

UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PELOTAS
WILLIAM PEREIRA BRAGA

**ANÁLISE COMPARATIVA EM UMA EDIFICAÇÃO DE PEQUENO
PORTE EM CONCRETO ARMADO ENTRE O CÁLCULO
ESTRUTURAL MANUAL E O COM O AUXÍLIO DO
SOFTWARE SCIA ENGINEER**

Pelotas
2018

WILLIAM PEREIRA BRAGA

**ANÁLISE COMPARATIVA EM UMA EDIFICAÇÃO DE PEQUENO
PORTE EM CONCRETO ARMADO ENTRE O CÁLCULO
ESTRUTURAL MANUAL E O COM O AUXÍLIO DO
SOFTWARE SCIA ENGINEER**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pelotas como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador (a): Christiane Brizolara de Freitas

**Pelotas
2018**

**ANÁLISE COMPARATIVA EM UMA EDIFICAÇÃO DE PEQUENO
PORTE EM CONCRETO ARMADO ENTRE O CÁLCULO
ESTRUTURAL MANUAL E O COM O AUXÍLIO DO
SOFTWARE SCIA ENGINEER**

BANCA EXAMINADORA

Orientador Prof. (a) _____

1º Examinador Prof. (a) _____

2º Examinador Prof. (a) _____

Pelotas, 4 de julho de 2018

DEDICATÓRIA

A minha família, pelo incentivo.

A minha mãe pelo apoio constante.

Agradecimentos
À Universidade Católica de Pelotas,
À Orientadora, Prof^a Christiane Brizolara de Freitas, pelo acompanhamento.

RESUMO

Com o avanço das tecnologias no mundo da informática nas últimas décadas, surgiram diversos softwares de cálculo estrutural no mercado propostos a analisar e simular de forma real estruturas de concreto armado. Nesse trabalho utilizou-se o software SCIA Engineer em sua versão estudantil, a fim de comparar e analisar as áreas de aço aplicadas ao concreto das lajes e vigas com cálculo estrutural manual, indicando as particularidades utilizadas por cada método na obtenção dos resultados. Para as lajes no cálculo estrutural manual, utilizou-se o método de Czerny onde não são levadas em consideração a rigidez a torção, simplificando a análise estrutural das mesmas e considerando-as como painéis isolados engastados em todos os bordos. Já para as vigas analisadas de forma isolada no cálculo estrutural manual, foi adotado o método das charneiras plásticas (método aproximado) para a obtenção das reações de apoio das lajes sobre as mesmas. No software SCIA Engineer foi realizada uma análise linear sobre a estrutura sem considerar os efeitos de segunda ordem no cálculo. O estudo de caso de uma edificação de pequeno porte mostrou através da análise de resultados entre os dois métodos de cálculo que os mesmos foram satisfatórios para uma estrutura otimizada e correta.

Palavras-chave: Análise, Concreto Armado, Software.

ABSTRACT

With the advancement of technologies in the market, the latest, the emergence of proposed structural analysis software in the market and the analysis of real structures of reinforced concrete. In this work the software SCIA Engineer was used in its version of study, a manual of comparison and the work areas at the same time as the manual of slabs and beams with the structural manual, pointing out as particularities for each one of the results. For manual costing, use the calculation method so that they are taken into account for rigidity, simplifying the structural analysis and considering them as being presented in all respects. For the beams analyzed in an isolated way in the manual structural calculation, the plastic series method was used to fix the support reactions of the slabs on them. In SCIA Engineer software was analyzed linearly on a structure without considering second order data in the calculation. The case study of a small building was carried out through the analysis of results between the two calculation methods that were satisfactory for an optimized and correct structure.

Keywords: Analysis, Armed Concrete, Software.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Idealização do comportamento linear da estrutura | 18 |
| Figura 2: Idealização do comportamento não-linear da estrutura | 19 |
| Figura 3: Idealização de métodos aproximados + vigas contínuas | 21 |
| Figura 4: Idealização do Método dos Elementos Finitos (MEF) | 23 |
| Figura 5: Estado Limite Último (ELU) alcançado..... | 25 |
| Figura 6: Estado Limite de Serviço (ELS) alcançado | 25 |
| Figura 7: Fórmula das combinações últimas normais | 27 |
| Figura 8: Diagrama das etapas da pesquisa..... | 30 |
| Figura 9: Áreas de influência de pilares | 34 |
| Figura 10: Lançamento das seções transversais no SCIA Engineer..... | 44 |
| Figura 11: Importação da planta de formas pré-dimensionada..... | 45 |
| Figura 12: Lançamento dos elementos de barra (pilares e vigas)..... | 45 |
| Figura 13: Lançamento dos elementos de placa (lajes) | 46 |
| Figura 14: Carregamentos lançados no SCIA Engineer..... | 47 |
| Figura 15: Carregamento de alvenaria sendo lançado na estrutura..... | 47 |
| Figura 16: Combinações na estrutura | 48 |
| Figura 17: Laje 106 (S24)..... | 50 |
| Figura 18: Laje 204 (S1)..... | 52 |
| Figura 19: Laje 301 (S12)..... | 54 |
| Figura 20: Áreas consideradas nas reações das lajes 106 e 107 sobre a viga 15 (B51) | 57 |
| Figura 21: Viga 15 (B51) com carregamento..... | 57 |
| Figura 22: Gráfico dos momentos fletores - Viga 15 (B51) | 58 |
| Figura 23: Gráfico do esforço cortante - Viga 15 (B51) | 59 |
| Figura 24: Áreas consideradas nas reações das lajes 203 e 204 sobre a viga 27 (B32) | 61 |
| Figura 25: Viga 27 (B32) com carregamento..... | 61 |
| Figura 26: Gráfico dos momentos fletores - Viga 27 (B32) | 62 |
| Figura 27: Gráfico do esforço cortante - Viga 27 (B32) | 63 |
| Figura 28: Área considerada na reação da laje 301 sobre a viga 37 (B28)..... | 65 |
| Figura 29: Viga 37 (B28) com carregamento..... | 65 |
| Figura 30: Gráfico dos momentos fletores - Viga 37 (B28) | 66 |

| | |
|--|----|
| Figura 31: Gráfico do esforço cortante - Viga 37 (B28) | 67 |
| Figura 32: Comparativo armadura positiva lajes – Direção X (menor vão) | 69 |
| Figura 33: Comparativo armadura positiva lajes – Direção Y (maior vão) | 70 |
| Figura 34: Comparativo armadura longitudinal positiva – Vigas..... | 71 |
| Figura 35: Comparativo armadura transversal – Vigas | 72 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 1: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ | 28 |
| Quadro 2: Valores do coeficiente γ_{f2} | 29 |
| Quadro 3: Valores do coeficiente γ_{corr} | 32 |
| Quadro 4: Tensão ideal de cálculo | 33 |
| Quadro 5: Coeficiente de majoração do carregamento | 35 |
| Quadro 6: Classes de agressividade ambiental (CAA) | 43 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1: Dimensões adotadas no pré-dimensionamento dos pilares | 35 |
| Tabela 2: Espessuras adotadas no pré-dimensionamento das lajes | 38 |
| Tabela 3: Carregamento da alvenaria aplicado nas vigas desconsiderando as aberturas | 39 |
| Tabela 4: Cargas de pressão dinâmica do vento | 42 |
| Tabela 5: Coeficientes para laje engastada em todos os bordos | 50 |
| Tabela 6: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – (lajes direção X) | 69 |
| Tabela 7: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – lajes (direção Y) | 70 |
| Tabela 8: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – Vigas (armadura positiva) | 71 |
| Tabela 9: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – Vigas (armadura transversal)..... | 72 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 13 |
| 1.1. OBJETIVOS..... | 14 |
| 1.1.1. OBJETIVO GERAL | 14 |
| 1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 14 |
| 1.2. JUSTIFICATIVA..... | 14 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 15 |
| 2.1. A UTILIZAÇÃO DE SOFTWARES DE CÁLCULO ESTRUTURAL | 15 |
| 2.2. SOFTWARES UTILIZADOS | 16 |
| 2.2.1. SCIA ENGINEER | 16 |
| 2.2.2. FTOOL | 17 |
| 2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL | 17 |
| 2.4.1 ANÁLISE LINEAR | 17 |
| 2.4.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR | 19 |
| 2.5. MODELOS ESTRUTURAIS..... | 20 |
| 2.5.1. MANUAL (MÉTODOS APROXIMADOS + VIGAS CONTÍNUAS) | 20 |
| 2.5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)..... | 22 |
| 2.6. AÇÕES E COMBINAÇÕES EM UMA ESTRUTURA..... | 23 |
| 2.6.1. ESTADOS LIMITES..... | 23 |
| 2.6.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) | 24 |
| 2.6.1.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)..... | 25 |
| 2.6.2. AÇÕES..... | 25 |
| 2.6.2.1. AÇÕES PERMANENTES..... | 26 |
| 2.6.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS | 26 |
| 2.6.2.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS | 26 |
| 2.6.3. COMBINAÇÕES DAS AÇÕES | 27 |
| 2.6.3.1. COEFICIENTES PARA AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES..... | 28 |
| 3. METODOLOGIA | 30 |
| 3.1. PROJETO ARQUITETÔNICO..... | 31 |
| 3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS | 31 |
| 3.2.1. PILARES..... | 31 |
| 3.2.2. VIGAS | 36 |
| 3.2.3. LAJES | 37 |
| 3.3. CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO..... | 38 |

| | |
|--|-----------|
| 3.3.1. CARGA PERMANENTE (G)..... | 38 |
| 3.3.2. CARGA ACIDENTAL (Q)..... | 40 |
| 3.3.3. CARGA DE VENTO..... | 40 |
| 3.3.4. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL (CAA)..... | 43 |
| 3.4. MODELAGEM, CARREGAMENTO E COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA UTILIZANDO O SOFTWARE SCIA ENGINEER..... | 44 |
| 3.4.1. MODELAGEM DA ESTRUTURA..... | 44 |
| 3.4.2. CARREGAMENTO DA ESTRUTURA | 46 |
| 3.4.3. COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA..... | 48 |
| 3.6 ELEMENTOS ESTRUTURAIS CALCULADOS COM O AUXÍLIO DO SOFTWARE SCIA ENGINEER..... | 49 |
| 3.6.1. LAJES | 49 |
| 3.6.2. VIGAS | 49 |
| 3.7 ELEMENTOS ESTRUTURAIS CALCULADOS DE FORMA MANUAL | 49 |
| 3.7.1. LAJES | 49 |
| 3.7.2. VIGAS | 56 |
| 4. RESULTADOS | 69 |
| 4.1 COMPARATIVO DAS ÁREAS DE AÇO CALCULADAS ENTRE OS DOIS MÉTODOS DE CÁLCULO..... | 69 |
| 4.1.1. LAJES | 69 |
| 4.1.2. VIGAS | 71 |
| 5. CONCLUSÃO | 73 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 74 |
| ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO DA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR..... | 76 |
| ANEXO B – ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-DIMENSIONADOS | 81 |
| ANEXO C – ESTRUTURA MODELADA NO SOFTWARE SCIA ENGINEER | 85 |
| ANEXO D – RESULTADOS E DETALHAMENTOS OBTIDOS ATRAVÉS DO SOFTWARE SCIA ENGINEER..... | 89 |

1. INTRODUÇÃO

As tecnologias do mundo digital estão cada vez mais presentes no ramo da construção civil, sendo estas grandes aliadas no projeto e execução de estruturas. Posto isto, entende-se que nesse setor onde existe uma grande exigência no cumprimento de prazos, a utilização de *softwares* auxilia na prestação de serviços, garantindo uma maior competitividade as empresas.

Partindo-se do pretexto de que o sistema construtivo de estruturas em concreto armado é o mais adotado no Brasil, por ser considerado relativamente mais barato, mais seguro e de pouca exigência quanto à mão-de-obra qualificada, é válida a realização de estudos para a otimização deste método construtivo. No entanto, por haver uma maior complexidade na análise estrutural de elementos de concreto armado – precisamente por depender de dois materiais e não apenas de um e da união entre os mesmos – o mercado da construção civil, como qualquer outro acaba demandando maior produtividade associada à qualidade em menor tempo.

No passado, com o pouco acesso a recursos computacionais o cálculo estrutural era desenvolvido manualmente principalmente através de métodos aproximados + vigas contínuas (KIMURA, 2007). Neste modelo cada elemento estrutural (laje, viga e pilar) era analisado e dimensionado de forma isolada, o que acarretava em um processo longo e duradouro. Vale ressaltar que o mesmo é ainda muito utilizado para a validação de resultados nos dias atuais.

Com a evolução da informática nas últimas décadas e conseqüentemente dos *softwares* de cálculo estrutural, surgiram novos modelos estruturais mais sofisticados, sendo estes capazes de analisar as estruturas de forma global e proporcionar mudanças significativas na concepção estrutural das mesmas. Neste contexto destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), método este utilizado pela grande maioria dos *softwares* de cálculo estrutural da atualidade.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do trabalho é comparar resultados de alguns elementos estruturais (lajes e vigas) obtidos através do *software* SCIA Engineer com os cálculos realizados manualmente através de métodos aproximados + vigas contínuas, a fim de quantificar possíveis diferenças em relação às áreas de aço das armaduras que serão aplicadas ao concreto.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Apresentar o roteiro de cálculo, bem como as peculiaridades dos dois métodos de cálculos a serem comparados.
- Modelagem e dimensionamento da superestrutura em concreto armado de uma residência unifamiliar de dois pavimentos através do *software* de cálculo estrutural SCIA Engineer.

1.2. JUSTIFICATIVA

Devido ao grande número de *softwares* de cálculo estrutural desenvolvidos nas últimas décadas, o cálculo manual através de métodos aproximados + vigas contínuas vem se tornando pouco utilizado devido principalmente ao seu alto grau de simplificação. Porém, para edifícios usuais de poucos pavimentos, como é o caso da edificação em estudo nesse trabalho, esse modelo de cálculo estrutural continua sendo apropriado, o qual possui aproximações satisfatórias.

Diante das considerações apresentadas anteriormente, é essencial que os profissionais que atuam na área de cálculo estrutural compreendam a forma como são idealizadas as estruturas nos *softwares* e as considerações que estes fazem sobre as mesmas. Sendo assim, é importante que o engenheiro estrutural saiba interpretar os resultados através do seu conhecimento teórico, bem como solucionar prováveis problemas que possam ocorrer durante a etapa de elaboração do projeto estrutural, pois por mais sofisticado que seja um *software* de cálculo, este deve ser visto apenas como uma ferramenta auxiliar.

Posto isto, entende-se que a análise comparativa entre dois ou mais métodos de cálculo estrutural, neste caso o manual e o com o auxílio do *software* SCIA Engineer é de suma importância para que se tenha uma estrutura com segurança, funcionalidade e durabilidade.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. A UTILIZAÇÃO DE SOFTWARES DE CÁLCULO ESTRUTURAL

Até há algum tempo, era impossível calcular uma estrutura diversas vezes, ou mesmo com mais detalhes e requintes, os processamentos eram extremamente lentos e muitas simplificações tinham que ser adotadas. Atualmente pode-se afirmar que os projetos estruturais são executados por meio de *softwares* disponíveis comercialmente, o que de certa forma conduziu a mudanças significativas na concepção estrutural das estruturas. Através desse método de dimensionamento estrutural é possível simular o comportamento físico da estrutura a um nível de precisão satisfatório, mais próximo do que ocorre na realidade, se comparado com os modelos de cálculo simplificados. Os *softwares* de cálculo estrutural podem auxiliar tanto na obtenção de resultados numéricos como na sua representação gráfica.

Segundo KIMURA (2007) é possível classificar os sistemas computacionais destinados à elaboração de projetos estruturais nos seguintes tipos:

Software de análise: serve para calcular os esforços e deslocamentos de uma estrutura. Não executa o dimensionamento das armaduras e nem gera as plantas finais. Usual para análise de projetos de estruturas de grande porte.

Software de desenho: serve para gerar desenhos genéricos, não direcionados exclusivamente para a engenharia civil. São os softwares chamados como CAD.

Software de dimensionamento/verificação de elemento isolado: serve para dimensionar um elemento (viga, pilar ou laje) de forma isolada da estrutura. Ideal para fazer rápidas verificações.

Sistema integrado: abrange todas as etapas do projeto. Calcula a estrutura, dimensiona e detalha as armaduras, gera e imprime os desenhos finais. É o tipo de *software* mais utilizado para projetar edifícios de concreto.

2.2. SOFTWARES UTILIZADOS

2.2.1. SCIA ENGINEER

O SCIA Engineer se caracteriza por ser um *software* de sistema integrado de análise estrutural multimaterial para todos os tipos de projeto que vão desde dimensionamento de edifícios, construções industriais, até obras de infraestrutura. Além de uma ferramenta de modelagem de estruturas em 3D, gerador de malhas automáticas, suas funcionalidades integram ferramentas de checagem, otimização da estrutura e uma variedade de normas nacionais e internacionais. O cálculo das estruturas no mesmo pode ser realizado através de análise estática, dinâmica, linear ou não linear, utilizando como base o Método dos Elementos Finitos (MEF).

O grande benefício deste *software* de cálculo estrutural é que o mesmo utiliza a tecnologia BIM. O “*Building Information Modeling*” (BIM) ou “Modelagem de Informação da Construção”, é uma tecnologia que oferece uma plataforma de integração bastante versátil, capaz de compatibilizar os projetos arquitetônicos, estruturais e complementares de uma edificação. Tal integração faz com que arquitetos e engenheiros trabalhem com um grau de confiabilidade bastante alto, detectando antecipadamente as incompatibilidades construtivas de um projeto, sendo assim possível minimizar erros comuns encontrados no processo “*Computer Aided Design*” (CAD) ou “Desenho auxiliado por computador”. Em outras palavras em vez de realizar uma modelagem a partir do zero, é possível acelerar esse processo reutilizando as informações do modelo de referência, onde as alterações subsequentes neste modelo são propagadas de maneira controlada para o modelo de análise do engenheiro e vice versa.

Logo abaixo segue um fluxo de trabalho adotado pelo SCIA Engineer para análise de modelos estruturais utilizando a tecnologia BIM:

- a) Importar o modelo estrutural como um modelo de referência;
- b) Converter o modelo estrutural para o modelo de análise;

- c) Executar a análise e o cálculo estrutural e conseqüentemente alterar o projeto;
- d) Exportar o modelo estrutural para uma coordenação colaborativa (outro *software*).

2.2.2. FTOOL

Desenvolvido na PUC-Rio, o Ftool é umas das mais conhecidas ferramentas para análise de elementos bidimensionais, tendo como principal objetivo expor o comportamento estrutural de algum elemento da estrutura (viga, pilar, etc.), através de uma modelagem simples e eficiente. Através do mesmo é possível construir gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, especificando fatores desejados para a análise estrutural.

2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é uma das mais importantes fases de um projeto estrutural, através dela é possível determinar efeitos de cargas sobre estruturas físicas e seus componentes. Ao final da análise estrutural, obtêm-se resultados de esforços correspondentes, deslocamentos e deformações, os quais são de suma importância para verificar a capacidade usual de uma estrutura. Existem diferentes tipos de análise estrutural, sendo que, as mais utilizadas e também previstas na NBR-6118:2014 são: análise linear e análise não-linear.

De acordo com FRANÇA JR (2015, apud KIMURA, 2007), para se realizar a análise das estruturas em concreto armado, geralmente emprega-se a análise linear, pois mesmo sabendo que esse material tem um comportamento não-linear, utiliza-se deste artifício a fim de simplificar a análise. O uso da análise linear e o motivo no qual se realiza esta simplificação, se dá ao fato de que quando se tira proveito de uma análise não-linear, a esta automaticamente é atribuído um custo computacional muito grande.

2.4.1 ANÁLISE LINEAR

É o tipo de análise estrutural que pode ser utilizada nas verificações de Estado Limite de Serviço (ELS), podendo também ser empregada na verificação do

Estado Limite Último (ELU) no caso de materiais dúcteis. Segundo KIMURA (2007) na análise linear, a resposta da estrutura tem um comportamento proporcional ao acréscimo de cargas. Em outras palavras se aplicarmos uma carga “2P” em uma determinada estrutura, o deslocamento resultante será proporcional ao acréscimo de carga, ou seja, igual a “2d” como podemos ver na figura 2.

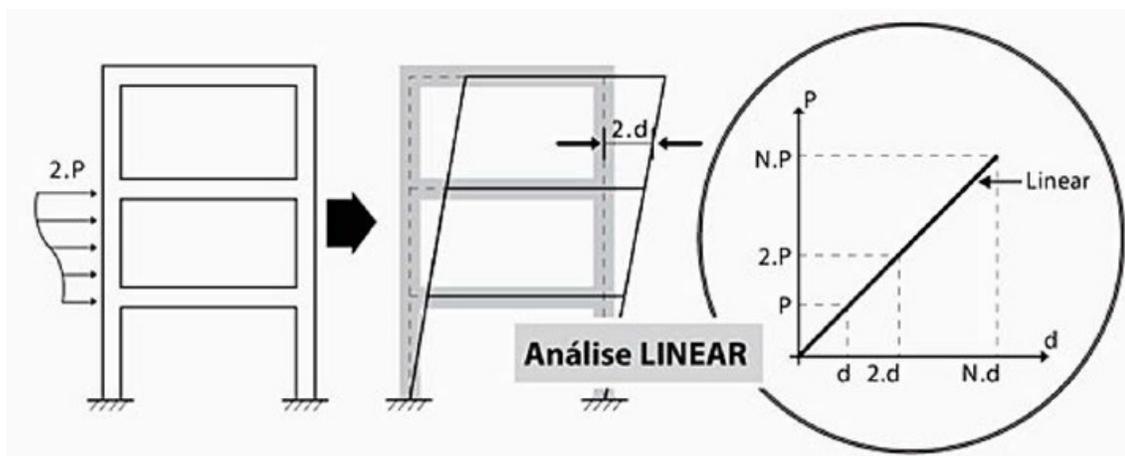


Figura 1: Idealização do comportamento linear da estrutura

Fonte: KIMURA (2007)

A análise linear leva em consideração os estudos feitos pelo cientista inglês Robert Hooke, conhecida como Lei de Hooke. Essa lei estabelece que exista uma relação linear entre tensão e deformação e, em consequência disso, há uma constante de proporcionalidade responsável por esta relação denominada Módulo de Elasticidade, sendo o seu valor dependente do tipo de material utilizado (FRANÇA JR, 2015, apud FONTES, 2005). Sendo:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E$$

(1)

Onde:

σ : Tensão (Pa);

ε : Deformação elástica longitudinal do corpo de prova, (adimensional);

E: Módulo de elasticidade ou Módulo de Young (MPa ou GPa).

2.4.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Diferentemente da análise linear, em uma análise não-linear, a resposta da estrutura tem um comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas, isto porque existem dois fatores principais que geram esse tipo de comportamento (KIMURA,2007):

- Alteração das propriedades dos materiais que compõem a estrutura, designada “não-linearidade física” (NLF);
- Alteração da geometria da estrutura, designada “não-linearidade geométrica” (NLG).

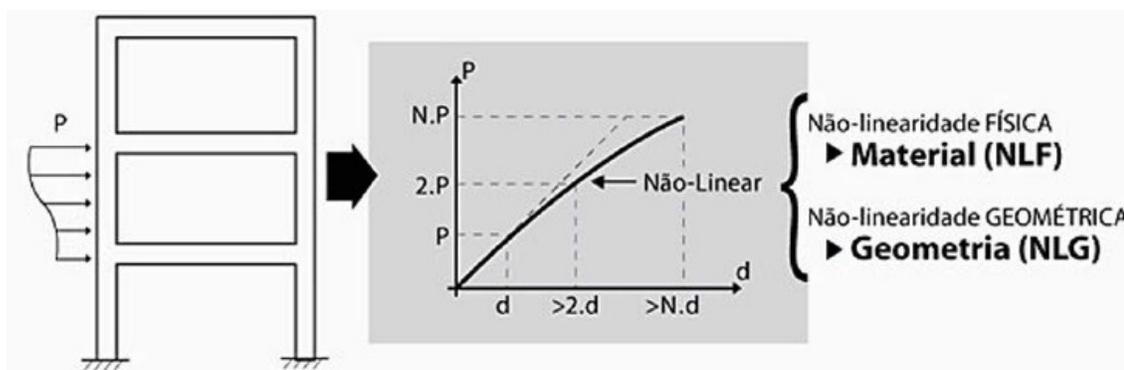


Figura 2: Idealização do comportamento não-linear da estrutura

Fonte: KIMURA (2007)

Ainda segundo o mesmo autor pela análise não-linear, é possível simular o comportamento de um edifício de concreto armado de forma muito mais realista, pois as não-linearidades (físicas e geométricas) estão presentes na vida real de uma estrutura.

De acordo com FRANÇA JR (2015, apud FONTES,2005), a não linearidade nas estruturas pode ser associada ao fato de que o concreto armado é um material que possui alterações em suas propriedades, sendo que a isso se dá o nome de não linearidade física (NLF). Juntamente com a não-linearidade física há também a não linearidade geométrica (NLG), caracterizada pela alteração da geometria da estrutura quando o carregamento é aplicado, gerando os chamados

efeitos globais de 2ª ordem, ou seja, a estrutura se desloca e a rigidez final não é mais a mesma que a rigidez inicial.

2.5. MODELOS ESTRUTURAIS

Um modelo estrutural nada mais é do que um protótipo que procura simular através de um *software* ou não, uma edificação em condições semelhantes às encontradas na vida real. Existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregados na análise de edifícios de concreto armado, desde os mais simplificados aos mais complexos. A seguir serão descritos os dois modelos estruturais utilizados nesse trabalho, o manual e o utilizado pelo *software* SCIA Engineer.

2.5.1. MANUAL (MÉTODOS APROXIMADOS + VIGAS CONTÍNUAS)

O método manual realizado através de métodos aproximados + vigas contínuas consiste em um modelo estrutural destinado ao cálculo de edifícios de forma mais simplificada e de fácil compreensão, sendo este muito utilizado para validação de resultados de forma manual. Entretanto, segundo KIMURA (2007) este modelo possui algumas limitações citadas logo abaixo para o cálculo de estruturas mais complexas:

- As lajes, as vigas e os pilares são calculados de forma totalmente independente. Não é considerada a interação entre esses elementos. Vale lembrar que um edifício de concreto armado na vida real é monolítico, e os seus elementos trabalham de forma conjunta.
- As ligações entre as vigas e os pilares são articuladas. E por isso, não há transferência de momentos fletores entre eles.
- Somente lajes simples com geometria regular e condições de apoio muito bem definidas podem ser calculadas pelos processos aproximados. Painéis de lajes complexos, muito comuns nos projetos atuais, não podem ser analisados por esses métodos.

- A distribuição de cargas por área de influência somente é válida para lajes com geometria regular, distribuição de carga uniforme e condições de apoio bem definidas.
- Os efeitos provocados pelas ações horizontais no edifício (ex.: vento, empuxo) não são considerados neste modelo. Somente são tratadas as cargas verticais.

Ainda de acordo com o mesmo autor a análise estrutural neste modelo é realizada da seguinte maneira:

- Os esforços e as flechas nas lajes são calculados a partir de tabelas baseadas em diversos métodos aproximados consagrados. Exemplos: Marcus, Czerny, etc;
- As cargas das lajes são transferidas para as vigas por área de influência (esquema "telhado");
- Os esforços e as flechas nas vigas são calculados por meio do modelo clássico de viga contínua com apoios simples que simulam os pilares;
- A reação vertical obtida nos apoios das vigas é transferida como carga concentrada para os pilares.

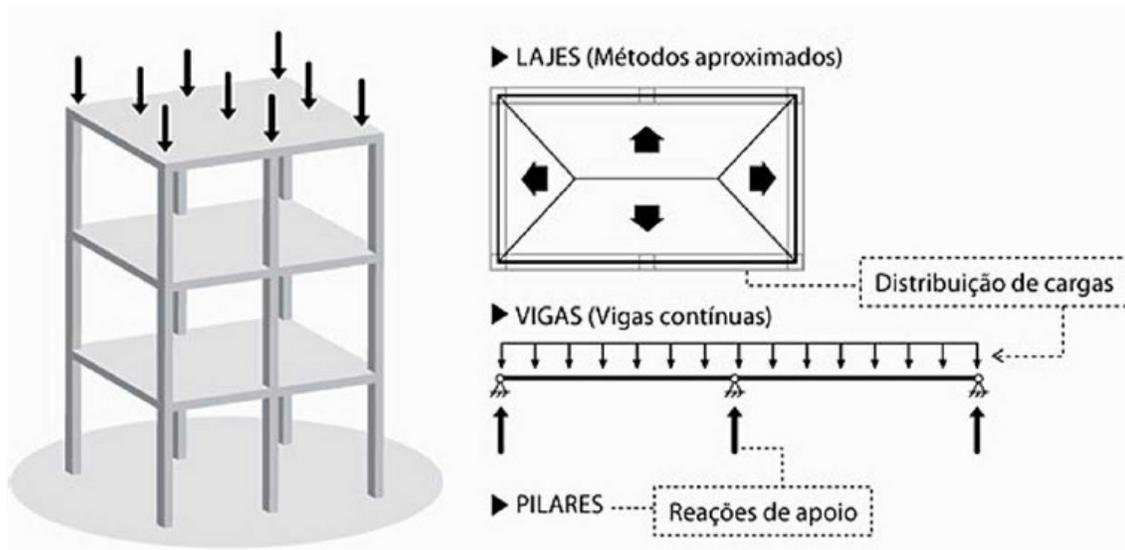


Figura 3: Idealização de métodos aproximados + vigas contínuas

Fonte: KIMURA (2007)

A utilização deste método para o estudo de cargas verticais em uma estrutura esta descrita no item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014.

2.5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Em busca de análises estruturais mais eficientes e ágeis, resultando assim em melhor qualidade de produtos e projetos, grande parte dos *softwares* de cálculo estrutural disponíveis no mercado vem adotando para obtenção de respostas e para solução de inúmeros problemas da engenharia o Método dos Elementos Finitos (MEF). De acordo com SOUZA (2003), o Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste em um método numérico aproximado para análise de diversos fenômenos físicos que ocorrem em meios contínuos, e que são descritos através de equações diferenciais parciais, com determinadas condições de contorno (Problemas de Valor de Contorno - PVC).

A ideia principal do “MEF” é subdividir através dos chamados nós ou pontos nodais o domínio de um problema em partes menores, denominadas elementos finitos. Essas subdivisões podem apresentar diferentes formas, tais como a triangular, quadrilateral, entre outras. Ao conjunto formado por nós e elementos finitos, dá-se o nome de malha de elementos finitos, como podemos ver na figura 6.

A precisão do “MEF” depende da quantidade de nós e elementos finitos, bem como do tamanho e do tipo dos elementos presentes na malha. Embora se tratando de um método aproximado, à medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, e por consequência, a quantidade de nós tende ao infinito, a solução obtida do problema acorda para a exatidão. Em outras palavras, quanto menor for o tamanho dos elementos finitos e maior for o número de nós em uma determinada malha, mais precisos serão os resultados de análise.

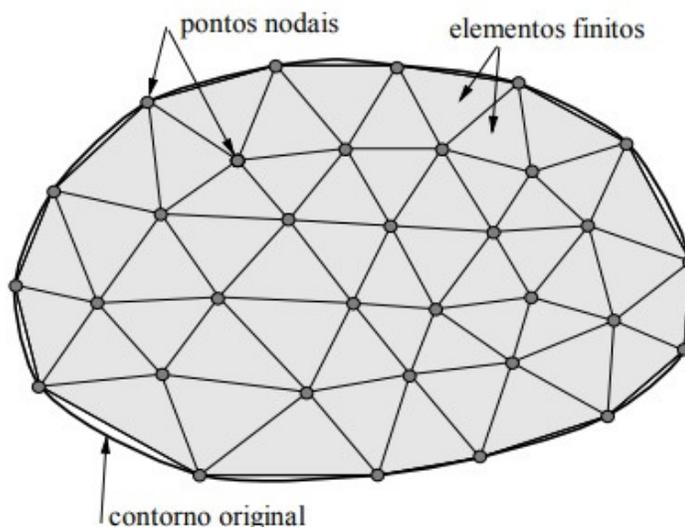


Figura 4: Idealização do Método dos Elementos Finitos (MEF)

Fonte: Apostila Elementos Finitos – UFPA

Segundo KIMURA (2007), neste modelo de cálculo estrutural as vigas e os pilares são representados por elementos finitos lineares (elementos de barra), sendo este responsável por possibilitar uma avaliação bastante minuciosa e eficiente do comportamento global da estrutura. Já as lajes são representadas como elementos finitos de placa, podendo estas terem formatos variados, bem como um número de nós variáveis.

2.6. AÇÕES E COMBINAÇÕES EM UMA ESTRUTURA

Com o avanço da utilização de *softwares* de cálculo estrutural na última década, uma estrutura atualmente é calculada para dezenas, centenas e até milhares de combinações, tornando a análise de resultados mais fatigante e complexa. Diante de tantos carregamentos gerados automaticamente por um sistema computacional, a responsabilidade por verificar os resultados emitidos pelos *softwares* fica a cargo do engenheiro estrutural, o qual deve ter uma compreensão dos conceitos básicos que envolvem o assunto.

2.6.1. ESTADOS LIMITES

A NBR 8681:2003 define como sendo estados limites de uma estrutura: Estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às

finalidades da construção. Basicamente, os estados limites podem ser classificados em dois grupos principais: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). O primeiro voltado à segurança da estrutura e o segundo ao desempenho e funcionamento da mesma, sendo os dois de total importância e obrigatoriedade no cálculo e dimensionamento de um projeto estrutural.

De acordo com KIMURA (2007), em projetos estruturais de concreto armado os estados limites são utilizados da seguinte maneira:

- a) Efetua-se a análise estrutural para o cálculo das solicitações (ou esforços);
- b) Dimensionam-se as armaduras nos elementos de modo a atender a segurança no Estado Limite Último (ELU);
- c) Finalmente, verificam-se cada um dos Estados Limites de Serviço (ELS).

2.6.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

O Estado Limite Último (ELU) trata-se de uma condição última e indesejável, que pela sua simples ocorrência determina a paralisação, no todo ou em parte da construção, estando esse relacionado à resistência e segurança da estrutura. Com o intuito de evitar esse tipo de situação diversos coeficientes de segurança são definidos ao longo do projeto estrutural.

Na figura 5 é possível ver quando o Estado Limite Último (ELU) é alcançado e conseqüentemente o edifício tem o seu uso interrompido em função do colapso causado pela ruptura de um pilar.

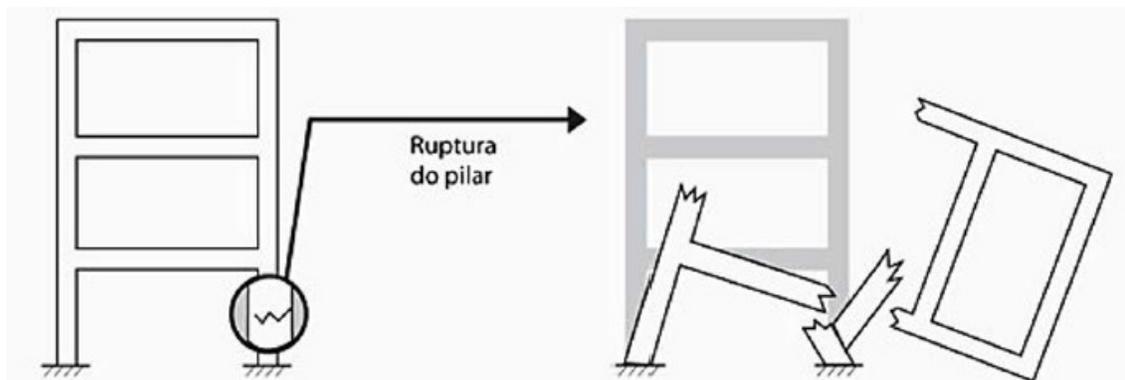


Figura 5: Estado Limite Último (ELU) alcançado

Fonte: KIMURA (2007)

2.6.1.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

O Estado Limite de Serviço (ELS) caracteriza-se por retratar a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas. Alguns exemplos podem ser simples fissuras em uma viga que acabam causando desconforto visual, alvenarias que trincam por consequência de um deslocamento excessivo de uma edificação ou até mesmo quando uma janela deixa de abrir devido à deformação excessiva de uma viga (figura 6).

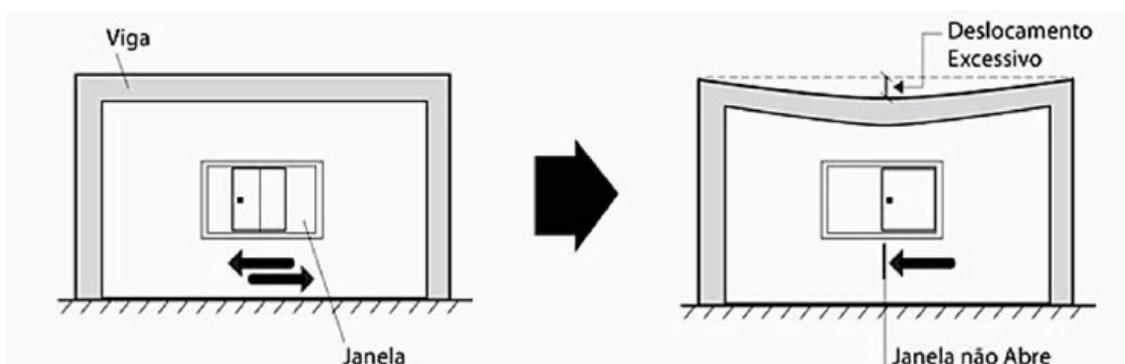


Figura 6: Estado Limite de Serviço (ELS) alcançado

Fonte: KIMURA (2007)

2.6.2. AÇÕES

A NBR 8681:2003 define ações como sendo causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

- a) Ações permanentes;
- b) Ações variáveis;
- c) Ações excepcionais.

2.5.2.1. AÇÕES PERMANENTES

Consideram-se ações permanentes como sendo aquelas que apresentam pequena variação durante a vida útil de uma edificação, podendo ser diretas ou indiretas. Exemplos:

- Peso próprio da estrutura ou dos elementos construtivos permanentes (diretas);
- Empuxos (indiretas);
- Retração do concreto (indiretas);
- Recalques de apoios (indiretas).

2.6.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

Diferentemente das ações permanentes, as ações variáveis apresentam, como o próprio nome diz, variação significativa durante a vida útil de uma edificação, podendo ser diretas ou indiretas. Exemplos:

- Cargas acidentais de uso (diretas);
- Vento (diretas);
- Variações de temperatura (indiretas).

2.6.2.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS

Ações excepcionais são aquelas que apresentam duração extremamente curta, e com baixa probabilidade de ocorrência, durante a vida útil de uma edificação. Exemplos:

- Explosões;
- Choques de veículos;
- Incêndios;
- Enchentes.

2.6.3. COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

Ainda que os *softwares* de cálculo estrutural estejam preparados para analisar e visualizar os resultados de forma isolada, quando elaboramos um projeto estrutural o que vale realmente são as combinações. Desta forma as ações devem ser combinadas de forma adequada com a aplicação de coeficientes sobre cada uma delas, levando em consideração a probabilidade de ocorrência simultânea das mesmas. É importante ressaltar que as combinações das ações devem ser feitas de modo a se conseguirem as situações mais críticas e desfavoráveis possíveis à estrutura.

As combinações podem ser classificadas em dois grupos principais: combinações últimas e combinações de serviço, estando o primeiro grupo relacionado à verificação do Estado Limite Último (ELU) e o segundo grupo ao Estado Limite de Serviço (ELS).

KIMURA (2007) destaca que as combinações últimas usuais em um edifício de concreto armado, chamadas combinações últimas normais, são definidas pela seguinte fórmula (figura 7).

O diagrama apresenta a fórmula para as combinações últimas normais, $F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$, dentro de um retângulo tracejado. Linhas apontam para diferentes partes da fórmula:

- $\gamma_g F_{gk}$ é rotulado como PERMANENTE DIRETA (Peso próprio, empuxo...).
- $\gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk}$ é rotulado como PERMANENTE INDIRETA (Retração, imperfeições...).
- F_{q1k} é rotulado como PRINCIPAL.
- O termo $\sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qjk}$ é rotulado como DEMAIS.
- $\gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$ é rotulado como VARIÁVEIS INDIRETAS (Temperatura...).
- O termo $\gamma_q (F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qjk})$ é rotulado como VARIÁVEIS DIRETAS (Carga de uso, vento...).

Figura 7: Fórmula das combinações últimas normais

Fonte: KIMURA (2007)

Na figura 7 é possível notar que a fórmula está dividida em duas partes: uma referente às ações permanentes (com índice “g”) e outra referente às ações

variáveis (com índice “q”). Cada parte (permanente e variável) é dividida em direta e indireta, sendo a carga variável direta subdividida em principal e demais.

A NBR 8681:2003 define para as combinações últimas normais que as ações permanentes devem ser consideradas em sua totalidade, não sendo afetadas pelo coeficiente redutor ψ_0 , pois estarão atuando sempre de forma simultânea, não podendo ser reduzidas devido a baixa probabilidade de atuação conjunta. Já para as ações variáveis é estabelecido o seguinte critério: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$;

2.6.3.1. COEFICIENTES PARA AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

O valor característico de uma ação (F_k), seja ela permanente ou variável, é transformado para o seu respectivo valor de cálculo (F_d) externo por meio do coeficiente ponderador γ_f , usualmente chamado de coeficiente de segurança. A NBR 6118:2014, item 11.7.1 - Coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU) separa os valores dos coeficientes em dois quadros:

| Combinações de ações | Ações | | | | | | | |
|--|------------------|-----|---------------|-----|---------------|-----|-------------------------------|---|
| | Permanentes (g) | | Variáveis (q) | | Protensão (p) | | Recalques de apoio e retração | |
| | D | F | G | T | D | F | D | F |
| Normais | 1,4 ^a | 1,0 | 1,4 | 1,2 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Especiais ou de construção | 1,3 | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 0 |
| Excepcionais | 1,2 | 1,0 | 1,0 | 0 | 1,2 | 0,9 | 0 | 0 |
| onde <i>D</i> é desfavorável, <i>F</i> é favorável, <i>G</i> representa as cargas variáveis em geral e <i>T</i> é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. | | | | | | | | |

Quadro 1: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Fonte: NBR 6118:2014

No quadro 2, o coeficiente γ_{f2} subdivide-se em ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 . Estes são os famosos coeficientes "psi". Seus valores são menores que 1,0 (por isso, são usualmente chamados de redutores), pois procuram ponderar a atuação simultânea das ações variáveis num mesmo carregamento. Logo abaixo estão descritas as variações de γ_{f2} , conforme a verificação que se deseja fazer:

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

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

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

Quadro 2: Valores do coeficiente γ_{f2}

Fonte: NBR 6118:2014

3. METODOLOGIA

Para um maior entendimento e compreensão das etapas desenvolvidas nesse trabalho, segue um diagrama que demonstra os caminhos percorridos para a obtenção dos resultados a serem alcançados.

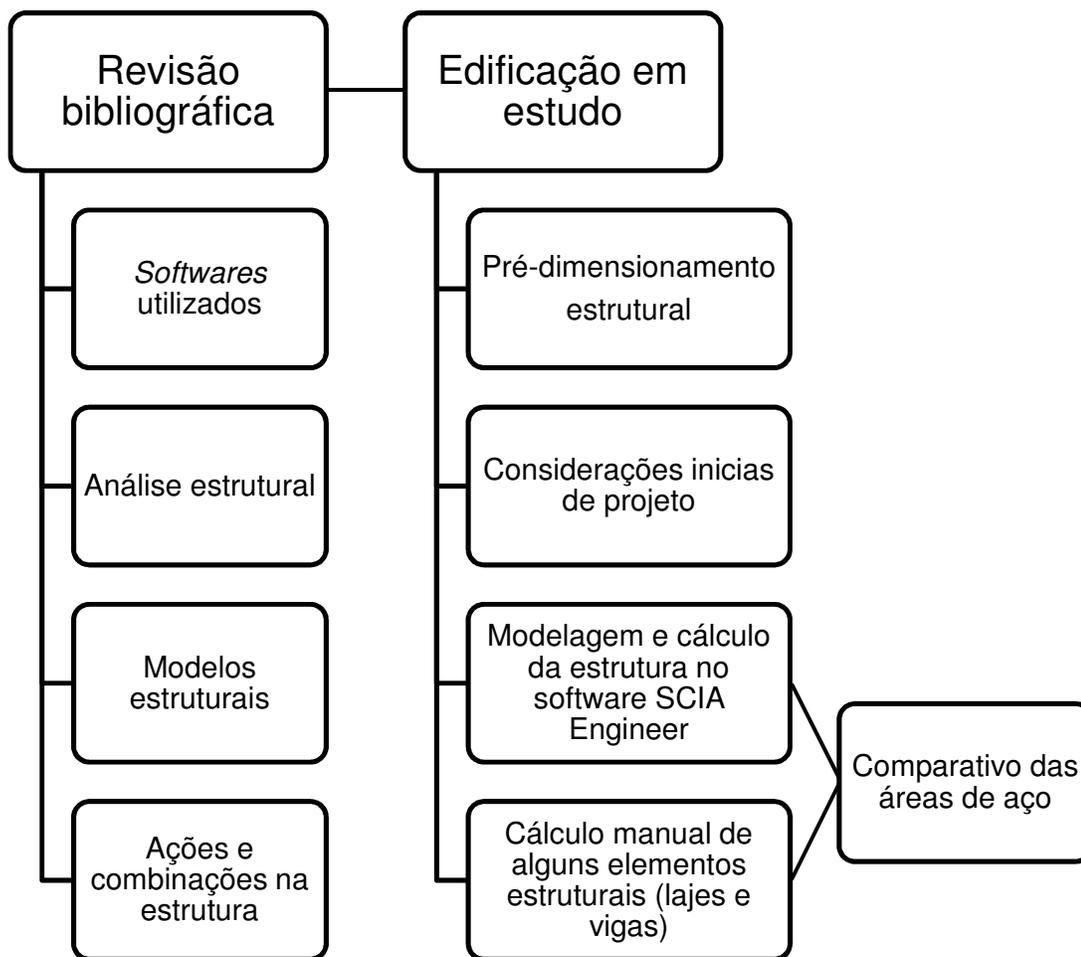


Figura 8: Diagrama das etapas da pesquisa

Fonte: Autoria própria (2018)

De acordo com a figura 8, primeiramente foi realizada uma pesquisa de revisão bibliográfica contendo os principais assuntos relacionados à análise de estruturas em concreto armado. Em seguida com o projeto arquitetônico já definido foi realizado um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, e posteriormente com as dimensões e considerações iniciais de projeto pré-estabelecidas, efetuada a modelagem da estrutura no *software* SCIA Engineer. Após a modelagem da

estrutura, realizou-se a análise estrutural, o cálculo dos deslocamentos e esforços que a estrutura estava sujeita, bem como a análise do comportamento da mesma.

De acordo com as solicitações calculadas na análise estrutural, foram calculadas todas as armaduras da estrutura no *software* SCIA Engineer e algumas manualmente, e por fim realizado um comparativo das diferenças entre os dois métodos no quantitativo de áreas de aço aplicadas ao concreto.

3.1. PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico da edificação esta contido no anexo A.

3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A seguir esta descrita à metodologia utilizada para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, a qual consiste em aproximações baseadas em formulações simplificadas. A estrutura pré-dimensionada esta contida no anexo B.

3.2.1. PILARES

Segundo a NBR 6118:2014, item 14.4.1.2, os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças de compressão são preponderantes. Considera-se ainda que os mesmos são solicitados por esforços de flexão provenientes da ações do vento por exemplo.

Para o pré-dimensionamento dos pilares utiliza-se um cálculo baseado em funções simplificadas. Sendo assim, de acordo com PELIZARO (2017, apud CUNHA, 2014) a primeira estimativa da seção transversal de pilares pode ser feita por meio da seguinte formulação:

$$A_C = \left(\frac{Nd}{\sigma_{id}} \right) \times \gamma_{corr}$$

(2)

Onde:

A_C : área da seção transversal do pilar (cm²);

N_d : carregamento de cálculo do pilar;

γ_{corr} : coeficiente de correção, a fim de considerar os esforços solicitantes de flexão no pilar, com valores presentes no quadro 4;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto.

| Posição do pilar | Coefficiente γ_{corr} |
|------------------|------------------------------|
| Intermediário | 1,5 |
| Extremidade | 2 |
| Canto | 4 |

Quadro 3: Valores do coeficiente γ_{corr}

Fonte: PELIZARO (2017, apud CUNHA, 2014)

Ainda segundo o mesmo autor, a tensão ideal de cálculo é equacionada em função da taxa de armadura, resistência de cálculo do concreto e resistência de cálculo de aço para deformação de 0,2 %. Considerando nessa estrutura para os pilares aço CA-50 e taxa de armadura de 2%, a tensão ideal de cálculo vale:

$$\sigma_{id} = 0,85f_{cd} + \rho (f_{sd} - 0,85f_{cd})$$

(3)

Onde:

$\rho = A_S/A_C$: taxa de armadura;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;

$f_{sd} = 420$ MPa (CA-50): resistência de cálculo do aço para deformação de 0,2 %.

Substituindo-se os valores na expressão (3), obtém-se os valores do quadro 4. Neste trabalho para fins de pré-dimensionamento foi adotada resistência característica do concreto $f_{ck} = 25$ MPa.

| | | | | | | | |
|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| f_{ck} (MPa) | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| σ_{id} (kgf/cm ²) | 203 | 233 | 263 | 293 | 322 | 352 | 382 |

Quadro 4: Tensão ideal de cálculo

Fonte: PELIZARRO (2017, apud CUNHA, 2014)

O esforço axial de cálculo nos pilares (N_d) foi estimado através da seguinte equação:

$$N_d = 1,4 \times A_i \times [q_T \times (n_p + 0,7) + q_c]$$

(4)

Onde:

1,4: coeficiente de majoração da ação;

A_i : área de influência do pilar do pavimento tipo;

q_T : carregamento do pavimento tipo por unidade de área;

q_c : carregamento do telhado por unidade de área;

n_p : número de pavimentos tipo acima da seção a ser pré-dimensionada;

0,7: percentual da carga da laje de forro em relação à laje de piso;

De acordo com o projeto arquitetônico pré-estabelecido, foram considerados para fins de pré-dimensionamento dos pilares os seguintes valores para os carregamentos (q_T) segundo PELIZARRO (2017, apud CUNHA, 2014):

- Laje maciça ou nervurada, com paredes em tijolos cerâmicos: 1200 kgf/m²;

Para o carregamento da cobertura (q_c), foram considerados os valores a seguir (PELIZARRO, 2017, apud CUNHA, 2014):

- Telhas de fibrocimento, com madeiramento: 50 kgf/m²;

A determinação da área de influência varia de acordo com a disposição do pilar, como mostrado na Figura 9.

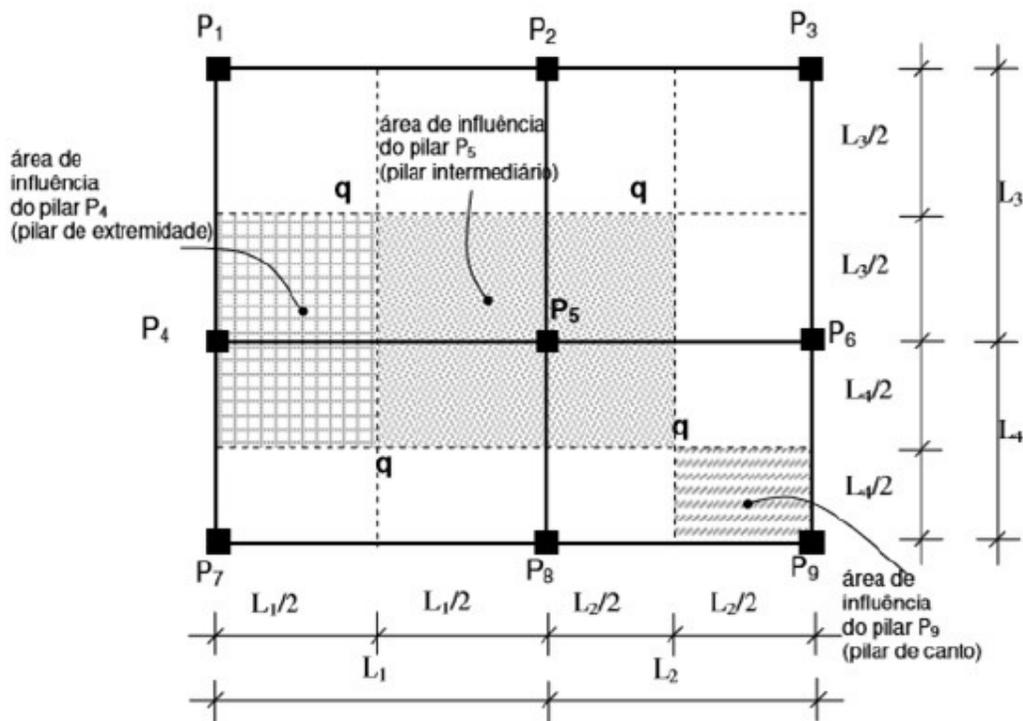


Figura 9: Áreas de influência de pilares

Fonte: PELIZARO (2017, apud CUNHA, 2014)

Segundo a NBR 6118:2014 a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Entretanto em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente de majoração γ_n , conforme indicado no quadro 5.

| b cm | ≥ 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 |
|--|-----------|------|------|------|------|------|
| γ_n | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,25 |
| onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento. | | | | | | |

Quadro 5: Coeficiente de majoração do carregamento

Fonte: NBR 6118:2014

É válido ressaltar que este procedimento de pré-dimensionamento exposto, por ser bastante simplificado, pode apresentar variações, uma vez que as áreas de influência, por exemplo, podem ser tomadas de maneiras diferentes. Na tabela 1 estão as dimensões adotadas para cada pilar, levando em consideração as áreas das seções transversais dos mesmos.

Tabela 1: Dimensões adotadas no pré-dimensionamento dos pilares

| Pilar | Posição | A_i (m ²) | N_d (kgf) | σ_{id} (kgf/cm ²) | A_c (cm ²) | Dimensões adotadas (cm) |
|-------|---------------|-------------------------|-------------|--------------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| P01 | canto | 3,49 | 9.967,44 | 233,00 | 171,11 | 20x20 |
| P02 | canto | 7,54 | 21.534,24 | 233,00 | 369,69 | 20x20 |
| P03 | intermediário | 13,31 | 38.945,06 | 233,00 | 250,72 | 20x20 |
| P04 | extremidade | 10,52 | 30.781,52 | 233,00 | 264,22 | 20x20 |
| P05 | canto | 5,42 | 15.858,92 | 233,00 | 272,26 | 20x20 |
| P06 | canto | 9,65 | 28.526,68 | 233,00 | 489,73 | 20x50 |
| P07 | intermediário | 10,67 | 31.220,42 | 233,00 | 200,99 | 20x20 |
| P08 | intermediário | 9,38 | 27.445,88 | 233,00 | 176,69 | 20x20 |
| P09 | intermediário | 5,58 | 16.327,08 | 233,00 | 105,11 | 20x20 |
| P10 | canto | 3,34 | 9.772,84 | 233,00 | 167,77 | 20x20 |
| P11 | intermediário | 9,89 | 28.938,14 | 233,00 | 186,30 | 20x20 |
| P12 | extremidade | 9,25 | 27.065,50 | 233,00 | 232,32 | 20x20 |
| P13 | canto | 2,39 | 6.993,14 | 233,00 | 120,05 | 20x20 |
| P14 | extremidade | 3,88 | 11.352,88 | 233,00 | 97,45 | 20x20 |
| P15 | extremidade | 3,60 | 10.533,60 | 233,00 | 90,42 | 20x20 |
| P16 | canto | 3,27 | 9.568,02 | 233,00 | 164,26 | 20x20 |
| P17 | canto | 7,56 | 22.120,56 | 233,00 | 379,75 | 20x20 |

Fonte: Autoria própria (2018)

3.2.2. VIGAS

As vigas são elementos estruturais que tem por finalidade servir de apoio para as lajes, suportar as paredes ou até mesmo outras vigas, absorvendo assim esses carregamentos e transmitindo-os para os pilares. De acordo com a NBR 6118:2014 a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a das vigas-parede, menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na NBR 6118:2014;
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931:2004.

Em muitos casos por uma questão de execução e estética, as larguras das vigas são adotadas de maneira que as mesmas fiquem embutidas na alvenaria. Neste trabalho, de acordo com o projeto arquitetônico, optou-se por vigas com $b_w = 20$ cm, seguindo como parâmetro as dimensões da alvenaria de tijolos 9 furos (11,5 x 19 x 24 cm) dispostos a frontal (deitados).

Já as alturas das vigas foram padronizadas em dimensões múltiplas de 5 cm, e dimensionadas de acordo com a seguinte equação:

$$h = l_0/10$$

(5)

Onde:

h: altura da viga;

l_0 : vão teórico;

Se tratando de viga contínua foi adotado o maior vão teórico (l_0) para determinação da altura, e também mantida uma seção transversal equivalente nos vários tramos da mesma.

3.2.3. LAJES

São definidas como elementos estruturais que suportam diretamente os carregamentos verticais dos pavimentos, causando solicitação predominantemente de flexão. De acordo com a NBR 6118:2014, para lajes maciças os limites de espessura a serem respeitados são:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 KN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 KN.

As lajes podem ser classificadas como armadas em uma ou duas direções de acordo com as seguintes condições:

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2 \text{ para lajes armadas em duas direções}$$

$$\frac{l_y}{l_x} \geq 2 \text{ para lajes armadas em uma direção}$$

Onde:

l_y : maior vão da laje; l_x : menor vão da laje.

Na tabela 2 estão descritas as espessuras adotadas de cada laje, bem como se estas são armadas em uma ou duas direções.

Tabela 2: Espessuras adotadas no pré-dimensionamento das lajes

| Laje | Tipo | Armada em | Espessura adotada (cm) |
|------|---------|---------------|------------------------|
| L101 | piso | duas direções | 8 |
| L102 | piso | uma direção | 8 |
| L103 | piso | duas direções | 8 |
| L104 | piso | uma direção | 8 |
| L105 | piso | uma direção | 8 |
| L106 | piso | duas direções | 8 |
| L107 | piso | duas direções | 8 |
| L108 | piso | duas direções | 8 |
| L109 | balanço | uma direção | 10 |
| L110 | balanço | uma direção | 10 |
| L201 | balanço | uma direção | 10 |
| L202 | balanço | uma direção | 10 |
| L203 | piso | duas direções | 8 |
| L204 | piso | duas direções | 8 |
| L205 | piso | duas direções | 8 |
| L206 | piso | uma direção | 8 |
| L207 | balanço | uma direção | 10 |
| L208 | piso | duas direções | 8 |
| L209 | piso | uma direção | 8 |
| L210 | piso | duas direções | 8 |
| L211 | piso | duas direções | 8 |
| L212 | piso | duas direções | 8 |
| L213 | balanço | duas direções | 10 |
| L301 | piso | duas direções | 8 |

Fonte: Autoria própria (2018)

3.3. CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO

A NBR 6120:1980 estabelece os valores a serem considerados para as sobrecargas de utilização, em função do tipo de uso. Assim, as ações para a edificação em estudo foram consideradas.

3.3.1. CARGA PERMANENTE (G)

De acordo com a NBR 6120:1980 este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e

instalações permanentes. A seguir são descritas as cargas permanentes utilizadas nesse trabalho levando em consideração o projeto arquitetônico da edificação:

- Peso específico do concreto armado: 25 KN/m³;
- Peso específico do tijolo furado: 13KN/m³;
- Peso próprio do revestimento das paredes: 0,63 KN/m² (argamassa de cimento e areia com 21KN/m³ x 15 mm de espessura de cada lado);
- Peso próprio do revestimento de contrapiso nas lajes: 0,63 KN/m² (argamassa de cimento e areia com 21KN/m³ x 30 mm de espessura);
- Peso próprio do revestimento de piso nas lajes: 0,56 KN/m² (granito com 28KN/m³ x 20 mm de espessura);
- Peso próprio do revestimento de teto nas lajes: 0,57 KN/m² (argamassa de cal, cimento e areia com 19KN/m³ x 30 mm de espessura);

A partir das considerações descritas acima é importante ressaltar que as lajes de entrepiso ficaram com peso próprio total de revestimento: 0,63 KN/m² + 0,56 KN/m² + 0,57 KN/m² = 1,76 KN/m². Enquanto as lajes da cobertura ficaram com peso próprio total de revestimento: 0,63 KN/m² + 0,57 KN/m² = 1,20 KN/m² (descontando o peso próprio dos pisos).

Para o cálculo da carga de alvenaria, as paredes foram consideradas todas com 22 cm de espessura, sendo 19 cm a largura do tijolo e 1,5 cm de argamassa de cimento e areia em cada lado. Na tabela 3 estão descritos os carregamentos aplicados nas vigas de acordo com as alturas das paredes.

Tabela 3: Carregamento da alvenaria aplicado nas vigas desconsiderando as aberturas

| Paredes | Altura estimada (m) | Carregamento aplicado nas vigas (KN/m) |
|----------------|----------------------------|---|
| 2º Pavimento | 2,70 | 8,37 |
| Sacada | 0,90 | 2,79 |
| Reservatório | 2,10 | 6,51 |
| Platibanda | 1,05 | 3,26 |

Fonte: Autoria própria (2018)

No carregamento do reservatório foram considerados os seguintes valores:

- População de 6 pessoas (2 pessoas por quarto x 3 quartos);
- Consumo de 150l/pessoa x dia;
- Para um consumo diário o volume do reservatório é de aproximadamente 900 litros ou 0,9m³;
- Peso específico da água: 10KN/m³.

De acordo com o projeto arquitetônico o volume de 900 litros foi dividido em dois reservatórios para o armazenamento de água. Para a consideração do carregamento da água foi calculada a carga total de 9KN (0,9m³ x 10KN/m³), sendo esta dividida pelos quatro pilares que apoiam o reservatório. Resultando assim em cargas concentradas de 2,25 KN nos pilares P10, P11, P13 e P14.

3.3.2. CARGA ACIDENTAL (Q)

Segundo a NBR 6120:1980, carga acidental é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.). O valor utilizado para sobrecarga acidental, de acordo com o projeto arquitetônico foi de 1,5 KN/m² (salas, quartos e banheiros).

3.3.3. CARGA DE VENTO

De acordo com a NBR 6123:1988 foi determinada a carga horizontal a ser aplicada nas paredes externas da edificação levando em consideração a altura em relação ao nível zero do terreno, mais conhecida como pressão dinâmica e definida pela seguinte equação:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

(6)

Onde:

q: pressão dinâmica em condições normais de pressão (1 atm) e temperatura a 15 °C;

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

- V_0 : velocidade básica, encontrada no mapa de isopletas;
- S_1 : fator topográfico;
- S_2 : fator de rugosidade e dimensões da edificação;
- S_3 : fator estatístico, Tab.3, da NBR 6123:1988;

Velocidade Básica do Vento

A velocidade básica para Pelotas é de $V_0 = 45$ m/s.

Fator Topográfico – S_1

Terreno plano ou fracamente acidentado.

$$S_1 = 1,00$$

Fator de Rugosidade – S_2

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos:

- Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- Cidades pequenas e seus arredores;
- Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- Áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível zero do terreno foi obtido pela equação 7, onde os valores dos fatores b , F_r e p foram retirados das tabelas da NBR 6123:1988:

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

(7)

Fator Estático – S_3

Grupo 2: Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação

$$S_3 = 1,00$$

Vale ressaltar que a carga atuante do vento na edificação será considerada apenas no dimensionamento da estrutura com o auxílio do *software* de cálculo estrutural SCIA Engineer, já que o método de cálculo manual não considera esse tipo de carregamento (horizontal).

Na tabela 4 estão descritas as pressões dinâmicas adotadas de acordo com a cota da edificação, levando em consideração os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

Tabela 4: Cargas de pressão dinâmica do vento

| | | | |
|--------------------------------|-----------------|-----------|-----------------------------|
| Cidade: | Pelotas - RS | | |
| V_0 (m/s): | 45,0 | | |
| S1: | 1,00 | | |
| S3: | 1,00 | | |
| Classe: | A | | |
| Categoria | IV | | |
| b: | 0,86 | | |
| p: | 0,12 | | |
| Fr: | 1,00 | | |
| Nível | Cota (m) | S2 | q (KN/m²) |
| | 0,00 | | |
| 1 | 2,75 | 0,737 | 0,67 |
| 2 | 5,58 | 0,802 | 0,80 |
| 3 | 6,60 | 0,818 | 0,83 |

Fonte: Autoria própria (2018)

3.3.4. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL (CAA)

A classe de agressividade ambiental adotada nesse trabalho de acordo com o quadro 6, foi II (moderada) indicada para ambiente urbano, onde o risco de deterioração do concreto é pequeno.

| Classe de agressividade ambiental | Agressividade | Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto | Risco de deterioração da estrutura |
|--|---------------|--|------------------------------------|
| I | Fraca | Rural | Insignificante |
| | | Submersa | |
| II | Moderada | Urbana ^{a, b} | Pequeno |
| III | Forte | Marinha ^a | Grande |
| | | Industrial ^{a, b} | |
| IV | Muito forte | Industrial ^{a, c} | Elevado |
| | | Respingos de maré | |
| ^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). ^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove. ^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas. | | | |

Quadro 6: Classes de agressividade ambiental (CAA)

Fonte: NBR 6118:2014

A partir da classe de agressividade II (moderada) o concreto a ser utilizado foi o C25 (concreto com resistência característica a compressão igual a 25 MPa), obedecendo os requisitos expressos na NBR 6118:2014, a qual estabelece também os seguintes valores mínimos para os cobrimentos dos elementos estruturais:

- Lajes = 25 mm;
- Vigas/pilares = 30 mm.

3.4. MODELAGEM, CARREGAMENTO E COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA UTILIZANDO O SOFTWARE SCIA ENGINEER

3.4.1. MODELAGEM DA ESTRUTURA

A modelagem no *software* SCIA Engineer foi realizada através de um modelo tridimensional de pórtico espacial com elementos finitos de placa. Neste modelo, as vigas e os pilares são representados por barras reticuladas, enquanto as lajes pelos elementos finitos de placa. A seguir estão descritas as atividades executadas no processo de modelagem da estrutura em ordem cronológica:

- 1) Lançamento das seções transversais dos elementos estruturais (vigas e pilares) (figura 10) pré-dimensionados no capítulo 3.2, utilizando como base as plantas contidas no anexo B.

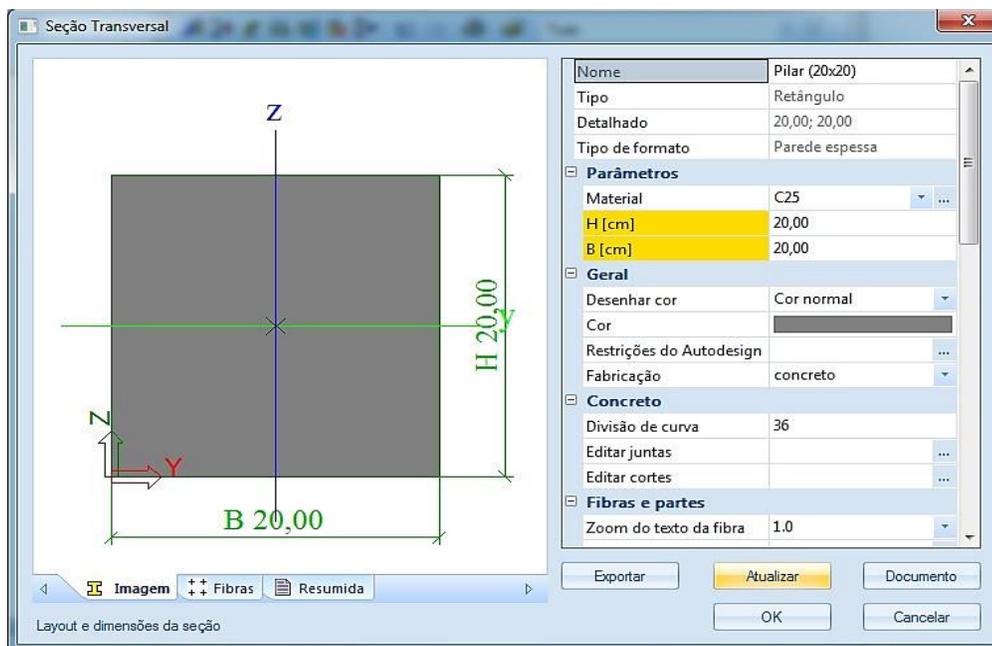


Figura 10: Lançamento das seções transversais no SCIA Engineer

Fonte: Autoria própria (2018)

- 2) Importação da planta de formas pré-dimensionada em formato dwg (AutoCAD) (figura 11);

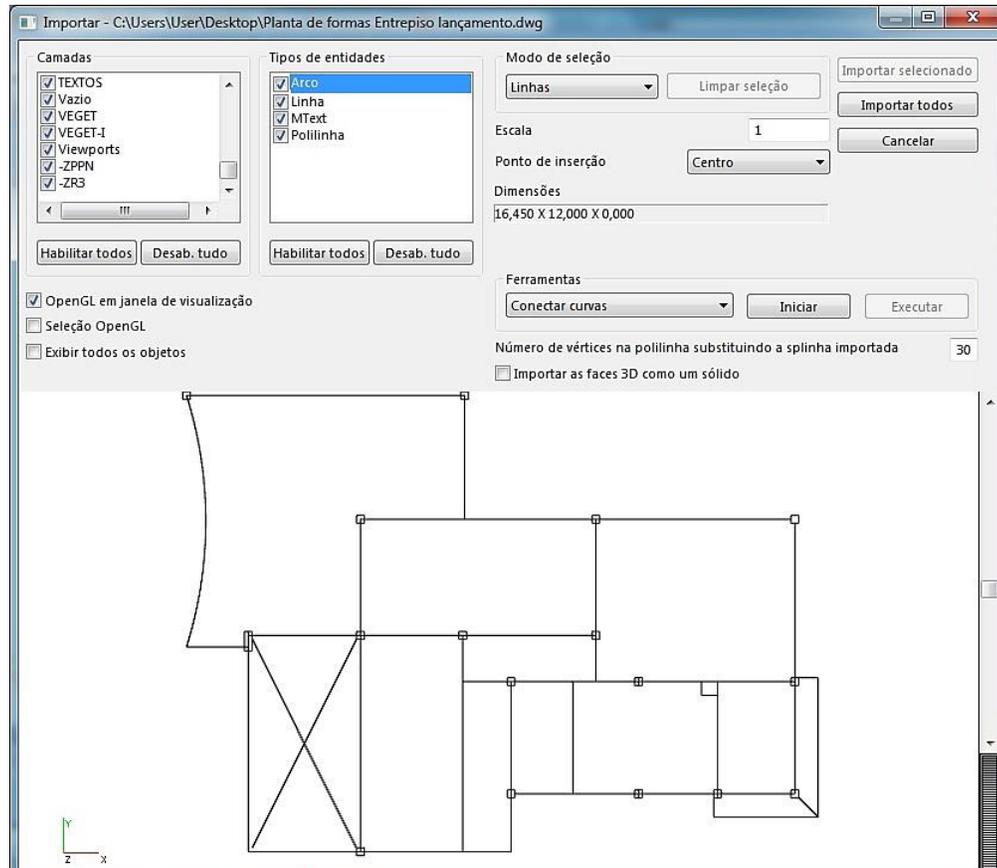


Figura 11: Importação da planta de formas pré-dimensionada

Fonte: Autoria própria (2018)

3) Lançamento dos elementos de barra (pilares e vigas) (figura 12);

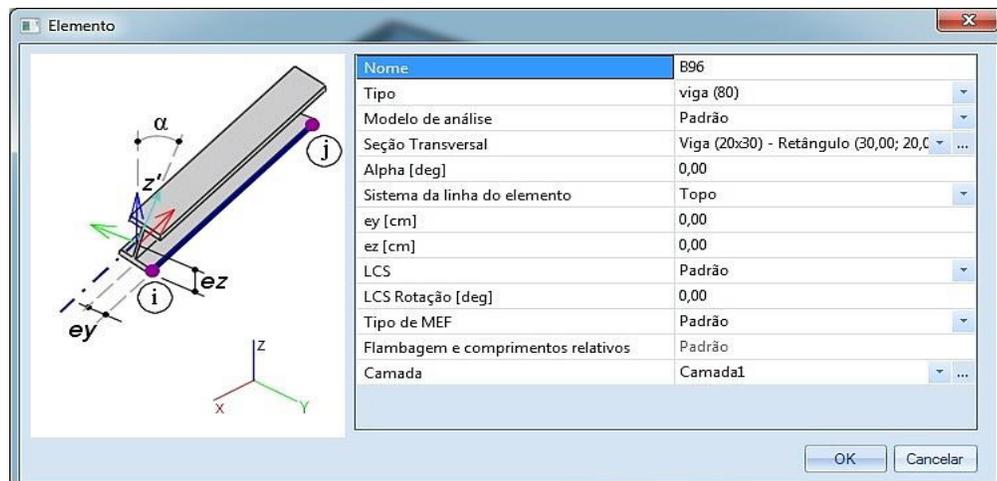


Figura 12: Lançamento dos elementos de barra (pilares e vigas)

Fonte: Autoria própria (2018)

4) Lançamento dos elementos de placa (lajes) com suas respectivas espessuras (figura 13);

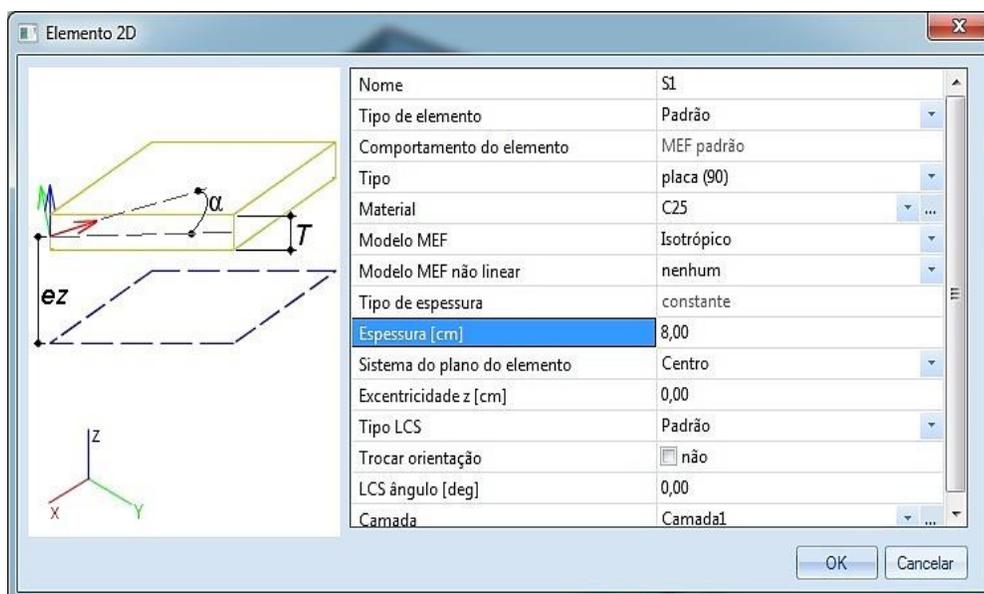


Figura 13: Lançamento dos elementos de placa (lajes)

Fonte: Autoria própria (2018)

- 5) Aplicação de apoio fixo (engaste) na base de todos pilares (pórtico espacial);
- 6) Geração da malha de elementos finitos com espaçamento de 1 metro;

Estão contidas no anexo C três perspectivas em 3D da estrutura: uma com a geração da malha de elementos finitos e duas com a geometria renderizada da mesma em vistas diferentes.

3.4.2. CARREGAMENTO DA ESTRUTURA

Após a modelagem da estrutura realizou-se o carregamento da mesma adotando as considerações iniciais de projeto expressas no item 3.3 deste trabalho juntamente com os seus subitens. Na figura 14 estão dispostos todos os carregamentos lançados no SCIA Engineer e na figura 15 um exemplo de carregamento sendo aplicado.

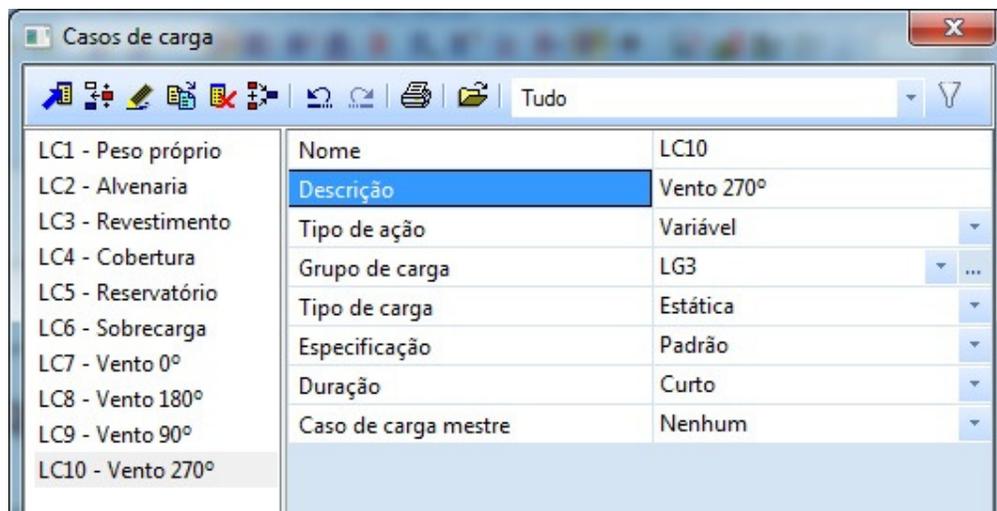


Figura 14: Carregamentos lançados no SCIA Engineer

Fonte: Autoria própria (2018)

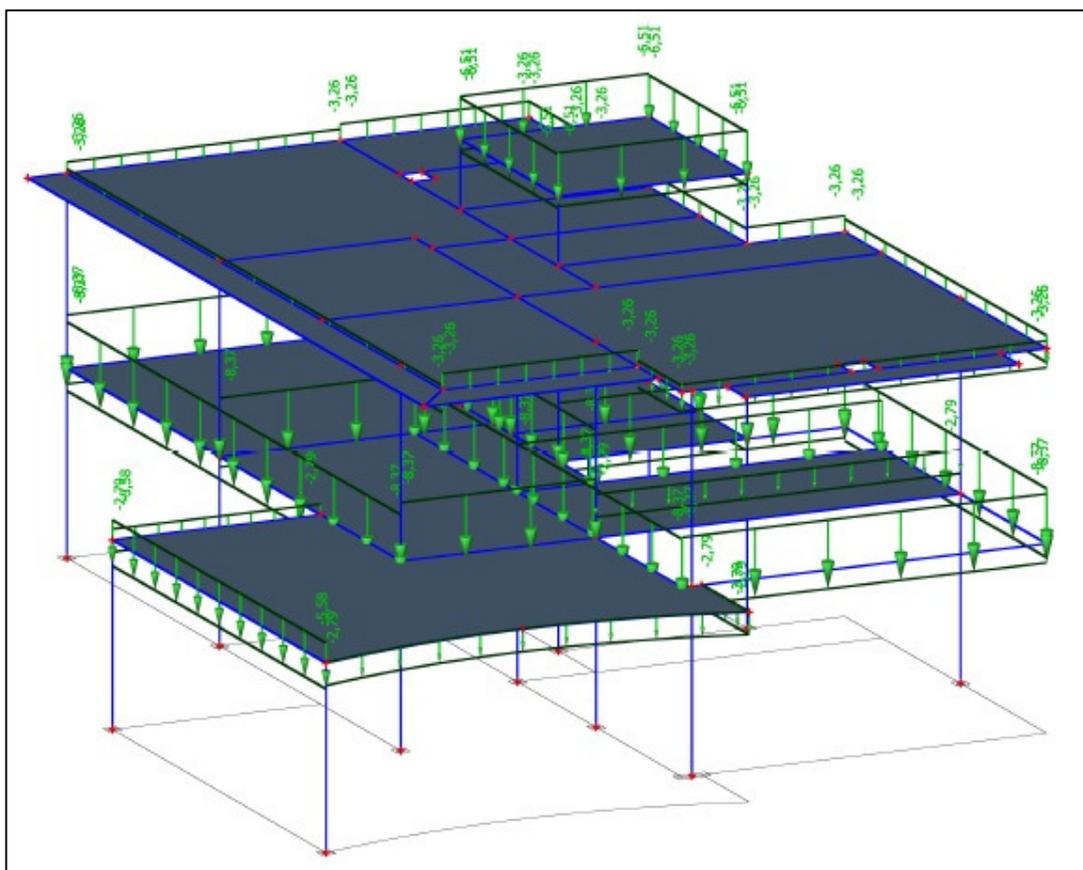


Figura 15: Carregamento de alvenaria sendo lançado na estrutura

Fonte: Autoria própria (2018)

3.4.3. COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA

Após o lançamento dos carregamentos na estrutura realizou-se as combinações na estrutura. O SCIA Engineer é capaz de gerar diversas combinações do Estado Limite Último de acordo com os carregamentos, entretanto foi adotada neste trabalho a combinação última normal, onde em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos, e as demais ações variáveis (secundárias) com seus valores reduzidos de combinação. Para a determinação dos deslocamentos da laje, adotou-se a combinação quase permanente de serviço.

| Nome | ELU |
|-------------------------------|--------------------------|
| Descrição | |
| Tipo | Concreto - ELU - Normais |
| Coeficientes ativos | <input type="checkbox"/> |
| Conteúdo da combinação | |
| LC1 - Peso próprio [-] | 1,00 |
| LC2 - Alvenaria [-] | 1,00 |
| LC3 - Revestimento [-] | 1,00 |
| LC4 - Cobertura [-] | 1,00 |
| LC5 - Reservatório [-] | 1,00 |
| LC6 - Sobrecarga [-] | 1,00 |
| LC7 - Vento 0° [-] | 1,00 |
| LC8 - Vento 180° [-] | 1,00 |
| LC9 - Vento 90° [-] | 1,00 |
| LC10 - Vento 270° [-] | 1,00 |

Figura 16: Combinações na estrutura

Fonte: Autoria própria (2018)

Com a realização das combinações efetuada realizou-se o cálculo linear (único disponível na versão estudiantil) da estrutura para posteriormente obter-se os resultados.

3.6 ELEMENTOS ESTRUTURAIS CALCULADOS COM O AUXÍLIO DO SOFTWARE SCIA ENGINEER

3.6.1. LAJES

As tabelas com os resultados das lajes 106(S24), 204(S1) e 301(S12) obtidos através do *software* SCIA Engineer estão contidos no anexo D. Foram selecionados os valores da combinação de cálculo mais desfavorável, a fim de comparar com os resultados das armaduras longitudinais positivas obtidos através do cálculo manual.

3.6.2. VIGAS

As tabelas com os resultados das vigas 15(B51), 27(B32) e 37(B28) obtidos através do *software* SCIA Engineer estão contidos no anexo D. Foram selecionados os valores da combinação de cálculo mais desfavorável, a fim de comparar com os resultados das armaduras longitudinais e transversais obtidos através do cálculo manual.

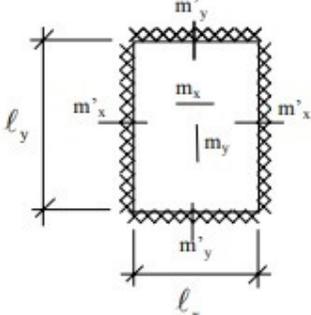
3.7 ELEMENTOS ESTRUTURAIS CALCULADOS DE FORMA MANUAL

3.7.1. LAJES

No cálculo manual das lajes 106(S24), 204(S1) e 301(S12) foi calculada a área de aço da armadura longitudinal positiva nas direções X e Y utilizando a tabela de Czerny (tabela 5), onde não são levadas em consideração a rigidez a torção, simplificando a análise estrutural das mesmas e considerando-as como painéis isolados engastados nos quatro bordos. Foi ainda considerando “ l_x ” como sendo sempre o menor vão das lajes.

Tabela 5: Coeficientes para laje engastada em todos os bordos

| ℓ_y/ℓ_x | α_x | α_y | β_x | β_y | α_2 |
|-----------------|------------|------------|-----------|-----------|------------|
| 1,00 | 47,3 | 47,3 | 19,4 | 19,4 | 68,5 |
| 1,05 | 43,1 | 47,3 | 18,2 | 18,8 | 62,4 |
| 1,10 | 40,0 | 47,8 | 17,1 | 18,4 | 57,6 |
| 1,15 | 37,3 | 48,3 | 16,3 | 18,1 | 53,4 |
| 1,20 | 35,2 | 49,3 | 15,5 | 17,9 | 50,3 |
| 1,25 | 33,4 | 50,5 | 14,9 | 17,7 | 47,6 |
| 1,30 | 31,8 | 51,7 | 14,5 | 17,6 | 45,3 |
| 1,35 | 30,7 | 53,3 | 14,0 | 17,5 | 43,4 |
| 1,40 | 29,6 | 54,8 | 13,7 | 17,5 | 42,0 |
| 1,45 | 28,6 | 56,4 | 13,4 | 17,5 | 40,5 |
| 1,50 | 27,8 | 57,3 | 13,2 | 17,5 | 39,5 |
| 1,55 | 27,2 | 57,6 | 13,0 | 17,5 | 38,4 |
| 1,60 | 26,6 | 57,8 | 12,8 | 17,5 | 37,6 |
| 1,65 | 26,1 | 57,9 | 12,7 | 17,5 | 36,9 |
| 1,70 | 25,5 | 57,8 | 12,5 | 17,5 | 36,3 |
| 1,75 | 25,1 | 57,7 | 12,4 | 17,5 | 35,8 |
| 1,80 | 24,8 | 57,6 | 12,3 | 17,5 | 35,4 |
| 1,85 | 24,5 | 57,5 | 12,2 | 17,5 | 35,1 |
| 1,90 | 24,2 | 57,4 | 12,1 | 17,5 | 34,7 |
| 1,95 | 24,0 | 57,2 | 12,0 | 17,5 | 34,5 |
| 2,00 | 24,0 | 57,1 | 12,0 | 17,5 | 34,3 |
| >2 | 24,0 | 57,0 | 12,0 | 17,5 | 32,0 |



$$m_x = \frac{p\ell_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_y = \frac{p\ell_y^2}{\alpha_y}$$

$$m'_x = -\frac{p\ell_x^2}{\beta_x}$$

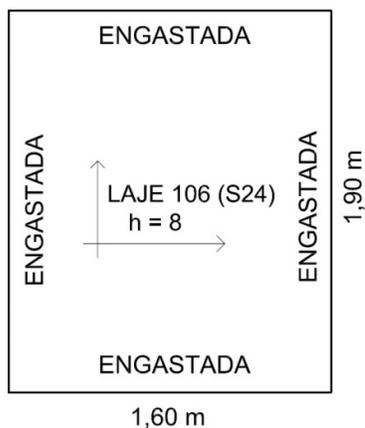
$$m'_y = -\frac{p\ell_y^2}{\beta_y}$$

$$w_{max} = \frac{p\ell_x^4}{Eh^3\alpha_2}$$

$$\nu = 0,2$$

Beton-Kalender (1976)

Fonte: Beton – Kalender (1976)

**Figura 17:** Laje 106 (S24)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

- peso próprio = $25 \times h = 25 \times 0,08\text{m} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

- revestimento = $1,76 \text{ kN/m}^2$

- sobrecarga = $1,50 \text{ kN/m}^2$

TOTAL (**p**) = $5,26 \text{ kN/m}^2$

$l_x = 1,60\text{m}; l_y = 1,90\text{m}$

$l_y/l_x = 1,19$

Momentos fletores:

$$m_x = \frac{pl_x^2}{\alpha_x} = 0,38 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = \frac{pl_x^2}{\alpha_y} = 0,27 \text{ kN.m/m}$$

Armadura positiva (direção x)

$b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$

$d = 8 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$

$h =$ altura da laje; $c =$ cobrimento = $2,5 \text{ cm}$ (classe de agressividade ambiental II)

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,38 \text{ KN.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 0,53 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{53}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,01 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As min (C25) = 0,15% x b x h = 0,15% x 100cm x 8cm = **1,20 cm²/m > As**

Armadura positiva (direção y)

$$b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$$

$$d = 8\text{ cm} - 2,5\text{ cm} = 5,5\text{ cm}$$

h = altura da laje; c = cobrimento = 2,5 cm (classe de agressividade ambiental II)

$$f_{ck} = 25\text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25\text{ MPa}}{1,4} = 17,86\text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18\text{ MPa} = 1,52\text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48\text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,27\text{ KN.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 0,38\text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{38}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,01 < 0,2952\text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,15\text{ cm}^2/\text{m}$$

As mín (C25) = 0,15% x b x h = 0,15% x 100cm x 8cm = **1,20 cm²/m > As**

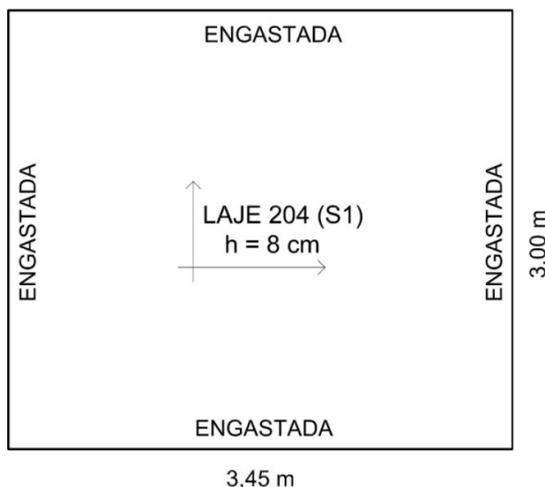


Figura 18: Laje 204 (S1)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

- peso próprio = $25 \times h = 25 \times 0,08\text{m} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

- revestimento = $1,20 \text{ kN/m}^2$

- cobertura = $0,5 \text{ kN/m}^2$

TOTAL (**p**) = $3,70 \text{ kN/m}^2$

$l_x = 3,00\text{m}$; $l_y = 3,45\text{m}$

$l_y/l_x = 1,15$

Momentos fletores:

$$m_x = \frac{pl_x^2}{\alpha_x} = 0,89 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = \frac{pl_x^2}{\alpha_y} = 0,69 \text{ kN.m/m}$$

Armadura positiva (direção x)

$b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$

$d = 8 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$

$h =$ altura da laje; $c =$ cobrimento = $2,5 \text{ cm}$ (classe de agressividade ambiental II)

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$M_k = 0,89 \text{ kN.m/m}$

$M_d = 1,4 \times M_k = 1,25 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{125}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,03 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As min (C25) = 0,15% x b x h = 0,15% x 100cm x 8cm = **1,20 cm²/m > As**

Armadura positiva (direção y)

$$b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$$

$$d = 8\text{ cm} - 2,5\text{ cm} = 5,5\text{ cm}$$

h = altura da laje; c = cobrimento = 2,5 cm (classe de agressividade ambiental II)

$$f_{ck} = 25\text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25\text{ MPa}}{1,4} = 17,86\text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18\text{ MPa} = 1,52\text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48\text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,69\text{ KN.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 0,97\text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{97}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,02 < 0,2952\text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,46\text{ cm}^2/\text{m}$$

As mín (C25) = 0,15% x b x h = 0,15% x 100cm x 8cm = **1,20 cm²/m > As**

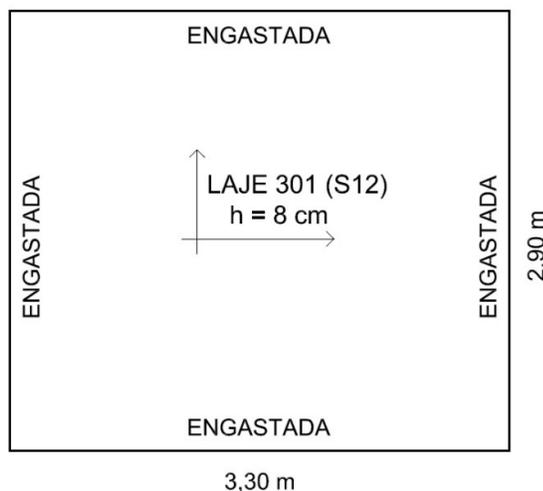


Figura 19: Laje 301 (S12)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

- peso próprio = $25 \times h = 25 \times 0,08\text{m} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

- revestimento = $1,20 \text{ kN/m}^2$

- sobrecarga = $1,50 \text{ kN/m}^2$

TOTAL (**p**) = $4,70 \text{ kN/m}^2$

$l_x = 2,90\text{m}; l_y = 3,30\text{m};$

$l_y/l_x = 1,14$

Momentos fletores:

$$m_x = \frac{pl_x^2}{\alpha_x} = 1,06 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = \frac{pl_y^2}{\alpha_y} = 0,82 \text{ kN.m/m}$$

Armadura positiva (direção x)

$b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$

$d = 8 \text{ m} - 2,5 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$

$h =$ altura da laje; $c =$ cobrimento = $2,5 \text{ cm}$ (classe de agressividade ambiental II)

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$M_k = 1,06 \text{ KN.m/m}$

$M_d = 1,4 \times M_k = 1,48 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{148}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,03 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100\text{cm} \times 8\text{cm} = \mathbf{1,20 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s}$$

Armadura positiva (direção y)

$$b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$$

h = altura da laje; c = cobrimento = 2,5 cm (classe de agressividade ambiental II)

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 0,82 \text{ kN.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 1,15 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{115}{100 \times 5,5^2 \times 1,52} = 0,03 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ m\u00edn (C25)} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100\text{cm} \times 8\text{cm} = \mathbf{1,20 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s}$$

3.7.2. VIGAS

No c\u00e1lculo manual das vigas 15(B51), 27(B32) e 37(B28) foram calculadas as armaduras longitudinais e verticais utilizando m\u00e9todo das charneiras pl\u00e1sticas (m\u00e9todo aproximado) para a obten\u00e7\u00e3o das rea\u00e7\u00f5es de apoio das lajes (considerando-as engastadas em todos os bordos) sobre as mesmas. As vigas foram analisadas como elementos isolados, onde com o aux\u00edlio do *software* FTOOL obteve-se os esfor\u00e7os cortantes e momentos fletores das mesmas.

VIGA 15 (B51) - (20x30)

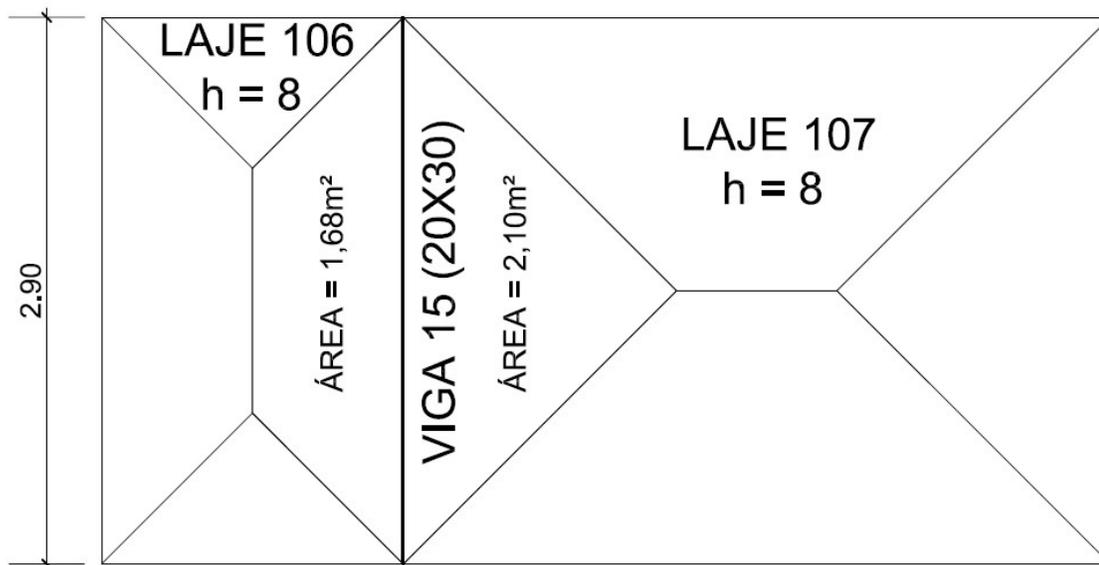


Figura 20: Áreas consideradas nas reações das lajes 106 e 107 sobre a viga 15 (B51)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

$$\text{- reação da laje 106} = \frac{p \times A}{l_x} = \frac{3,70 \times 1,68}{2,90} = 2,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{- reação da laje 107} = \frac{p \times A}{l_x} = \frac{3,70 \times 2,10}{2,90} = 2,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{- peso próprio} = b \times h \times p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{TOTAL (p)} = 6,32 \text{ KN/m}$$

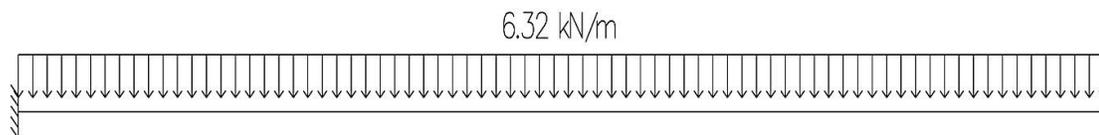


Figura 21: Viga 15 (B51) com carregamento

Fonte: Autoria própria (2018)

Cálculo da armadura de flexão Armadura positiva

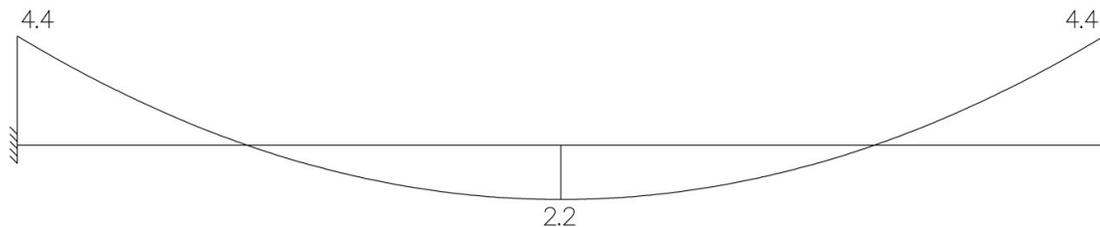


Figura 22: Gráfico dos momentos fletores - Viga 15 (B51)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 2,20 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 3,08 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{308}{20 \times 27^2 \times 1,52} = 0,01 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} (\text{C25}) = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20\text{cm} \times 30\text{cm} = \mathbf{0,90 \text{ cm}^2} > A_s$$

Cálculo da armadura de cisalhamento

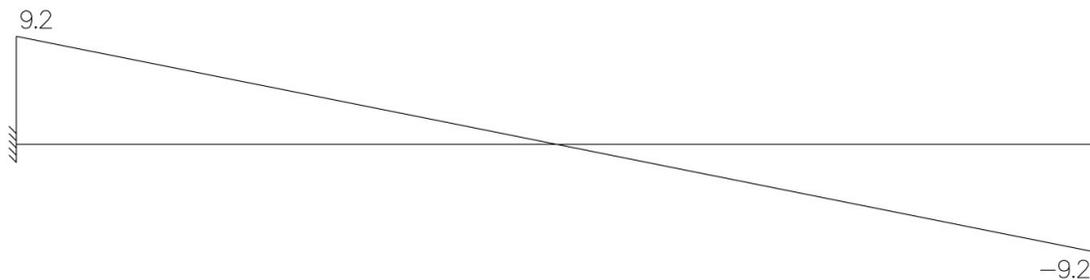


Figura 23: Gráfico do esforço cortante - Viga 15 (B51)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$V_k = 9,20 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times V_k$$

$$V_{sd} = 12,88 \text{ kN (força cortante de cálculo solicitante na seção)}$$

Verificação da Compressão nas Bielãs

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \left(\frac{2,5}{1,4}\right) \times 20 \times 27 = 234,32 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ (ok!)}$$

A verificação demonstra que não ocorrerá esmagamento das bielãs de compressão.

Cálculo da armadura de cisalhamento

Armadura mínima ($A_{sw,mín}$) – estribos vertical ($\alpha=90^\circ$)

$$A_{sw,mín} \geq \frac{20 f_{ct,m}}{f_{ywk}} \times b_w \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,mín} \geq \frac{20 \times 0,256}{50} \times 20 \geq 2,05 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Para calcular a armadura transversal foram determinadas as parcelas da força cortante que serão absorvidas pelos mecanismos complementares ao de treliça (V_c) e pela armadura (V_{sw}) através da seguinte equação:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3}{1,4} \sqrt[3]{25^2} = 1,28 \text{ MPa} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \times 0,128 \times 20 \times 27 = 41,47 \text{ kN}$$

Portanto:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 12,88 \text{ kN} - 41,47 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = -28,59 \text{ kN}$$

A força resultante (V_{sw}) é negativa, portanto os mecanismos complementares aos de treliça são suficientes para proporcionar resistência à força cortante solicitante, devendo ser colocada somente a armadura mínima transversal prescrita pela norma

VIGA 27 (B32) - (20x30)

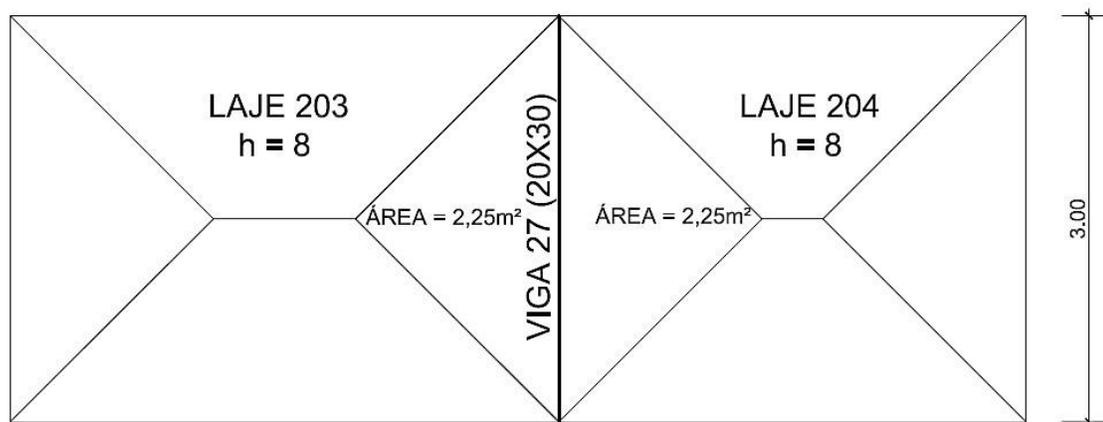


Figura 24: Áreas consideradas nas reações das lajes 203 e 204 sobre a viga 27 (B32)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

$$\text{- reações das lajes 203 e 204} = \frac{p \times A}{l_x} = \frac{3,70 \times 2,25}{3,00} = 2,78 \text{ KN/m} \times 2 = 5,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{- peso próprio} = b \times h \times p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{TOTAL (p)} = 7,06 \text{ kN/m}$$

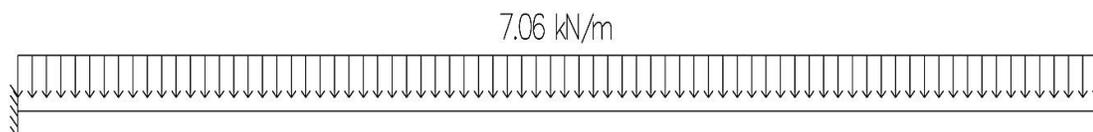


Figura 25: Viga 27 (B32) com carregamento

Fonte: Autoria própria (2018)

Cálculo da armadura de flexão Armadura positiva

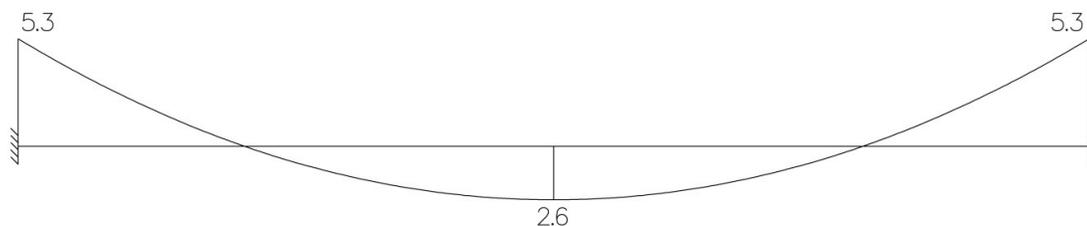


Figura 26: Gráfico dos momentos fletores - Viga 27 (B32)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 2,60 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 3,64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{364}{20 \times 27^2 \times 1,52} = 0,03 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín (C25)} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = \mathbf{0,90 \text{ cm}^2} > A_s$$

Cálculo da armadura de cisalhamento

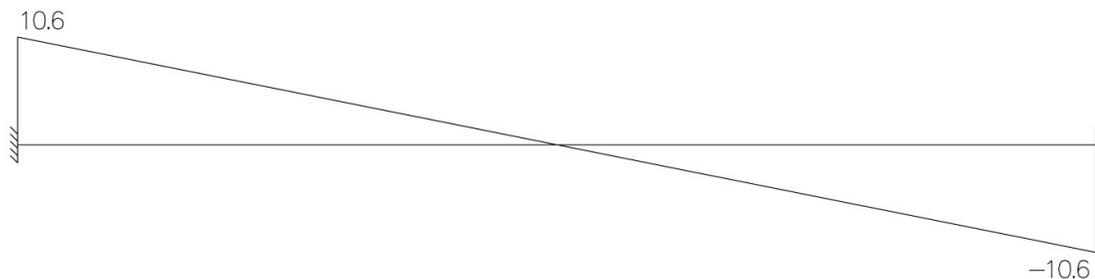


Figura 27: Gráfico do esforço cortante - Viga 27 (B32)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$V_k = 10,60 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times V_k$$

$$V_{sd} = 14,84 \text{ kN (força cortante de cálculo solicitante na seção)}$$

Verificação da Compressão nas Bielas

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \left(\frac{2,5}{1,4}\right) \times 20 \times 27 = 234,32 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ (ok!)}$$

A verificação demonstra que não ocorrerá esmagamento das bielas de compressão.

Cálculo da armadura de cisalhamento

Armadura mínima ($A_{sw,mín}$) – estribos vertical ($\alpha=90^\circ$)

$$A_{sw,mín} \geq \frac{20 f_{ct,m}}{f_{ywk}} \times b_w \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,min} \geq \frac{20 \times 0,256}{50} \times 20 \geq 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para calcular a armadura transversal foram determinadas as parcelas da força cortante que serão absorvidas pelos mecanismos complementares ao de treliça (V_c) e pela armadura (V_{sw}) através da seguinte equação:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3}{1,4} \sqrt[3]{25^2} = 1,28 \text{ MPa} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \times 0,128 \times 20 \times 27 = 41,47 \text{ kN}$$

Portanto:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 14,84 \text{ kN} - 41,47 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = -26,63 \text{ kN}$$

A força resultante (V_{sw}) é negativa, portanto os mecanismos complementares aos de treliça são suficientes para proporcionar resistência à força cortante solicitante, devendo ser colocada somente a armadura mínima transversal prescrita pela norma

VIGA 37 (B28) - (20x35)

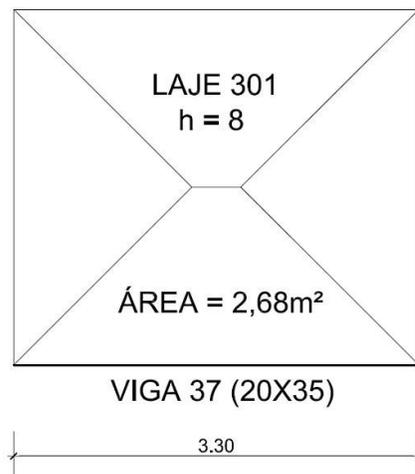


Figura 28: Área considerada na reação da laje 301 sobre a viga 37 (B28)

Fonte: Autoria própria (2018)

Cargas:

$$\text{- reação da laje 301} = \frac{p \times A}{lx} = \frac{4,70 \times 2,68}{3,30} = 3,82 \text{ kN/m}$$

$$\text{- peso próprio} = b \times h \times p = 0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{- parede bruta} = 6,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{TOTAL (p)} = 12,08 \text{ kN/m}$$

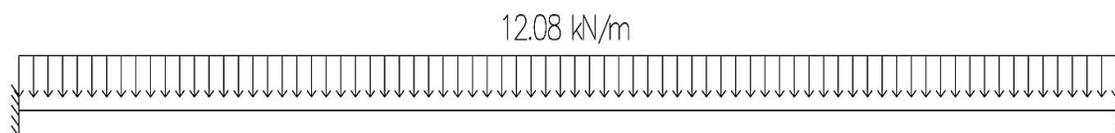


Figura 29: Viga 37 (B28) com carregamento

Fonte: Autoria própria (2018)

Cálculo da armadura de flexão Armadura positiva

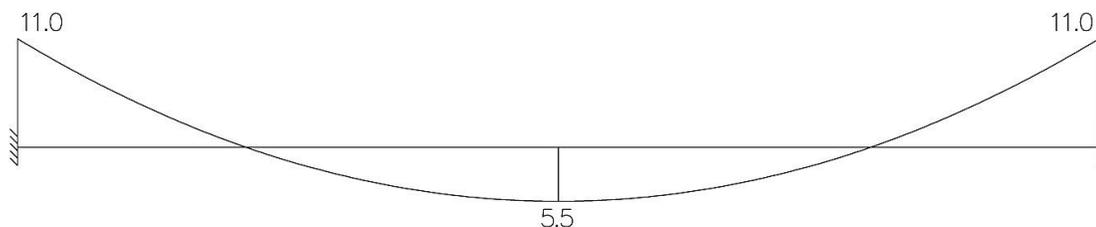


Figura 30: Gráfico dos momentos fletores - Viga 37 (B28)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 32 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,18 \text{ MPa} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 5,50 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,4 \times M_k = 7,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times \sigma_{cd}} = \frac{770}{20 \times 32^2 \times 1,52} = 0,02 < 0,2952 \text{ (armadura simples)}$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} (C25) = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} = \mathbf{1,05 \text{ cm}^2} > A_s$$

Cálculo da armadura de cisalhamento

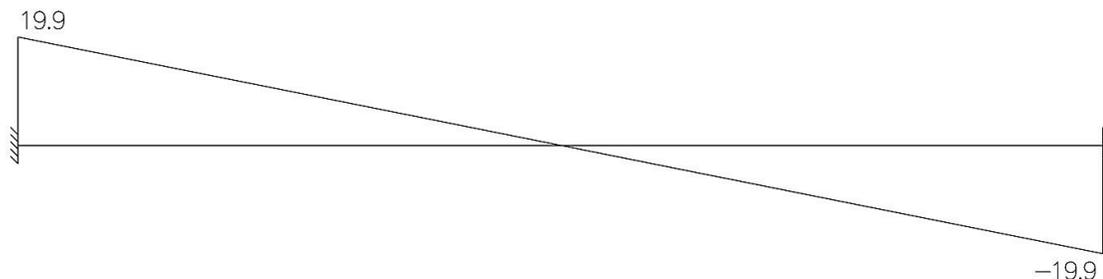


Figura 31: Gráfico do esforço cortante - Viga 37 (B28)

Fonte: Autoria própria (2018)

$$V_k = 19,90 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times V_k$$

$$V_{sd} = 27,86 \text{ kN (força cortante de cálculo solicitante na seção)}$$

Verificação da Compressão nas Bielas

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \left(\frac{2,5}{1,4}\right) \times 20 \times 32 = 277,71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ (ok!)}$$

A verificação demonstra que não ocorrerá esmagamento das bielas de compressão.

Cálculo da armadura de cisalhamento

Armadura mínima ($A_{sw,mín}$) – estribos vertical ($\alpha=90^\circ$)

$$A_{sw,mín} \geq \frac{20 f_{ct,m}}{f_{ywk}} \times b_w \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,mín} \geq \frac{20 \times 0,256}{50} \times 20 \geq 2,05 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Para calcular a armadura transversal foram determinadas as parcelas da força cortante que serão absorvidas pelos mecanismos complementares ao de treliça (V_c) e pela armadura (V_{sw}) através da seguinte equação:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3}{1,4} \sqrt[3]{25^2} = 1,28 \text{ MPa} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \times 0,128 \times 20 \times 32 = 49,15 \text{ kN}$$

Portanto:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 27,86 \text{ kN} - 49,15 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = -21,29 \text{ kN}$$

A força resultante (V_{sw}) é negativa, portanto os mecanismos complementares aos de treliça são suficientes para proporcionar resistência à força cortante solicitante, devendo ser colocada somente a armadura mínima transversal prescrita pela norma NBR 6118:2014.

4. RESULTADOS

4.1 COMPARATIVO DAS ÁREAS DE AÇO CALCULADAS ENTRE OS DOIS MÉTODOS DE CÁLCULO

4.1.1. LAJES

Tabela 6: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – (lajes direção X)

| ARMADURA POSITIVA LAJES - DIREÇÃO X | | | |
|-------------------------------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------|
| LAJE | POSIÇÃO | SCIA ENGINEER | MANUAL |
| | | As, calc. (cm ² /m) | As, calc. (cm ² /m) |
| 106 (S24) | Entrepiso | 0,72 | 0,15 |
| 204 (S1) | Cobertura | 0,60 | 0,62 |
| 301 (S12) | Reservatório | 0,60 | 0,62 |

Fonte: Autoria própria (2018)

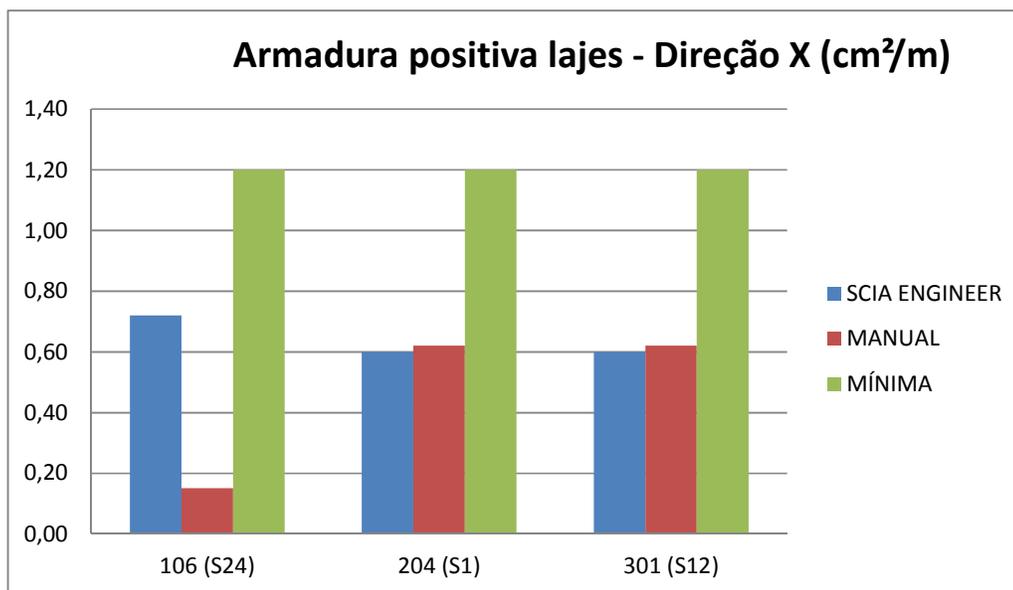


Figura 32: Comparativo armadura positiva lajes – Direção X (menor vão)

Fonte: Autoria própria (2018)

Analisando a tabela 6 e a figura 32, quando comparados os resultados obtidos através dos dois métodos de cálculo, SCIA Engineer e manual através da tabela de Czerny (tabela 5), observa-se que a área de aço na direção X (menor vão) na laje 106 (S24) tem valores com diferenças consideráveis, ampliando aproximadamente cinco vezes mais no cálculo realizado pelo *software*. Já nas lajes 204 (S1) e 301 (S12) os valores das áreas de aço calculadas é praticamente igual

entre os dois métodos, apontando uma pequena variação para mais no cálculo estrutural manual. Contudo é importante destacar que nas lajes 106 (S24), 204 (S1) e 301 (S12) prevaleceu a área de aço mínima em ambos os métodos de cálculo.

Tabela 7: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – lajes (direção Y)

| ARMADURA POSITIVA LAJES - DIREÇÃO Y | | | |
|-------------------------------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------|
| LAJE | POSIÇÃO | SCIA ENGINEER | MANUAL |
| | | As, calc. (cm ² /m) | As, calc. (cm ² /m) |
| 106 (S24) | Entrepiso | 0,04 | 0,15 |
| 204 (S1) | Cobertura | 0,60 | 0,62 |
| 301 (S12) | Reservatório | 0,60 | 0,62 |

Fonte: Autoria própria (2018)

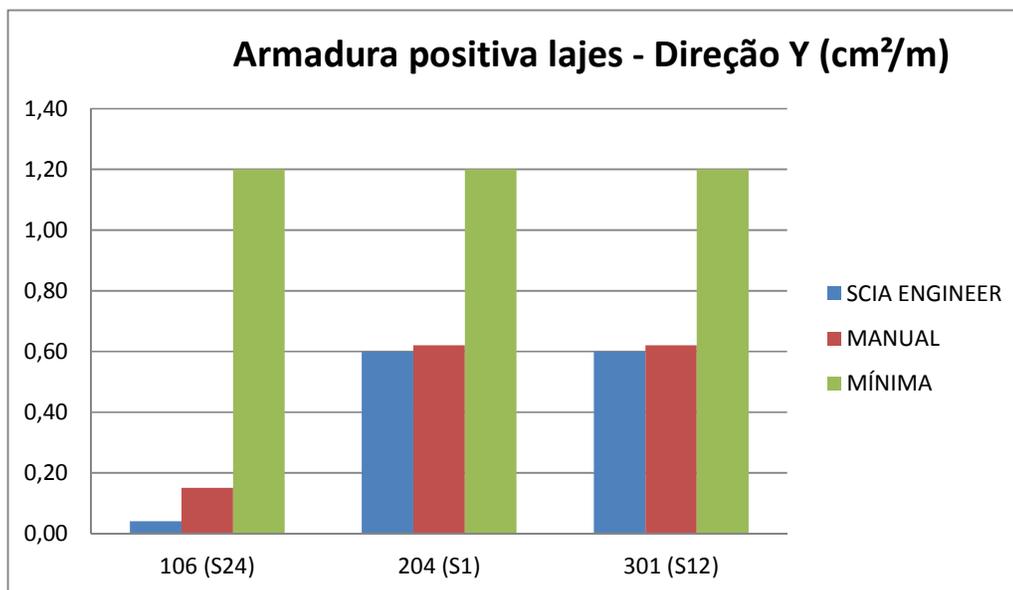


Figura 33: Comparativo armadura positiva lajes – Direção Y (maior vão)

Fonte: Autoria própria (2018)

Se tratando da armação das lajes na direção Y (maior vão) onde os esforços de menor magnitude estão concentrados, é possível analisar através da tabela 7 e da figura 33 que os valores entre os dois métodos de cálculo sofreram variações consideráveis na laje 106 (S24), diferentemente da direção X neste caso o cálculo manual ampliou a área de aço quatro vezes mais do que o *software*. Já nas lajes 204 (S1) e 301 (S12) os valores da área de aço calculada é praticamente igual entre os dois métodos, sofrendo a mesma variação para mais no cálculo manual.

Entretanto também na direção Y em ambos os métodos de cálculo o que prevaleceu foi a área de aço mínima.

4.1.2. VIGAS

Tabela 8: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – Vigas (armadura positiva)

| ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA - VIGAS | | | |
|--|--------------|--------------------------------|--------------------------------|
| VIGA | POSIÇÃO | SCIA ENGINEER | MANUAL |
| | | As, calc. (cm ² /m) | As, calc. (cm ² /m) |
| 15 (B51) | Entrepiso | 0,97 | 0,15 |
| 27 (B32) | Cobertura | 0,94 | 0,60 |
| 37 (B28) | Reservatório | 1,40 | 0,54 |

Fonte: Autoria própria (2018)

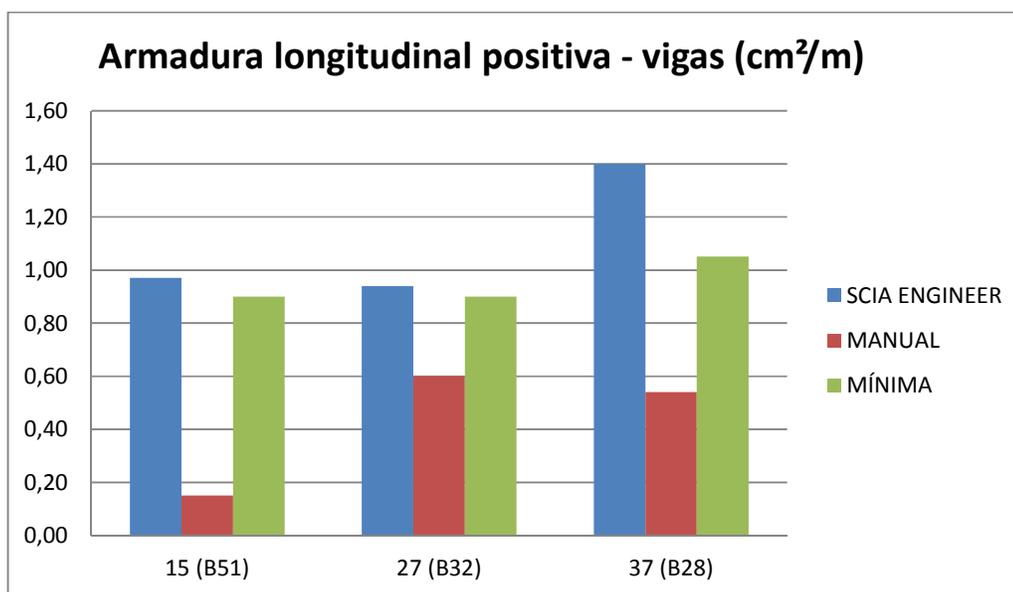


Figura 34: Comparativo armadura longitudinal positiva – Vigas

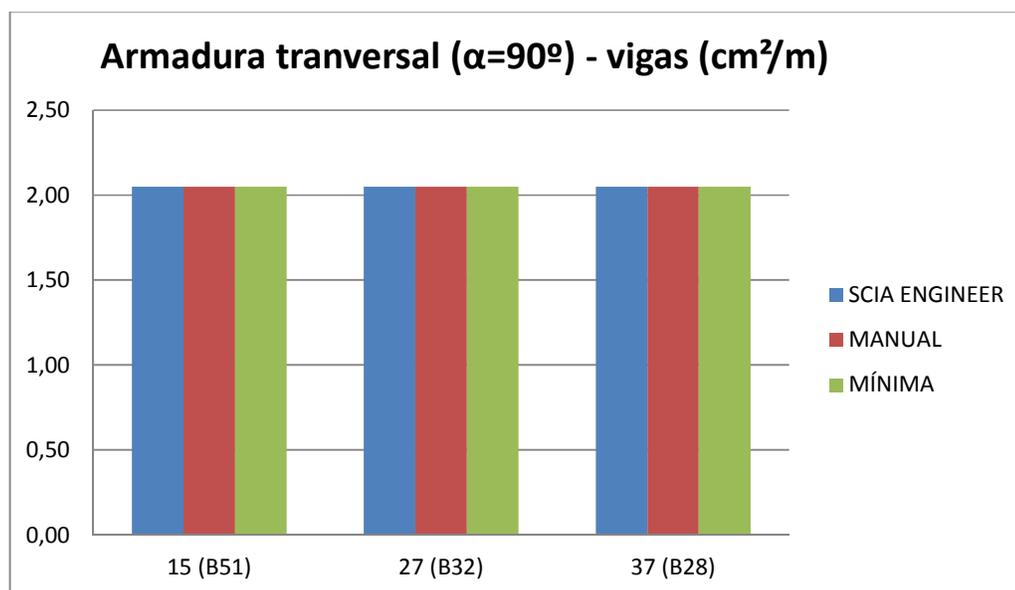
Fonte: Autoria própria (2018)

Analisando a tabela 8 e a figura 34, quando comparados os resultados obtidos através dos dois métodos de cálculo, SCIA Engineer e manual, observa-se que as áreas de aço da armadura longitudinal positiva das vigas 15 (B51) e 27 (B32) calculadas pelo *software* apresentam pequena variação acima da área de aço mínima, enquanto que na viga 37 (B28) essa variação é aproximadamente 25% maior. Já no cálculo estrutural manual as áreas de aço calculadas das três vigas foram abaixo da área de aço mínima prescrita pela norma NBR 6118:2014.

Tabela 9: Comparativo entre resultados SCIA Engineer x Manual – Vigas (armadura transversal)

| ARMADURA TRANSVERSAL - VIGAS | | | |
|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| VIGA | POSIÇÃO | SCIA ENGINEER | MANUAL |
| | | As, calc. (cm²/m) | As, calc. (cm²/m) |
| 15 (B51) | Entrepiso | 2,05 | 2,05 |
| 27 (B32) | Cobertura | 2,05 | 2,05 |
| 37 (B28) | Reservatório | 2,05 | 2,05 |

Fonte: Autoria própria (2018)

**Figura 35:** Comparativo armadura transversal – Vigas

Fonte: Autoria própria (2018)

Analisando a tabela 9 e a figura 35, quando comparados os resultados obtidos através dos dois métodos de cálculo, SCIA Engineer e manual, observa-se que as áreas de aço da armadura transversal das vigas 15 (B51), 27 (B32) e 37 (B28) são iguais em ambos os métodos e também equivalentes a área de aço mínima prescrita pela normal NBR 6118:2014.

5. CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente estudo possibilitou uma análise de como é o lançamento de uma estrutura em um *software* de cálculo estrutural. Além disso, também permitiu uma pesquisa mais consistente sobre as etapas do processo, bem como uma revisão dos conceitos de estruturas de concreto armado adquiridos durante a graduação.

O estudo de caso mostrou através da análise de resultados das áreas de aço das lajes e vigas, entre os dois métodos de cálculo, que os mesmos foram satisfatórios para uma estrutura otimizada e correta. Resumidamente, pode-se dizer que a experiência com o *software* é válida, viável e deve ser incentivada, pois a mesma é importante para o aperfeiçoamento profissional cada vez mais exigido no mercado da construção civil.

Entretanto vale ressaltar que um *software* de cálculo estrutural deve ser visto apenas como uma ferramenta de otimização, pois através do mesmo é possível ganhar produtividade e tempo em relação ao cálculo estrutural manual, o qual apesar dos avanços tecnológicos nunca deve ser totalmente substituído, sendo este muito importante na verificação e validação de resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 – Versão corrigida: 2004 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

BASTOS, P. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Bauru, 2017.

FONTES, F. **Análise de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos, 2005.

FRANÇA JR, D. **Análise estrutural de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos: estudo de caso para diferentes modelos estruturais**. Pato Branco, 2015.

FTOOL. **Software de análise estrutural**. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br>>. Acesso em: 1º de abril de 2018.

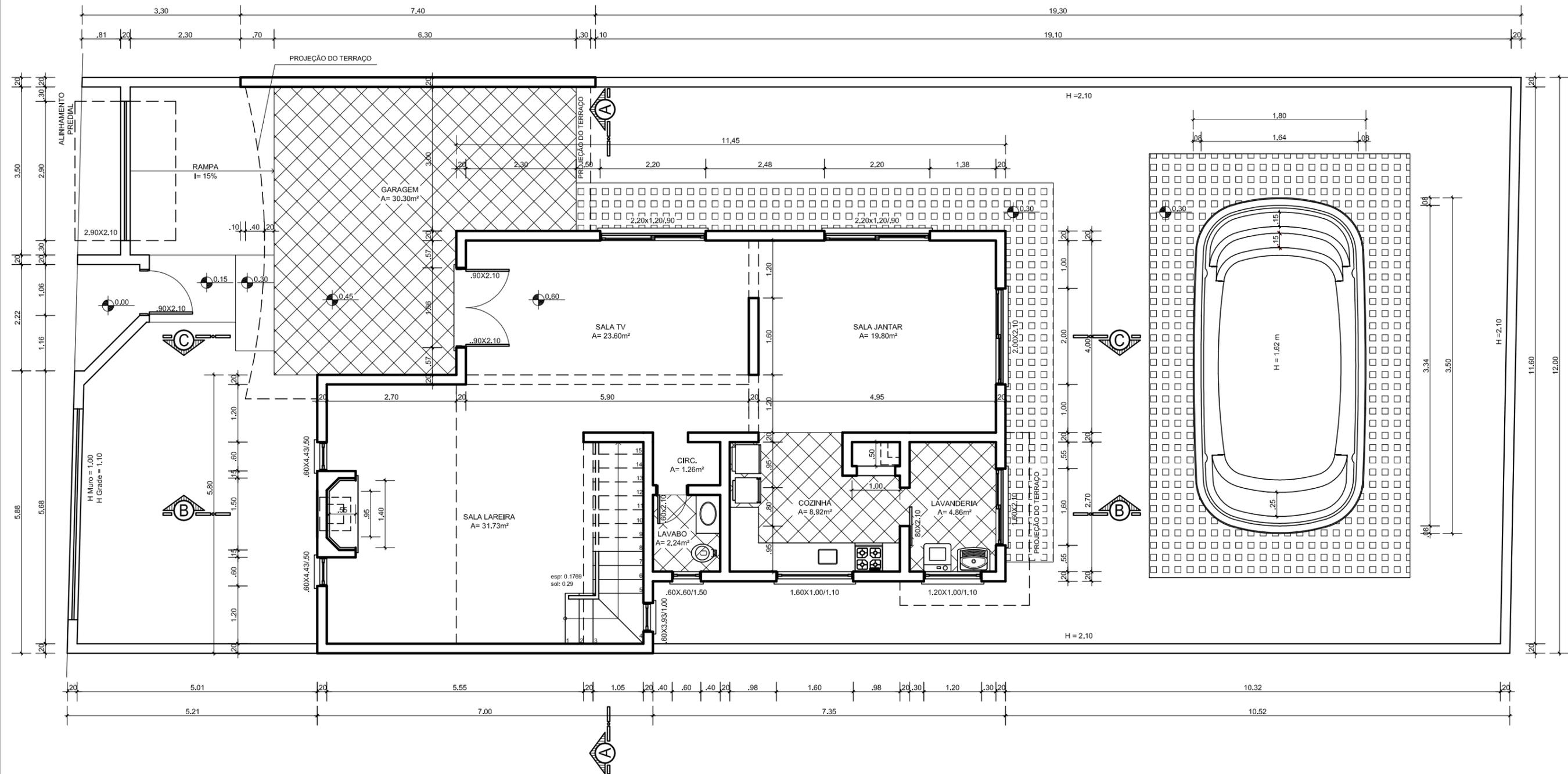
KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: PINI, 2007.

PELIZARO, T. **Estudo do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de concreto**. Uberlândia, 2017.

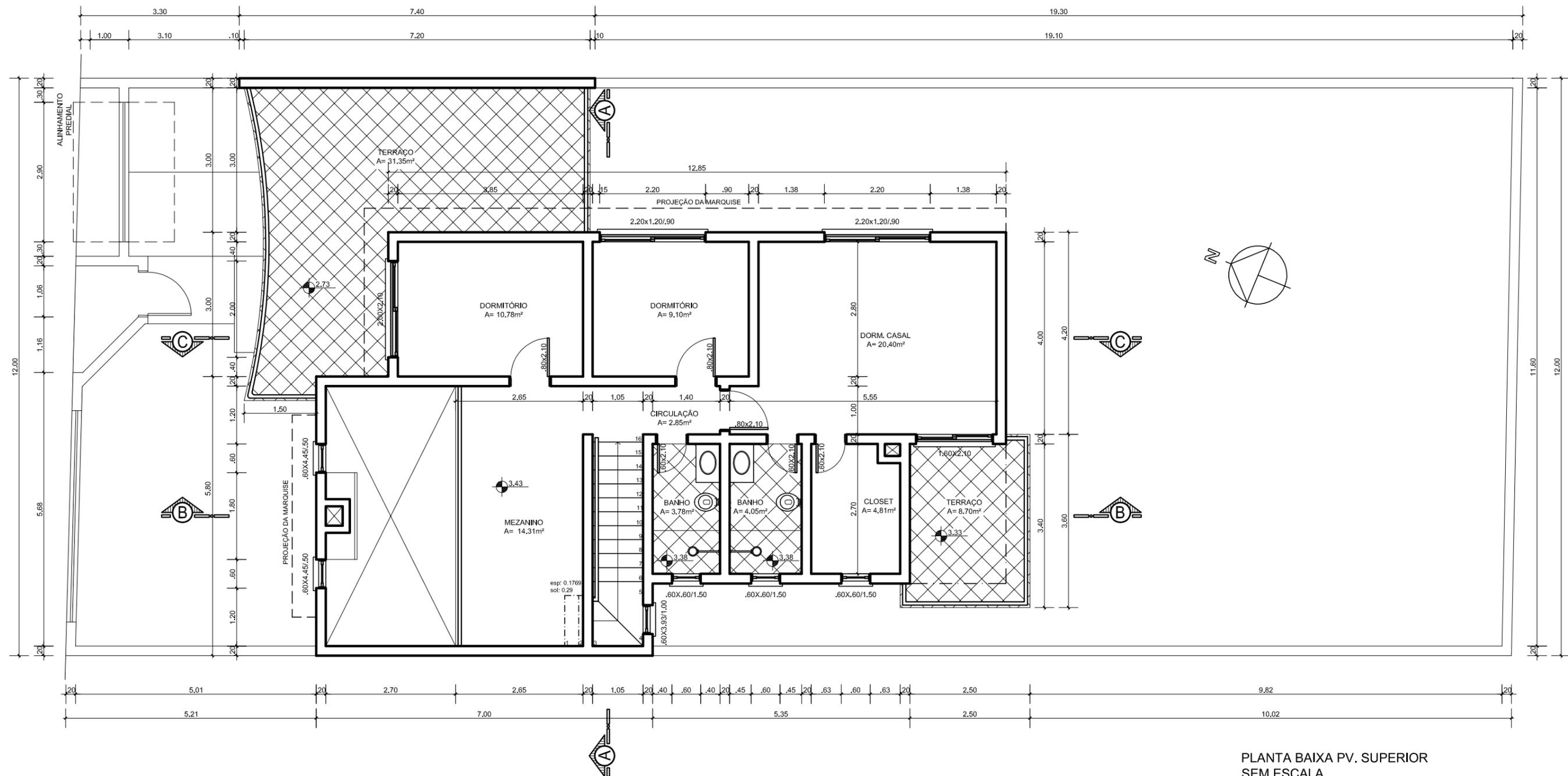
SCIA ENGINEER. **Software de análise estrutural**. Disponível em: <<https://www.scia.net/pt>>. Acesso em: 10 de fevereiro de 2018.

SOUZA, R. **Apostila Elementos Finitos – NiCAE – UFPA** . Belém, 2003.

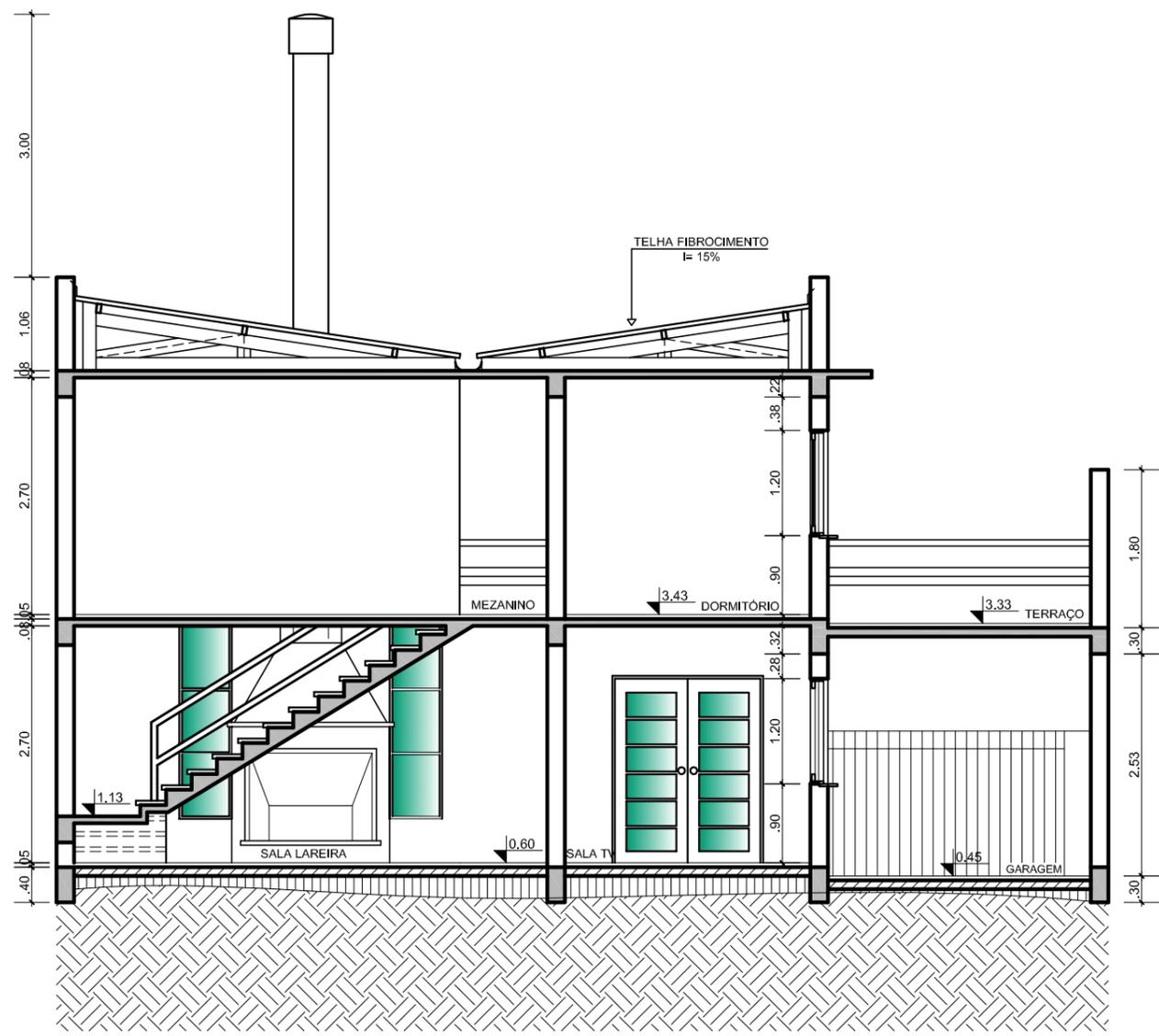
ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO DA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR



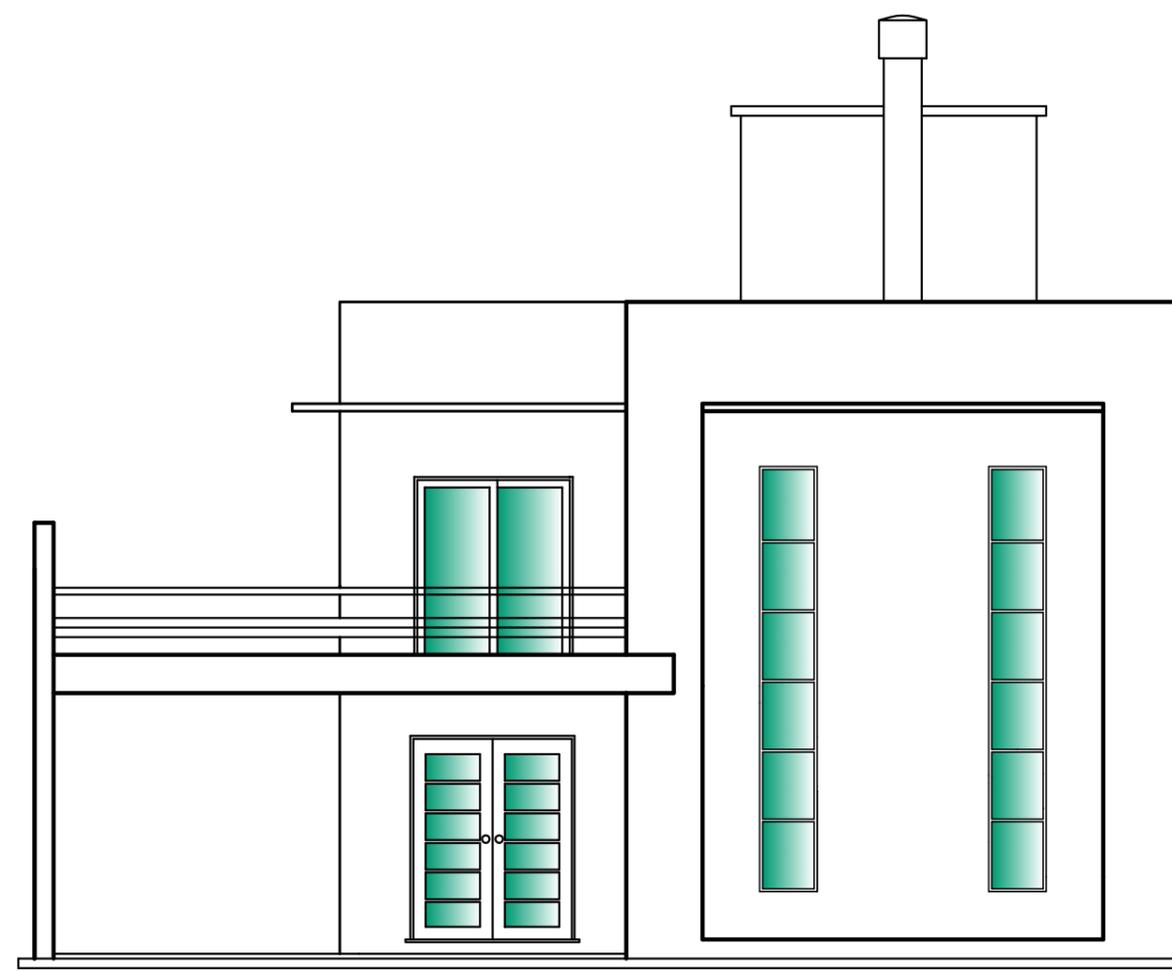
PLANTA BAIXA PV. TÉRREO
SEM ESCALA
ÁREA = 124.21m²



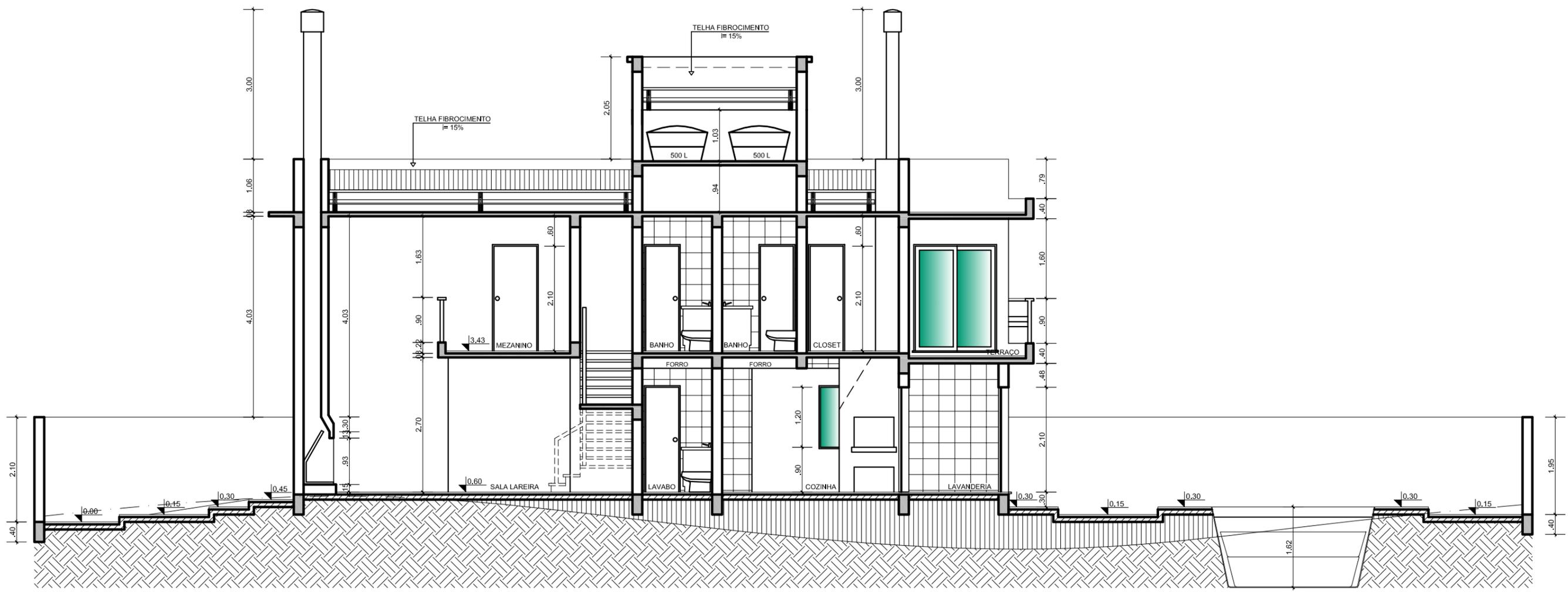
PLANTA BAIXA PV. SUPERIOR
SEM ESCALA
ÁREA = 115.52m²



CORTE AA
SEM ESCALA

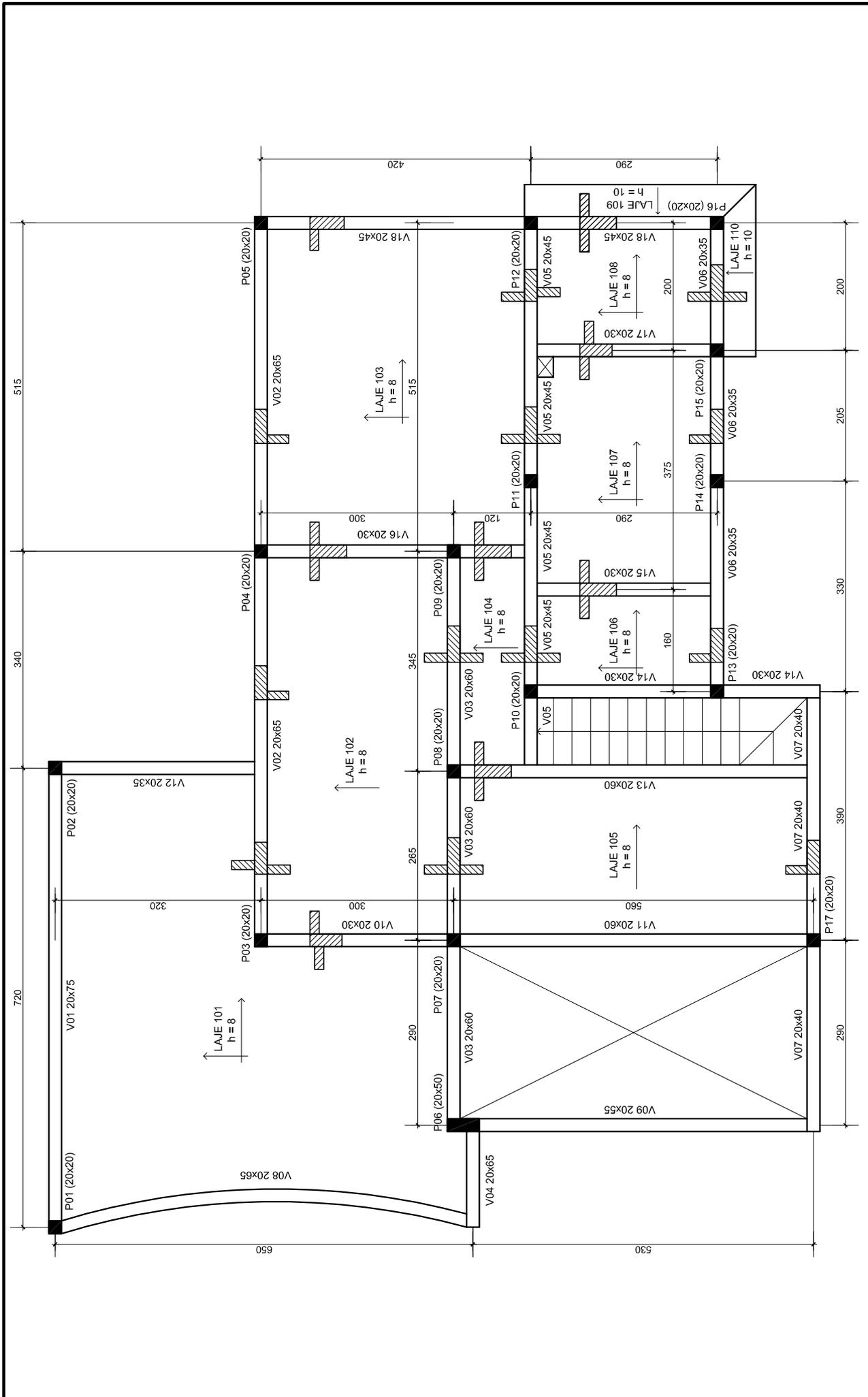


FACHADA FRONTAL
SEM ESCALA

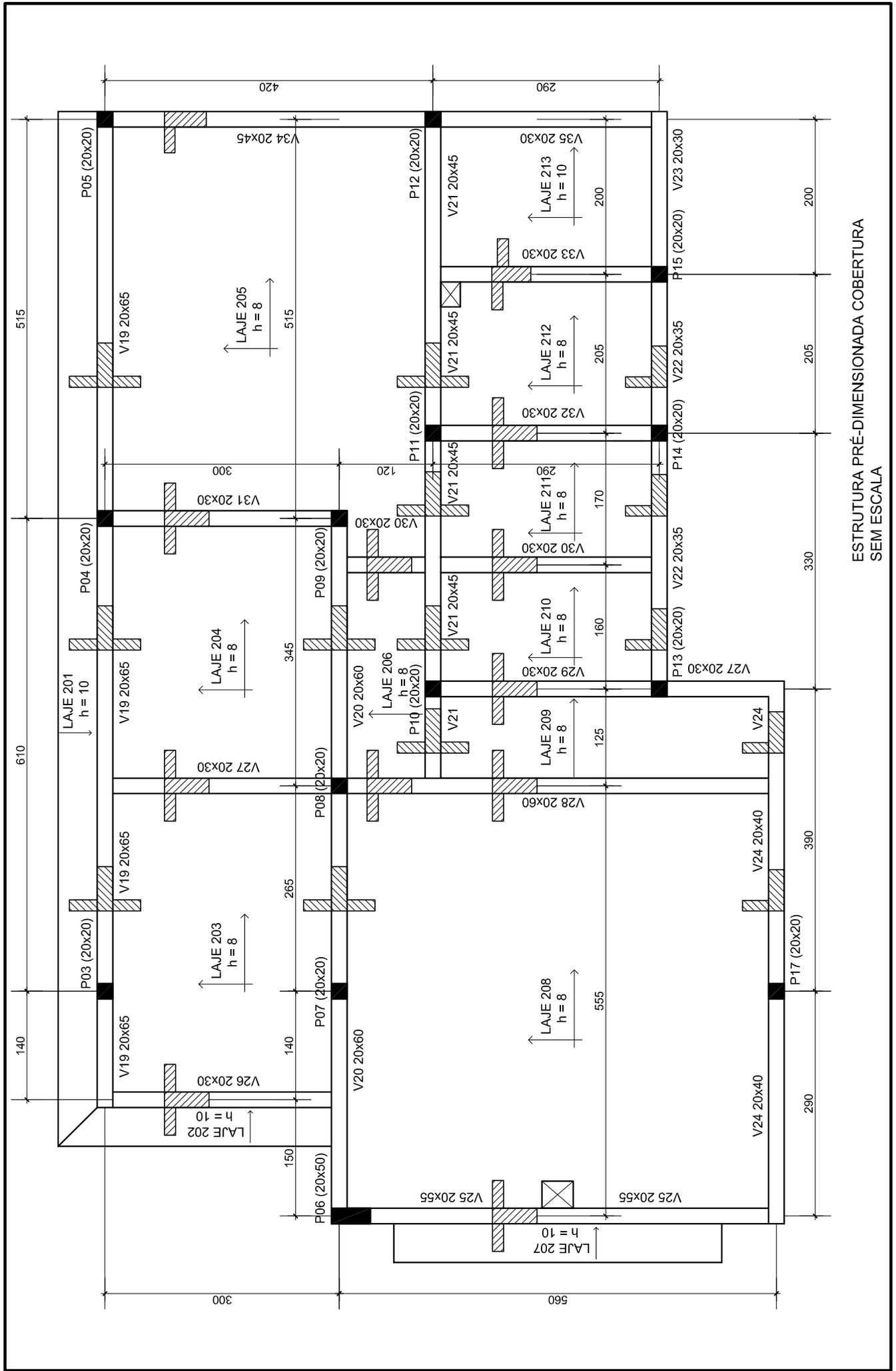


CORTE BB
SEM ESCALA

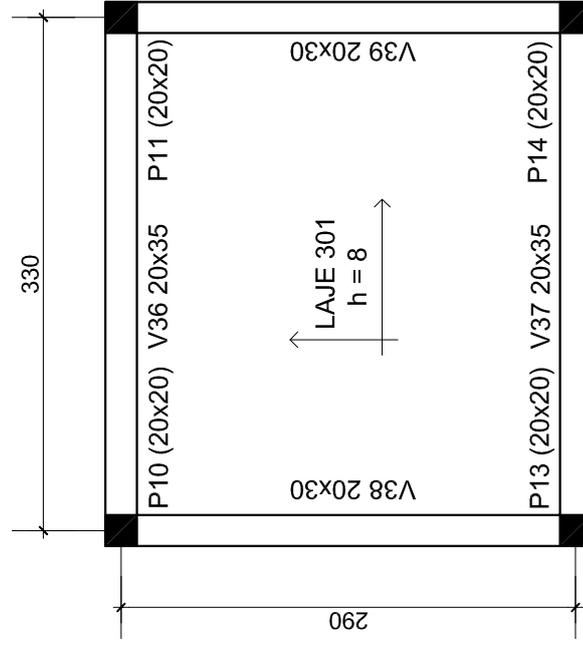
ANEXO B – ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-DIMENSIONADOS



ESTRUTURA PRÉ-DIMENSIONADA ENTREPISO SEM ESCALA

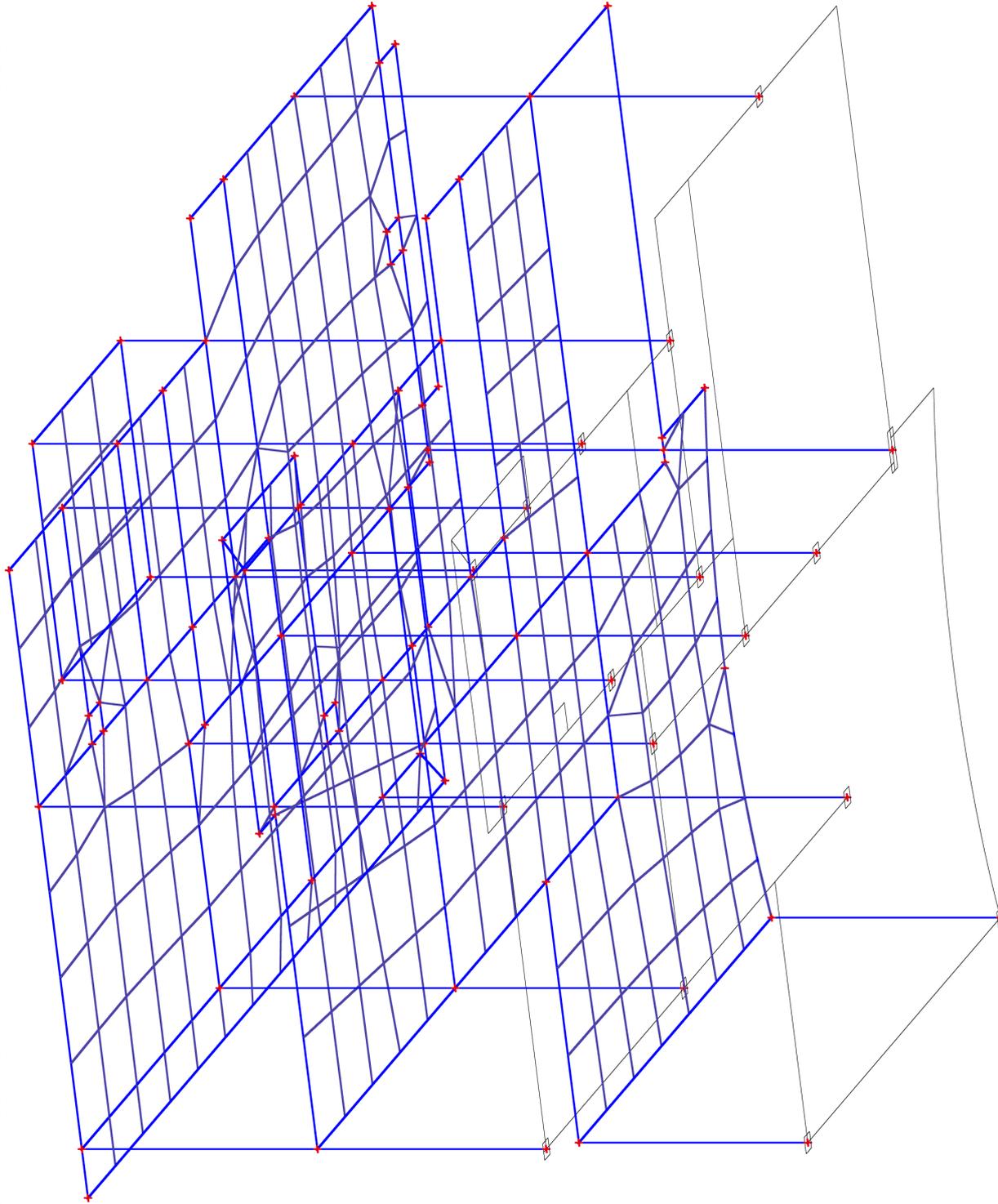


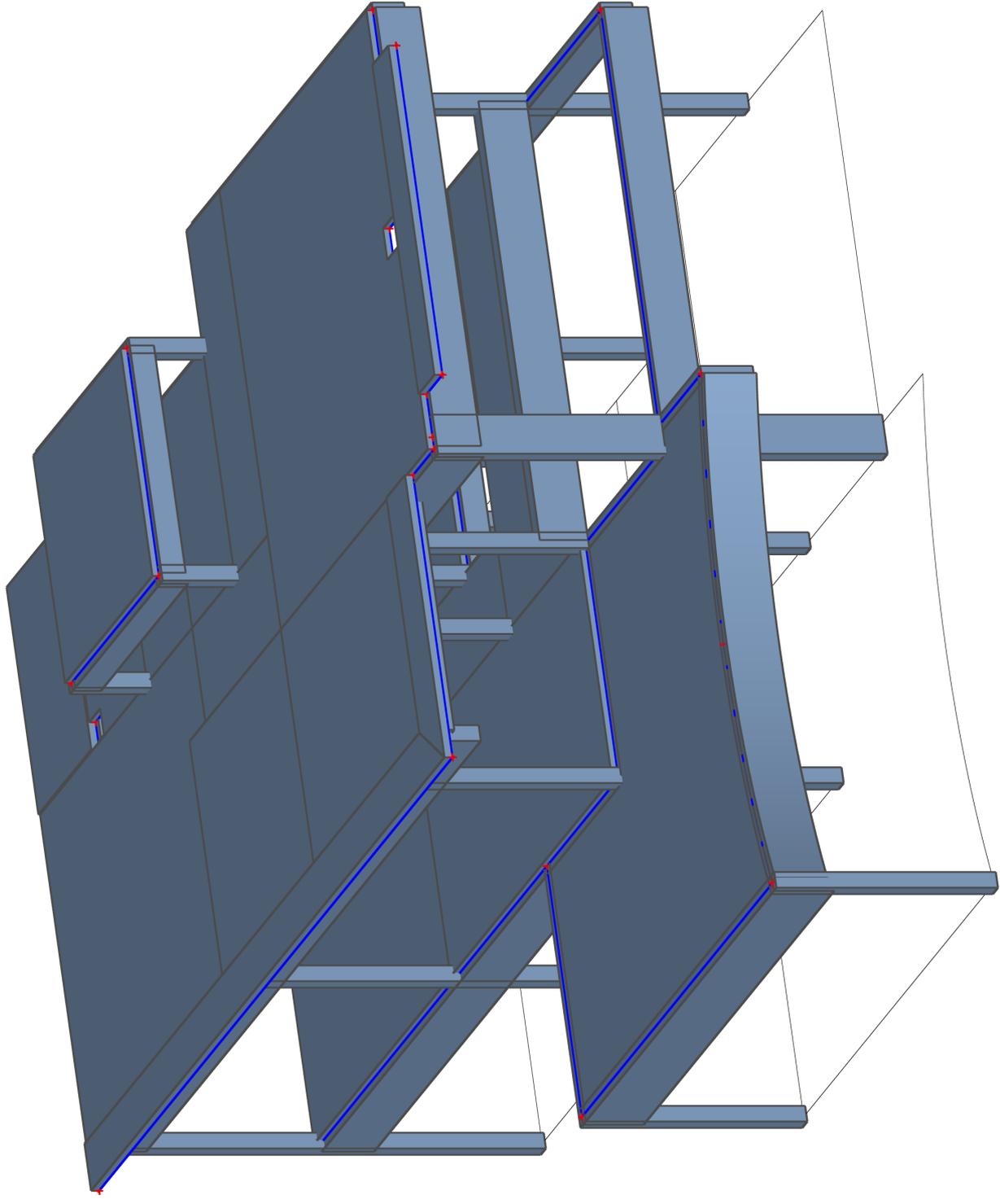
ESTRUTURA PRÉ-DIMENSIONADA COBERTURA
SEM ESCALA

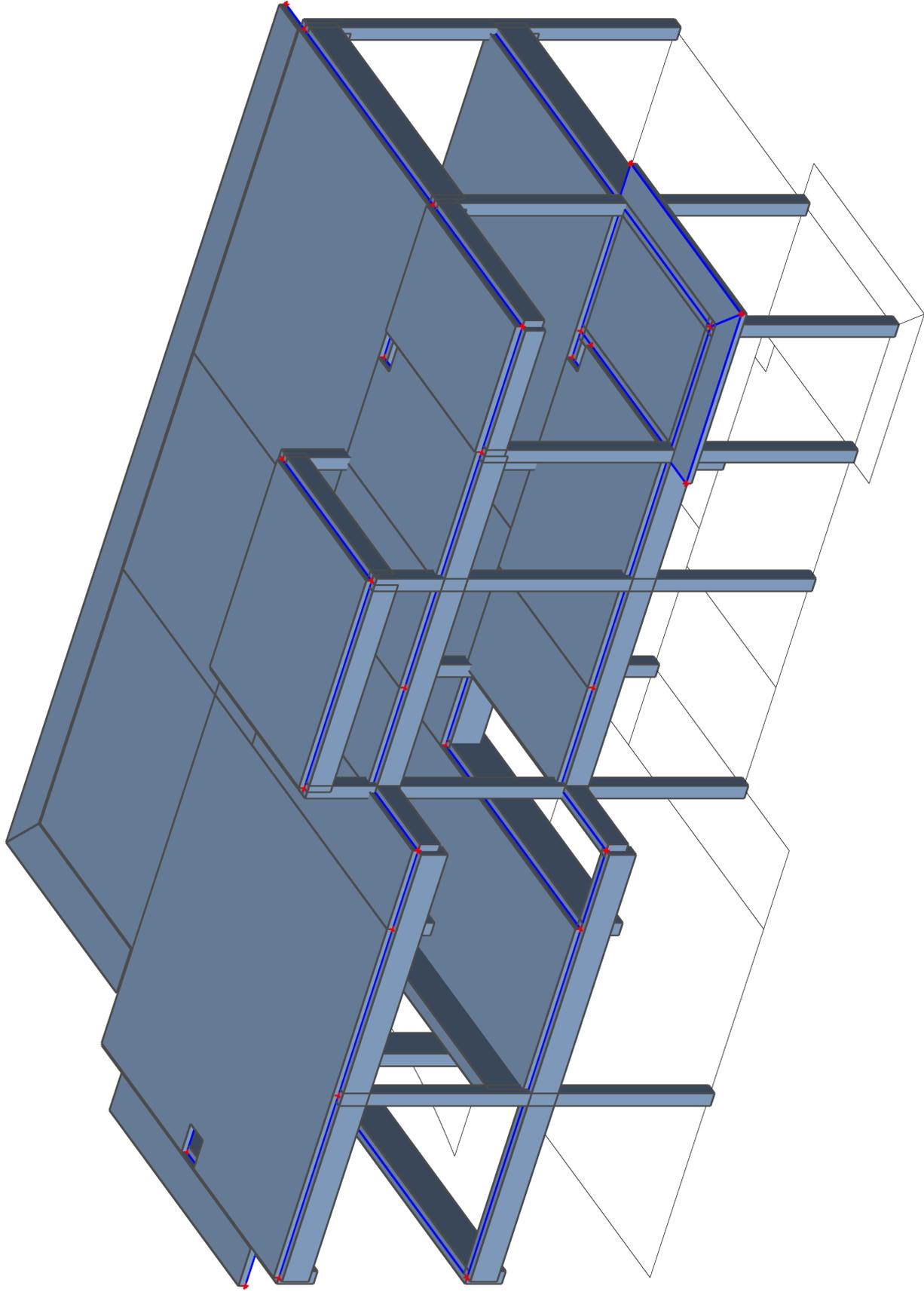


ESTRUTURA PRÉ-DIMENSIONADA RESERVATÓRIO SUPERIOR
SEM ESCALA

ANEXO C – ESTRUTURA MODELADA NO SOFTWARE SCIA ENGINEER







**ANEXO D – RESULTADOS E DETALHAMENTOS OBTIDOS ATRAVÉS DO
SOFTWARE SCIA ENGINEER**

LAJES

NBR:6118-2014 - 2D - ELU

Cálculo linear

Combinação: ELU

Extremo: Elemento

Seleção: S24

Localização: Em centros. Sistema: LCS do elemento de malha

| Nome | Malha | Posição [m] | Caso | $A_{s_req_1-}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_2-}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_1+}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_2+}$ [cm ² /m] | $A_{sw,x}$ [cm ² /m] | $A_{sw,y}$ [cm ² /m] |
|------|---------------|-------------------------------|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| S24 | Elemento: 167 | 3099,814 2557,033 2,750 | ELU/1 | 0,72 | 0,04 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| S24 | Elemento: 165 | 3099,814 2558,000 2,750 | ELU/2 | 0,60 | 0,76 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| S24 | Elemento: 164 | 3099,014 2558,000 2,750 | ELU/3 | 0,00 | 0,60 | 1,40 | 0,60 | 0,00 | 0,00 |
| S24 | Elemento: 168 | 3099,014 2556,066 2,750 | ELU/1 | 0,09 | 0,00 | 0,41 | 3,07 | 0,00 | 0,00 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|--|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 0.70*LC6 + 1.40*LC9 |
| ELU/2 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC7 |
| ELU/3 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC8 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Armadura 2D

| Nome | Tipo | Superfície | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | Peso total [kg] |
|-------------|----------|-----------------------|----------------------|------------------------------------|--|----------------------|---|--------------------|
| Elemento 2D | Material | Número de direções | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | |
| RR2 | Barras | Inferior | 5 | 15,00 | 2,50 | 0,00 | 1,31 | 9,8 |
| S24 | CA-60 | 2 | 5 | 15,00 | 3,00 | 0,00 | 1,31 | |

Versão estudantil

Versão estudantil

NBR:6118-2014 - 2D - ELU

Cálculo linear

Combinação: ELU

Extremo: Elemento

Seleção: S1

Localção: Em centros. Sistema: LCS do elemento de malha

| Nome | Malha | Posição [m] | Caso | A _{s_req_1-} [cm ² /m] | A _{s_req_2-} [cm ² /m] | A _{s_req_1+} [cm ² /m] | A _{s_req_2+} [cm ² /m] | A _{sw,x} [cm ² /m] | A _{sw,y} [cm ² /m] |
|------|-------------|-------------------------------|-------|--|--|--|--|--|--|
| S1 | Elemento: 5 | 3100,614 2560,016 5,580 | ELU/1 | 0,00 | 0,00 | 0,66 | 1,41 | 0,00 | 0,00 |
| S1 | Elemento: 5 | 3100,614 2560,016 5,580 | ELU/2 | 0,00 | 0,00 | 0,61 | 1,49 | 0,00 | 0,00 |
| S1 | Elemento: 1 | 3097,930 2562,183 5,580 | ELU/3 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,00 | 0,00 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|---|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC10 |
| ELU/2 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC9 |
| ELU/3 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC7 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Armadura 2D

| Nome | Tipo | Superfície | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | Peso total [kg] |
|-------------|----------|-----------------------|----------------------|------------------------------------|--|----------------------|---|--------------------|
| Elemento 2D | Material | Número de direções | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | |
| RR3 | Barras | Inferior | 5 | 15,00 | 2,50 | 0,00 | 1,31 | 22,3 |
| S1 | CA-60 | 2 | 5 | 15,00 | 3,00 | 0,00 | 1,31 | |

Versão estudantil

Versão estudantil

NBR:6118-2014 - 2D - ELU

Cálculo linear

Combinação: ELU

Extremo: Elemento

Seleção: S12

Localização: Em centros. Sistema: LCS do elemento de malha

| Nome | Malha | Posição [m] | Caso | $A_{s_req_1-}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_2-}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_1+}$ [cm ² /m] | $A_{s_req_2+}$ [cm ² /m] | $A_{sw,x}$ [cm ² /m] | $A_{sw,y}$ [cm ² /m] |
|------|-----------------|-------------------------------|-------|--|--|--|--|------------------------------------|------------------------------------|
| S12 | Elemento: 58 | 3100,264 2558,000 6,600 | ELU/1 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,00 | 0,00 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|--|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Armadura 2D

| Nome | Tipo | Superfície | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | Peso total [kg] |
|-------------|----------|-----------------------|----------------------|------------------------------------|--|----------------------|---|--------------------|
| Elemento 2D | Material | Número de direções | Diâmetro (d) [mm] | Distância da barra (sl) [cm] | Cobrimento do concreto (cl,cu) [cm] | Deslocamento [cm] | Área da armadura [cm ² /m] | |
| RR1 | Barras | Inferior | 5 | 15,00 | 2,50 | 0,00 | 1,31 | 20,5 |
| S12 | CA-60 | 2 | 5 | 15,00 | 3,00 | 0,00 | 1,31 | |

Versão estudantil

Versão estudantil

VIGAS

ELU - NBR-6118:2014

Cálculo linear

Combinação: ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Elemento

Seleção: B51

Cálculo longitudinal

| Nome | dx [m] | Caso | A _{s,req} [cm ²] | A _{s,req+} [cm ²] | A _{s,req-} [cm ²] | A _{st,req} [cm ²] | A _{sc,req} [cm ²] | A _{s,min} [cm ²] | nBars | φ _l [mm] | A _{s,pele} [cm ²] |
|------|-----------|-------|--|---|---|---|---|--|----------|------------------------|---|
| B51 | 0,483 | ELU/1 | 0,97 | 0,00 | 0,97 | 0,97 | 0,00 | 0,90 | 2 | 10 | 0,00 |
| B51 | 0,000 | ELU/1 | 0,90 | 0,88 | 0,00 | 0,88 | 0,00 | 0,90 | 2 | 10 | 0,00 |

Cálculo do cisalhamento e torção

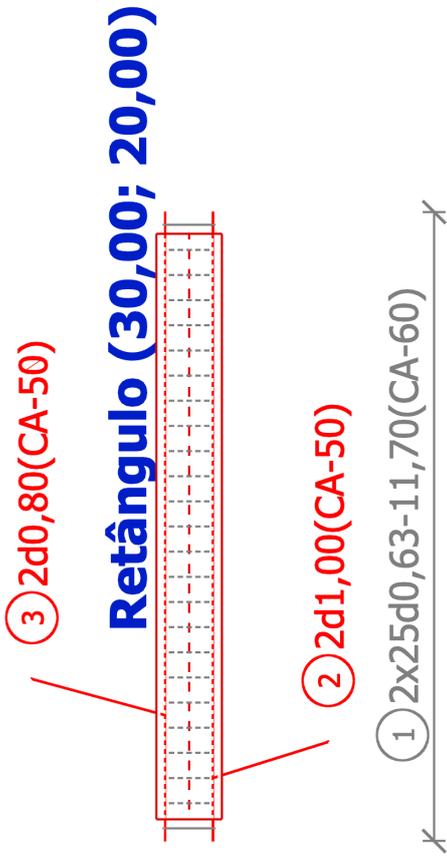
| Nome | dx [m] | Caso | A _{sw/s} [cm ² /m] | φ _ω [mm] | s [m] | A _{90/s} [cm ² /m] | A _{slt} [cm ²] | A _{s,t} [cm ²] | A _{wt/s} [cm ² /m] |
|------|-----------|-------|---|------------------------|--------------|---|--|--|---|
| B51 | 0,483 | ELU/1 | 6,55 | 6 | 0,117 | 2,05 | 0,57 | 1,54 | 5,33 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|--|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 0.70*LC6 + 1.40*LC10 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Elemento - B51



□ ① 2x25d0,63-11,70 CA-60, comprimento=1,157 [m]

② 2d1,00 CA-50, comprimento=2,900 [m]

③ 2d0,80 CA-50, comprimento=2,900 [m]



ELU - NBR-6118:2014

Cálculo linear

Combinação: ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Elemento

Seleção: B32

Cálculo longitudinal

| Nome | dx [m] | Caso | A _{s_req} [cm ²] | A _{s_req+} [cm ²] | A _{s_req-} [cm ²] | A _{st_req} [cm ²] | A _{sc_req} [cm ²] | A _{s,min} [cm ²] | nBars | φl [mm] | A _{s,pele} [cm ²] |
|------|-----------|-------|--|---|---|---|---|--|----------|------------|---|
| B32 | 0,500 | ELU/1 | 0,94 | 0,00 | 0,94 | 0,94 | 0,00 | 0,90 | 2 | 10 | 0,00 |
| B32 | 0,000 | ELU/1 | 1,07 | 1,07 | 0,00 | 1,07 | 0,00 | 0,90 | 2 | 10 | 0,00 |

Cálculo do cisalhamento e torção

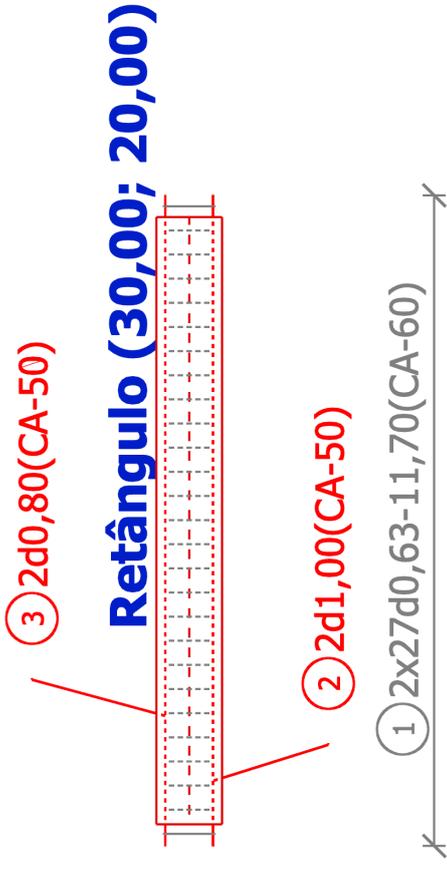
| Nome | dx [m] | Caso | A _{sw/s} [cm ² /m] | φ _ω [mm] | s [m] | A _{90/s} [cm ² /m] | A _{slt} [cm ²] | A _{s,t} [cm ²] | A _{wrt/s} [cm ² /m] |
|------|-----------|-------|---|------------------------|--------------|---|--|--|--|
| B32 | 0,000 | ELU/1 | 6,55 | 6 | 0,117 | 2,05 | 0,57 | 1,63 | 5,33 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|--|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC7 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Elemento - B32



□ ① 2x27d0,63-11,70 CA-60, comprimento=1,157 [m]

② 2d1,00 CA-50, comprimento=3,000 [m]

③ 2d0,80 CA-50, comprimento=3,000 [m]



ELU - NBR-6118:2014

Cálculo linear

Combinação: ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Elemento

Seleção: B28

Cálculo longitudinal

| Nome | dx [m] | Caso | A _{s_req} [cm ²] | A _{s_req+} [cm ²] | A _{s_req-} [cm ²] | A _{st_req} [cm ²] | A _{sc_req} [cm ²] | A _{s,min} [cm ²] | nBars | φl [mm] | A _{s,pele} [cm ²] |
|------|-----------|-------|--|---|---|---|---|--|----------|------------|---|
| B28 | 1,100- | ELU/1 | 1,40 | 0,00 | 1,40 | 1,40 | 0,00 | 1,05 | 2 | 10 | 0,00 |
| B28 | 0,000 | ELU/2 | 1,05 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,05 | 2 | 10 | 0,00 |

Cálculo do cisalhamento e torção

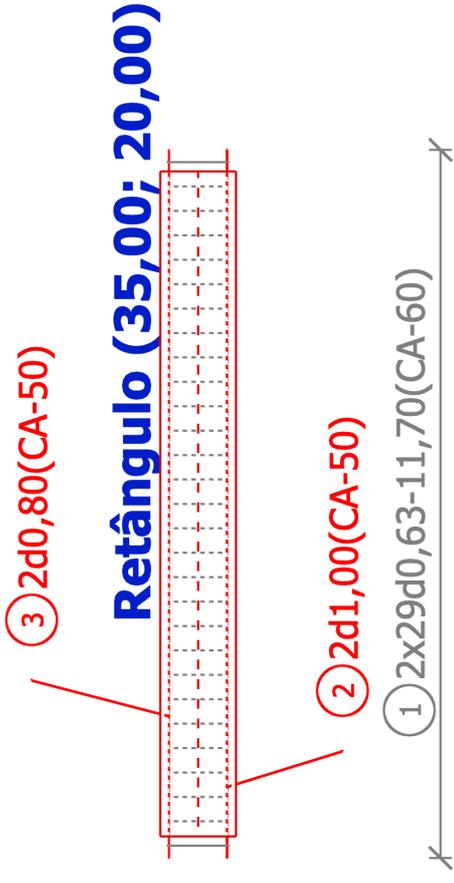
| Nome | dx [m] | Caso | A _{sw/s} [cm ² /m] | φ _ω [mm] | s [m] | A _{90/s} [cm ² /m] | A _{sit} [cm ²] | A _{s,t} [cm ²] | A _{wt/s} [cm ² /m] |
|------|-----------|-------|---|------------------------|--------------|---|--|--|---|
| B28 | 1,100- | ELU/1 | 6,55 | 6 | 0,117 | 2,05 | 0,65 | 2,05 | 5,33 |

| Nome | Chave de combinação |
|-------|--|
| ELU/1 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 |
| ELU/2 | 1.40*LC1 + 1.40*LC2 + 1.40*LC3 + 1.40*LC4 + 1.40*LC5 + 1.40*LC6 + 0.84*LC7 |

Versão estudantil

Versão estudantil

Elemento - B28



□ 1 2x29d0,63-11,70 CA-60, comprimento=1,308 [m]

2 2d1,00 CA-50, comprimento=3,300 [m]

3 2d0,80 CA-50, comprimento=3,300 [m]

