestões e da grande ajuda, também foi uma grande inspiração pra mim ao longo da faculdade.

E, por último, agradeço ao Universo, por ter me levado a esse destino tão desejado. Com todas as possibilidades e adversidades que existem ou que poderiam ter existido, eu estou exatamente no lugar que eu gostaria de estar. E também pelo que o destino ainda reserva pra mim futuramente.

RESUMO

A construção civil, além de estar em constante crescimento, é também um ramo onde a otimização é uma questão necessária, afinal objetivos como a redução de custos e o máximo aproveitamento de materiais são muito interessantes para este segmento da indústria. Nesse contexto, o presente trabalho apresenta dois tipos diferentes de dimensionamento para as lajes da estrutura em concreto armado de uma residência unifamiliar, um manual e outro computacional. O primeiro, segue as bases da determinação de ações e dimensionamento convencional segundo as diretrizes estipuladas na norma NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto, e o segundo tipo de dimensionamento é de caráter computacional, utilizando o software Eberick fornecido pela AltoQi, empresa de desenvolvimento de tecnologias voltadas para diferentes segmentos da engenharia. Ao final do trabalho, foi realizado uma análise comparativa entre ambos no que diz respeito à quantidade de materiais utilizados, no caso, concreto e aço, visando analisar qual deles oferece maior economia ao projeto estrutural final, e a diferença obtida foi de 49 kg de aço, sendo o dimensionamento computacional um pouco mais eficiente que o manual.

Palavras-Chave: Lajes, concreto armado, dimensionamento, análise, Eberick®, economia.

ABSTRACT

The civil construction, in addition to being constantly growing, is also a branch where optimization is a necessary issue, after all, objectives such as cost reduction and maximum use of materials are very interesting for this industry segment. In this context, the present work presents two different types of design for the reinforced concrete structure slabs of a single-family residence, a manual and a computational one. The first follows the basis for load determination and conventional structural design according to the guidelines stipulated in brazilian standard NBR 6118 - Design of structural concrete, and the second type of sizing will be computational in nature, using a software called Eberick, provided by AltoQi, enterprise of development of technologies for different engineering segments. At the end of this work, a comparative analysis between both will be carried out with regard to the quantity of materials used, in this case, concrete and steel, aiming at which one offers greater savings to the final structural project, and the difference obtained was 108,02 pounds of steel, showing that the computational dimensioning was a little more efficient than the manual.

Keywords: Slabs, reinforced concrete, design, analysis, Eberick®, savings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de vinculações nas bordas	20
Figura 2 – Classificação de Barés de acordo com as vinculações de uma laje.	20
Figura 3 – Corte transversal em uma laje genérica.	22
Figura 4 - Lajes e suas dimensões	28
Figura 5 – Corte transversal em uma laje genérica.	29
Figura 6 – Representação das cargas para lajes armadas em duas direções.....	33
Figura 7 – Representação das cargas para lajes armadas em duas direções.....	34
Figura 8 – Cálculo do momento fletor máximo para lajes unidirecionais.	35
Figura 9 – Compatibilização dos momentos fletores na prática.....	36
Figura 10 – Exemplo prático do processo das áreas.....	37
Figura 11 – Comprimento das armaduras negativas	40
Figura 12 – Zonas de boa e má aderência	41
Figura 13 – Detalhamento das armaduras positivas principais e secundárias.....	42
Figura 14 – Detalhamento das armaduras negativas nas direções x e y.....	42
Figura 15 – Armaduras adicionais para aberturas e bordas livres.....	47
Figura 16 – Configurações do dimensionamento das lajes	48
Figura 17 – Coeficientes para escolha das armaduras.....	49
Figura 18 – Armaduras positivas principais e secundárias do Pavimento 01.	50
Figura 19 – Armaduras positivas principais e secundárias da Cobertura.....	50
Figura 20 – Armaduras negativas nas direções x e y do Pavimento 01	51
Figura 21 – Armaduras negativas nas direções x e y da Cobertura.....	51
Figura 22 - Diferença entre as armaduras positivas, em kg.....	54
Figura 23 - Diferenças das armaduras negativas, em kg.	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de Agressividade Ambiental (Tabela 6.1 da NBR 6118:2014).....	21
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm (Tabela 7.2 da NBR 6118:2014).....	22
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR 6118:2014).....	23
Tabela 4 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo	45
Tabela 5 – Limites para deslocamentos.....	46
Tabela 6 – Resumo do aço para o dimensionamento manual.....	52
Tabela 7 – Resumo do aço para o dimensionamento computacional.....	52
Tabela 8 – Diferenças das quantidades de armaduras positivas requeridas, em kg.	53
Tabela 9 – Diferenças das quantidades de armaduras negativas requeridas, em kg.	55

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 OBJETIVOS	14
2.1 OBJETIVO GERAL	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
3 REFERENCIAL TEÓRICO	15
3.1 CONCRETO ARMADO	15
3.2 COMPORTAMENTO REOLÓGICO DO CONCRETO.....	16
3.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO	17
3.3.1 Consistência	17
3.3.2 Trabalhabilidade.....	17
3.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO	17
3.4.1 Permeabilidade	17
3.4.2 Resistência Do Concreto	18
3.5 LAJES	18
3.5.1 Classificação segundo o tipo de armação.....	19
3.5.2 Classificação segundo as condições de vinculação.....	19
3.6 DIMENSIONAMENTO	21
3.6.1 Critérios de projeto.....	21
3.6.2 Ações.....	23
3.6.3 Análise Estrutural.....	23
3.6.4 ELU e ELS	24
3.6.5 Abordagem Manual E Computacional.....	24
3.6.6 Software Eberick®	25
4 METODOLOGIA.....	27
4.1 DIMENSIONAMENTO MANUAL	27
4.1.1 Projeto Arquitetônico	27

4.1.2 Lançamento da Estrutura.....	27
4.1.3 Critérios de Projeto.....	28
4.1.4 Estimativa da Altura da Laje.....	29
4.1.5 Espessura Mínima.....	30
4.1.6 Tipos de Armação.....	30
4.1.7 Condições de Vinculação.....	31
4.1.8 Ações.....	31
4.1.9 Momentos Fletores.....	34
4.1.10 Reações de Apoio.....	36
4.1.11 Dimensionamento das Armaduras de Flexão.....	38
4.1.12 Detalhamento das Armaduras de Flexão.....	39
4.1.13 Verificação Das Flechas.....	43
4.1.14 Verificação ao Cisalhamento.....	46
4.1.15 Armaduras de Bordas Livres.....	47
4.2 DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL.....	47
4.2.1 Lançamento da Estrutura.....	47
4.2.2 Configurações das Ações.....	47
4.2.3 Configurações de Análise.....	48
4.2.4 Configurações do Dimensionamento.....	48
4.2.5 Configurações dos Materiais e Durabilidade.....	49
4.2.6 Armaduras.....	49
5 RESULTADOS.....	52
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	57
REFERÊNCIAS.....	58
APÊNDICE A.....	61

1 INTRODUÇÃO

Durante a história da humanidade, em várias civilizações ao longo do mundo, foram utilizados materiais que muito se assemelham ao concreto usado nos dias de hoje. Por exemplo, foi descoberto que os egípcios utilizavam uma espécie de concreto feito de uma substância cimentícia juntamente com cal. Já os romanos usavam uma mistura de areia grossa, cascalho, cal e água, sendo que essa mistura eventualmente levava em sua composição sangue de animal (KAEFER, 1998). Em 1824, o inglês Joseph Aspdin obteve através de experimentos uma mistura de substâncias que ficou conhecida como cimento Portland, que é a matéria-prima base para a fabricação do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015). A partir de então, se deu o uso do concreto (cimento, água e agregados) como se conhece nos dias de hoje.

Segundo o Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON (2009), o concreto ocupava o ranking dos insumos construtivos mais utilizados pelo homem e sua larga aplicação se deve ao fato de que o mesmo, depois de endurecido, obtém propriedades semelhantes ao de uma rocha. A própria palavra ‘cimento’ é originada do latim ‘caementu’, utilizada para dar nome a uma pedra natural da antiga Roma (BATTAGIN, 2009).

O concreto consiste basicamente na mistura de água, cimento Portland e agregados (miúdos e graúdos). A mistura recém preparada tem consistência pastosa e boa trabalhabilidade e após um período de tempo que pode variar de acordo com as proporções, ocorre a pega e o endurecimento do concreto. Após isso, o que era uma mistura pastosa adquire uma forma bem consolidada e rigidez semelhante a uma rocha. Entretanto, apesar de parecer bastante resistente, o concreto possui uma fraqueza quando se tratam de esforços de tração, solicitações muito recorrentes na engenharia e arquitetura (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015).

Justamente para contornar essa adversidade, foi desenvolvida a técnica de armar o concreto com aço em seu interior para compensar essa falta de resistência. O aço é introduzido nas peças de concreto armado justamente para conferir às mesmas a resistência necessária para absorver esses esforços, já que é um material extremamente resistente à tração, e assim possibilitar o emprego de vãos maiores no projeto, algo que é muito recorrente no campo da engenharia e da arquitetura. Não bastasse isso, outro motivo do emprego do aço é que ele possui um coeficiente de dilatação muito próximo ao do concreto, fazendo com que a combinação entre ambos os materiais resulte em uma união perfeita (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015).

Desde o seu desenvolvimento, o concreto armado se mostrou completo pelo motivo de que ambos os materiais de sua composição, o concreto e o aço, se completam harmonicamente produzindo uma estrutura final com propriedades resistentes excelentes. Assim, os projetos estruturais em concreto armado se tornaram amplamente conhecidos e aplicados.

Uma estrutura feita de concreto armado é composta por vários elementos estruturais que devem ser projetados para juntos atenderem a segurança adequada do ambiente considerado e outros detalhes específicos da construção. Durante o processo da realização de qualquer projeto estrutural em concreto armado, deve-se considerar as recomendações de segurança e qualidade presentes na NBR 6118 — Projeto de estruturas de concreto, norma responsável por regulamentar, no território nacional, os procedimentos gerais e específicos dos projetos e execuções em construções que envolvam o emprego do material em questão (ABNT, 2014).

Os elementos tratados nessa pesquisa serão especificamente as lajes. Segundo Cunha e Souza (1994, p. 21), as lajes são componentes de superfície, diferentemente de vigas e pilares que possuem uma de suas dimensões maior que as outras e assim considerados elementos lineares. A funcionalidade básica deste tipo de elemento envolve a transmissão de cargas de utilização, para o restante da estrutura, vigas e em seguida para os pilares. Outras funções também podem ser atribuídas às lajes, como por exemplo, a função de contraventamento e também a função de se comportarem como mesas de compressão.

Conforme apresentado na NBR 6118 (ABNT, 2014), é possível realizar um dimensionamento a partir de uma análise estrutural para as peças estruturais. Essa é uma das abordagens no processo de desenvolvimento de estruturas desta natureza. Outro tipo é a abordagem computacional, com a utilização de softwares cada vez mais avançados e que permitiu desenvolver análises estruturais mais precisas, utilizadas principalmente quando há alguns elementos com geometrias não usuais ou que exigem maior atenção quanto à segurança. Este tipo de abordagem vem ganhando força nas últimas décadas e é bastante usada atualmente para otimizar o processo de desenvolvimento do projeto estrutural.

De ambas as formas, o importante em um projeto estrutural é garantir que a estrutura esteja dentro dos padrões da norma brasileira mencionada anteriormente. Entretanto, dependendo da escolha de abordagem utilizada para o dimensionamento da estrutura, é possível que haja certas divergências de cálculo em alguns aspectos, como já foi mostrado por Costa (2016). Essas divergências podem implicar na quantidade de material utilizado para construção

da estrutura e é muito importante para o ramo da engenharia civil buscar a redução de custo, ou em outras palavras, a otimização.

O presente trabalho apresenta uma análise quantitativa entre dois diferentes tipos de dimensionamentos para lajes de diferentes dimensões: um dimensionamento manual, utilizando as diretrizes apresentadas na norma citada anteriormente, e outro computacional, utilizando o software Eberick®, com a finalidade de investigar qual seria o mais vantajoso em se tratando do fator econômico e buscando contribuir com a redução de utilização de materiais e custos no ramo da engenharia e da construção civil.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Realizar uma análise de natureza quantitativa entre dois diferentes tipos de procedimentos para dimensionamento das lajes maciças em concreto armado de um edifício com dois pavimentos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionar as lajes da estrutura segundo um cálculo realizado de forma manual de acordo com os procedimentos da norma regente.
- Dimensionar as mesmas peças através de um procedimento de análise computacional utilizando o software Eberick®.
- Levantar dados acerca das quantidades de insumos utilizados em ambas as maneiras de projetar a estrutura de concreto armado.
- Comparar os resultados a fim de estabelecer qual deles seria o mais vantajoso, economicamente, para a construção das lajes de uma obra deste porte.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 CONCRETO ARMADO

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), o concreto é composto por uma mistura básica de água, cimento e agregados, também podem estar presente nessa mistura os aditivos, substâncias utilizadas para melhorar propriedades específicas do material, como por exemplo, os plastificantes, aceleradores e retardadores de pega, etc.

De acordo com Petrucci (1998), os agregados são materiais granulares, sem formas e volumes bem definidos, inertes, e geralmente os agregados utilizados são rochas britadas, classificados pelo seu tamanho como miúdos e graúdos. Geralmente são rochas britadas, materiais de jazidas de rochas naturais ou fragmentos de cursos d'água. Os agregados surgem como alternativa para reduzir a utilização do cimento, que é um material de grande custo.

A água é um dos principais e mais importantes componentes do concreto. É utilizada para hidratar o cimento e assim formar uma pasta cimentícia, que será responsável por atingir grande resistência após o processo de cura. A cura do concreto é um procedimento realizado para evitar a evaporação da água de amassamento do concreto para garantir, assim, a hidratação completa do cimento. Segundo Battagin (1998), muitas características relacionadas com a qualidade e o desempenho da estrutura de concreto armado dependem da relação água-cimento empregada, como por exemplo, menor susceptibilidade à fissuração (apud LIMA, 2017).

A hidratação é responsável pelo endurecimento do concreto: a pasta cimentícia formada pela reação química do cimento com a água começa a se solidificar depois de um certo tempo, ganhando grande resistência; durante esse processo, é muito comum que a água evapore da mistura durante o tempo de endurecimento, para isso, é feita a cura do concreto. A cura consiste na saturação de água para evitar o processo de perda de água citado anteriormente (BARDELLA, 2005 apud LIMA, 2017).

O bom desempenho e a facilidade de execução do concreto o consolidaram como o material mais utilizado na construção. A mistura recém preparada tem uma forma pastosa e sua boa trabalhabilidade é um dos principais motivos dessa larga utilização, depois da resistência adquirida depois de ocorrido o enrijecimento do material. Porém, apesar de parecer bastante resistente, o concreto não possui uma boa capacidade de resistência quando se tratam de esforços de tração. Justamente por isso, o aço é introduzido nas peças de concreto para conferir

às mesmas a resistência necessária para absorver esses esforços, já que é um material extremamente resistente à tração. A partir daí, tem-se o concreto armado.

A utilização do aço permitiu que fossem empregados vãos maiores no projeto, algo que é muito recorrente no campo da engenharia e da arquitetura. Não bastando isso, outro motivo do emprego do aço nos elementos de concreto se dá por que ele possui um coeficiente de dilatação muito próximo ao do concreto, fazendo com que a combinação entre ambos os materiais seja harmônica em diversos aspectos (CARVALHO; FILHO, 2015)

No Brasil, o concreto foi introduzido no início do século XX, através de filiais estrangeiras estabelecidas no território nacional e sua utilização começou a ser popularizada depois da instalação de empresas do ramo do cimento. Porém, a partir dos anos 40, o uso dessa tecnologia foi regulamentado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e possibilitou ainda mais a difusão da mesma. O fato é que, desde então, o concreto armado é um dos sistemas construtivos mais difundido e desenvolvido no país, sendo amplamente aplicado até os dias atuais (SANTOS, 2008).

3.2 COMPORTAMENTO REOLÓGICO DO CONCRETO

Conceituado por Araújo (2002, p.1):

“O comportamento reológico do concreto, isto é, sua deformabilidade dependente do tempo, tem uma considerável importância na análise estrutural. As deformações diferidas do concreto, ou seja, as deformações dependentes do tempo, são convencionalmente separadas em duas: a fluência e a retração.”

Os dois fenômenos que englobam esse comportamento específico do concreto também são conceituados pelo autor, fluência e retração. A fluência é caracterizada como sendo o aparecimento de deformações mesmo com uma tensão constante. Já a retração é o estado em que uma peça de concreto, mesmo não sofrendo ações externas, possui a tendência de diminuir de volume (ARAÚJO, 2002). Essa redução de volume se dá principalmente pela perda de água, que pode ocorrer de diversas maneiras: exsudação, evaporação, absorção de água pelos agregados, entre outros (HELENE; ANDRADE, 2010).

O comportamento reológico possui vantagens como, por exemplo, a diminuição de tensões de recalque e concentrações de tensão, porém também se mostra desvantajoso, pois permite perdas na protensão em estruturas de concreto protendido e o aumento de flechas e inclinações, e conseqüentemente, o aumento dos efeitos de segunda ordem. Ambos fenômenos

podem ser amenizados através da redução de consumo de cimento e teor de água na mistura (ARAÚJO, 2002).

3.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO

As principais características que definem o concreto em seu estado fresco são apresentadas abaixo.

3.3.1 Consistência

A consistência do concreto é um parâmetro utilizado para medir a fluidez do mesmo. Essa medida pode ser obtida através de um ensaio em laboratório, o ensaio de abatimento de tronco de cone ou *slump test* (MEHTA; MONTEIRO, 2008 apud MELO, 2017). Esse teste consiste em medir a diferença entre as alturas do tronco de cone e da forma que o concreto assume após a remoção do tronco de cone. Essa diferença representa a propriedade de consistência do concreto (PETRUCCI, 1987 apud RODOLPHO, 2007).

3.3.2 Trabalhabilidade

Existe uma certa dificuldade em conceituar a trabalhabilidade do concreto fresco por ser algo que não pode ser quantificado. Segundo Mehta e Monteiro (2008), esse conceito é definido como a capacidade dele de ser manipulado sem sofrer graves segregações (apud MELO, 2017). O ensaio mencionado anteriormente (*slump test*) também pode ser um parâmetro a ser utilizado para defini-la, porém alguns outros ensaios também podem ser mencionados como, por exemplo, Ensaio de fluidez, Ensaio de remoldagem, Ensaio da mesa de espalhamento, entre outros (NEVILLE, 2015).

Alguns fatores implicam diretamente nas condições de trabalhabilidade do concreto fresco, sendo o principal deles é o teor de água na massa que deve ser analisado conjuntamente com outro fator, a granulometria do agregado. O autor ainda cita que quanto maior a relação água/cimento, menor a granulometria requerida para se obter uma maior trabalhabilidade (NEVILLE, 2015).

3.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO

3.4.1 Permeabilidade

Para Alves (NEVILLE; BROOKS, 2013, apud ALVES, 2017), a permeabilidade do concreto em seu estado endurecido está associada à outra propriedade do material, a porosidade, que é a quantidade de vazios existentes dentro do concreto depois da cura. Essas duas estão relacionadas aos processos de degradação física e química das estruturas, uma vez que a abertura desses vazios permite a entrada de água na estrutura. Fatores como teor de água, consumo de cimento, condições de cura e adensamento são imprescindíveis para reduzir a permeabilidade e a porosidade do concreto, proporcionando maior qualidade para a estrutura (MEHTA; MONTEIRO, 1994 apud ALVES, 2017).

3.4.2 Resistência Do Concreto

A resistência é um dos fatores mais importantes do concreto no que diz respeito à qualidade do mesmo para a construção civil. Entende-se por resistência de um material, como sendo a capacidade do mesmo de resistir às tensões sem sofrer rompimentos, no caso, atingir o estado de ruptura (MEHTA; MONTEIRO, 1994). Alguns fatores impactam diretamente na resistência do concreto, como por exemplo, relação água-cimento, adensamento e nível de hidratação (cura).

Especificamente quando se trata apenas do concreto, a resistência à compressão axial é uma de suas melhores qualidades e a que mais interessa para a engenharia. Entretanto, a capacidade do material de resistir aos esforços de tração é muito menor, chegando a ser 1/10 da resistência à compressão (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015). Em arranjos estruturais, é muito comum que as peças sejam submetidas à flexão, quando a mesma sofre tração e compressão em diferentes partes de sua seção transversal, como no caso das vigas e lajes. Portanto, o concreto sozinho não é um material adequado para trabalhar em esforços solicitantes em uma estrutura física.

3.5 LAJES

Segundo Cunha e Souza (1994), as lajes são elementos básicos de uma estrutura, mais especificamente as de concreto armado, são comumente mais utilizadas na área da construção civil. Se tratam de componentes de superfície, diferentemente de vigas e pilares que possuem uma de suas dimensões maior que as outras e assim considerados elementos lineares. A funcionalidade básica deste tipo de elemento envolve a transmissão de cargas de utilização, para o restante da estrutura, vigas e em seguida para os pilares. Outras funções também podem ser atribuídas às lajes, como por exemplo, a função de contraventamento e também a função de

se comportarem como mesas de compressão. As lajes podem se classificar de várias formas: quanto à sua natureza construtiva, quanto ao tipo de armação e quanto às suas condições de apoio. Em relação à natureza construtiva, elas podem ser subdivididas em três principais tipos:

- a) Maciças: trata-se de lajes em placas maciças que, geralmente, são de concreto armado ou protendido.
- b) Nervuradas: lajes compostas por uma mesa de compressão superior, com nervuras separadas por um espaçamento na parte inferior, que formam a zona de tração. Esses espaços podem ser preenchidos por material inerte ou não.
- c) Mistas: se assemelham às anteriores, mas diferem apenas pela obrigatoriedade da utilização da mesa de concreto na região comprimida e material cerâmico para preencher os espaçamentos entre as nervuras (CUNHA E SOUZA, 1994).

Acrescenta-se que ainda existem outras subclassificações de lajes de acordo com o que foi apresentado acima, pois a variedade de formas construtivas deste tipo de componente estrutural é bastante vasta.

3.5.1 Classificação segundo o tipo de armação

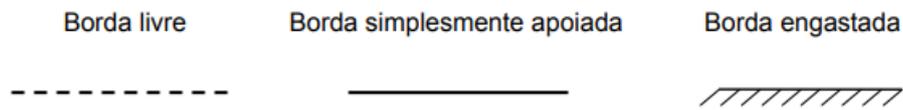
Quanto ao tipo de armação, ou seja, disposição do aço na estrutura, podem ser armadas de duas maneiras: em uma única direção ou em duas direções (armada em cruz), e o que vai determinar a classificação é a geometria da própria laje segundo uma razão obtida através de suas dimensões principais, comprimento e largura. Quando esta razão é maior que 2, a laje será armada em uma direção, ou seja, suas solicitações se encontrarão majoritariamente em uma das direções. Quando a condição anterior não for satisfeita, ela será armada em duas direções e seus esforços estarão distribuídos em ambas as direções do elemento (CUNHA; SOUZA, 1994)

3.5.2 Classificação segundo as condições de vinculação

Por último, em relação as condições de vinculação, as bordas das lajes podem ser consideradas em três tipos: apoiada, engastada ou livre. O apoio simples é quando não existe continuidade da laje naquela borda, e tem seu apoio em uma parede de alvenaria ou uma viga de concreto. A borda se diz engastada basicamente quando possui uma vizinhança como outra laje. E, por último, a borda livre é quando está suspensa (sem continuidade e sem apoio), como por exemplo, uma marquise. E, quando duas lajes vizinhas tiverem alturas muito diferentes,

pode ainda ser feita a consideração de que a de menor espessura está engastada na de maior espessura. (BASTOS, 2021, p. 3).

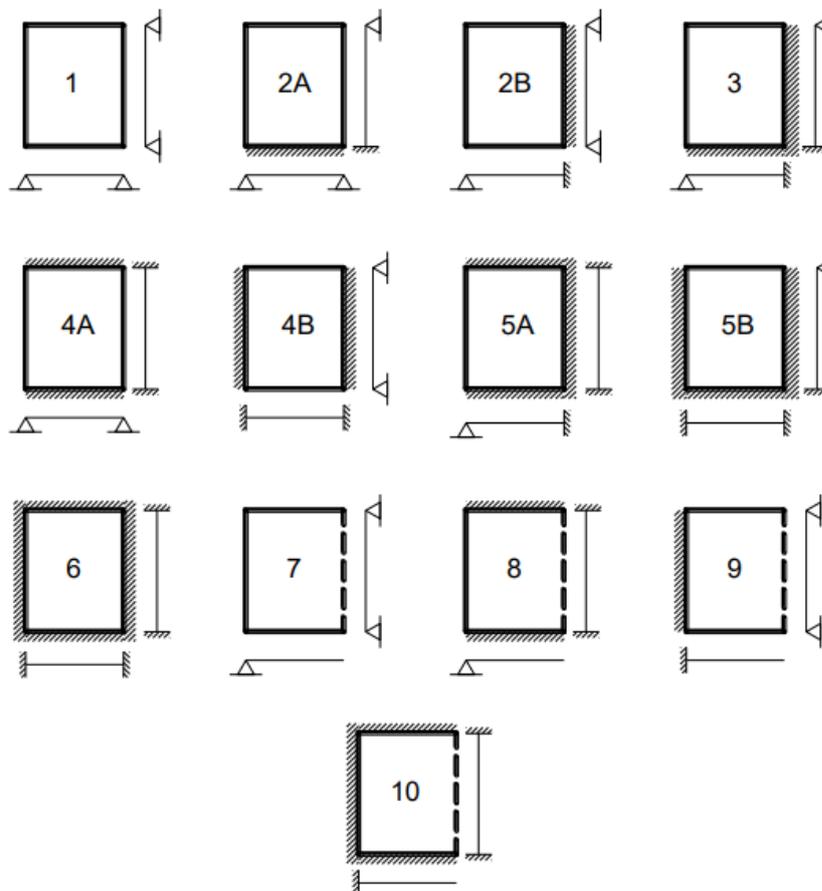
Figura 1 – Tipos de vinculações nas bordas



Fonte: Pinheiro et. al, 2003 (adaptado)

A Figura 5 exemplifica as possíveis combinações considerando os três tipos de bordas que podem existir. A partir desta definição serão consultadas as tabelas de Pinheiro (1994), calculadas com base nas tabelas de Barés (1972), durante a etapa de dimensionamento.

Figura 2 – Classificação de Barés de acordo com as vinculações de uma laje.



Fonte: Bastos, 2021

Pode acontecer também de uma mesma borda possuir dois tipos de vinculações distintas. Nesses casos, é recomendado que ela seja considerada engastada se o comprimento do engaste for maior ou igual a $2/3$ do comprimento da borda em apoio.

3.6 DIMENSIONAMENTO

3.6.1 Critérios de projeto

3.6.1.1 Classe de Agressividade Ambiental

Segundo ABNT (2014), na NBR 6118:2014, o conceito de agressividade ambiental (CAA) está relacionado aos processos de intempéries físicas e químicas do ambiente em que está inserida a sua edificação e a norma propõe a Tabela 1 para fazer essa relação.

Tabela 1 – Classe de Agressividade Ambiental (Tabela 6.1 da NBR 6118:2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa Urbana ^{1 2} Marinha ¹	Pequeno
III	Forte	Industrial ^{1 2} Industrial ^{1 3}	Grande
IV	Muito forte	Respingos de Maré	Elevado

¹ 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).

² 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.

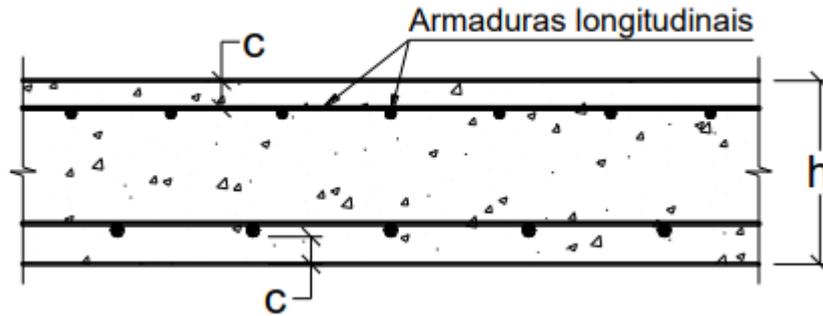
³ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT, 2014 (adaptado).

3.6.1.2 Cobrimento mínimo

O cobrimento é a espessura da camada de concreto que separa as armaduras de aço do ambiente externo e é também um fator que contribui no desempenho e durabilidade da estrutura.

Figura 3 – Corte transversal em uma laje genérica.



Fonte: Bastos, 2021.

O cobrimento nominal referido na NBR 6118:2014, se refere ao cobrimento mínimo somado a tolerância de execução $\Delta c = 10$ mm como forma de garantir na prática o cobrimento mínimo necessário. A norma também especifica no item 7.4.7.6, a espessura do cobrimento nominal a ser considerada e no item 7.4.2, a qualidade do concreto que será usado tanto no que diz respeito ao fator água-cimento como também a classe de concreto a ser empregada.

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm (Tabela 7.2 da NBR 6118:2014)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ⁴	30		40	50
Concreto protendido ¹	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

¹ Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

² 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.

³ 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.

⁴ No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT, 2014 (adaptado)

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR 6118:2014).

Concreto ¹	Tipo ^{2 3}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,0$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,650$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

¹ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
² CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
³ CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT, 2014 (adaptado)

3.6.2 Ações

Os carregamentos existentes na estrutura são chamados de ações e são determinados e classificados pela norma ABNT NBR 8681:2004 — Ações e segurança nas estruturas. As ações podem ser previstas de acordo com a norma ABNT NBR 6120:2019 — Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, tendo em vista as informações e condições impostas pelo projeto arquitetônico (localização das alvenarias, tipo de uso de cada ambiente, entre outros).

As ações podem ser classificadas em permanentes ou acidentais. Sobre as cargas permanentes, a NBR 6120 define como sendo um tipo de carga que é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Já sobre as variáveis, também conhecidas como acidentais, são cargas que podem atuar na estrutura das edificações de acordo com seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, máquinas, veículos, entre outros) (ABNT, 2019).

3.6.3 Análise Estrutural

O principal objetivo do projeto estrutural é conceber uma estrutura que possa atender aos requisitos do projeto, e não apenas isso, mas também atender às questões econômicas, de segurança e de uso da edificação. Uma das primeiras etapas do desenvolvimento do projeto estrutural é a análise estrutural, em que o comportamento da estrutura é idealizado, e este comportamento está relacionado às tensões, deformações e deslocamentos dos elementos que compõem o sistema.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015, p.23):

Elementos estruturais são peças, geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.), que compõem uma estrutura. O modo como são arranjados pode ser chamado de sistema estrutural.

Ainda segundo o autor, o cálculo de uma estrutura composta de vários elementos visa garantir que ela suporte as solicitações impostas durante a utilização da mesma, de forma segura, estável e de modo a evitar deformações excessivas. Portanto, o dimensionamento consiste em explorar a capacidade resistente dos materiais sem levar a estrutura ao colapso, garantindo que a estrutura mantenha as características necessárias para seu funcionamento e utilização. E o objetivo da análise estrutural é justamente determinar as solicitações que estarão presentes no sistema, cargas, tensões, deformações e deslocamentos a fim de verificar a estrutura aos limites último e de serviço (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015).

3.6.4 ELU e ELS

Uma estrutura é calculada seguindo o Estado Limite Último (ELU), que a NBR 6118 define como sendo o estado de colapso ou ruína estrutural. Quando a estrutura atinge esse estado, o uso da edificação já não é mais viável devido ao comprometimento da capacidade de resistência, oferecendo risco iminente à segurança local. Mais especificamente, esse estado pode estar relacionado com:

- a) perda de equilíbrio da estrutura;
- b) esgotamento total ou parcial da resistência da estrutura;
- c) ruína provocada por esforços dinâmicos;
- d) colapso progressivos (ABNT, 2014).

O outro se trata do Estado Limite de Serviço (ELS) e está atrelado diretamente à utilização da edificação e conceitos como durabilidade, conforto dos usuários e estética. E consequentemente está ligado à prevenção de surgimento dos seguintes fenômenos:

- a) deformações excessivas;
- a) formação e abertura de fissuras;
- b) recalques;
- c) compressão e descompressão (total ou parcial);
- d) vibrações excessivas (ABNT, 2014).

3.6.5 Abordagem Manual E Computacional

A abordagem do dimensionamento tratada ao longo do presente trabalho diz respeito ao procedimento utilizado para análise, dimensionamento e detalhamento das peças estruturais, pelos métodos manual e computacional. Para ambos os tipos de abordagem, serão utilizadas as recomendações de segurança e durabilidade dispostas na norma NBR 6118:2014. As informações prescritas pela norma são a base do dimensionamento das estruturas de concreto armado e protendido e segundo elas é possível realizar, de forma manual, o dimensionamento e detalhamento de um sistema estrutural.

A abordagem manual ainda é comumente utilizada, ou seja, o cálculo manual através das formulações presentes na norma, mas ao longo do tempo essa abordagem foi sendo substituída ao passo que foram desenvolvidos softwares de cálculo, que, por sua vez, simplificaram o processo matemático e analítico promovendo uma maior rapidez e praticidade ao dimensionamento e uma maior aproximação da estrutura na realidade.

Segundo Barbosa e Bastos (2008), antes do advento do surgimento dos métodos computacionais, o projeto dos prédios eram todos feitos de forma manual e o engenheiro responsável era chamado de “Engenheiro Calculista”. Contudo, ainda segundo o autor, é recomendável que um engenheiro escolha o modelo a ser empregado, considerando as características gerais de cada modelo e qual deles resultará na melhor representação da estrutura real, pois nem sempre os softwares possuem a capacidade de fazer considerações simples sobre as disposições do projeto, economia, facilidade de execução e outros parâmetros a serem analisados pelo senso crítico humano.

3.6.6 Software Eberick®

O software foi criado pela empresa AltoQi em 1996 e desenvolvido com o objetivo de integrar o dimensionamento, em um mesmo programa, de outros softwares mais antigos lançados pela mesma empresa anteriormente. No Eberick®, é possível realizar etapas como lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. Contudo, antes mesmo do lançamento inicial da estrutura, o software permite que o usuário configure as propriedades dos materiais utilizados, o dimensionamento e o detalhamento dos elementos, além de personalizar as unidades de medida do projeto (MARIANO, 2015).

Na versão do software utilizada, existem dois tipos de análises: Pórtico espacial e Pavimentos isolados. O primeiro realiza a análise considerando a influência de todos os elementos estruturais de todos os pavimentos e o segundo realiza uma análise mais simples, em

que a estrutura é separada em pequenos pórticos. Em consequência disso, o método de análise global oferece uma maior sofisticação visto que o processo de cálculo se assemelha mais a real condição da edificação, enquanto o segundo acaba se aproximando mais da abordagem manual (COSTA, 2016).

4 METODOLOGIA

4.1 DIMENSIONAMENTO MANUAL

Neste tópico, é explicado como foi realizado o processo de dimensionamento de acordo com as normas vigentes. Nos anexos, é possível encontrar as tabelas com os valores detalhados referentes a cada passo descrito.

4.1.1 Projeto Arquitetônico

Para o início do trabalho, é fundamental entender a arquitetura para qual a estrutura será desenvolvida, e para isso, é necessário ter em mãos o projeto arquitetônico. Ele é o requisito inicial para os complementares, sendo o projeto estrutural, um deles. É nele em que estão detalhadas a estética da construção, condições de utilização e construtivas assim como também, as suas restrições.

O projeto utilizado está detalhado em anexo ao final do trabalho e consiste em uma residência unifamiliar de dois pavimentos, um sobrado, onde, no pavimento térreo, encontra-se a área social da edificação composta por uma sala de estar, sala de jantar e cozinha, lavabo e nos fundos uma área de serviço. No primeiro pavimento, onde estão alocados os cômodos privativos, têm-se um quarto, um banheiro e uma suíte. A localidade da residência influencia no projeto estrutural, e, neste caso, estará situada na cidade de Cajazeiras, no estado da Paraíba.

As restrições do projeto arquitetônico foram levadas em consideração nas seguintes etapas, principalmente no lançamento da estrutura. No tópico seguinte, serão descritos como essas restrições impactaram na idealização inicial da estrutura.

4.1.2 Lançamento da Estrutura

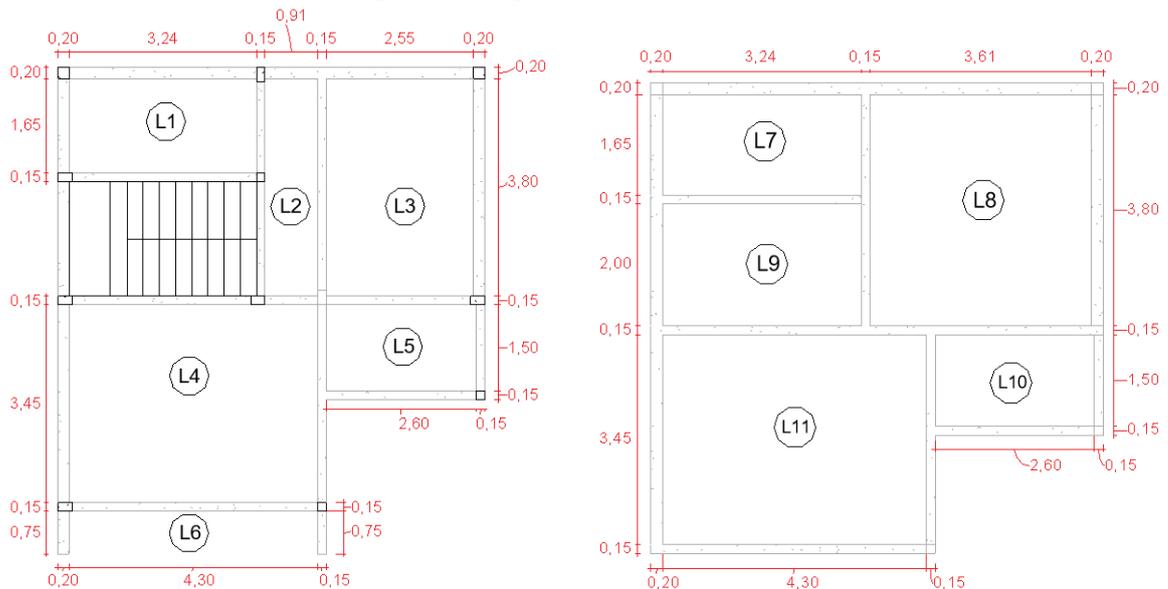
A partir do projeto arquitetônico da residência, foi desenvolvida uma estrutura inicial que respeitasse as condições impostas. A lógica do lançamento inicial parte do pressuposto de que deveriam existir vigas que sustentassem as alvenarias dos pavimentos superiores. As vigas seguiram a espessura das paredes do projeto: as paredes externas possuem espessura de 20 cm e as internas, de 15 cm.

Os pilares também obedeceram às dimensões impostas pela alvenaria, de forma que pudessem ser respeitados os ideais estéticos do projeto. Foram alocados nas extremidades da

construção e nos encontros de vigas (alguns encontros dispensaram a presença de pilares pelo fato de que já existiam pilares próximos e dispensavam a adição de outros para exercer a sustentação da estrutura). E, por último, as lajes foram dispostas nas áreas delimitadas pelas vigas, com exceção de uma, que está em balanço, possuindo duas bordas apoiadas, uma engastada e outra livre.

O projeto conta também com uma escada que se divide em dois lances separados por um patamar. O patamar não foi considerado uma laje, pois seu dimensionamento dependeria do dimensionamento da própria escada completa. E, por fim, as lajes foram delimitadas a partir das áreas entre as vigas. De um modo geral, as áreas das lajes do Pavimento 01 e da Cobertura, respectivamente, estão representadas na Figura 01.

Figura 4 - Lajes e suas dimensões



Fonte: Autoria Própria, 2021.

4.1.3 Critérios de Projeto

4.1.3.1 Classe de Agressividade do Ambiente

O projeto em questão foi classificado como tendo uma agressividade moderada (CAA II) devido a cidade em que está situado se tratar de uma zona urbana. O conceito de Classe de Agressividade será imprescindível para a determinação de outras características importantes que serão utilizadas ao longo do trabalho, como é o caso do cobrimento.

4.1.3.2 Cobrimento

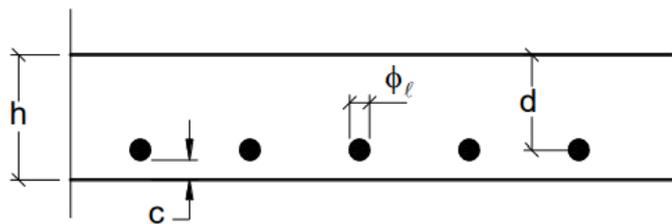
De acordo com o item 3.6.1.2, para uma classe de agressividade moderada, a relação água-cimento deve ser de 0,60 e a classe de concreto a ser adotada deve contemplar os concretos de resistência acima de 25 MPa. O cobrimento nominal para as lajes é de 25 mm.

4.1.3.3 Materiais Empregados

Em relação aos materiais empregados no projeto, como mostrado no tópico anterior, a norma definirá alguns critérios de escolha para que os materiais atendam a algumas exigências, sejam elas resistências mínimas ou até mesmo resistência à agressividade ambiental da localidade. Para o concreto, a classe que será adotada para os dimensionamentos será a C30, com uma massa específica adotada de 2.500 kg/m³ e para o aço, será adotado o CA50 para as armaduras positivas e negativas, com módulo de elasticidade de 210 GPa e resistência característica de 500 MPa.

4.1.4 Estimativa da Altura da Laje

Figura 5 – Corte transversal em uma laje genérica.



Fonte: Bastos (2021)

De acordo com Bastos (p. 17, 2021), a altura de uma laje maciça pode ser estimada pela Equação 01:

$$h = d + \varphi_l/2 + c \quad (1)$$

Em que φ_l é o diâmetro nominal da armadura, que, para início de cálculo, será estimado um valor de 10 mm e

$$d \approx (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot l^* \quad (2)$$

Em que d é a altura útil da laje, n é o número de bordas engastadas que a laje possui e l^* a dimensão da laje, em metros, definida pela condição:

$$l^* \leq \begin{cases} l_x \\ 0,7 \cdot l_y \end{cases} \quad (3)$$

Sendo que l_x é o menor vão e l_y o maior vão da laje, em metros.

Para as lajes que se encontram em balanço (no caso do projeto, apenas a L9), a NBR 6118:2014 prevê uma majoração por um coeficiente adicional γ_n que varia em função da altura da laje.

4.1.5 Espessura Mínima

As lajes a serem dimensionadas são as lajes do primeiro pavimento e da cobertura e foram divididas de acordo com o lançamento da estrutura. As espessuras iniciais foram definidas de acordo com o que é sugerido na NBR 6118:2014. De acordo com a norma, as espessuras mínimas para lajes, em função dos seus tipos, são:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de 42 para lajes de piso biapoiadas e 50 para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel (ABNT, 2014)

A altura adotada para cada laje foi a altura calculada pela equação de estimativa desde que essa atenda a espessura mínima descrita pela norma. Quando esta condição não foi satisfeita, foi adotada a espessura mínima prevista.

4.1.6 Tipos de Armação

Antes do pré-dimensionamento, é necessário conferir o tipo de armação que será empregado em cada laje de acordo com suas dimensões e também as condições de vinculação a serem consideradas. O tipo de armação determina se a laje será armada em duas ou apenas uma e para obter tal informação, aplicam-se as condições:

$l_y/l_x > 2$, a laje será armada em apenas uma direção.

$l_y/l_x \leq 2$, a laje deverá ser armada em duas direções.

Sendo l_y o comprimento do maior vão teórico e l_x o comprimento do menor vão teórico. O vão teórico é dado pela Equação 4.

$$l_{ef} = l_o + a_1 + a_2, \quad (4)$$

Em que:

$$a_{1,2} \leq \begin{cases} t_{1,2}/2 \\ 0,3 h \end{cases} \quad (5)$$

4.1.7 Condições de Vinculação

As condições de vinculação foram determinadas, para cada uma das lajes, de acordo com a classificação abordada no item 3.5.2, utilizando o critério de classificação mostrado na Figura 5. A classificação pode ser observada

4.1.8 Ações

Nesta etapa, serão determinadas as ações ou carregamentos que existirão na laje de acordo com suas dimensões e seu uso. As ações podem ser classificadas em permanentes ou acidentais. Sobre as cargas permanentes, a NBR 6120 define como sendo um tipo de carga que é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Já sobre as variáveis, também conhecidas como acidentais, são cargas que podem atuar na estrutura das edificações de acordo com seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, máquinas, veículos, entre outros) (ABNT, 2019).

Adiante, as cargas serão calculadas para cada uma das lajes a fim de determinar o estado em cada qual se encontra em termos de esforços operantes. Nesta etapa, elas serão analisadas uma por uma, considerando parâmetros como o peso próprio segundo suas dimensões e a espessura calculada, posicionamento das alvenarias, utilização do ambiente, presença de revestimentos (pisos, contrapisos e forros), entre outros elementos a serem considerados.

4.1.8.1 Ações Permanentes

4.1.8.1.1 Peso Próprio

O peso próprio da laje ($g_{\text{peso próprio}}$) é calculado da seguinte forma:

$$g_{\text{peso próprio}}(\text{kN/m}^2) = \gamma_{\text{concreto}} \times h \quad (6)$$

Em que γ_{concreto} é o peso específico do concreto definido na NBR 6118 com um valor aproximado de 25 kN/m³ e h a altura da laje.

4.1.8.1.2 Piso, Contrapiso e Forro

Para o piso cerâmico presente no projeto arquitetônico, o procedimento é calculado através do seu peso específico, que apesar de não ser definido pela NBR 6120, será adotado como sendo de 0,85 kN/m², peso indicado para pisos de mármore, ladrilhos e cerâmicas (GIUGLIANI, 2014). O contrapiso é uma camada de argamassa que é assentada acima da laje com objetivo de regularização da superfície para recebimento dos pisos. O processo de cálculo é semelhante ao descrito acima para o peso próprio e segue a Equação 07.

$$g_{\text{contrapiso}} = \gamma_{\text{contrapiso}} \times e \quad (7)$$

Em que $\gamma_{\text{contrapiso}}$ é o peso específico do contrapiso definido na NBR 6120 com um valor aproximado de 21 kN/m³ e e a espessura da camada de contrapiso. Segundo Bastos, é recomendado adotar uma espessura maior que 3 cm. O cálculo do peso do revestimento inferior, que no caso é um forro de gesso, utiliza da mesma equação, porém o peso específico do material, conforme a NBR 6120, será de 19 kN/m³, e a espessura é de 2 cm.

4.1.8.1.3 Cobertura

Para a cobertura, utilizando telhas de fibro-cimento de 8 mm, como mostrado no projeto arquitetônico, será adotado um peso específico de 0,44 kN/m² (GIUGLIANI, 2014).

4.1.8.1.4 Alvenaria

O peso da alvenaria da edificação é calculado de acordo com o tipo empregado utilizando a Equação 8 para tal.

$$P_{\text{alvenaria}} = \gamma \times h \times l \times e \quad (8)$$

Onde γ se refere ao peso da parede (que neste trabalho será considerado um valor de 13 kN/m³ fornecido na NBR 6120; h é a altura da parede (m); l é o comprimento total da parede (m) e e é a espessura final da alvenaria. Para este último parâmetro, é importante frisar que o projeto apresenta dois tipos de paredes diferentes, com o mesmo material, porém espessuras diferentes.

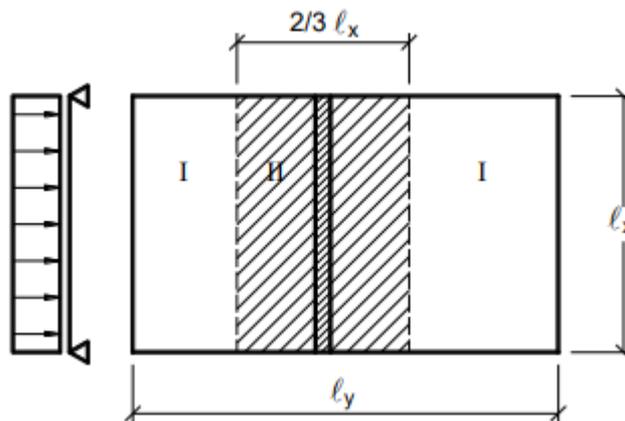
De acordo com Bastos (2021), a distribuição das cargas referentes as paredes podem se distribuir de maneira diferente em relação ao seu tipo de armação. Por exemplo, se a laje é bidirecional, ou seja, armada em duas direções, as cargas da alvenaria devem ser representadas como sendo distribuídas ao longo da área da laje, de acordo com a Equação 9.

$$g_{alv} = \frac{P_{alv}}{l_x \cdot l_y} \quad (9)$$

Em que, g_{alv} é a carga distribuída na laje devido ao peso da alvenaria, P_{alv} , e l_x e l_y são os comprimentos do menor e maior vão efetivo, respectivamente.

Já para as lajes armadas em uma direção (unidirecionais), ainda de acordo com o mesmo autor, existem dois casos principais. O primeiro deles é quando a parede se encontra paralela ao sentido principal da laje, em outras palavras, o sentido do menor vão. E, neste caso, a carga da parede neste sentido deve ser considerada distribuída ocupando uma área em torno da parede de largura $2/3 l_x$, conforme a Figura 6.

Figura 6 – Representação das cargas para lajes armadas em duas direções.



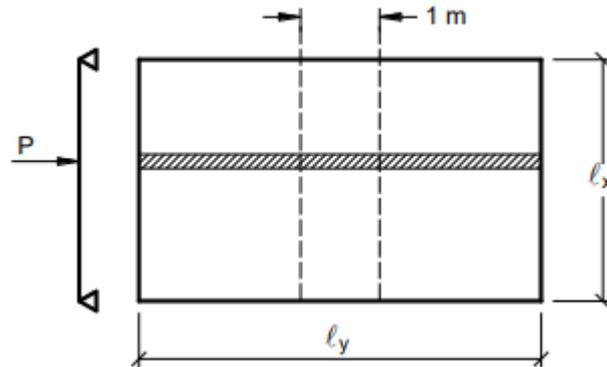
Fonte: Bastos, 2021

E a fórmula utilizada para encontrar a intensidade da carga é:

$$g_{alv} = \frac{P_{alv}}{(2/3 \cdot l_x) \cdot l_x} = \frac{3P_{alv}}{2l_x^2} \quad (10)$$

O segundo caso é quando a parede está disposta perpendicularmente ao sentido principal da laje, e quando isto acontece, deve-se considerar o peso da laje, como sendo uma força pontual equivalente a carga da parede referente a uma distância de 1 metro, conforme mostrado na Figura 7.

Figura 7 – Representação das cargas para lajes armadas em duas direções.



Fonte: Bastos, 2021

4.1.8.2 Ações Variáveis

A partir da NBR 6120, as ações variáveis foram consideradas de $1,5 \text{ kN/m}^2$ para as lajes do primeiro pavimento (dormitórios e sanitários residenciais) e de $0,5 \text{ kN/m}^2$ para as do pavimento de cobertura (caracterizados como forros sem acesso a pessoas).

4.1.8.3 Carga Total

A carga total atuante na laje é dada pela soma das ações permanentes (g) com as ações variáveis (q) (CUNHA E SOUZA, 1994, p. 50), ambos calculados nos tópicos anteriores.

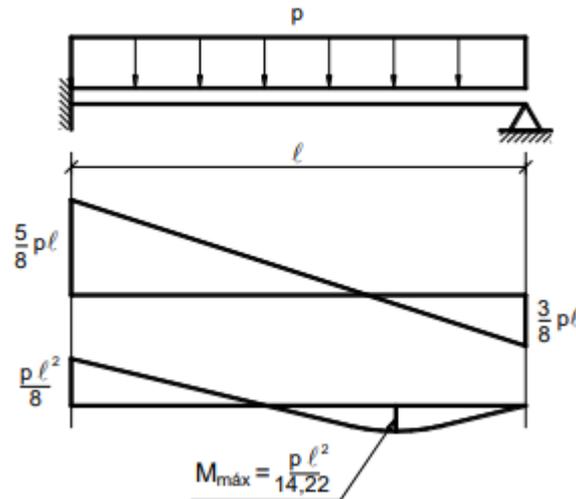
$$p = (g + q) \quad (11)$$

4.1.9 Momentos Fletores

4.1.9.1 Lajes Unidirecionais

Para as lajes armadas em apenas uma direção, considera-se que o momento fletor que atua no sentido do menor vão é muito maior que os momentos que atuam na direção do maior vão, sendo estes últimos desprezados. Sendo assim, os momentos fletores nessa laje serão calculados considerando-a disposta como sendo uma viga de comprimento equivalente ao menor vão teórico e uma largura constante de 1 m (BASTOS, 2021). Por exemplo, para a laje L2, será utilizado o seguinte arranjo de acordo com suas condições de apoio, como exemplificado na Figura 08.

Figura 8 – Cálculo do momento fletor máximo para lajes unidirecionais.



Fonte: Bastos, 2021.

4.1.9.2 Lajes Bidirecionais

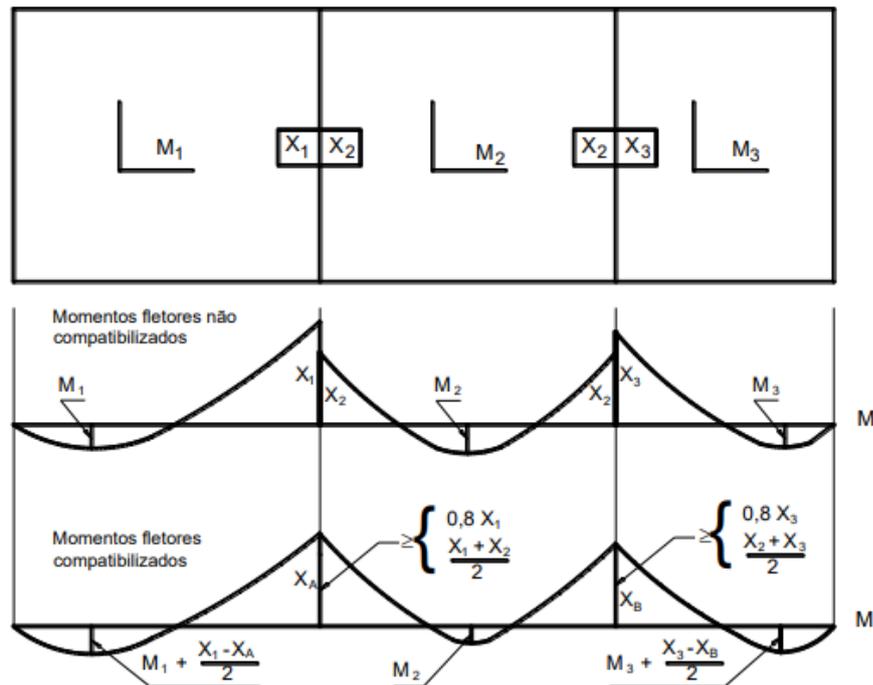
De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), o processo para as lajes bidirecionais é um pouco diferente do que para as unidirecionais, e segundo o método citado pelo autor, as equações para obtenção dos momentos fletores positivos e negativos utilizadas são dados pela Equação 12.

$$m_{x,y} = \mu_{x,y} \cdot \frac{p \cdot l_{x,y}^2}{100} \quad (12)$$

Onde $m_{x,y}$ são os momentos máximos positivos e negativos, por unidade de comprimento, nas direções x e y ; $l_{x,y}$ são os valores dos vãos efetivos nas direções x e y ; e $\mu_{x,y}$ são coeficientes adimensionais que podem ser encontrados nas tabelas elaboradas por Pinheiro (1994), a partir das tabelas de Bares (1972), com coeficiente de Poisson igual a 0,15. Os coeficientes dependem da classificação de cada laje em relação às suas condições de vinculação e também da relação λ (l_x/l_y). Quando os valores de cálculo diferiam dos valores de λ das tabelas, tais valores eram interpolados linearmente para fornecerem resultados mais precisos.

De acordo com a NBR 6118:2014, quando os momentos de projeto de lajes vizinhas oferecem alguma diferença, é permitido que haja uma simplificação destes momentos com o intuito de equilibrar os valores diferentes sobre a borda em comum entre as lajes. Essa simplificação que a norma sugere é exemplificado sucintamente através da Figura 09.

Figura 9 – Compatibilização dos momentos fletores na prática



Fonte: Bastos, 2021

Os momentos negativos devem ser compatibilizados e os momentos positivos, no caso, os momentos no meio do vão das lajes, são ajustados de forma que, quando estes sofrem aumentos devem ser calculados como mostrado na figura acima (M_1 e M_3), e quando sofrem diminuição, esses alívios devem ser desprezados (M_2).

4.1.10 Reações de Apoio

Os esforços absorvidos pelas lajes são transmitidos para as vigas. Esses esforços são as reações de apoio e podem ser obtidos através do processo das áreas, baseado na Teoria das Charneiras Plásticas. Segundo Bastos (2021), esse processo se dá de forma distinta de acordo com o tipo de armação da laje.

Primeiramente, se a laje for armada em apenas uma direção, considera-se que os esforços sejam transmitidos para as vigas perpendiculares a direção principal da laje, ou seja, a direção do menor vão, e estes são calculados seguindo os mesmos princípios mostrados no cálculo dos momentos fletores para lajes unidirecionais. Para as duas vigas menores da laje, pode-se calcular as suas reações utilizando a Equação 13.

$$V_{viga} = 0,15 \cdot p \cdot l_x \quad (13)$$

Onde:

$V_{vigã}$ é a reação de apoio em kN/m;

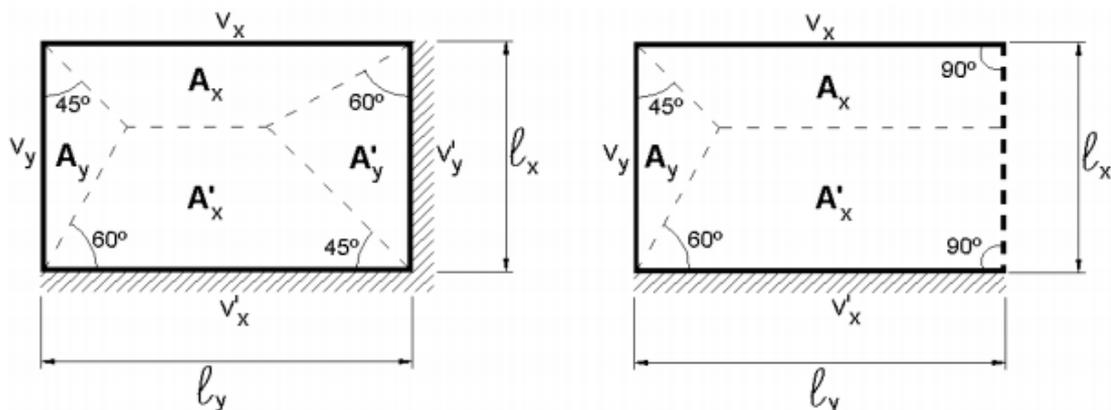
p é a carga total atuando na laje em kN/m²;

l_x é o menor vão da laje, em metros.

Já quando se trata de lajes bidirecionais, a área da laje é dividida e seus carregamentos distribuídos entre as vigas adjacentes. Para tal, é preciso se atentar a algumas regras em relação a divisão destas áreas, feita através de retas traçadas nos vértices das lajes:

- Entre dois apoios de mesma natureza, deve-se traçar uma reta com 45°.
- Traçar uma linha com 60° a partir de um apoio engastado, se o outro for considerado um apoio simples;
- E quando uma borda for livre, deve se traçar essa linha com 90° a partir do apoio.

Figura 10 – Exemplo prático do processo das áreas



Fonte: Pinheiro et. al (2003)

Para facilitar esse processo para as lajes bidirecionais, também pode ser realizado o cálculo mediante o uso de tabelas, tais como as tabelas calculadas por Pinheiro (1994), baseadas no processo das áreas explicado acima. As tabelas fornecem valores adimensionais, de acordo com a classificação segundo a vinculação da laje e o valor da relação λ (l_x/l_y). Encontrando os coeficientes, é possível calcular as reações de apoio utilizando a Equação 14.

$$V_{x,y} = v_{x,y} \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (14)$$

Em que:

V é a reação de apoio em kN/m²;

$v_{x,y}$ é o coeficiente adimensional tabelado (sendo $v_{x,y}$ a reação na borda com apoio simples perpendicular à direção de $l_{x,y}$, e $v_{x,y}'$ a reação na borda com engaste perpendicular à direção de $l_{x,y}$);

p é a carga total atuando na laje, em kN/m²;

e l_x o menor vão da laje.

4.1.11 Dimensionamento das Armaduras de Flexão

De acordo com Pinheiro et. al (2003), esse dimensionamento pode ser feito assim como para as vigas, só que para as lajes será considerada uma largura de 1 metro, obtendo assim, as armaduras por metro linear. Primeiro, foi necessário calcular a altura útil da peça, utilizando as Equações 15 e 16.

$$d_x = h - c - \varphi_x/2 \quad (15)$$

$$d_y = h - c - \varphi_x - \varphi_y/2 \quad (16)$$

Da expressão:

d_x é a altura útil na direção principal e d_y , na direção secundária, em cm;

h é a altura da laje, em cm;

c é o cobrimento de projeto, em cm;

φ_x e φ_y são os diâmetros da armadura adotada, em cm. E segundo a NBR 6118:2014, é aconselhado utilizar barras com diâmetro até no máximo um oitavo da altura total da laje (ABNT, 2014).

E então, é possível obter a posição da linha neutra x , utilizando a Equação 17:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left\{ 1 - \left[\sqrt{1 - \left(\frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \right)} \right] \right\} \quad (17)$$

Em que:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (18)$$

Os momentos a serem utilizados serão os momentos ajustados durante a compatibilização de momentos fletores.

$$M_d = \gamma_f \cdot m_k, \quad \text{com } \gamma_f = 1,4 \quad (19)$$

A partir da etapa de majoração dos momentos fletores, a área de aço necessária para a armadura principal é:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (20)$$

Onde:

A_s é a área de aço, em cm^2/m .

M_d é o momento fletor atuante;

f_{yd} é a tensão resistente de projeto do aço, dada pela equação $f_{yd} = f_{yk}/1,15$.

A NBR 6118:2014 ainda recomenda que a armadura secundária seja igual ou superior a 20% da armadura principal.

4.1.12 Detalhamento das Armaduras de Flexão

4.1.12.1 Armadura Máxima Longitudinal

Em relação a armação máxima, a NBR 6118:2014 (item 17.3.5.2.4) estabelece que a soma das armaduras de compressão e tração não devem ultrapassar 4% da área de concreto calculada em uma região fora da zona de emendas, de acordo com a Equação 21:

$$A'_s + A_s \leq 0,04 \cdot A_c \quad (21)$$

4.1.12.2 Armadura Mínima Longitudinal

As armaduras mínimas são estipuladas de acordo com o seu caráter (positiva ou negativa, principal ou secundária), na Tabela 19.1 da NBR 6118:2014.

4.1.12.3 Espaçamentos

O espaçamento entre as barras recomendado é descrito na Equação 22, em que o espaçamento deve possuir o menor valor entre os dois termos. Há ainda a ressalva para as armaduras secundárias de que o espaçamento entre elas não deve ultrapassar o valor de 33 cm.

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (22)$$

4.1.12.4 Comprimentos

A armadura positiva deve ser levada até os apoios, não sendo permitido o escalonamento da armadura, ou seja, o deslocamento no diagrama dos momentos fletores. Além disso, segundo a NBR 6118:2014 (item 20.1), as barras precisam ser prolongadas no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio. Para satisfazer a recomendação da norma foi utilizada a Equação 23:

$$C_{arm+} = l_{ef} + 8 \text{ cm} \quad (23)$$

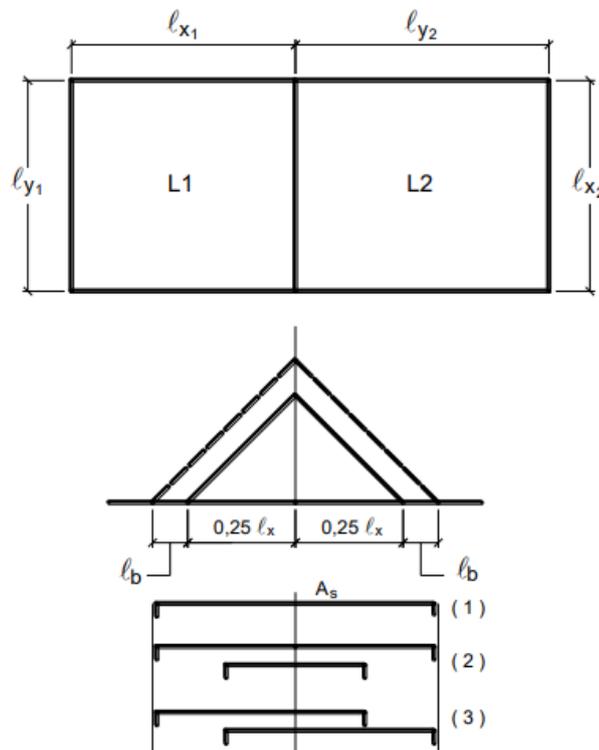
Da expressão:

C_{arm+} é o comprimento da armadura positiva, em cm;

l_o é o vão teórico da laje, em cm.

O comprimento das armaduras negativas não é especificado na norma, e segundo Bastos (2021), nesse caso podem ser consideradas as recomendações da NB 1 (1978). Nesta norma, recomenda-se que o momento fletor negativo entre duas lajes seja representado por um triângulo isósceles de base $0,5 \cdot l_x$, onde l_x é o maior vão teórico entre os vãos menores de ambas as lajes.

Figura 11 – Comprimento das armaduras negativas



Fonte: Bastos, 2021

Foi adotado o arranjo (3) mostrado na figura acima, definido pela equação:

$$C_{arm-} = 1,25 \cdot (0,25 \cdot l_x + l_b) + l_{ganchos} \quad (24)$$

Onde:

C_{arm-} é o comprimento da armadura, em cm;

l_x é o valor do maior entre os menores vãos teóricos das lajes que dividem a mesma borda;

l_b é o comprimento de ancoragem que pode ser encontrado nas tabelas calculadas de acordo com a NBR 6118, em cm;

$l_{ganchos}$ é o comprimento dos ganchos das extremidades das armaduras, em cm (BASTOS, 2021).

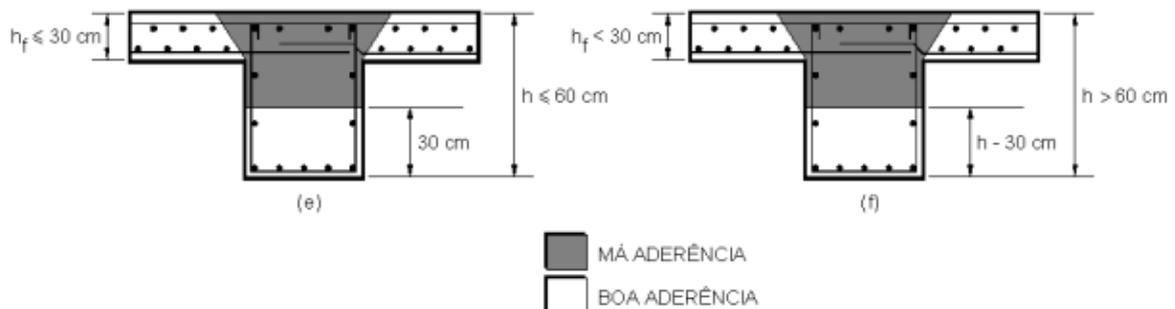
Para o comprimento de ancoragem, foram utilizados os valores que dispensavam o comprimento dos ganchos, portanto, foi dispensada a parcela da equação referente aos comprimentos dos mesmos.

O comprimento mínimo $l_{b,min}$ também é definido pela norma NBR 6118:2014 como sendo o menor entre os valores: $0,3l_b$, 10ϕ e 100 mm, conforme a Equação 25.

$$l_{b,min} \leq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (25)$$

Além disso, um outro critério das tabelas é a zona aderência da ancoragem, e como, estas ancoragens estão localizadas em regiões de boa aderência, os valores encontrados foram de 21 cm para barras de diâmetro de 6,3 mm e de 27 cm para barras de diâmetro de 8 mm.

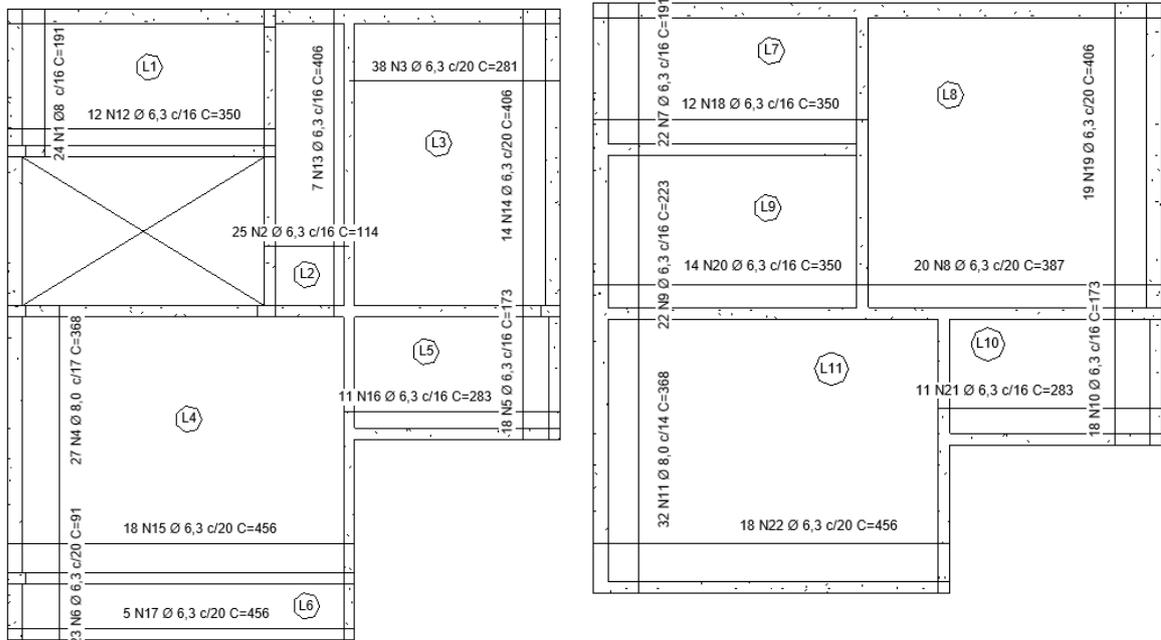
Figura 12 – Zonas de boa e má aderência



Fonte: Pinheiro e Muzardo, 2003.

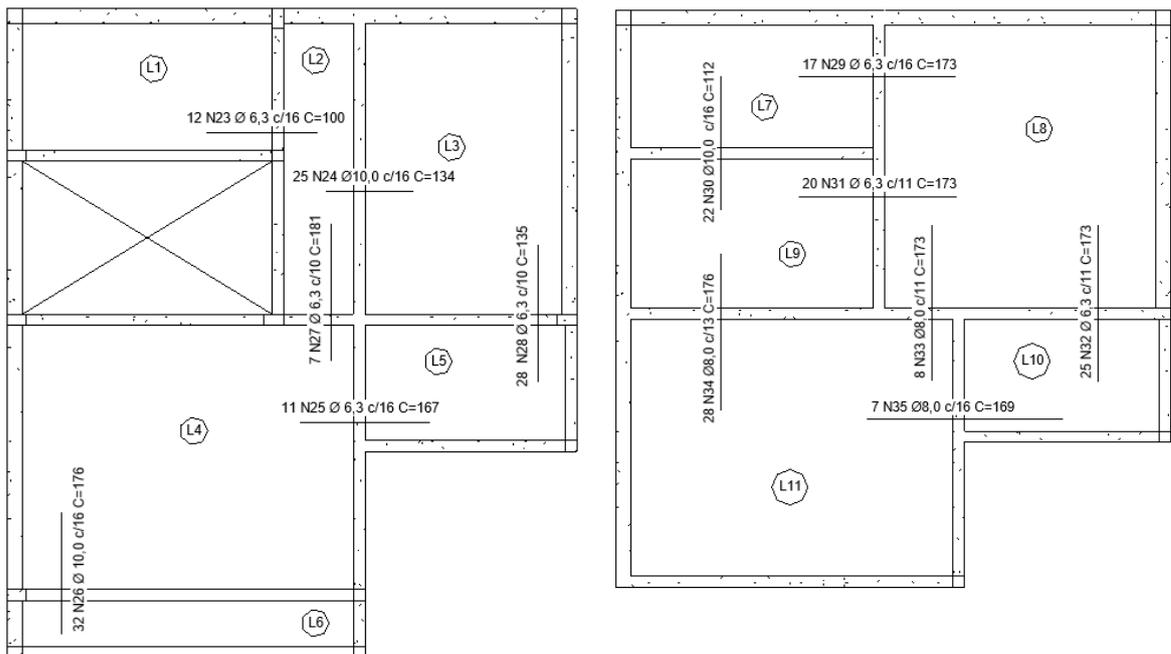
Na Figura 13, é possível observar o detalhamento das armaduras positivas, principais e secundárias, e na Figura 14, o detalhamento das armaduras negativas do primeiro pavimento e da cobertura, respectivamente.

Figura 13 – Detalhamento das armaduras positivas principais e secundárias



Fonte: Autoria Própria, 2021

Figura 14 – Detalhamento das armaduras negativas nas direções x e y.



Fonte: Autoria Própria, 2021

4.1.13 Verificação Das Flechas

Para prosseguir com o cálculo das verificações das flechas (Estado Limite de Serviço), é necessário saber em qual Estádio de deformação se encontra tal peça estrutural. Para isso, utiliza-se o cálculo do momento de fissuração proposto pela NBR 6118:2014, no qual considera-se que as lajes trabalham entre os Estádios I e II, e é descrito pela Equação 26:

$$M_f = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_t}{y_t} \quad (26)$$

Em que:

α é um fator de correlação entre as resistências à tração na flexão e à tração direta ($\alpha = 1,5$, para seções retangulares);

I_t é o momento de inércia da seção;

y_t é a distância entre o centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada (ABNT, 2014, p. 124).

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto:

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ para concretos de classes até C50;}$$

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração direta do concreto;

f_{ck} é a resistência característica do concreto (ABNT, 2014).

O momento fletor usado para comparar com o momento de fissuração calculado deve ser o das combinações raras (BASTOS, 2021). Segundo a NBR 6118, as combinações raras são combinações de serviço que acontecem algumas vezes na vida útil da estrutura e devem ser consideradas para verificação do ELS. Quando este momento é menor que o momento de fissuração ($M_a \leq M_f$), a peça se encontra no Estádio I, não havendo fissuras para este caso. Porém, caso contrário ($M_a > M_f$), a peça se encontra no Estádio II e quando isso acontece, é recomendado utilizar para a comparação a rigidez equivalente, também fornecida pela norma, através da fórmula a seguir:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (27)$$

Em que:

M_f é o momento de fissuração no elemento;

M_a o momento fletor atuante;

I_c é o momento de inércia da seção retangular de concreto;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada, dado pela Equação 28;

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} - \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (28)$$

$\alpha_e = E_s/E_{cs}$;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

A_s a área de aço, calculada para o ELU;

d a altura útil da peça

x_{II} é a posição da linha neutra na seção fissurada no estágio II, dado por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] \quad (29)$$

4.1.13.1 Flecha Imediata

De acordo com Pinheiro et. al (2003), a flecha imediata é dada pela expressão:

$$f_o = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I_c} \quad (30)$$

Da expressão:

f_o é a flecha imediata;

α é um coeficiente adimensional que pode ser encontrado nas tabelas de Pinheiro (1993), calculadas com base na classificação de vinculação e na relação λ (l_x/l_y).

b é a largura da peça, que, por convenção, foi adotada de 100 cm;

p é a carga distribuída para uma combinação quase permanente;

$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ (módulo de elasticidade secante do concreto);

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção retangular do concreto (Quando o momento fletor for maior que o momento de fissuração, deve ser utilizada a rigidez equivalente em vez do momento de inércia da seção).

Para as lajes unidirecionais, a flecha é calculada supondo a laje como sendo uma viga de 100 cm de largura e é analisada separadamente segundo o seu vão principal, assim como foram calculados os momentos fletores, mostrado na Figura 08.

4.1.13.2 Flecha Diferida no Tempo

A flecha adicional diferida no tempo diz respeito às deformações lentas causadas pelo carregamento ao longo do tempo levando em consideração a fluência do concreto. O valor desta flecha pode ser obtido multiplicando o valor da flecha imediata pelo coeficiente α_f dado pela Equação 31:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot p'} \quad (31)$$

Onde:

$$p' = A_s' / bd$$

A_s' a área de armadura sob compressão;

b a largura da seção;

d a altura útil da seção;

ξ é um coeficiente em função do tempo que pode ser encontrado na Tabela X.

Tabela 4 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coefficiente $\xi(t)$	0,00	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: ABNT, 2014

4.1.13.3 Flecha Total e Flechas-Limite

A flecha total é obtida multiplicando-se a flecha imediata pelo fator $(1 + \alpha_f)$, como mostrado na Equação.

$$f = f_o \cdot (1 + \alpha_f) \quad (32)$$

A NBR 6118:2014 estipula alguns valores máximos de deslocamentos permitidos. Para a estrutura em questão, serão considerados os valores máximos referentes ao efeito de

aceitabilidade sensorial, que estão explicados na Tabela 5. Mais precisamente, para análise, será tomado o valor de flecha-limite de $L/350$.

Tabela 5 – Limites para deslocamentos

Tipo de Efeito	Razão da Limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade Sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: ABNT, 2014 (adaptado)

4.1.14 Verificação ao Cisalhamento

A NBR 6118:2014 especifica no item 19.4.1 (p. 158) que as lajes maciças não precisam de uma armadura transversal quando a condição descrita na Equação 33 para as forças cortantes de cálculo for satisfeita:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (33)$$

Com a força resistente de cálculo dada pela fórmula:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (34)$$

Em que:

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$, é a tensão resistente de cálculo do concreto;

$\rho_1 = A_{s1}/b_w d$, não maior que $|0,02|$, em que A_{s1} é a área da seção da armadura de tração;

$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c$;

N_{Sd} é a força longitudinal na seção devido à protensão ou carregamento;

k é um coeficiente cujos valores são:

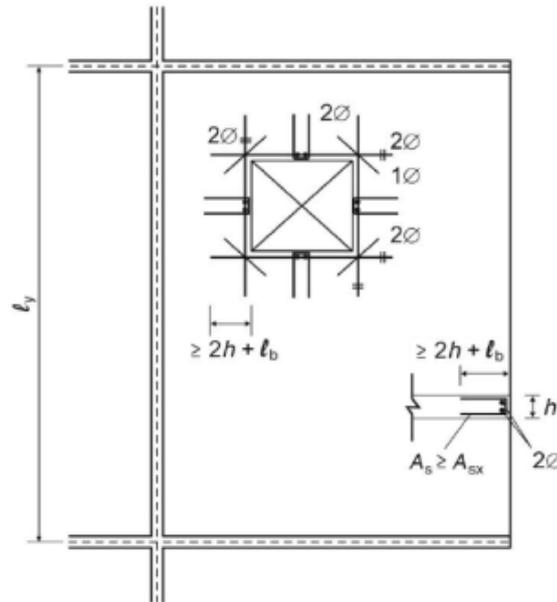
– $k = |1|$, para elementos onde metade de suas armaduras inferiores não chega até o apoio;

– $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, para os demais casos (ABNT, p.159, 2014).

4.1.15 Armaduras de Bordas Livres

Deve ser considerada ainda uma armadura para as lajes que possuam uma borda livre. No caso do projeto, tem-se apenas a L6 com uma de suas bordas livres. A disposição desta armadura adicional é mostrada na Figura 15.

Figura 15 – Armaduras adicionais para aberturas e bordas livres



Fonte: Bastos, 2021

4.2 DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL

4.2.1 Lançamento da Estrutura

Dada a versão Eberick® V8, utilizado durante a análise estrutural, o lançamento da estrutura obedeceu aos mesmos princípios do lançamento da estrutura para o dimensionamento manual. No entanto, algumas alterações precisaram ser feitas em uma das lajes devido à uma flecha excessiva acusada durante a etapa de processamento da estrutura. A laje foi a L6, e as alterações, envolveram o aumento em sua altura de 10 para 12 cm e o acréscimo na seção da viga de apoio entre a laje L6 e a laje adjacente.

4.2.2 Configurações das Ações

As ações foram configuradas para atender o que foi adotado e executado durante o dimensionamento anterior. Os coeficientes de ponderação das cargas permanentes foram ajustados, o coeficiente desfavorável foi alterado para 1,40 atendendo aos requisitos da NBR

6118:2014. Assim também foi feito para os fatores de combinação das cargas variáveis, foram modificados para atender os valores recomendado pela norma, para edificações residenciais, assumindo os valores de $\Psi_0 = 0,50$, $\Psi_1 = 0,40$ e $\Psi_2 = 0,30$.

4.2.3 Configurações de Análise

Na análise da estrutura, a única alteração se deu no tipo de processo. Foi escolhido o método de análise por ‘Pavimentos isolados’ em vez de ‘Pórtico espacial’. Essa escolha se deu pelo fato de que a estrutura, nesse caso, é analisada separadamente por pavimentos ao contrário de ser analisada em conjunto com a estrutura completa, e assim, se equiparar com o dimensionamento manual.

4.2.4 Configurações do Dimensionamento

Nas configurações do dimensionamento, o espaçamento máximo adotado foi de 20 cm para as armaduras principais e 33 cm para as armaduras máximas para atender as prescrições gerais do detalhamento de lajes da NBR 6118:2014. Na aba ‘Armaduras de continuidade’, o diâmetro mínimo escolhido foi de 6,3 mm e um espaçamento máximo de 20 cm. Na aba ‘Cisalhamento’ marcou-se a opção ‘Definido por norma’.

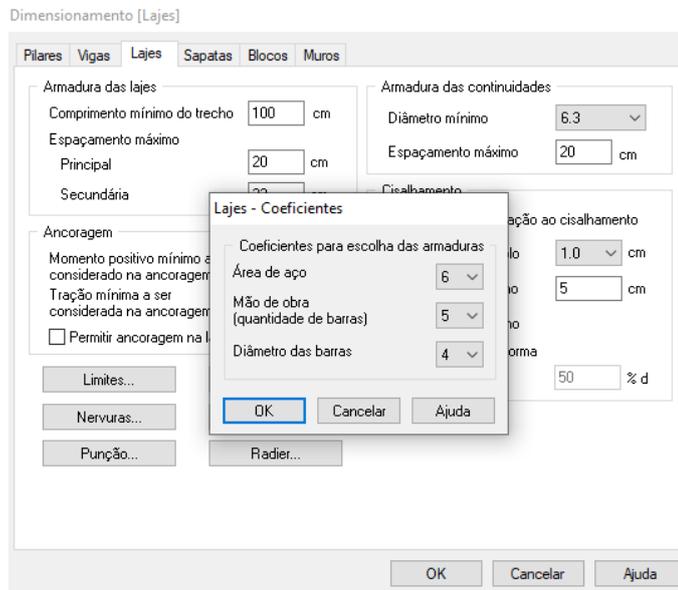
Figura 16 – Configurações do dimensionamento das lajes

Fonte: Autoria Própria, 2021

Os limites foram ajustados também: a taxa de armadura máxima foi fixada em 4% e a flecha máxima com um valor de $L/350$. Os coeficientes para área de aço, mão de obra e diâmetro

das barras foram 6, 5 e 4, respectivamente. Estes coeficientes representam a relevância, e quanto maior o valor destinado ao coeficiente, mais importância será dada aquele parâmetro no detalhamento.

Figura 17 – Coeficientes para escolha das armaduras



Fonte: Autoria Própria, 2021

4.2.5 Configurações dos Materiais e Durabilidade

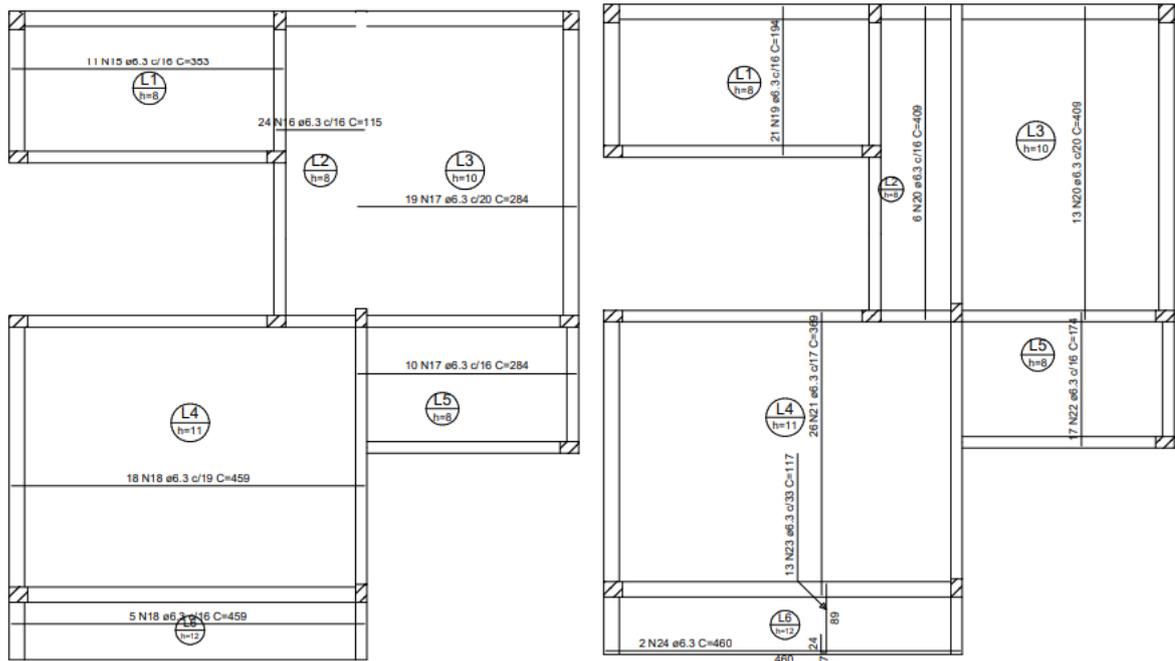
Nas configurações dos materiais e durabilidade, a Classe de Agressividade do Ambiente foi ajustada para o tipo II (Moderada), assim como já havia sido considerado anteriormente. O cobrimento mínimo foi alterado para as lajes, possuindo ao final um valor de 2,5 cm. A classe do concreto foi alterada para C30 e as barras foram selecionadas as de diâmetros 6,3 mm, 8 mm e 10 mm (CA-50), para as armaduras positivas e negativas.

4.2.6 Armaduras

4.2.6.1 Armaduras Positivas

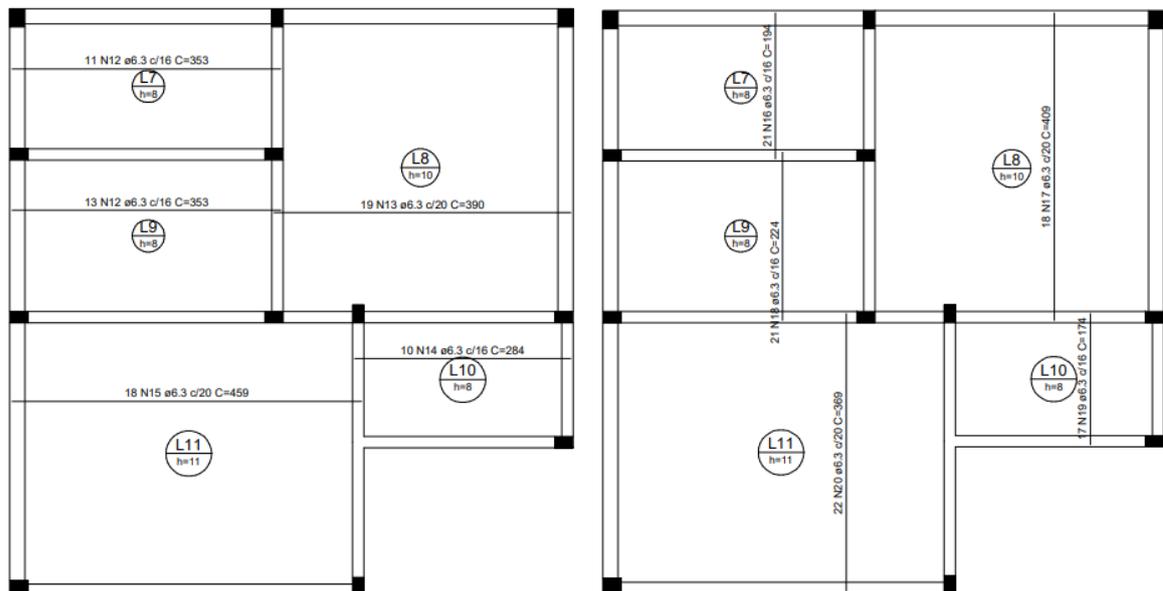
Após as configurações descritas nos tópicos anteriores, a estrutura foi ‘processada’, o que significa dizer que ela foi dimensionada. As armaduras positivas obtidas pelo software, no eixo x e y, estão descritas na Figura 18 (Pavimento 01) e na Figura 19 (Cobertura).

Figura 18 – Armaduras positivas principais e secundárias do Pavimento 01.



Fonte: Autoria Própria, 2021

Figura 19 – Armaduras positivas principais e secundárias da Cobertura.



Fonte: Autoria Própria, 2021

4.2.6.2 Armaduras Negativas

As armaduras negativas obtidas pelo software, no eixo x e y, estão descritas na Figura 20 (Pavimento 01) e na Figura 21 (Cobertura).

5 RESULTADOS

A partir do dimensionamento e do que foi obtido nas etapas anteriores, foi possível apresentar os dados para ambas as abordagens em tabelas de resumo de aço para as armaduras positivas e negativas calculadas. Para os dados obtidos no software, foram selecionadas para a comparação apenas as armaduras positivas e negativas, que foram as mesmas calculadas para o dimensionamento manual. Os dados são mostrados na Tabela 6 e na Tabela 7.

Tabela 6 – Resumo do aço para o dimensionamento manual.

RESUMO DO AÇO - DIM. MANUAL			
AÇO	DIAM	C. TOTAL (m)	PESO +10% (kg)
CA-50	6,3	1102,39	297,09
	8	361,83	157,22
	10	114,46	77,68
PESO TOTAL (kg)			
CA-50			531,99
TOTAL			531,99

Fonte: Autoria Própria, 2021

Tabela 7 – Resumo do aço para o dimensionamento computacional.

RESUMO DO AÇO - DIM. COMPUTACIONAL			
AÇO	DIAM	C. TOTAL (m)	PESO +10% (kg)
CA-50	6,3	1329,41	358,28
	8,0	202,22	87,86
	10,0	54,3	36,85
PESO TOTAL (kg)			
CA-50			482,99
TOTAL			482,99

Fonte: Autoria Própria, 2021

Com base nos dados apresentados, a diferença entre os pesos de aço que deverão ser empregados na mesma estrutura considerando dimensionamentos diferentes foi de 49,0 kg. Essa diferença é relativamente pequena, porém vale lembrar que quanto maior as dimensões da estrutura (maior número de pavimentos, ou maior número de lajes por pavimento), essa diferença pode aumentar.

É interessante perceber também que, no dimensionamento computacional, o software deu prioridade as armaduras de menor diâmetro, o que pode ser comprovado pela menor quantidade de armaduras com diâmetro de 10 mm (quase 40 kg a menos que na abordagem manual) e pela maior quantidade de barras de 6,3 mm (cerca de 60 kg a mais). No dimensionamento manual, isso se dá muitas vezes por escolha do projetista. Já no computacional, a escolha dos Coeficientes para as armaduras, explicado no item 4.3.4, se mostra de muita importância na economia quando se trata da armação da estrutura.

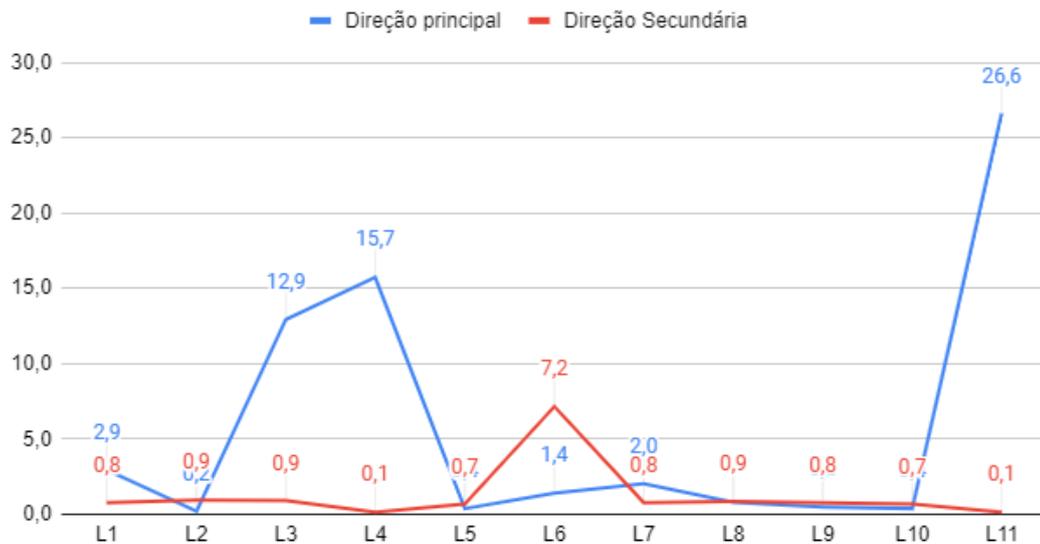
Para uma melhor análise, definiu-se que essa comparação seria feita de uma forma mais específica, com a finalidade de entender em quais aspectos os dimensionamentos se assemelham e em quais eles se distanciam. Para isso, foram montadas duas tabelas, além das tabelas de relação de aço que podem ser encontradas no Apêndice A e de resumo de aço mostradas anteriormente. As tabelas de análise foram divididas em armaduras positivas e negativas e não foram considerados os 10% adicionais no peso do aço, que geralmente acompanha os quadros resumos de aço, mas como essas tabelas são para análise de diferenças, esse acréscimo não surtiria efeito na comparação. A comparação das armaduras positivas é mostrada na Tabela 8.

Tabela 8 – Diferenças das quantidades de armaduras positivas requeridas, em kg.

ARMADURAS POSITIVAS				
Lajes	COMPUTACIONAL		MANUAL	
	Direção Principal	Direção Secundária	Direção Principal	Direção Secundária
L1	21,04	9,51	18,11	10,29
L2	6,76	6,01	6,98	6,96
L3	13,22	13,03	26,16	13,93
L4	23,51	20,24	39,25	20,11
L5	7,25	6,96	7,63	7,63
L6	3,73	7,88	5,13	15,03
L7	9,98	9,51	12,02	10,29
L8	18,15	18,04	18,96	18,90
L9	11,52	11,24	12,02	12,01
L10	7,25	6,96	7,63	7,63
L11	19,89	20,24	46,52	20,11

Fonte: Autoria Própria, 2021

Figura 22 - Diferença entre as armaduras positivas, em kg.



Fonte: Autoria própria

No geral, os números não se distanciaram muito, porém, é importante observar os três casos em que a diferença apresentada foi muito grande e todas elas ocorreram na direção principal da laje, direção esta que é a mais solicitada. Em todos os três casos, a abordagem computacional reduziu consideravelmente a quantidade de aço utilizada. A maior das diferenças está presente na armadura positiva da laje L11, que no dimensionamento manual, a quantidade de armadura de tração quase triplicou.

Quando há uma menor previsão de armaduras positivas no dimensionamento computacional, significa dizer que no meio dos vãos destas vigas, os momentos fletores são menores do que os que foram previstos no dimensionamento manual, e conseqüentemente, menores esforços de tração. Neste sentido, é possível perceber que a abordagem computacional favorece a economia em relação a abordagem manual, que acabou excedendo consideravelmente a utilização de aço para as armaduras positivas na direção principal das lajes.

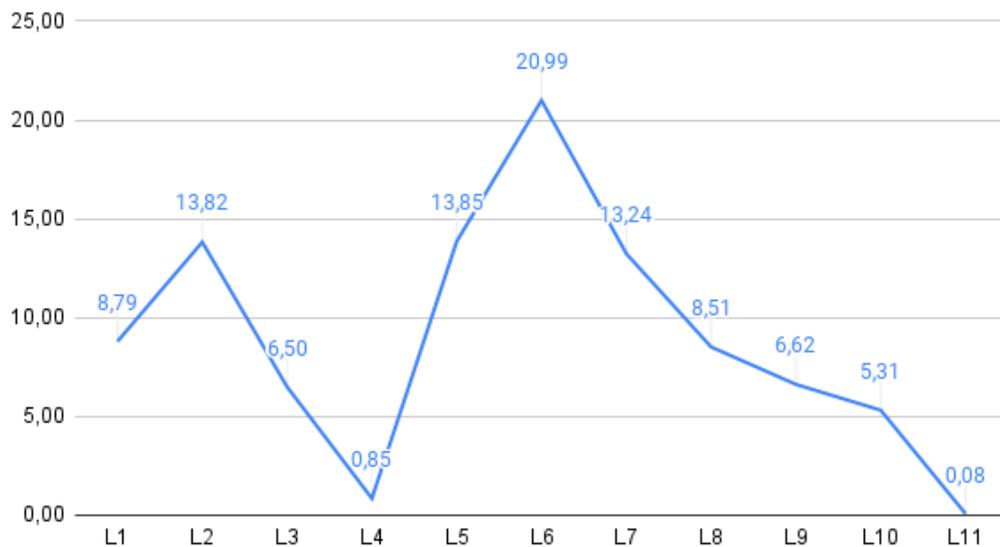
Em se tratando das armaduras negativas entre as lajes, o mesmo aconteceu. Existiram algumas disparidades notáveis nas diferenças entre as abordagens, e essas disparidades também envolviam as mesmas lajes onde ocorreram grandes diferenças para os momentos positivos, conforme mostrado na Tabela 9 e na Figura 23.

Tabela 9 – Diferenças das quantidades de armaduras negativas requeridas, em kg.

ARMADURAS NEGATIVAS		
Lajes	COMPUTACIONAL	MANUAL
L1 - L2	11,73	2,94
L2 - L3	6,85	20,67
L2 - L4	9,60	3,10
L3 - L5	10,11	9,26
L4 - L5	18,35	4,50
L4 - L6	13,76	34,75
L7 - L8	20,44	7,21
L7 - L9	6,69	15,20
L8 - L9	15,10	8,48
L8 - L10	15,91	10,60
L8 - L11	5,39	5,47
L9 - L11	33,50	19,47
L10 - L11	13,35	4,67

Fonte: Autoria Própria, 2021

Figura 23 - Diferenças das armaduras negativas, em kg.



Fonte: Autoria própria

Neste caso especificamente, o dimensionamento computacional foi capaz de reduzir (em relação ao manual) a quantidade de armadura nos encontros L2 – L3 e L4 – L6, porém nos outros dois casos destacados, o dimensionamento manual foi o que destinou menos armaduras.

Os dados apresentados também mostram que existiram alguns outros casos que os dimensionamentos se distinguiram, em menor proporção. Considerando a abordagem computacional como sendo a mais precisa, em termos de análise, é possível dizer que, para as armaduras negativas, a abordagem manual oferece menos segurança aos encontros de lajes, visto que em muitos casos este dimensionamento ofereceu uma quantidade de aço bem menor para resistir os esforços do que os que foram calculados pelo software.

Portanto, de acordo com os dados apresentados, foi possível observar que, para as armaduras positivas, a diferença entre as duas abordagens se mostrou mais distante para as barras da direção principal das lajes, sendo que o dimensionamento computacional ofereceu uma menor quantidade de aço (mais eficiente). Contudo, em se tratando das armaduras negativas, ambos dimensionamentos apresentaram valores mais econômicos para alguns casos e menos para outros, na mesma proporção.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Vale ressaltar também que alguns critérios adotados ao longo do trabalho contribuíram para que essa diferença não fosse ainda maior. Por exemplo, o método de análise da estrutura utilizado no Eberick® foi o de ‘Pavimentos Isolados’, como descrito no item 4.2.3. Essa análise se equipara ao dimensionamento manual. Porém, a estrutura pode ainda ser analisada através da análise de ‘Pórtico Espacial’, no qual ela é processada como sendo uma estrutura completa e não com elementos separados.

Mesmo sendo analisados pelos mesmos critérios, a eficiência do software ao dimensionamento manual pode ser explicada ainda por outro ponto. As condições de vinculação utilizadas na abordagem manual, são limitadas e nem sempre representam como a laje está disposta realmente. Foi o caso da Laje 02 do projeto (Figura 01), em que uma de suas bordas estava tanto engastada em uma laje como também se encontrava apoiada na outra parte do comprimento da borda. Para esses casos, é feita uma aproximação e para efeitos de cálculo, a borda foi considerada como sendo apenas apoiada. Essas aproximações podem distanciar o dimensionamento da realidade.

Ainda sobre as vinculações, Bastos (2021) afirma que existem os engastes elásticos entre as lajes, não sendo considerados inicialmente nos cálculos de caráter manual. De acordo com as classificações, só é possível considerar as vinculações: apoio simples, engaste perfeito e borda livre. Isso também reflete no dimensionamento porque nem sempre as lajes estarão engastadas perfeitamente uma na outra.

Algumas sugestões para trabalhos futuros são: a comparação entre o dimensionamento manual e o dimensionamento computacional analisado através de um pórtico, a fim de comparar o quanto essa diferença de análise pode impactar na quantidade de material empregado e consequentemente na economia da obra; análise de como as condições de vinculação consideradas para as lajes pode impactar no dimensionamento; e por fim, a utilização de estruturas de grande porte para este tipo de análise.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. ABNT, 2014, 238p.

_____. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120. ABNT, 2019, 61p.

_____. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, NBR 8681. ABNT, 2003, 18p.

PINHEIRO, L. M. Concreto armado: tabelas e ábacos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1994.

SOUZA, V.C.M.; CUNHA, A.J.P. (1994). Lajes em Concreto Armado e Protendido. Niterói, Ed. da Universidade Federal Fluminense, 580p.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira; Projeto e Construção de Lajes Nervuradas de Concreto Armado. São Carlos – Universidade Federal de São Carlos, 2005.

ARAÚJO COELHO, Ronaldo Sérgio de; Concreto armado na prática. São Luís: UEMA Ed, 2008.

SOUZA, V.C.M.; CUNHA, A.J.P. (1994). **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. Niterói, Ed. da Universidade Federal Fluminense, 580p.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo de Detalhamento de estruturas de concreto armado**. 4. Ed. São Carlos: EdUfscar – editora Universidade Federal de São Carlos, 2015.

BATTAGIN, Arnaldo Forti. **Uma Breve História do Cimento Portland**. Associação Brasileira de Cimento Portland. 11 de novembro de 2009. Disponível em <<https://abcp.org.br/basico-sobre-cimento/historia/uma-breve-historia-do-cimento-portland/>>. Acesso em: 17 de fevereiro de 2021.

IBRACON. São Paulo: **Concreto: O material mais utilizado no mundo**. Revista Concreto e Construções. 2009. INSS 1809-7197. Versão online. Disponível em: http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf. Acesso em: 19 fev. 2021.

COSTA, Edilberto. **Projeto Estrutural em Concreto Armado com Abordagem Manual e Computacional**. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016, 184p.

KAEFER, Luís Fernando. **A Evolução do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista. São Paulo. Dezembro, 1998. 43p.

METHA, Kumar P.; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto - Estrutura, propriedades e materiais**, Ed. Pini, São Paulo, 1994.

PETRUCCI, E.G., **Concreto de Cimento Portland**: São Paulo: Globo, 1998.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**, 5ª ed. Bookman Editora, 2015, 912 p.

LIMA, Flávio Túlio de. **Sistema De Monitoramento E Controle De Umidade Em Concretos Em Processo De Cura**. Universidade Federal de Uberlândia. Patos de Minas, 2017.

MELO, Felipe Guimarães de Souza. **Análise da influência do tempo de cura na resistência à compressão do concreto**. 60 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

RODOLPHO, P. M. (2007). **Comportamento do concreto no estado fresco contendo areia britada**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E, DM - 011A/07 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160p.

ALVES, Rogério. (2017). **Resistência Mecânica De Concreto De Cimento Portland: Correlação De Ensaio À Compressão Axial Com Esclerometria**. Centro Universitário Univates, Lajeado, junho de 2017, 100p.

ARAÚJO, José Milton de. **Estruturas de concreto: modelos de previsão da fluência e da retração do concreto** - Rio Grande: Editora Dunas, 2002, 31p. Disponível em <http://www.editoradunas.com.br/dunas/Numero_04.pdf>. Acesso em 07 de março de 2021.

HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. **Concreto de cimento Portland**. Cap. 29. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto: IBRACON. 2010.

SANTOS, Roberto Eustáquio dos. **A Armação Do Concreto No Brasil** - História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, março de 2008, 338p.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Lajes em Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, São Paulo, fevereiro de 2021. Disponível em <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>>. Acesso em: 13 de março de 2021.

PINHEIRO, Libânio M. MUZARDO, Cassiane D. **Estruturas de Concreto – Estados Limites de Serviço**. Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas, out. de 2003. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/ELS.pdf>>. Acesso em: 18 de abril de 2021.

GIUGLIANI, Eduardo. **Sistemas Estruturais II: Cargas atuantes sobre estruturas**. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Faculdade de Engenharia. Janeiro de 2014. Disponível em <https://www.politecnica.pucrs.br/professores/giugliani/ARQUITETURA_-_Sistemas_Estruturais_II/02_Cargas_Atuentes_sobre_Estruturas.pdf>. Acesso em: 12 de abril de 2021.

PINHEIRO, Libânio M. MUZARDO, Cassiane D. SANTOS, Sandro P. **Lajes Maciças**. Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas, 26 de maio de 2003. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/ELS.pdf>>. Acesso em: 18 de abril de 2021.

DEICHMANN, Alexandre. **Projeto Estrutural Em Concreto Armado De Uma Residência Unifamiliar De Dois Pavimentos**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016. Disponível em <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/171374/TCC-Alexandre_deichmann.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 06 de fevereiro de 2021.

MARIANO, M. A. C. **Aplicação e análise da utilização do software Eberick em um projeto residencial popular**. 2015. 80 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015. Disponível em <<https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/124186/000818279.pdf;sequence=1>>. Acesso em: 20 de maio de 2021.

APÊNDICE A

CRITÉRIO DE PROJETO	
Classe de Agressividade Ambiental	CAA-II
Classe de Concreto Utilizado	C30
Resistência do Concreto (MPa)	30
Cobrimento Mínimo (cm)	2,5

PROPRIEDADES DAS LAJES												
	Laje	γ_n^1	Dimensões (m)		Altura estimada (cm)	Altura mínima (cm)	Altura adotada (cm)	Vãos Efetivos (m)		λ	Tipo de Armação	Vínculo ²
			Largura	Comp.				Largura	Comp.			
PAVIMENTO 1	L1	-	3,44	2,00	8,00	8,0	8,0	3,42	1,83	1,871	Bidirecional	2A
	L2	-	1,14	4,00	6,00	8,0	8,0	1,06	3,98	3,750	Unidirecional	3
	L3	-	2,83	4,00	10,00	8,0	10,0	2,73	3,98	1,459	Bidirecional	3
	L4	-	4,65	3,68	11,00	8,0	11,0	4,48	3,60	1,243	Bidirecional	2B
	L5	-	2,75	1,80	8,00	8,0	8,0	2,75	1,65	1,667	Bidirecional	3
	L6	1,45	4,65	0,83	5,00	10,0	10,0	4,48	0,83	5,424	Unidirecional	9
COBERTURA	L7	-	3,52	1,93	8,00	8,0	8,0	3,42	1,83	1,871	Bidirecional	3
	L8	-	3,89	4,08	10,00	8,0	10,0	3,79	3,98	1,050	Bidirecional	3
	L9	-	3,52	2,15	8,00	8,0	8,0	3,42	2,15	1,588	Bidirecional	5B
	L10	-	2,75	1,73	7,00	8,0	8,0	2,75	1,65	1,667	Bidirecional	3
	L11	-	4,65	3,68	11,00	8,0	11,0	4,48	3,60	1,243	Bidirecional	2B

¹ Coeficiente adotado pela NBR 6118:2014 para lajes em balanços, que prevê uma majoração nas cargas finais da laje.

² Tipo de laje quanto à vinculação segundo a classificação das tabelas de Barés.

AÇÕES (kN/m ²)												
Carregamentos		LAJES										
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9 ¹	L10	L11
g	Peso Próprio	2,00	2,00	2,50	2,75	2,00	2,50	2,00	2,50	3,34	2,00	2,75
	Contrapiso	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
	Revestimento	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	-	-	-	-	-	-
	Rev. inferior	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	-	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
	Cobertura	-	-	-	-	-	-	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
	Alvenaria	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
q	Acidentais	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
p (kN/m²)		5,36	5,36	5,86	6,11	5,36	5,26	3,95	4,45	5,29	3,95	4,70

¹ Para a laje L9, o peso próprio da laje foi somado ao peso da caixa d'água de 1000 litros, o equivalente a uma carga de peso de 9,81 kN distribuídos por uma área efetiva de 7,35 m² (1,34 kN/m²).

COMBINAÇÕES DE AÇÕES											
p (kN/m²)	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
ELU	7,50	7,50	8,20	8,55	7,50	7,37	5,53	6,23	7,41	5,53	6,58
ELS - QP	4,31	4,31	4,81	5,06	4,31	3,28	3,60	4,10	4,94	3,60	4,35
ELS - F	4,46	4,46	4,96	5,21	4,46	3,33	3,65	4,15	4,99	3,65	4,40
ELS - R	5,36	5,36	5,86	6,11	5,36	3,63	3,95	4,45	5,29	3,95	4,70

MOMENTOS FLETORES CARACTERÍSTICOS - LAJES BIDIRECIONAIS									
Laje	Tipo	μ_{x+}	μ_{x-}	μ_{y+}	μ_{y-}	m_{x+}	m_{x-}	m_{y+}	m_{y-}
L1	2A	8,31	0	3,56	12,08	7,27	0,00	0,89	3,02
L3	3	4,61	10,21	2,3	8,01	2,81	6,22	2,98	10,38
L4	2B	4,51	10	2,52	0	7,73	17,13	2,79	0,00
L5	3	5,14	11,06	1,96	8,14	2,92	6,28	0,40	1,66
L7	3	5,51	11,6	1,69	8,17	3,55	7,48	0,31	1,50
L8	3	2,94	7,43	2,68	7,18	2,62	6,63	2,64	7,07
L9	5B	3,85	8,12	1,24	5,66	3,33	7,01	0,42	1,94
L10	3	5,14	11,06	1,96	8,14	2,15	4,63	0,30	1,23
L11	2B	4,51	10,01	2,52	0	5,94	13,19	2,15	0,00

MOMENTOS FLETORES CARACTERÍSTICOS - LAJES UNIDIRECIONAIS				
Laje	m_{x+}	m_{x-}	m_{y+}	m_{y-}
L2	0	0	0,34	0,61
L6	0,16	1,12	0	0

MOMENTOS DE SERVIÇO - LAJES BIDIRECIONAIS									
Laje	Tipo	μ_{x+}	μ_{x-}	μ_{y+}	μ_{y-}	m_{x+}	m_{x-}	m_{y+}	m_{y-}
L1	2A	8,31	-	3,56	12,08	5,19	-	0,64	2,16
L3	3	4,61	10,21	2,3	8,01	2,01	4,44	2,13	7,42
L4	2B	4,51	10	2,52	-	5,52	12,24	2,00	-
L5	3	5,14	11,06	1,96	8,14	2,08	4,48	0,29	1,19
L7	3	5,51	11,6	1,69	8,17	2,54	5,34	0,22	1,07
L8	3	2,94	7,43	2,68	7,18	1,87	4,74	1,88	5,05
L9	5B	3,85	8,12	1,24	5,66	2,38	5,01	0,30	1,38
L10	3	5,14	11,06	1,96	8,14	1,54	3,30	0,21	0,88
L11	2B	4,51	10,01	2,52	-	4,24	9,42	1,53	-

MOMENTOS DE SERVIÇO - LAJES UNIDIRECIONAIS				
Laje	mx+	mx-	my+	my-
L2	-	-	0,42	0,75
L6	0,17	1,24	-	-

COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS	
mx-	
L4 - L6	13,70
L7 - L9	7,25
L9 - L11	10,55
L8 - L10	5,63
L8 - L11	10,55
my-	
L1 - L2	2,42
L2 - L3	8,31
L4 - L5	1,33
L7 - L8	5,65
L8 - L9	5,65

COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS	
mx+	
L4	9,44
L6	-
L7	3,67
L8	3,13
L9	-
L10	-
L11	7,26
my+	
L1	1,19
L2	-
L3	4,02
L5	0,57
L7	-
L8	3,34
L9	-

REAÇÕES DE APOIO - LAJES BIDIRECIONAIS										
Laje	Tipo	λ	vx	vx'	vy	vy'	Vx	Vx'	Vy	Vy'
L1	2A	1,871	3,17	-	2,96	4,33	3,10	-	2,90	4,24
L3	3	1,459	2,85	4,16	2,17	3,17	4,55	6,65	3,47	5,06
L4	2B	1,243	3,05	4,47	1,83	-	6,72	9,83	4,03	-
L5	3	1,667	3,03	4,44	2,17	3,17	2,68	3,93	1,92	2,80
L7	3	1,871	3,17	4,65	2,17	3,17	2,29	3,35	1,56	2,29
L8	3	1,050	2,27	3,32	2,17	3,17	3,82	5,59	3,65	5,34
L9	5B	1,588	-	3,76	1,71	2,50	-	4,28	1,94	2,84
L10	3	1,667	3,03	4,44	2,17	3,17	1,98	2,89	1,41	2,07
L11	2B	1,243	3,05	4,47	1,83	-	5,17	7,56	3,10	-

REAÇÕES DE APOIO - LAJES UNIDIRECIONAIS				
Laje	Vx	Vx'	Vy	Vy'
L2	2,13	3,55	0,88	0,88
L6	0,45	0,45	-	2,99

MOMENTOS DE FISSURAÇÃO						
Laje	Fctm (MPa)	Ic (cm ⁴)	yt (cm)	Mf (kN.m/m)	Ma (kN.m/m)	Verificação
L1	2,896	4266,7	4,0	463,43	519,5	Estádio II
L2	2,896	4266,7	4,0	463,43	75,3	Estádio I
L3	2,896	8333,3	5,0	724,12	741,7	Estádio II
L4	2,896	11091,7	5,5	876,18	1223,6	Estádio II
L5	2,896	4266,7	4,0	463,43	448,3	Estádio I
L6	2,896	8333,3	5,0	724,12	123,5	Estádio I
L7	2,896	4266,7	4,0	463,43	534,4	Estádio II
L8	2,896	8333,3	5,0	724,12	504,8	Estádio I
L9	2,896	4266,7	4,0	463,43	500,9	Estádio II
L10	2,896	4266,7	4,0	463,43	330,4	Estádio I
L11	2,896	11091,7	5,5	876,18	942,1	Estádio II

Laje	Mf / Ma	As (cm ² /m)	d (cm)	x ii (cm)	I ii (cm ⁴)	EI eq (kN.m ²)	Ecs*Ic (kN.m ²)	(EI)eq ≤ Ecs*Ic
L1	0,892	3,32	5,1	1,3855	-267,858	797,08	1152,00	OK!
L3	0,976	1,31	7,2	1,1111	-329,193	2087,93	2250,00	OK!
L4	0,716	2,80	8,1	1,6718	-742,587	972,79	2994,75	OK!
L7	0,867	1,69	5,2	1,0446	-187,904	733,83	1152,00	OK!
L9	0,925	1,53	5,2	0,9997	-175,823	902,21	1152,00	OK!
L11	0,930	3,34	8,1	1,8077	-831,214	2364,82	2994,75	OK!

FLECHAS IMEDIATAS					
Laje	λ	alfa	p (kN/m ²)	lx (m)	fo
L1	1,871	10,122	4,31	1,83	3,63E-10
L2	3,750	-	4,31	1,06	2,64E-11
L3	1,459	4,337	4,81	2,73	4,41E-10
L4	1,243	4,236	5,06	3,60	1,04E-09
L5	1,667	4,897	4,31	1,65	1,17E-10
L6	5,424	-	3,28	0,83	8,74E-11
L7	1,871	5,283	3,60	1,83	1,58E-10
L8	1,050	2,72	4,10	3,79	8,78E-10
L9	1,588	2,81	4,94	2,15	2,22E-10
L10	1,667	4,897	3,60	1,65	9,79E-11
L11	1,243	4,236	4,35	3,60	8,92E-10

FLECHAS DIFERIDAS NO TEMPO			
Laje	As' (cm ² /m)	p'	αf
L1	1,20	0,235	0,1567
L2	4,25	0,820	0,0476
L3	4,25	0,592	0,0654
L4	4,91	0,607	0,0638
L5	1,20	0,231	0,1591
L6	4,91	0,684	0,0568
L7	3,65	0,704	0,0552
L8	2,67	0,372	0,1020
L9	2,50	0,482	0,0797
L10	3,64	0,702	0,0554
L11	3,64	0,450	0,0852

FLECHAS TOTAIS E FLECHAS-LIMITE			
Laje	f	f lim	Verificação
L1	4,19E-10	5,21E-03	Verificado
L2	2,77E-11	3,03E-03	Verificado
L3	4,70E-10	7,79E-03	Verificado
L4	1,10E-09	1,03E-02	Verificado
L5	1,36E-10	4,71E-03	Verificado
L6	9,24E-11	2,36E-03	Verificado
L7	1,67E-10	5,21E-03	Verificado
L8	9,67E-10	1,08E-02	Verificado
L9	2,40E-10	6,14E-03	Verificado
L10	1,03E-10	4,71E-03	Verificado
L11	9,68E-10	1,03E-02	Verificado

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO							
Laje	τ_{Rd} (kN/m ²)	ρ_1	d	k	Vrd1 (kN)	Vsd (kN)	Vsd \leq Vrd1
L1	362,059	0,0065	5,1	1,549	41,78	4,24	Verificado!
L2	362,059	0,0023	5,2	1,548	37,57	3,55	Verificado!
L3	362,059	0,0018	7,2	1,528	50,60	6,65	Verificado!
L4	362,059	0,0035	8,1	1,519	59,61	9,83	Verificado!
L5	362,059	0,0025	5,2	1,548	37,79	3,93	Verificado!
L6	362,059	0,0021	7,2	1,528	51,02	2,99	Verificado!
L7	362,059	0,0033	5,2	1,548	38,67	3,35	Verificado!
L8	362,059	0,0015	7,2	1,528	50,12	5,59	Verificado!
L9	362,059	0,0030	5,2	1,548	38,32	4,28	Verificado!
L10	362,059	0,0016	5,2	1,548	36,68	2,89	Verificado!
L11	362,059	0,0041	8,1	1,519	60,80	7,56	Verificado!

RELAÇÃO DO AÇO- DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL (PAVIMENTO 01)					
Aço	N	QTD	DIAM	UNIT. (cm)	C. TOTAL (cm)
CA-50	9	12	6,3	171	2052
	10	12	6,3	62	744
	11	33	6,3	227	7491
	12	8	6,3	252	2016
	13	10	6,3	211	2110
	14	26	6,3	216	5616
	15	11	6,3	353	3883
	16	24	6,3	115	2760
	17	29	6,3	284	8236
	18	23	6,3	459	10557
	19	21	6,3	194	4074
	20	19	6,3	409	7771
	21	26	6,3	369	9594
	22	7	6,3	174	1218
	23	13	6,3	117	1521
	24	2	6,3	460	920
	25	15	8,0	198	2970
26	3	8,0	83	249	
27	13	8,0	187	2431	

RELAÇÃO DO AÇO- DIMENSIONAMENTO COMPUTACIONAL (COBERTURA)					
Aço	N	QTD	DIAM	UNIT. (cm)	C. TOTAL (cm)
CA-50	10	12	6,3	454	5448
	11	21	6,3	130	2730
	12	24	6,3	353	8472
	13	19	6,3	390	7410
	14	10	6,3	284	2840
	15	18	6,3	459	8262
	16	21	6,3	194	4074
	17	18	6,3	409	7362
	18	21	6,3	224	4704
	19	17	6,3	174	2958
	20	22	6,3	369	8118
	21	23	8,0	225	5175
	22	14	8,0	273	3822
	23	2	8,0	91	182
	24	7	8,0	195	1365
	25	19	8,0	212	4028
	26	14	10,0	147	2058
	27	12	10,0	281	3372

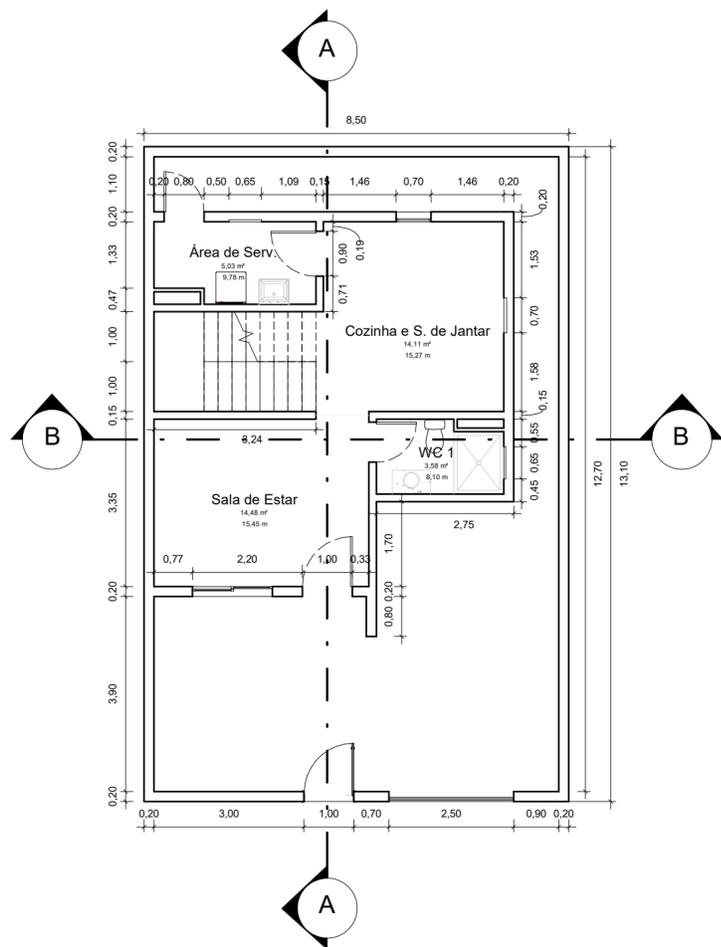
RELAÇÃO DO AÇO - DIMENSIONAMENTO MANUAL					
Aço	N	QTD	DIAM	UNIT. (cm)	C. TOTAL (cm)
CA-50	1	24	8,0	191	4584
	2	25	6,3	114	2850
	3	38	6,3	281	10678
	4	27	8,0	368	9936
	5	18	6,3	173	3114
	6	23	6,3	91	2093
	7	22	6,3	191	4202
	8	20	6,3	387	7740
	9	22	6,3	223	4906
	10	18	6,3	173	3114
	11	32	8,0	368	11776
	12	12	6,3	350	4200
	13	7	6,3	406	2842
	14	14	6,3	406	5684
	15	18	6,3	456	8208
	16	11	6,3	283	3113
	17	5	6,3	456	2280
	18	12	6,3	350	4200
	19	19	6,3	406	7714
	20	14	6,3	350	4900
	21	11	6,3	283	3113
	22	18	6,3	456	8208
	23	12	6,3	100	1200
	24	25	10,0	134	3350
	25	11	6,3	167	1837
	26	32	10,0	176	5632
	27	7	6,3	181	1267
	28	28	6,3	135	3780
	29	7	6,3	173	1211
	30	22	10,0	112	2464
	31	20	6,3	173	3460
	32	25	6,3	173	4325
	33	8	8,0	173	1384
	34	28	8,0	176	4928
	35	7	8,0	169	1183
	36	23	8,0	104	2392

ARMADURA POSITIVA PRINCIPAL													
Laje	h (cm)	ϕ_x	dx	x	β	As, calc (cm ² /m)	As, min (cm ² /m)	As (cm ² /m)	n (barras/m)	S (m)	S max (m)	Quant. de Barras	Comp. (cm)
L1	8,0	0,8	5,1	0,16	0,020	3,32	0,80	3,32	7	0,14	0,16	24	191
L2	8,0	0,63	5,2	0,05	0,006	0,15	1,20	1,20	4	0,25	0,16	25	114
L3	10,0	0,63	7,2	0,27	0,027	1,31	1,01	1,31	5	0,20	0,20	20	281
L4	11,0	0,8	8,1	0,83	0,076	2,80	1,11	2,80	6	0,17	0,20	27	368
L5	8,0	0,63	5,2	0,08	0,009	1,30	0,80	1,30	5	0,20	0,16	18	173
L6	10,0	0,63	7,2	0,02	0,002	0,05	1,50	1,50	5	0,20	0,20	23	91
L7	8,0	0,63	5,2	0,51	0,063	1,69	0,80	1,69	6	0,17	0,16	22	191
L8	10,0	0,63	7,2	0,33	0,033	1,09	1,01	1,09	4	0,25	0,20	20	387
L9	8,0	0,63	5,2	0,46	0,057	1,53	0,80	1,53	5	0,20	0,16	22	223
L10	8,0	0,63	5,2	0,29	0,036	0,70	0,80	0,80	3	0,33	0,16	18	173
L11	11,0	0,8	8,1	0,64	0,058	3,34	1,11	3,34	7	0,14	0,20	32	368

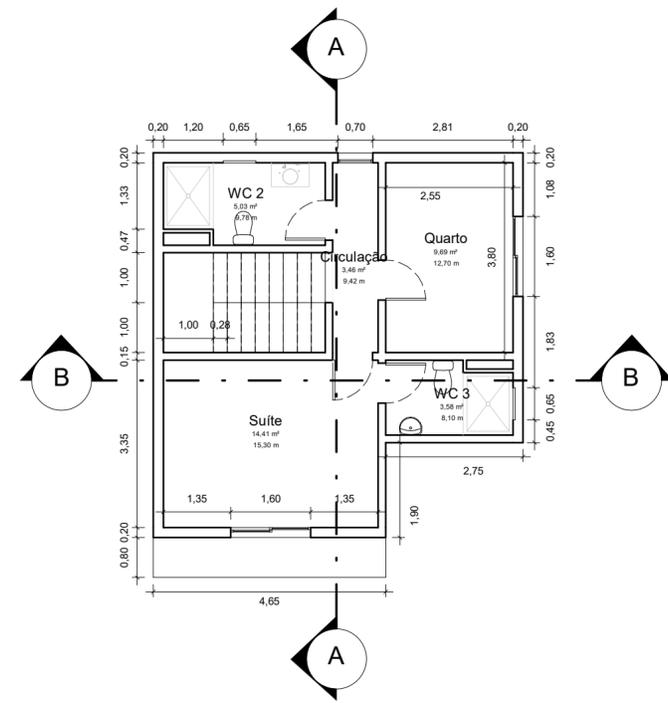
ARMADURA POSITIVA SECUNDÁRIA															
Laje	h (cm)	ϕ_x	ϕ_y	dx	dy	x	β	As, calc (cm ² /m)	As, min (cm ² /m)	As (cm ² /m)	n (barras/m)	S (m)	S max (m)	Quant. de Barras	Comprimento (cm)
L1	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	0,18	0,0228	0,536	0,804	0,804	3	0,33	0,16	12	350
L2	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	-	-	-	1,2	1,200	4	0,25	0,16	7	406
L3	10,0	0,63	0,63	7,2	6,6	0,43	0,0432	0,921	1,005	1,005	4	0,25	0,20	14	406
L4	11,0	0,63	0,63	8,2	7,6	0,26	0,0234	0,795	1,1055	1,106	4	0,25	0,20	18	456
L5	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	0,09	0,0108	0,253	0,804	0,804	3	0,33	0,16	11	283
L6	10,0	0,63	0,63	7,2	6,6	-	-	-	1,5	1,500	5	0,20	0,20	5	456
L7	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	0,05	0,0059	0,139	0,804	0,804	3	0,33	0,16	12	350
L8	10,0	0,63	0,63	7,2	6,6	0,33	0,0334	1,019	1,005	1,019	4	0,25	0,20	19	406
L9	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	0,06	0,0080	0,189	0,804	0,804	3	0,33	0,16	14	350
L10	8,0	0,63	0,63	5,2	4,6	0,04	0,0056	0,131	0,804	0,804	3	0,33	0,16	11	283
L11	11,0	0,63	0,63	8,2	7,6	0,20	0,0179	0,610	1,1055	1,106	4	0,25	0,20	18	456

ARMADURA NEGATIVA														
Laje	h (cm)	ϕ	d	x	β	As, calc (cm ² /m)	As, min (cm ² /m)	As (cm ² /m)	n (barras/m)	S (m)	S max (m)	Quantidade de barras	Comprimento mín. (cm)	Comprimento (cm)
L1 - L2	8,0	0,63	5,2	0,33	0,06	1,10	1,2	1,20	4	0,25	0,16	12	30	100
L2 - L3	8,0	1,00	5,0	1,27	0,25	4,25	1,2	4,25	6	0,17	0,16	25	40	134
L2 - L4	8,0	0,63	5,2	-	-	-	1,2	1,20	4	0,25	0,16	7	54	181
L3 - L5	8,0	0,63	5,2	0,89	0,17	2,99	1,2	2,99	10	0,10	0,16	28	40	135
L4 - L5	8,0	0,63	5,2	0,18	0,03	0,60	1,2	1,20	4	0,25	0,16	11	50	167
L4 - L6	10,0	1,00	7,0	1,47	0,21	4,91	1,5	4,91	7	0,14	0,20	32	53	176
L7 - L8	8,0	0,63	5,2	0,80	0,15	2,67	1,2	2,67	9	0,11	0,16	17	52	173
L7 - L9	8,0	1,00	5,0	1,09	0,22	3,65	1,2	3,65	5	0,20	0,16	22	34	112
L8 - L9	8,0	0,63	5,2	0,80	0,15	2,67	1,2	2,67	9	0,11	0,16	20	52	173
L8 - L10	8,0	0,63	5,2	0,01	0,00	2,50	1,2	2,50	9	0,11	0,16	25	52	173
L8 - L11	10,0	0,8	7,1	1,09	0,15	3,64	1,5	3,64	8	0,13	0,20	8	55	182
L10 - L11	8,0	0,8	5,1	0,17	0,03	0,56	1,2	1,20	3	0,33	0,16	7	51	169
L9 - L11	10,0	0,8	7,1	1,09	0,15	3,64	1,5	3,64	8	0,13	0,20	28	53	176

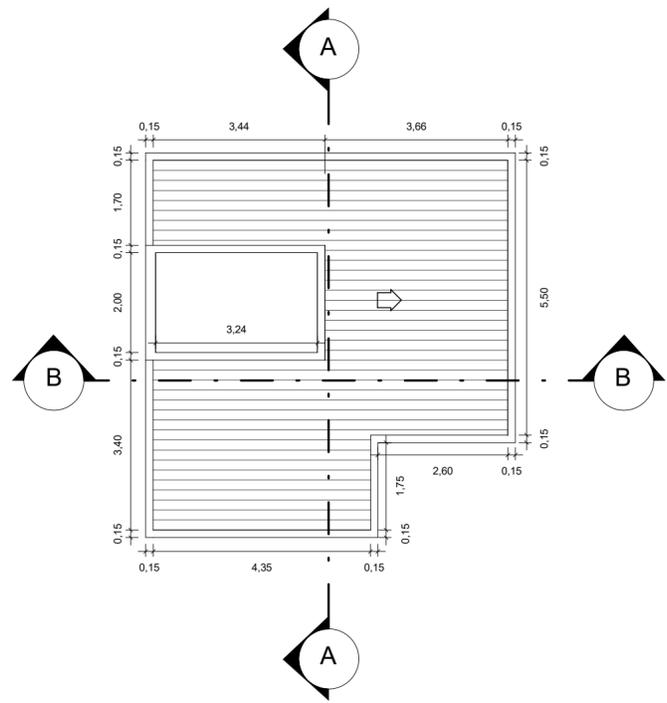
ARMADURAS DE BORDA LIVRE						
Laje	h (cm)	ϕ (cm)	Lb (cm)	Comprimento (cm)	S max	Quant. de Barras
L6	10,0	0,8	27	104	0,2	23



1 PLANTA BAIXA - TÉRREO
ESCALA 1:100



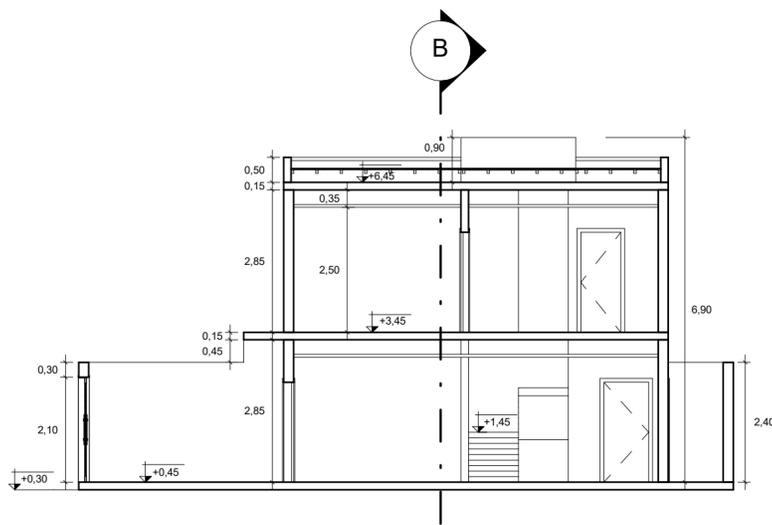
2 PLANTA BAIXA - PAV 01
ESCALA 1:100



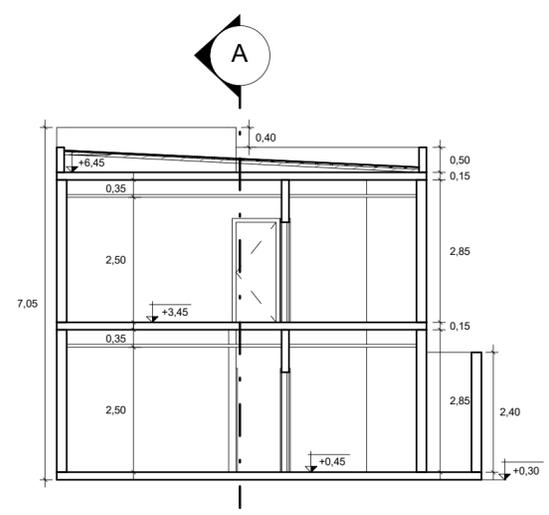
3 PLANTA DE COBERTURA
ESCALA 1:100

QUADRO DE PORTAS			
CÓD	QNTD	COMPRIMENTO	ALTURA
P1	1	1,00	2,20
P2	1	1,00	2,10
P3	1	1,00	2,00
P4	6	0,80	2,00
P5	1	0,90	2,00

QUADRO DE JANELAS				
CÓD	QNTD	LARGURA	ALTURA	ALTURA DO PEITORIL
J1	3	1,60	1,40	0,85
J2	4	0,65	0,40	
J3	3	0,70	1,00	



4 CORTE A
ESCALA 1:100



5 CORTE B
ESCALA 1:100

QUADRO DE AMBIENTES			
NOME	ÁREA	PERÍMETRO	PÉ DIREITO
PLANTA BAIXA - TÉRREO			
Área de Serv.	5,03 m²	9,78 m	2,44 m
Cozinha e S. de Jantar	14,11 m²	15,27 m	2,44 m
Sala de Estar	14,48 m²	15,45 m	2,44 m
WC 1	3,58 m²	8,10 m	2,44 m
PLANTA BAIXA - PAVIMENTO SUPERIOR			
WC 2	5,03 m²	9,78 m	2,44 m
Circulação	3,46 m²	9,42 m	2,44 m
Quarto	9,69 m²	12,70 m	2,44 m
Suite	14,41 m²	15,30 m	2,44 m
WC 3	3,58 m²	8,10 m	2,44 m

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA		
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
PROJETO	PROJETO ARQUITETÔNICO	
PRANCHAS	PLANTAS BAIXAS, PLANTA DE COBERTURA, CORTES E QUADROS DE ÁREA E ESQUADRIAS	
ALUNO	JOSÉ ERICK DUARTE ALMEIDA	CAJAZEIRAS - PB, 2021