

AFONSO MIGUEL SOLAK

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

JOINVILLE

2012

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC

CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS – CCT

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL – DEC

AFONSO MIGUEL SOLAK

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Estado de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Edson Fajardo Nunes da Silva

JOINVILLE

2012

AFONSO MIGUEL SOLAK

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

Trabalho de Graduação aprovado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pelo Centro de Ciências Tecnológicas – CCT da Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC. Aprovado em 21 de novembro de 2012.

Banca Examinadora:

Orientador:

Mestre Edson Fajardo Nunes da Silva

Universidade do Estado de Santa Catarina

Membro:

Doutor Itamar Ribeiro Gomes

Universidade do Estado de Santa Catarina

Membro:

Especialista Marco Otávio Bley do Nascimento

Universidade do Estado de Santa Catarina

Joinville, 21/11/2012

Dedico este trabalho àqueles, que como eu,
não veem a Engenharia apenas como uma
profissão, mas sim como uma paixão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao meu pai por todo o apoio e por todas as oportunidades de crescimento que ele me proporcionou; por entender minha ausência e pelo incentivo que sempre me deu.

À minha irmã, que acima de tudo é minha melhor amiga, por ela entender meus dias difíceis e pelas palavras reconfortantes que sempre soaram de sua boca.

Aos meus amigos que me acompanharam e apoiaram nesta caminhada, seja no Brasil ou na Itália, por todo o aprendizado que tive convivendo com pessoas tão especiais.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil, por transmitirem seus conhecimentos e experiências, com paciência e dedicação.

E agradeço ainda à família maravilhosa que eu tenho, minhas madrinhas, meus avós, minha mãe, tios e primos por todos os momentos de apoio e oração, pelas palavras de incentivo e pelos momentos juntos que sempre me fizeram rir e me ajudaram a relaxar durante os fins de semana de estudo.

“O desafio me fascina.”

Afonso Solak

RESUMO

SOLAK, Afonso Miguel. **Projeto Analítico de uma Edificação Flutuante**. 2012. 162p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado de Santa Catarina. Joinville, 2012.

O panorama mundial vem se modificando de acordo com o desenvolvimento da sociedade. O grande crescimento populacional e a procura por novos locais por moradia levaram o homem a elaborar alternativas adaptativas em locais que antigamente não eram considerados aptos à construção de edificações, como rios, lagos e mares. Este trabalho mostra de forma detalhada, várias características relacionadas à problemática de se construir sobre estruturas flutuantes. Primeiramente são abordados assuntos relacionados às características arquitetônicas da edificação a ser estudada. Numa etapa seguinte, são apresentados os modelos de paredes de fechamento que visam reduzir o peso total da edificação. O dimensionamento da estrutura mostra como ocorre o caminhamento das cargas e as soluções adotadas. Encontrado o peso total da edificação, são calculados os volumes de ar necessários para gerar e empuxo que mantém a edificação flutuando. Concluiu-se que em ambientes de grande agressividade e exposição, como o caso estudado, as precauções quanto à corrosão e quanto ao vento são de maior relevância se comparadas ao estudo de uma edificação convencional.

Palavras – chave: Arquitetura Flutuante. Estrutura Metálica. Hidrostática. Estabilidade

ABSTRACT

SOLAK, Afonso Miguel. **Analitic Project of a Floating House**.2012. 162p.
Monograph (Bachelor Degree in Civil Engineering) – Santa Catarina State
University.Joinville, 2012.

The global landscape is changing according to the development of society. The large population growth and demand for new locations for housing led man to develop adaptive alternatives in places that formerly were not considered suitable for the construction of buildings, such as rivers, lakes and seas. This study shows in detail the characteristics related to the problem of building on floating structures. First, issues relating to the architectural features of the building being studied. In a next step, are presented the walls closing models that are created to reduce the total weight of the building. The design of the structure shows how the loads occur and the solutions adopted to contain this loads. After the overall weight of the building, the next step is calculate the volumes of air needed to generate the buoyancy that keeps the house floating. It was concluded that in exposed and highly aggressive places, such as the case studied, precautions for corrosion and the wind forces are more important that in cases of a conventional construction.

Key-words: Floating Architecture. Steel Structures.Hidrostatic. Stability

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Residências Flutuantes nos Canais de Amsterdam.....	19
Figura 2 - Esquema em Perspectiva	22
Figura 3 - Fachada Frontal.....	23
Figura 4 - Painéis de Fechamento Externos - Wood Frame	25
Figura 5 - Esquema Estrutural Metálico	31
Figura 6 - Posicionamento da Estrutura sobre os Flutuantes.....	32
Figura 7 - Geometria dos Flutuantes.....	33
Figura 8 - Seção transversal da laje	38
Figura 9 - Carregamentos da Caixa D'Água.....	39
Figura 10 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s)	40
Figura 11 - Dimensão a ser superada pelo vento.....	42
Figura 12 - Detalhes da Cobertura	48
Figura 13- Carregamentos Atuantes na Treliça.....	50
Figura 14 - Posição da Armadura.....	62
Figura 15 - Detalhes do Perfil "I"	69
Figura 16 - Posição dos Ganchos	76
Figura 17 - Carregamento Distribuído sobre os Flutuantes.....	80
Figura 18 - Carregamento Pontual sobre os Flutuantes.....	80
Figura 19 – Origem do Plano Cartesiano	81
Figura 20 - Alturas para cálculo do CG	85
Figura 21 - Força equivalente aplicada no CG	89
Figura 22 - CG e CC transversais	91

Figura 23 - Sistema de Câmaras.....	92
Figura 24 - CG e CC longitudinais.....	94
Figura 25 - Câmaras Ocupadas	94
Figura 26 - Áreas Molhadas	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fator S2	43
Tabela 2 - Valores dos Coeficientes de ponderação das ações.....	46
Tabela 3 - Valores dos fatores de combinação e de redução	47
Tabela 4 - Coeficiente de pressão em coberturas isoladas a uma água plana	49
Tabela 5 - Carregamento devido às paredes - Cobertura	51
Tabela 6 - Carregamento devido às paredes - Caixa D'Água	51
Tabela 7 - Carregamento devido às paredes - Pavimento Superior.....	51
Tabela 8 - Carregamento devido às paredes - Pavimento Inferior	52
Tabela 9 - Carregamento devido às lajes - Caixa D'Água.....	53
Tabela 10 - Carregamento devido às lajes - Pavimento Superior	53
Tabela 11 - Carregamento devido às lajes - Pavimento Inferior.....	54
Tabela 12 - Carregamentos Totais - Vigas da Cobertura.....	56
Tabela 13 - Carregamentos Totais - Vigas da Caixa D'Água	56
Tabela 14 - Carregamentos Totais - Vigas do Pavimento Superior	57
Tabela 15 - Carregamentos Totais - Vigas do Pavimento Inferior.....	58
Tabela 16 - Carregamento nos Pilares.....	59
Tabela 17 - Cobrimento Nominal das Armaduras	61
Tabela 18 - Características do perfil W 310 x 23,8.....	68
Tabela 19 - Características do Perfil W 150 x 13,0	74
Tabela 20 - Coordenada "Y" - Centro de Gravidade	82
Tabela 21 - Coordenada "X" - Centro de Gravidade	83
Tabela 22 - Coordenada "Z" - Centro de Gravidade	85

Tabela 23 - Especificação para Galvanização	96
Tabela 24 - Especificação para Pintura.....	96

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Justificativa	15
1.2 Objetivo Geral	15
1.3 Objetivos Específicos	15
1.4 Metodologia	16
1.5 Revisão	16
1.6 Estrutura do Trabalho	16
2 O CONCEITO E O PROJETO	18
2.1 Edificações flutuantes no mundo	18
2.2 Materiais e tecnologias utilizadas em edificações flutuantes	20
2.3 A edificação a ser estudada	21
2.4 O Projeto Arquitetônico	22
3 PROJETO ESTRUTURAL E FECHAMENTO	24
3.1 Esquema de Fechamento	24
3.1.1 Paredes Externas	24
3.1.2 Paredes Internas	30
3.2 Esquema Estrutural	30
3.2.1 Elasticidade dos Apoios	31
3.2. Aproximação para linearidade dos apoios	35
3.3 Carregamentos Atuantes	36
3.3.1 Carregamento Atuante nas Lajes	36

3.3.2 Carregamento horizontal devido ao vento	39
3.3.3 Carregamento atuante nas vigas`	44
3.3.4 Carregamento atuante nos pilares.....	59
3. Dimensionamento das Lajes em Concreto Armado	60
3.5 Dimensionamento da Estrutura Metálica	67
3.5.1 Dimensionamento das vigas	67
3.5.2 Dimensionamento dos pilares.....	74
4 MECANISMOS DE FIXAÇÃO NA MARGEM	76
5 MECANISMOS DE FLUTUAÇÃO	78
5.1 Cálculo do CG.....	79
5.2 Geometria do Flutuante	88
5.3 Estabilidade Transversal	90
5.4 Estabilidade Longitudinal	93
6 REVESTIMENTOS E TRATAMENTOS	95
6.1 Estrutura Metálica	95
6.2 Painéis Cimentícios.....	96
6.3 Madeira do Wood Frame	97
7 CONCLUSÃO.....	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

Devido à existência de edificações residenciais flutuantes no Brasil e a ínfima quantidade de estudos sobre o assunto, torna-se necessária a pesquisa e análise das técnicas construtivas aplicadas a este tipo de edificação, bem como sua apresentação à comunidade acadêmica.

1.2 Objetivo Geral

Pretende-se apresentar os materiais e as técnicas construtivas relacionadas à problemática gerada no projeto de uma edificação flutuante.

1.3 Objetivos Específicos

- Definir e apresentar o conceito de uma edificação flutuante através da exposição e explicação do projeto arquitetônico;
- Expor materiais e técnicas construtivas relacionadas à estrutura e ao fechamento de paredes através do desenvolvimento e explicação do projeto estrutural;
- Especificar e descrever os mecanismos de atracação e fixação da residência;
- Especificar e descrever os mecanismos de flutuação bem como as cargas às quais ele estará submetido através de projeto específico.

1.4 Metodologia

A apresentação das técnicas construtivas e dos materiais aplicados em uma residência flutuante ocorrerá através de um projeto analítico, ou seja, além do dimensionamento e detalhamento dos elementos constituintes do mesmo, cada etapa será descrita e explicada.

1.5 Revisão

Algumas pessoas, segundo Bradbury (2004), simplesmente não são tão bem adaptadas para viver em terra. Elas não ligam para jardinagem ou para cortar a grama. Eles não gostam do sentimento de estarem fixos e cercados. Para esse tipo de pessoas a vida boa é, sobre tudo, a vida na água, especialmente agora que uma nova geração de contemporâneas casas flutuantes oferece uma alternativa elegante para essa habitação limitada. (Tradução do autor).

Duke (2005) cita em seu trabalho que uma empresa de construção holandesa acredita que seus protótipos de casas em breve estarão em demanda em todo o mundo. A comunidade de 37 casas anfíbias DuraVermeer foi desenvolvida perto do dique de Maas em Gelderland - uma área escolhida por seus regulares aumentos no nível das águas – para levantar do chão e flutuar com o aumento da água, deixando os moradores seguros e secos durante as inundações. (Tradução do Autor).

Gooswilligen (2005) *apud* Duke (2005) acredita que o aquecimento global fará com que o nível do mar aumente e insiste que as residências flutuantes são a solução: “Habitações deste tipo são o futuro para regiões de delta do mundo, aquelas que enfrentam maior perigo”. (Tradução do Autor).

Segundo Duke (2005), embora se espere que as casas de Maas levanten do chão apenas uma vez a cada cinco anos (quando o nível da água sobe mais que 2pés), elas foram construídas para acomodar um *swell* de até 18 pés. (Tradução do Autor)

1.6 Estrutura do Trabalho

O presente trabalho será estruturado em sete capítulos que irão ao encontro dos objetivos descritos anteriormente.

Neste capítulo, é feita a introdução e apresentação do tema caracterizando o motivo da sua escolha através da justificativa. Também estão dispostos os objetivos gerais e específicos, bem como a estrutura do trabalho.

No segundo capítulo, são abordados assuntos relacionados às edificações flutuantes de acordo com a revisão teórica. São caracterizados os temas principais relacionados à existência deste tipo de edificação em várias partes do mundo, bem como a as tecnologias utilizadas. Ainda no segundo capítulo, através de plantas e perspectivas, é apresentado o projeto arquitetônico da edificação a ser analisada.

O capítulo três aborda assuntos relacionados ao dimensionamento das lajes em concreto armado; vigas e pilares metálicos e paredes de fechamento em materiais diversos. Em um caso com este, existe a evidente necessidade da utilização de materiais leves, para que a estrutura como um todo seja leve, tomando o cuidado para que não se percam as características impostas pelo projeto arquitetônico.

O capítulo quatro apresenta a forma escolhida para a fixação da edificação às margens.

No capítulo cinco, após o levantamento quantitativo de todos os componentes que são necessários para a execução da edificação, são calculados os esforços verticais devido às forças da gravidade que serão suportados pelos mecanismos de flutuação. A partir de tais esforços os mecanismos são dimensionados e detalhados.

No capítulo seis são definidos os tratamentos e revestimentos escolhidos para a edificação. Devido à agressividade do ambiente, se fez necessário um estudo mais detalhado se comparado ao projeto de uma edificação comum.

Por fim, no capítulo sete são apresentados os resultados e conclusões deste trabalho.

2 O CONCEITO E O PROJETO

2.1 Edificações flutuantes no mundo

O panorama mundial vem se modificando de acordo com o desenvolvimento da sociedade. O grande crescimento populacional e a procura por novos locais por moradia levaram o homem a elaborar alternativas adaptativas em locais que antigamente não eram considerados aptos à construção de edificações, como rios, lagos e mares.

Nos últimos anos, temas considerados polêmicos, como o aquecimento global, fontes de energia renováveis e uso incorreto de bens naturais intensificaram a presença do conceito “sustentabilidade” no cotidiano da sociedade em geral. Sabe-se que muitos problemas ambientais foram causados ou intensificados por ações agressivas por parte da sociedade ao meio ambiente. Dentre muitos projetos que surgiram na tentativa de solucionar ou contornar tais problemas surgem as alternativas de ocupação em meio aquático.

Este conceito já está presente em países como Holanda e Inglaterra a muito tempo. Andando pelas ruas da capital Holandesa, nota-se que a “cultura” de construir sobre a água é algo normal e corriqueiro. Somente na sua antiga zona industrial existem cerca de dez mil casas flutuantes, que foram uma solução que possibilitou que o crescimento horizontal da cidade fosse planejado e desenvolvido de forma racional. (Figura 1).

Figura 1 - Residências Flutuantes nos Canais de Amsterdam



FONTE: Do Autor

Ao longo do Rio Tâmesa, na Inglaterra, existem inúmeras residências conhecidas como *anphibioushouses*, ou “casas anfíbias”. Como a região é suscetível a uma grande variação nos níveis das águas, as inundações são frequentes é preciso que as edificações sejam construídas a uma grande distância das margens. Para que fosse possível se edificar perto do rio, a solução foi prever estes avanços da água em projeto e criar mecanismos de flutuação sob as residências. Assim, durante a seca, as edificações estão apoiadas sobre suas fundações normais e durante as cheias passam a flutuar, guiadas apenas por mastros metálicos, que restringem seus movimentos horizontais e permitem que se movimentem verticalmente de acordo como o necessário. Plataformas flutuantes formam o acesso das casas até as partes altas dos terrenos, onde a água não alcança.

No Brasil o uso destas edificações é comum em casas de veraneio às margens de reservatórios de usinas hidrelétricas ou em rios de grande porte e baixa velocidade. Na Amazônia existem vários casos nos rios da região, como por

exemplo, nas águas do Rio Negro, onde encontra-se o *Jungle Othon Palace*, um hotel flutuante com toda a infra estrutura de um hotel convencional.

O conceito de residências flutuantes está intimamente ligado ao conceito de edificações sustentáveis. O uso de energias renováveis como placas solares ou energia eólica é comum em edificações deste tipo. Preocupações quanto ao tratamento dos efluentes gerados na edificação também estão presentes no projeto das edificações flutuantes.

2.2 Materiais e tecnologias utilizadas em edificações flutuantes

A variedade de materiais disponível para a construção sobre flutuantes é vasta. Materiais comuns da construção civil, como o concreto e o aço são utilizados em larga escala. A madeira, devido à sua leveza também é um material comumente utilizado. O que varia bastante, em relação à construção civil convencional, são os acabamentos, revestimentos e tratamentos utilizados nestes ambientes, que normalmente são de alta agressividade.

A estrutura normalmente é executada em aço, sendo que os pavimentos são mezaninos com placas de aço, concreto ou madeira aglomerada. O fechamento é feito através de materiais flexíveis e portanto capazes de alguma deformação.

Quando utilizado o concreto para a execução das lajes, algumas substâncias podem ser adicionadas ao traço conferindo maior leveza ao composto, como vermiculita ou argila expandida.

Devido à movimentação vertical da edificação as tubulações das instalações hidráulicas são flexíveis na região que liga a parte flutuante ao atracadouro onde a edificação se encontra amarrada. Outra opção é o tratamento dos resíduos através de pequenas estações de tratamento de esgoto e em seguida lançamento no mar, rio ou lago em que se encontra.

2.3 A edificação a ser estudada

A edificação a ser estudada é dividida em dois pavimentos e composta de: um dormitório ($15,19\text{ m}^2$); uma sala de estar e jantar ($12,36\text{ m}^2$); uma cozinha ($11,96\text{ m}^2$); um banheiro ($2,88\text{ m}^2$); uma área de serviço aberta ($3,41\text{ m}^2$); uma sala-escritório ($25,30\text{ m}^2$); um depósito ($3,23\text{ m}^2$) e uma varanda ($16,00\text{ m}^2$); totalizando $74,33\text{ m}^2$ de área coberta.

O intuito do projeto é apresentar uma edificação que possa ser instalada em águas tranquilas ou pouco onduladas, podendo ser rios, represas, lagos ou até mesmo na beira do mar, desde que não existam condições excessivas de ondulação. O projeto não prevê situações de grandes ondulações e portanto não são feitas análise dinâmicas da estrutura.

Devido ao fato de a edificação poder ser instalada em vários lugares, na concepção arquitetônica procurou-se aproveitar o máximo dessa capacidade itinerante. A edificação possui grandes aberturas em todas as fachadas, ocupando quase que na totalidade as paredes da edificação, possibilitando uma ampla visão da paisagem e mesclando os ambientes internos com a natureza do entorno. Em todas as janelas, são instaladas cortinas que, quando fechadas, atendem aos requisitos de privacidade e conforto.

Na determinação dos vidros foram escolhidos materiais que proporcionassem conforto do ponto de vista térmico e luminoso. Procurou-se posicionar aberturas largas e estrategicamente posicionadas, possibilitando assim a ventilação cruzada.

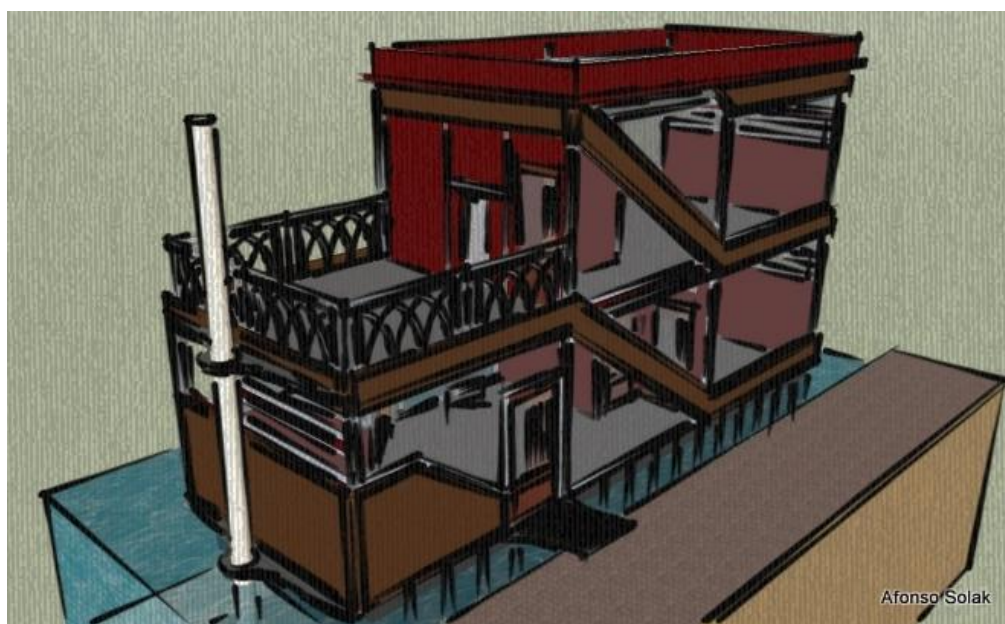
O reservatório de água potável foi posicionado o mais baixo possível e o mais próximo possível do centro da edificação, contribuindo para que o centro de gravidade da edificação esteja próximo do centro geométrico da mesma, contribuindo para as questões de estabilidade.

O banheiro foi posicionado no pavimento térreo, por este ser de maior fluxo de usuários e para que o reservatório de água pudesse ser posicionado no pavimento superior sem acrescentar na altura da edificação.

2.4 O Projeto Arquitetônico

A seguir, a Figura 2 ilustra um esquema em perspectiva da edificação. A Figura 3 ilustra um esquema da fachada frontal. No projeto arquitetônico estão descritas as dimensões, especificações e materiais que compõe a edificação. Este está disposto no Apêndice A.

Figura 2 - Esquema em Perspectiva



FONTE: Do Autor

Figura 3 - Fachada Frontal



FONTE: Do Autor

3 PROJETO ESTRUTURAL E FECHAMENTO

3.1 Esquema de Fechamento

3.1.1 Paredes Externas

As paredes externas serão compostas por painéis tipo sanduíche em *Wood Frame* e placas cimentícias impermeabilizadas; e por vidros planos enquadrados em esquadrias de alumínio. A madeira utilizada é do tipo *Pinus Caribea* Auto Clavado.

3.1.1.1 Sistema Sanduíche

A estrutura da parede é formada por peças horizontais, uma na base do painel, e outra no topo. No projeto de esquadrias estas barras são nomeadas como “Molduras” e segundo Ponce (1997) as dimensões ideais para a seção de tais peças são de 2,0 x 9,0cm.

Os montantes são apoiados nas peças da base, dando apoio às peças superiores fazem a sustentação vertical dos painéis. Segundo Ponce (1997) as dimensões ideais para a seção de tais peças são de 4,0 x 9,0 cm e o espaçamento entre as peças varia de acordo com o número de pavimentos da edificação: Para construções de três pisos se utiliza 30 cm para o primeiro piso, 40cm para o segundo piso e 60 cm para o terceiro piso. No projeto em análise a dimensão máxima adotada para o espaçamento entre montantes foi 28 cm. Se torna mais fácil o entendimento à partir da visualização da Figura 4.

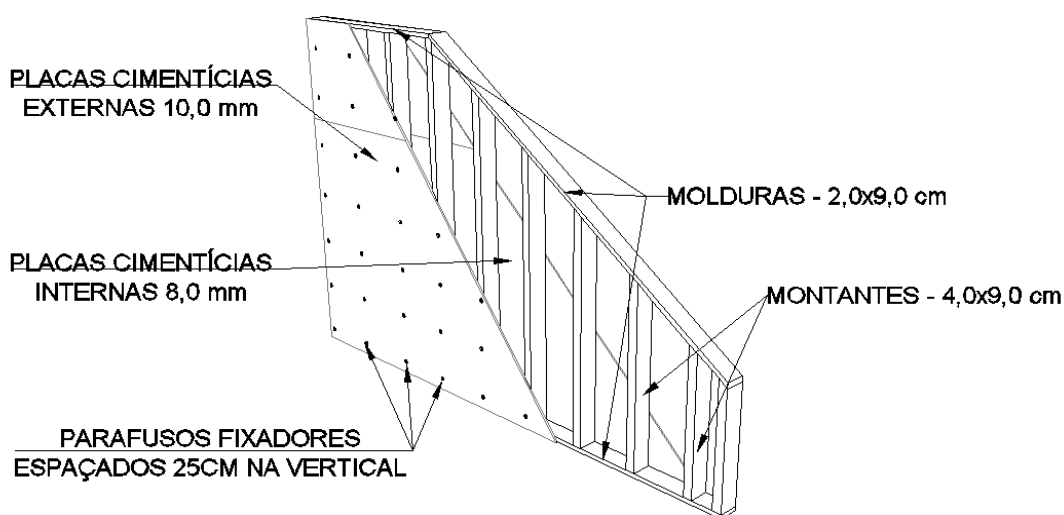
Os painéis que possuem formato trapezoidal possuem barras diagonais de mesma dimensão das molduras.

Segundo Ponce (1997) a ligação entre os montantes e as molduras é feita através de dois pregos de espessura 2,5 mm, porém devido às possíveis variações da madeira no ambiente estudado serão utilizados dois parafusos Phillips Cabeça

Chata Rosca Soberba de 4,0 x 50,0 mm (espessura x comprimento), o que assegura maior fixação das peças.

O fechamento externo dos painéis é feito através de Placas Cimentícias Brasilit Impermeabilizadas com espessura de 10,0 mm. Segundo a fabricante, tais placas são indicadas para uso em ambientes secos e úmidos; internos ou externos, pois não se degradam na presença de umidade. O fabricante garante elevada resistência à impactos, garantida pelos fios sintéticos que compõe a estrutura interna das placas. Graças à matriz cimentícia, o material possui elevada resistência a cupins e micro-organismos e por possuir baixa condutibilidade térmica apresenta bom isolamento térmico. A superfície das placas permite aplicar vários tipos de acabamento, como pintura, texturas, cerâmicas, pastilhas e laminados.

Figura 4 - Painéis de Fechamento Externos - Wood Frame



FONTE: Do Autor

As placas utilizadas possuem dimensões padronizadas em 2,00 x 1,20 metros, podendo serem recortadas e moldadas de acordo com o formato dos painéis. Segundo o fabricante um metro quadrado de placa pesa a 17,0kg para as placas de 10,0 mm e 13,6 kg para as de 8,0 mm, o que equivale a uma massa específica de 1700 kg/m³.

O fabricante das placas recomenda a fixação das placas cimentícias nos montantes através de Parafusos Cabeça Trombeta Ponta Broca de 4,2 x 32,0 mm, a

uma taxa de 15 unidades por metro quadrado. No projeto em estudo são aplicados parafusos espaçados verticalmente a cada 25 cm e horizontalmente de acordo com o espaçamento dos montantes, sendo aplicados em todos os montantes. A taxa mínima utilizada é de 16 unidades por metro quadrado.

A fixação das placas cimentícias nos montantes, além de atuar como fechamento das paredes atua com contraventamento da estrutura em madeira, dispensando-se assim qualquer outro método de contraventamento.

Considerando uma massa específica de $1700/\text{m}^3$ ($17\text{KN}/\text{m}^3$) para as placas cimentícias (especificado pelo fabricante) e de acordo com NBR 7190 a massa específica do *Pinus Caribea* igual a $579\text{kg}/\text{m}^3$ ($5,79 \text{ KN}/\text{m}^3$) o carregamento linear dos painéis é dado por:

$$Q_{\text{painéis}} = 2 \cdot b_{\text{moldura}} \cdot h_{\text{moldura}} \cdot 5,79 \\ + \frac{1}{e_{\text{mont}}} \cdot b_{\text{montante}} \cdot h_{\text{montante}} \cdot H_{\text{painel}} - 2 \cdot h_{\text{moldura}} \cdot 5,79 \\ + e_{\text{placa cimentícia}} \cdot H_{\text{painel}} \cdot 17$$

Sendo:

$$b_{\text{moldura}} = \text{base da moldura} = 9 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$$

$$h_{\text{moldura}} = \text{altura da moldura} = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$$

$$e_{\text{mont}} = \text{espaçamento entre montantes} = 28\text{cm} = 0,28\text{m}$$

$$b_{\text{montante}} = \text{base do montante} = 9\text{cm} = 0,09 \text{ m}$$

$$h_{\text{montante}} = \text{altura do montante} = 4\text{cm} = 0,04 \text{ m}$$

$$H_{\text{painel}} = \text{altura do painel}$$

$$e_{\text{placa cimentícia}} = \text{soma das espessuras das placas} = 1,8\text{cm} = 0,018 \text{ m}$$

$$Q_{painéis} = 2 \cdot 0,09 \times 0,04 \times 5,79 + \frac{1}{0,28} \cdot 0,09 \times 0,04 \cdot H_{painel} - 2 \times 0,04 \cdot 5,79 + 0,018 \times H_{painel} \cdot 17$$

$$Q_{painéis} = 4,1688 \cdot 10^{-2} + 7,4434 \cdot 10^{-2} H_{painel} - 0,08 + 0,306 \times H_{painel}$$

$$Q_{painéis} = 0,0357 + 0,38 \times H_{painel}$$

Sendo H_{painel} em metros, e o carregamento em KN/m.

A parede da cozinha, além do carregamento padrão, possui um carregamento adicional devido à cerâmica, dado por:

$$Q_{cerâmica} = 0,01 \times H_{painel} \times 19 + 0,05 \times H_{painel} \times 21$$

$$Q_{cerâmica} = 0,295 \times H_{painel}$$

Considerando que:

- O revestimento cerâmico possui espessura de 1,0 cm e segundo a NBR 6120 peso específico de 19KN/m³;
- A argamassa possui espessura média de 0,5cm e segundo a NBR 6120 peso específico de 21KN/m³;

Sendo H_{painel} em metros, e o carregamento em KN/m.

3.1.1.2 Vidros

Para o dimensionamento dos vidros foi utilizado o *Software* de Cálculo da Cebrace, que foi desenvolvido para o cálculo da espessura de vidros aplicados em fachadas, coberturas, visores de piscinas e pisos de vidro. O programa segue as normas brasileiras NBR 7199 e NBR 6123 e está disponível gratuitamente no *website* da empresa.

Devido à edificação possuir grandes áreas em vidro e, portanto a incidência solar ser alta optou-se por utilizar um Vidro de Controle Solar, conhecido comercialmente por “*ReflectaFloat*”. Segundo o fabricante este tipo de vidro é capaz de reduzir em até 60% a entrada de calor e ainda gera benefícios nas questões de privacidade por possuir aspecto refletivo.

Quanto à segurança optou-se por utilizar vidros laminados, os quais são compostos por duas chapas de vidro intercaladas por uma película plástica de grande resistência. Segundo a fabricante, em caso de acidentes, os fragmentos de vidro ficam presos na película, evitando ferimentos e mantendo a área fechada até que a substituição do vidro seja realizada.

Como uma das características da edificação em estudo é não possuir um local específico para sua construção, procurou-se adotar dados para o dimensionamento dos vidros que levassem em conta a pior situação e/ou maior carregamento. Sendo assim, a edificação está apta a ser construída em qualquer região do país.

Todos os vidros foram padronizados e a espessura é equivalente à pior situação. O dimensionamento foi feito para a esquadria que possui maiores dimensões e, portanto está sujeita a maiores carregamentos, necessitando de um vidro de maior espessura em relação às esquadrias menores.

Os dados de entrada para o dimensionamento no *software* foram os seguintes:

- Região onde se encontra a edificação: “Região V”, equivalente a Sul MS; Oeste PR; Oeste/Leste RS e atingindo uma velocidade de ventos de 50 m/s;
- Topografia do Terreno: “Plano e Pé de Morro”, pois dentre as opções existentes no software esta é a que oferece maior exposição da edificação aos ventos;
- Rugosidade: Considerada como categoria 1, que de acordo com a NBR 6123 (1988) equivale a superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km

de extensão, medidas na direção e sentido do vento incidente. São exemplos: Mar calmo, lagos e rios.

- Altura da edificação: 6,6 m;
- Largura da edificação: 4,0 m;
- Comprimento da edificação: 12,0 m;
- Largura do vidro a ser dimensionado: 3,7m = 3700 mm;
- Altura do vidro a ser dimensionado: 2,55 m = 2550 mm;
- Tipo de vidro: Duplo;
- Fixação do vidro: Fixado nas quatro arestas.

Os resultados são expressos através de um relatório gerado pelo *software* que está presente no anexo A deste trabalho de graduação. A espessura indicada pelo fabricante foi de 30,0 mm. Este resultado é fora do comum para os padrões de edificações convencionais, mas vale salientar que se está prevendo os piores ventos do país para um vidro de dimensões relativamente elevadas.

Segundo a NBR 6120, o peso específico para vidros planos é de 26 KN/m³ e portanto o carregamento linear causado pelos vidros é dado por:

$$Q_{cerâmica} = e_{vidro} \times h_{vidro} \times 26$$

$$Q_{cerâmica} = 0,03 \times h_{vidro} \times 26$$

$$Q_{cerâmica} = 0,78 \times h_{vidro}$$

Sendo h_{vidro} em metros e o carregamento em KN/m.

3.1.2 Paredes Internas

O dimensionamento das paredes internas é análogo ao dimensionamento das paredes externas, porém a espessura de ambas as placas cimentícias é 8,0 mm e, portanto a espessura total de placas é 0,016 m. O carregamento é dado por:

$$Q_{par\ internas} = 4,1688.10^{-2} + 7,4435.10^{-2} \times H_{painel} - 0,08 + 0,016 \times H_{painel} \times 17$$

$$Q_{par\ internas} = 0,0357 + 0,034 \times H_{painel}$$

3.2 Esquema Estrutural

A análise estrutural das vigas foi feita através do software *Ftool* e cada peça da estrutura foi analisada separadamente.

A estrutura será composta por lajes em concreto armado de espessura 8,0 cm apoiadas sobre vigas metálicas em perfil “I” Gerdau Açominas laminado. As vigas se apoiam sobre outras vigas “I” ou diretamente em pilares metálicos conforme ilustra a figura 5. Os pilares também são perfis “I” Gerdau Açominas.

As vigas que sustentam o pavimento da caixa d’água, em azul na Figura 5 foram nomeadas como “V(N)CD”, onde “N” indica a numeração da viga no pavimento, e foram consideradas bi apoiadas na análise estrutural. A posição de cada uma destas vigas está na prancha 03 do Apêndice F.

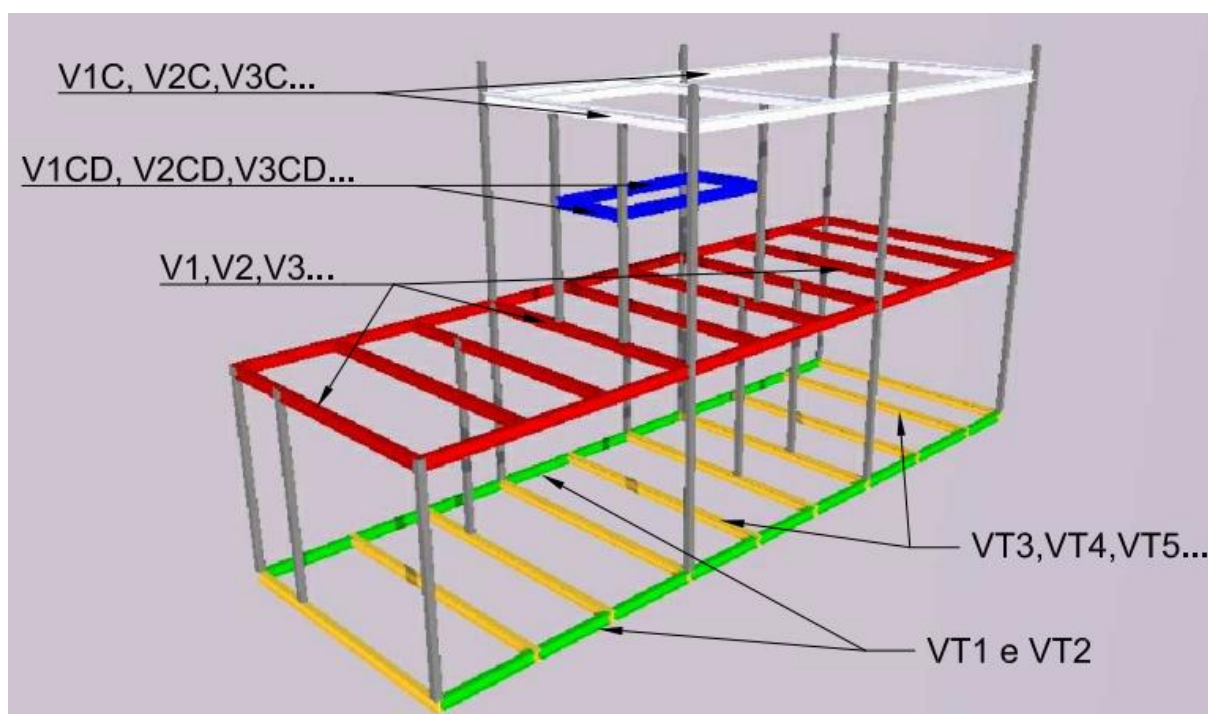
As vigas que sustentam o pavimento superior, em vermelho na Figura 5, foram nomeadas como “V(N)”, onde “N” indica a numeração da viga no pavimento, e foram consideradas bi apoiadas na análise estrutural. A posição de cada uma destas vigas está na prancha 04 do Apêndice F.

As vigas que sustentam o pavimento inferior, em amarelo e verde na Figura 5, foram nomeadas como “V(N)T”, onde “N” indica a numeração da viga no pavimento. As vigas VT1 e VT2 recebem apenas o carregamento das paredes que se apoiam sobre elas, e por sua vez conduzem seus carregamentos às vigas

“V(N)T” (amarelas). . A posição de cada uma destas vigas está na prancha 05 do Apêndice F.

Os pilares descarregam diretamente sobre as vigas “V(N)T” e estas por sua vez se apoiam diretamente sobre o flutuante distribuindo as reações linearmente sobre a estrutura do casco. Devido à movimentação da estrutura, o modelo estrutural adotado propõe que os apoios de tais vigas sejam elásticos. O efeito elástico dos apoios foi simulado através de uma analogia com molas e a constante elástica utilizada nas simulações é calculada no item 3.2.1.

Figura 5 - Esquema Estrutural Metálico



FONTE: Do Autor

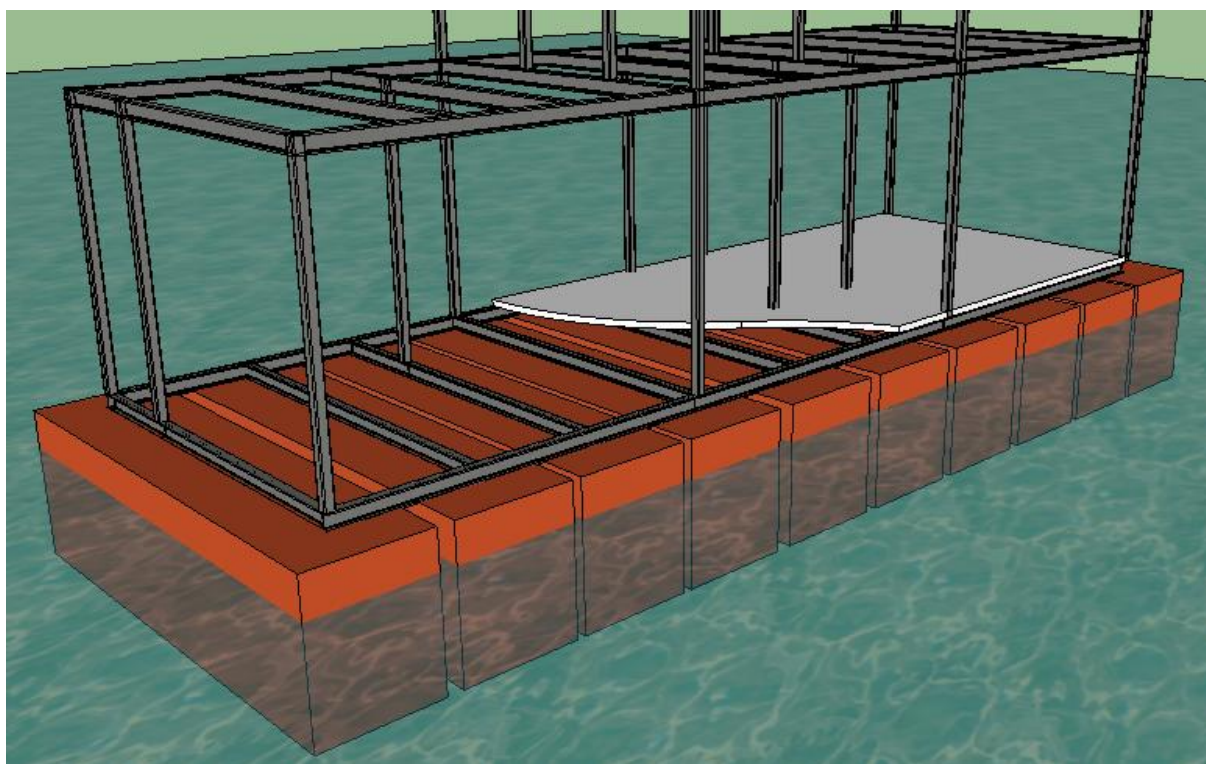
3.2.1 Elasticidade dos Apoios

Devido à possibilidade de movimentação da estrutura, os apoios das vigas inferiores atuam em regime elástico. Da mesma forma que uma mola, estes apoios

possuem certa resistência à deformação, o que no caso de uma mola é definido como constante de rigidez “K”.

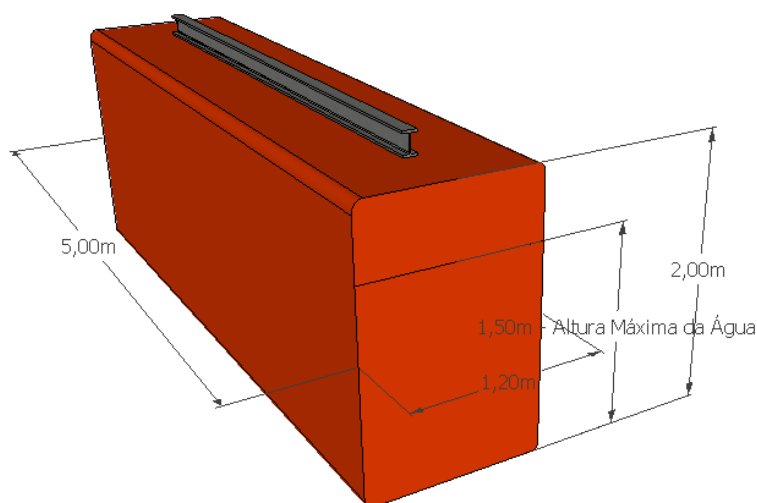
Para o caso em estudo, a facilidade (ou dificuldade) de deformação dos apoios está diretamente ligada ao formato do casco dos flutuantes. Formatos esbeltos tendem a gerar apoios mais flexíveis que formatos robustos. O formato do casco para o caso em específico é apresentado nas Figuras 6 e 7, porém a definição de tal geometria é discutida no item 7.2 deste trabalho de graduação.

Figura 6 - Posicionamento da Estrutura sobre os Flutuantes



FONTE: Do Autor

Figura 7 - Geometria dos Flutuantes



FONTE: Do Autor

Para uma determinada força “F” aplicada no centro de gravidade do flutuante, um empuxo resistivo “E” ocorrerá em igual valor, porém em sentido oposto.

$$F=E$$

Segundo o Princípio de Arquimedes: *"A resultante da pressão hidrostática atuando sobre as paredes do corpo é uma força vertical e ascendente, e tem módulo igual ao do peso do volume fluido deslocado". Ou seja, o empuxo equivalente é igual ao peso do volume de água deslocado por esta força “F”.*

Sabendo que:

$$E = \gamma_{H20} \times V$$

Onde,

$$\gamma_{H20} = \text{peso específico da água} = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$V = \text{volume de água deslocado em m}^3;$$

Pode-se afirmar que:

$$F = \gamma_{H_2O} \times V \text{ [kN]}$$

Como o flutuante possui o formato de um prisma retangular de base 5,0 x 1,2 m, e considerando que “x” é parcela da altura do flutuante que imerge quando “F” é aplicado, o volume de fluido deslocado será dado por:

$$V = 5 \times 1,2 \times x = 6x \text{ [m}^3\text{]}$$

Assim:

$$F = \gamma_{H_2O} \times 6x \quad F = 10.6x \text{ [kN]}$$

Sabendo que uma mola genérica com constante de rigidez “k”, possui um deslocamento de “x” quando recebe esta mesma força genérica “F”, ou seja:

$$F = k \cdot x \text{ [kN]}$$

Pode-se dizer que:

$$k \cdot x = 10.6x$$

$$\mathbf{k = 60 \text{ kN/m}}$$

Como o casco possui o formato de um prisma retangular, independente de quanto estiver imerso, a linha de intersecção entre o casco e a superfície da água é sempre a mesma: o perímetro da peça. Com isso o flutuante se comporta como uma mola que possui coeficiente de rigidez constante. Caso a perímetro em contato com a superfície variasse à medida que o corpo adentrasse na água, a constante de rigidez do apoio iria variar também.

3.2. Aproximação para linearidade dos apoios

Segundo Lima (2006), trilhos de ferrovias, suportados por dormentes, devido à pequena distância entre eles em relação ao comprimento total, podem ser considerados como um apoio elástico contínuo. Devido à falta de recursos para simulação de um apoio elástico contínuo no caso estudado, optou-se por fazer uma consideração análoga ao caso citado por Lima (2006).

Ao invés de um apoio contínuo, as vigas foram apoiadas em uma série de apoios elásticos pontuais, separados a cada 10 cm, totalizando 41 apoios dispostos nos 4 metros de viga.

A constante elástica adotada para cada apoio equivale a 1/41 da constante original k , obtida no item 3.2.1. Este raciocínio parte do princípio Física sobre molas equivalentes, onde duas ou mais molas associadas em paralelo, submetidas ao mesmo deslocamento, podem ser substituídas por uma única que produza o mesmo efeito e possua uma constante elástica equivalente.

Sendo K_1 a constante elástica de uma mola 1 sujeita a uma força F_1 e um deslocamento x ; K_2 a constante elástica de uma mola 2 sujeita a uma força F_2 e um deslocamento x e K_e a constante elástica de uma mola equivalente sujeita a uma força resultante F_r :

$$F_r = F_1 + F_2$$

$$K_e \cdot x = K_1 \cdot x + K_2 \cdot x$$

$$K_e = K_1 + K_2$$

Portanto cada apoio recebeu uma constante igual a:

$$k = \frac{60}{41} = \frac{1,463kN}{m}$$

3.3 Carregamentos Atuantes

3.3.1 Carregamento Atuante nas Lajes

O carregamento atuante nas lajes é proveniente:

- Do peso próprio;
- Do peso de Revestimentos;
- Carga Acidental;
- Sobrecarga do Reservatório.

3.3.1.1 Peso Próprio (pp)

Segundo Alves (2011) o peso próprio proveniente da estrutura é dado por:

$$Q_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

Onde γ_{conc} representa o peso específico do concreto (25KN/m^3), e h representa a espessura da laje.

Sendo $h = 8.00\text{cm}$,

$$Q_{pp} = 25 \cdot 0,08 = 2,00\text{KN/m}^2$$

3.3.1.2 Peso de Revestimento (rev)

Segundo Alves (2011) o peso do revestimento é composto pelo revestimento superior (contra piso + acabamento) e pelo revestimento inferior.

- O revestimento superior possuirá um contra piso de argamassa de areia e cimento com espessura média de 2,0 cm e segundo a NBR 6120 peso específico de 21KN/m^3 ;
- O revestimento superior possuirá piso cerâmico com espessura de 1,0 cm e segundo a NBR 6120 peso específico de 19KN/m^3 ;

- O revestimento inferior será em gesso acartonado com espessura média de 1,10 cm e peso específico de 8,4 KN/m³

Sendo assim:

$$Q_{rev} = Q_{contrapiso} + Q_{cerâmica} + Q_{gesso}$$

$$Q_{rev} = \gamma_{contrapiso} \cdot h_{contrapiso} + \gamma_{cerâmica} \cdot h_{cerâmica} + \gamma_{gesso} \cdot h_{gesso}$$

$$Q_{rev} = 21.0,02 + 19.0,01 + 8,4.0,011 = 0,702KN \quad m^2$$

3.3.1.3 Carga acidental (sc)

As cargas acidentais, também chamadas de cargas de utilização ou sobrecarga, são definidas pela NBR 6120 de acordo com a utilização da edificação. Para o caso de uma edificação residencial o valor estipulado é:

$$Q_{sc} = 1,5 \text{ kN } m^2$$

3.3.1.4 Carga Total

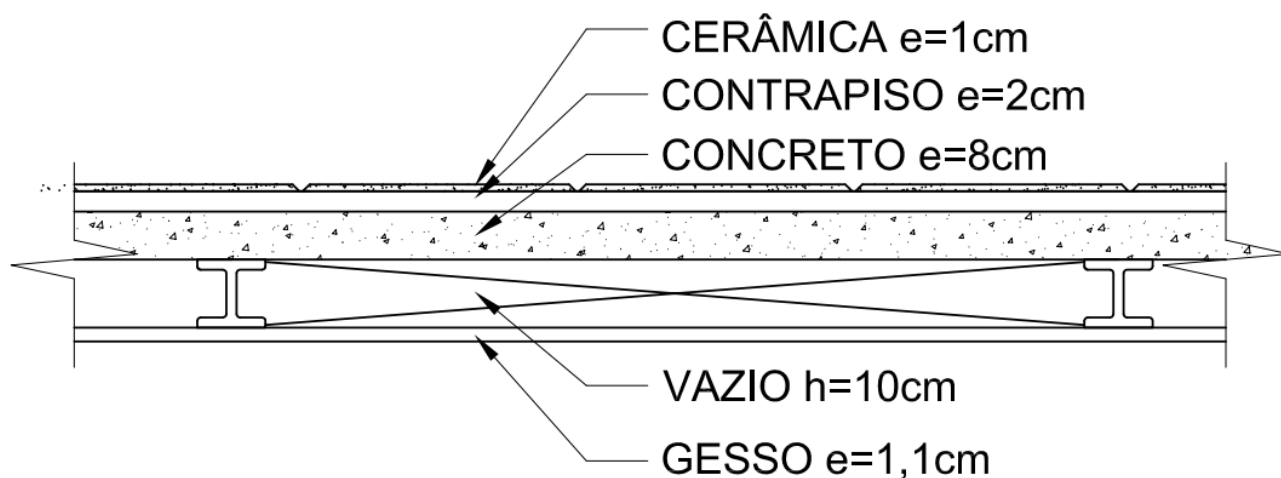
O carregamento total é dado pela soma dos carregamentos de revestimento, peso próprio e sobrecarga:

$$Q_{total} = Q_{rev} + Q_{pp} + Q_{sc}$$

$$Q_{total} = 0,702 + 2,00 + 1,50 = 4,2KN \quad m^2$$

A figura 8, ilustra as espessuras de cada elemento que compõe a laje.

Figura 8 - Seção transversal da laje



FONTE: Do Autor

3.3.1.5 Sobrecarga do Reservatório

A sobrecarga proveniente do reservatório de água foi distribuída igualmente sobre a superfície da L1CD:

Volume de água = 500 litros equivalente a 5,0kN.

$$SC = \frac{\text{Peso do volume de água}}{\text{Área da laje que apoia o reservatório}} = \frac{5,0kN}{3,38m^2} = 1,48 kN \ m^2$$

Considerando que a L1CD se apoia unicamente sobre V1CD e V2CD, a área de influência deste carregamento para cada viga é equivalente a:

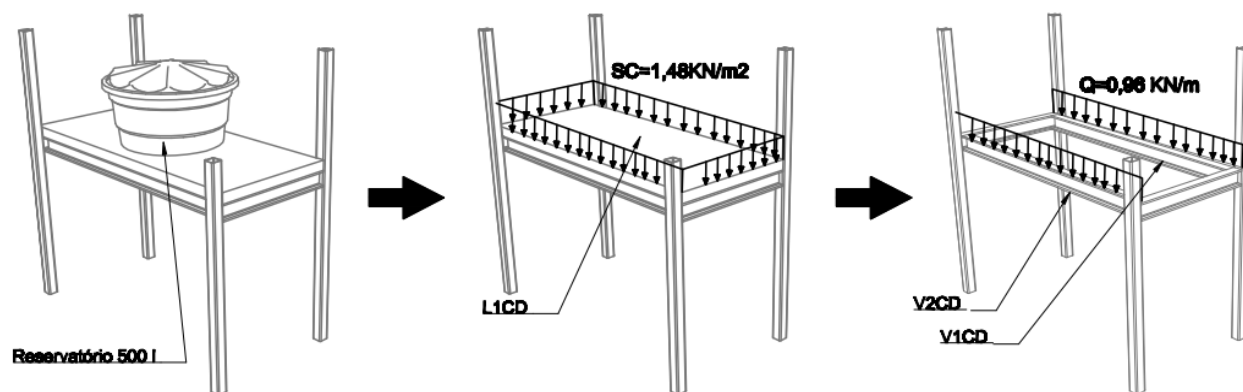
$$A_{\text{influência}} = 2,6 \times 0,65 = 1,69m^2$$

Assim,

$$Q_{\text{reservatório}} = \frac{A_{\text{influência}} \times 1,48}{\text{Comprimento da viga}} = \frac{1,69 \times 1,48}{2,6} = 0,96 kN \ m$$

A figura 9 ilustra este carregamento.

Figura 9 - Carregamentos da Caixa D'Água



FONTE: Do Autor

3.3.2 Carregamento horizontal devido ao vento

Segundo a NBR 6123 (1988) as forças estáticas devidas ao vento são determinadas do seguinte modo:

a) a velocidade básica do vento, V_0 , adequada ao local onde a estrutura será construída;

b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores, S_1, S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica, V_k , para a parte da edificação em consideração:

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

c) a velocidade característica permite determinar a pressão pela expressão:

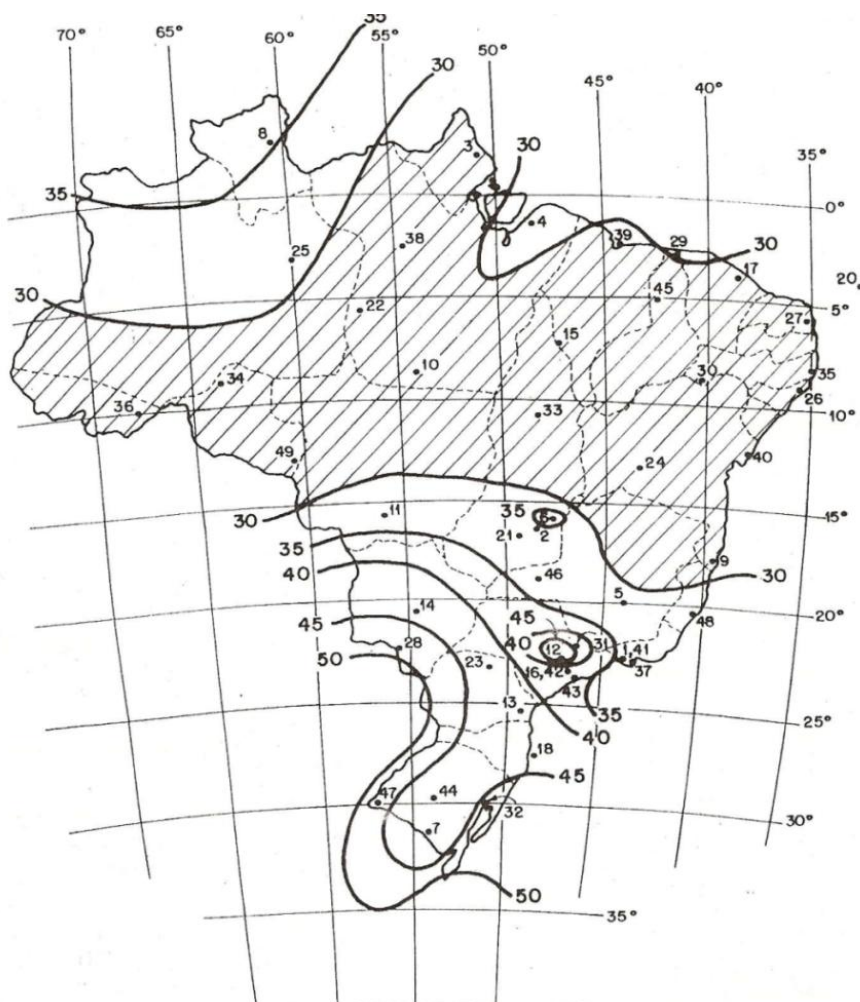
$$q = 0,613 V_k^2$$

3.3.2.1 Velocidade básica do vento

Segundo a NBR 6123 (1988) a velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano. Admite-se, como regra geral, que este vento pode soprar em qualquer direção horizontal.

A figura a seguir apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5m/s.

Figura 10 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s)



FONTE: NBR 6123 -1988)

Como a edificação possui características itinerantes e este projeto tem por característica possibilitar construí-la em qualquer região do país, a velocidade básica do vento será considerada, para fins de cálculo, como a velocidade máxima ocorrente no mapa de isopletras, equivalente a 50 m/s na região sul do Rio Grande do Sul. Portanto:

$$V_0 = 50 \text{ m/s}$$

3.3.2.2 Fator topográfico S_1

Segundo a NBR 6123 (1988) o fator topográfico S_1 leva em considerações as variações do relevo do terreno e é para terrenos planos ou levemente acidentados é considerado unitário. Portanto:

$$S_1 = 1,00$$

3.3.2.3 Fator S_2

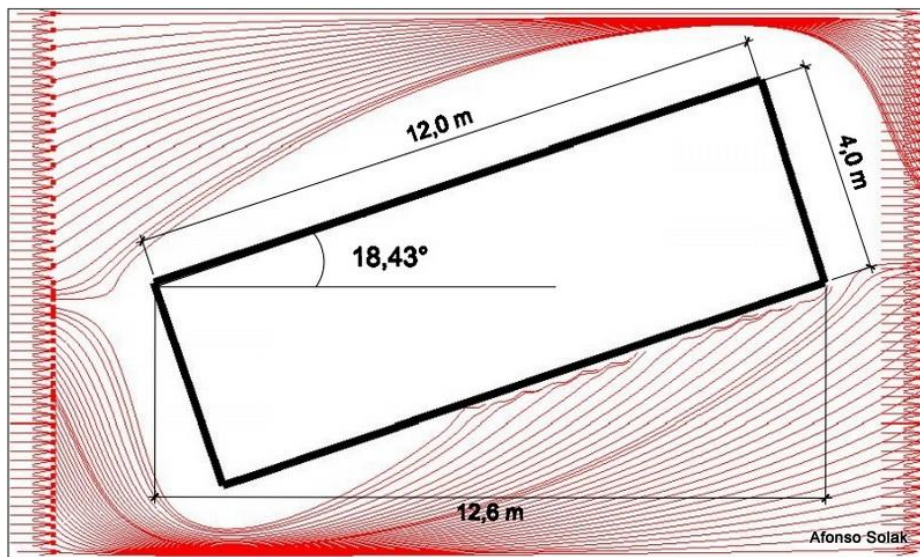
Segundo a NBR 6123 (1988), o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Para o caso em estudo a rugosidade do terreno pode ser classificada como Categoria 1, que a NBR 6123 (1988) define como superfícies de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. São exemplos: mar calmo, rios e lagos.

O item 5.3.2 da NBR 6123 (1988) descreve que a velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem obstáculos de até 20 m na direção do vento médio.

Para o caso em estudo, a direção de maior dimensão a ser envolvida pelo vento equivale a diagonal da planta retangular, a $18,43^\circ$ da fachada principal, com comprimento de 12,6m; como descreve a figura a seguir:

Figura 11 - Dimensão a ser superada pelo vento



FONTE: Do Autor

Sendo assim, a edificação está inserida na Classe A: Dimensão máxima menor que 20,0 m; sendo a rajada com tempo de duração de 3s.

O valor de S_z é determinado através da Tabela 1, onde z equivale a altura acima do nível geral do terreno onde se calcula a velocidade do vento.

Tabela 1 - Fator S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82

FONTE: Adaptado da NBR 6123 – 1988

Para o caso em estudo, a altura z equivale a altura da edificação: 6,6 m. Assim, o coeficiente S_2 resulta em:

$$S_2 = 1,10$$

3.3.2.4 Fator estatístico S3

A NBR 6123 (1988) estabelece que edificações para hotéis e residências, o coeficiente S3 é unitário, portanto para o caso em estudo:

$$S_2 = 1,00$$

3.3.2.5 Pressão dinâmica do vento

Como definido anteriormente:

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_o = 1,00 \times 1,10 \times 1,00 \times 50 = 55,0 \text{ m/s}$$

Então:

$$q = 0,613 V_k^2 = 0,613 \times 55,0^2 = 1854,32 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3 Carregamento atuante nas vigas`

O carregamento atuante nas vigas é proveniente:

- das paredes;
- das cargas das lajes;
- do revestimento aplicado nas paredes – cerâmica;
- do efeito do vento – sobrepressão;
- das telhas – no caso da cobertura;

Segundo a NBR 8800 (2008) um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço devem ser feitas em função das combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Em combinações últimas normais, para o carregamento que será utilizado no dimensionamento aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g F_{G_{i,k}} + \gamma_{q1} F_{Q_{i,k}} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{oj} F_{Q_{j,k}})$$

$F_{G_{i,k}}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q_{i,k}}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Q_{j,k}}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação principal.

Para o caso desta edificação a ação principal foi considerada a sobrecarga atuante nas lajes e a ação secundária foi considerada a ação de sobrepressão causada pelo vento.

Segundo a Tabela 1, abaixo, os valores dos coeficientes de ponderação são:

$\gamma_g = 1,35$ (peso próprio de estruturas moldadas no local);

$\gamma_{q1} = 1,50$ (ações variáveis decorrentes do uso e ocupação);

$\gamma_{q2} = 1,40$ (ação do vento).

Segundo a Tabela 2, abaixo, o valor para o coeficiente de combinação é:

$\Psi_{02} = 0,60$ (pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral)

Assim, o carregamento das vigas para ELU é dado por:

$$F_d = Q_d = 1,35F_{G_{i,k}} + 1,50F_{Q_{i,k}} + 1,40 \times 0,6 \times F_{Q_{j,k}}$$

$$Q_d = 1,35 Q_{permanente} + 1,50 F_{sobrecarga} + 0,84 \times Q_{vento}$$

No caso das combinações de serviço, para as verificações dos estados-limites de serviço, foram consideradas combinações quase permanentes de serviço que são definidas pela NBR 8800 (2008) como aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para aparência da construção.

Em termos de cálculo, são retirados os coeficientes de majoração das cargas permanentes e são minorados (Ψ_2 , Tabela 2) as ações variáveis:

$$Q_{serv} = Q_{permanente} + \Psi_2 \times Q_{sobrecarga} + \Psi_2 \times Q_{vento}$$

$$Q_{serv} = Q_{permanente} + 0,3 \times Q_{sobrecarga} + 0,0 \times Q_{vento}$$

$$Q_{serv} = Q_{permanente} + 0,3Q_{sobrecarga}$$

Tabela 2 - Valores dos Coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

FONTE: NBR 8800 (2008)

Tabela 3 - Valores dos fatores de combinação e de redução

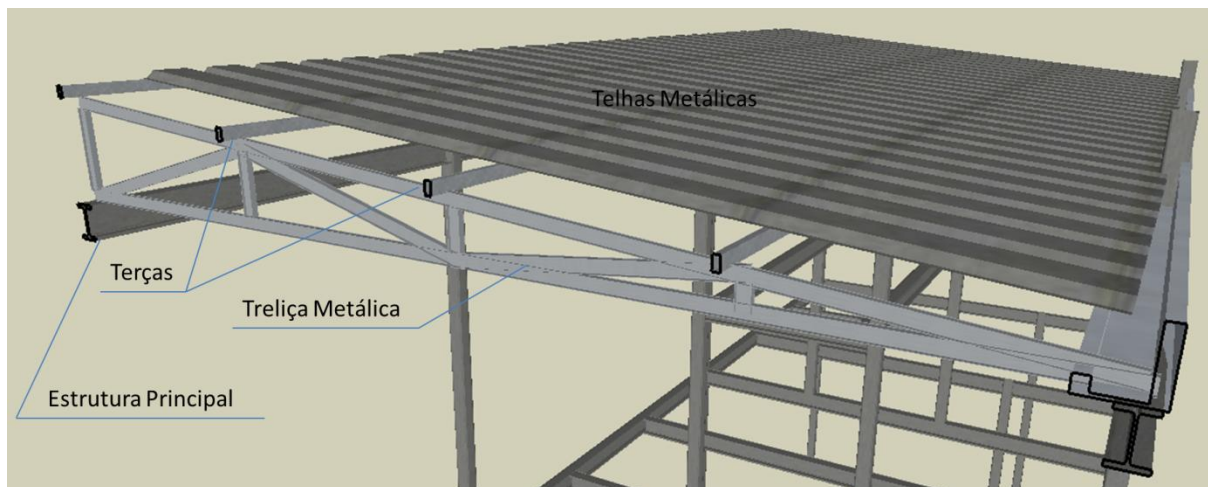
Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	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
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.				
^b Edificações residenciais de acesso restrito.				
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.				
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.				
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

FONTE: NBR 8800 (2008)

3.3.2.2 Carregamentos devido à cobertura

O carregamento devido à cobertura é proveniente do peso próprio das telhas e da pressão do vento. As terças metálicas recebem o carregamento proveniente das telhas, transmitem para as treliças metálicas que por sua vez transmitem para as vigas da estrutura.

Figura 12 - Detalhes da Cobertura

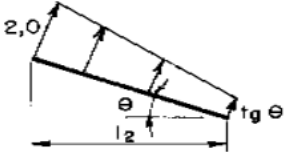
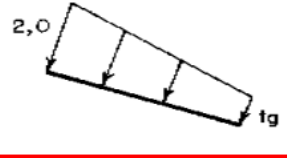
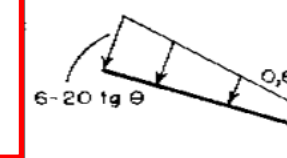
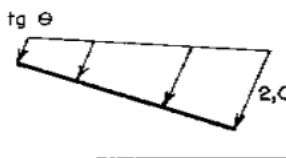
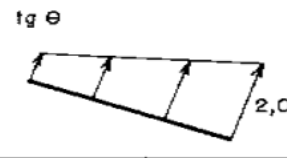
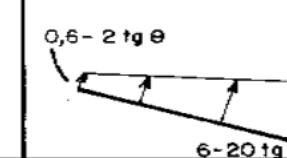


FONTE: Do Autor

Segundo o fabricante o as telhas pesam $4,03 \text{ kg/m}^2$. A especificação se encontra no Anexo E deste trabalho. Considerando um espaçamento entre treliças de 1,50 metros, por área de influência têm-se um carregamento linear sobre as treliças de $6,05 \text{ kg/m}$ ou $0,06 \text{ KN/m}$.

O efeito de sucção do vento é evitado através da geometria do telhado: não existem beirais ou abas e a existência de uma pequena parede em platibanda impede a entrada do vento sob as telhas. Para o efeito de sobre pressão foi considerado o valor calculado anteriormente no item 3.3.2 acrescido do coeficiente de pressão C_p oriundo da tabela da NBR 6123 (1988) a seguir:

Tabela 4 - Coeficiente de pressão em coberturas isoladas a uma água plana

Vento	Primeiro carregamento	Segundo carregamento	
	$0 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,7$	$0 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,3$
			
			

FONTE: Adaptado da NBR 6123 (1988)

Para o caso em estudo o ângulo de inclinação θ do telhado é de $6,42^\circ$ e portanto $\operatorname{tg} 6,42^\circ = 0,1125$ e devido às condições citadas anteriormente a situação utilizada foi a destacada na tabela anterior.

Assim nos pontos mais altos da estrutura o carregamento do vento é igual a:

$$q_1 = q_{\text{vento}} \times C_p = 1,84 \times 1,50 \times 2,0$$

$$q_1 = 5,55 \text{ kN/m}$$

Enquanto nos pontos mais baixos é igual a:

$$q_2 = 1,84 \times 1,50 \times 0,1125$$

$$q_2 = 0,31 \text{ kN/m}$$

A figura 14 ilustra o cálculo, já com os coeficientes devido às combinações para ELU (1,35 para telha e 0,85 para vento).

Figura 13- Carregamentos Atuantes na Treliça

$Q = 0,08 \text{ kN/m}$ - PESO PRÓPRIO DA TELHA



$Q = 4,72 \text{ kN/m}$ - VENTO

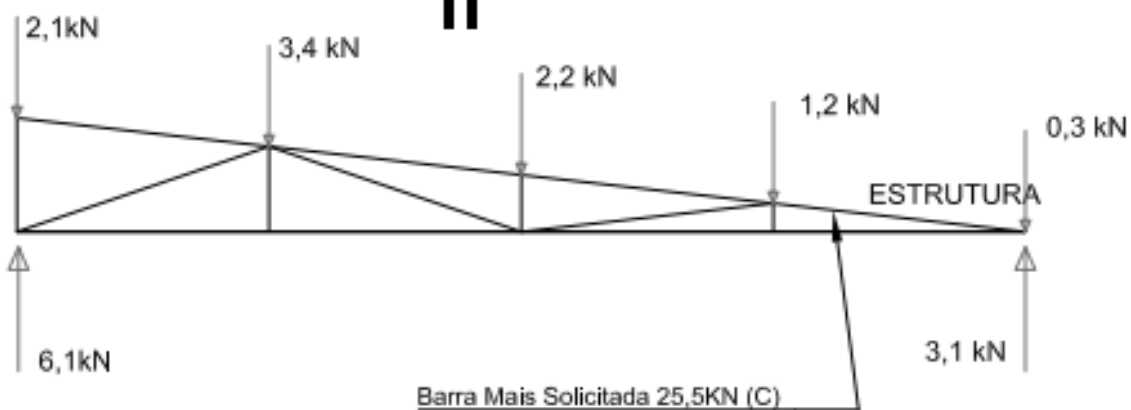


II

$Q = 4,80 \text{ kN/m}$



II



FONTE: Do Autor

3.3.2.2 Carregamentos devido às paredes

O carregamento devido às paredes e revestimentos varia de acordo com a arquitetura de fechamento. A partir das cargas genéricas estudadas no item 3.1.1 foi possível calcular o carregamento específico de cada parede.

Estes carregamentos são constituídos por parcelas provenientes do peso dos painéis e dos vidros da parede em questão, e encontram-se nas tabelas 5, 6, 7 e 8 à seguir.

Tabela 5 - Carregamento devido às paredes - Cobertura

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS PAREDES – COBERTURA		
VIGA	Hpainel (m)	Qparede (KN/m)
V1Ca	0,60	0,26
V1Cb	0,60	0,26
V2C	0,00	0,04
V3Ca	0,60	0,26
V3Cb	0,60	0,26
V4Ca	0,60	0,26
V4Cb	0,60	0,26
V4Cc	0,60	0,26
V5Ca	0,00	0,04
V5Cb	0,00	0,04
V5Cc	0,00	0,04
V6C	0,60	0,26

Tabela 6 - Carregamento devido às paredes - Caixa D'Água

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS PAREDES - CAIXA D'AGUA		
VIGA	Hpainel (m)	Qparede (KN/m)
V1CD	0,00	0,41
V2CD	0,00	0,41
V3CD	1,10	0,41

Tabela 7 - Carregamento devido às paredes - Pavimento Superior

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS PAREDES - PAVIMENTO SUPERIOR					
VIGA	Hpainel (m)	Qpainel (KN/m)	Hvidro (m)	Qvidro (KN/m)	Qparede (KN/m)
V1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V2	0,00	0,00	2,75	2,15	2,15

V3	0,00	0,00	2,75	2,15	2,15
V4	0,50	0,23	2,25	1,76	1,98
V5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V6	0,00	0,00	2,75	2,15	2,15
V7	0,50	0,23	2,25	1,76	1,98
V8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V13	2,75	1,08	0,00	0,00	1,08
V14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V15	1,50	0,55	0,00	0,00	0,55
V16	1,50	0,55	0,00	0,00	0,55
V17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V21	1,75	0,70	1,00	0,78	1,48

Tabela 8 - Carregamento devido às paredes - Pavimento Inferior

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS PAREDES - PAVIMENTO INFERIOR					
VIGA	Hpainel (m)	Qpainel (KN/m)	Hvidro (m)	Qvidro (KN/m)	Qparede (KN/m)
V1Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Tb	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Tc	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Td	0,00	0,00	2,75	2,15	2,15
V1Te	0,00	0,00	2,75	2,15	2,15
V1Tf	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44
V1Tg	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44
V1Th	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44
V1ti	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44
V2Ta	1,70	0,68	1,05	0,82	1,50
V2Tb	1,14	0,47	1,61	1,26	1,72
V2Tc	1,14	0,47	1,61	1,26	1,72
V2Td	0,00	0,04	2,75	2,15	2,18
V2Te	0,00	0,04	2,75	2,15	2,18
V2Tf	0,00	0,04	2,75	2,15	2,18
V2Tg	0,50	0,23	2,25	1,76	1,98
V2Th	0,50	0,23	2,25	1,76	1,98
V2ti	0,50	0,23	2,25	1,76	1,98
V3T	1,70	0,61	1,05	0,82	1,43

V4T	1,14	0,42	1,61	1,26	1,68
V5T	2,00	0,00	2,75	2,15	2,15
V6T	2,75	0,97	0,00	0,00	0,97
V7Ta	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44
V8Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V9Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V10Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V11Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V12Ta	2,75	0,97	0,00	0,00	0,97
V13Ta	2,75	0,97	0,00	0,00	0,97
V14Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V15Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V16Ta	1,85	0,74	0,90	0,70	1,44

3.3.2.3 Carregamentos devido às lajes

Devido à sua geometria, as lajes foram consideradas armadas em uma direção e, portanto cada laje se apoia apenas em duas vigas. Mais detalhes sobre estas considerações de cálculo são dados no item 4.0. O carregamento devido às lajes nas vigas foi calculado através do conceito de área de influência e os resultados estão expressos nas tabelas 9, 10 e 11 a seguir.

Tabela 9 - Carregamento devido às lajes - Caixa D'Água

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS LAJES - CAIXA D'ÁGUA						
VIGA	ÁREA DE INFLUÊNCIA			Q reservatório (KN/m)	Qlaje(KN/m) Permanentes	Qlaje(KN/m) Variáveis
	Largura (m)	Comprimento (m)	Área (m2)			
V1CD	0,65	2,60	1,69	0,96	7,75	3,90
V2CD	0,65	2,60	1,69	0,96	7,75	3,90
V3CD	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 10 - Carregamento devido às lajes - Pavimento Superior

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS LAJES - VIGAS PAVTO SUPERIOR					
VIG A	ÁREA DE INFLUÊNCIA			Qlaje(KN/m) Permanente	Qlaje(KN/m) Variável
	Largura (m)	Comprimento (m)	Área (m2)		
V1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

V3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V8	0,65	1,10	0,72	2,97	1,65
V9	1,35	1,10	1,49	2,97	1,65
V10	0,65	2,90	1,89	7,83	4,35
V11	1,30	4,00	5,20	10,80	6,00
V12	1,35	2,90	3,92	7,83	4,35
V13	1,40	4,00	5,60	10,80	6,00
V14	1,35	4,00	5,40	10,80	6,00
V15	1,30	2,50	3,25	6,75	3,75
V16	1,30	1,50	1,95	4,05	2,25
V17	1,35	2,40	3,24	6,48	3,60
V18	1,35	1,50	2,03	4,05	2,25
V19	1,35	4,00	5,40	10,80	6,00
V20	1,30	4,00	5,20	10,80	6,00
V21	0,65	4,00	2,60	10,80	6,00

Tabela 11 - Carregamento devido às lajes - Pavimento Inferior

CARREGAMENTO DEVIDO ÀS LAJES - VIGAS PAVTO INFERIOR					
VIGA	ÁREA DE INFLUÊNCIA			Qlaje(KN/m) Permanente	Qlaje(KN/m) Variável
	Largura (m)	Comprimento (m)	Área (m ²)		
V7Ta	0,65	2,00	1,30	1,70	0,98
V8Ta	1,30	2,00	2,60	3,39	1,95
V9Ta	1,35	2,00	2,70	3,52	2,03
V10Ta	1,40	2,00	2,80	3,65	2,10
V11Ta	1,35	2,00	2,70	3,52	2,03
V12Ta	1,30	2,00	2,60	3,39	1,95
V13Ta	1,35	2,00	2,70	3,52	2,03
V14Ta	1,35	2,00	2,70	3,52	2,03
V15Ta	1,30	2,00	2,60	3,39	1,95
V16Ta	0,65	2,00	1,30	1,70	0,98

3.3.2.4 Carregamentos devido aos revestimentos das paredes

Os revestimentos das paredes ocorrem apenas na cozinha, lavanderia e banheiro. O carregamento é dado pela fórmula abaixo, que foi desenvolvida no item 3.1.1.1 dependendo apenas da altura do painel analisado.

$$Q_{cerâmica} = 0,295 \times H_{painel}$$

Os carregamentos para cada viga, decorrentes do peso da cerâmica estão descritos nas tabelas de carregamentos totais no item 3.3.2.4.

3.3.2.4 Carregamentos lineares totais

Não foram considerados os carregamentos devido ao peso próprio dos perfis no carregamento total atuante nas vigas, porém foram acrescidos 5% do valor absoluto de cada carregamento. Após o dimensionamento dos perfis, o peso próprio será calculado e comparado com este percentual adotado.

Os carregamentos totais consideram os coeficientes para combinações normais estudado no início deste item.

Os momentos e cortantes máximos foram calculados através do *software Ftool*. Os esquemas e gráficos encontram-se nos apêndices B,C,D e E. As tabelas 12, 13, 14 e 14, à seguir indicam os valores dos esforços em cada viga da estrutura.

Tabela 12 - Carregamentos Totais - Vigas da Cobertura

CARREGAMENTOS TOTAIS ATUANTE NAS VIGAS DA COBERTURA - COMBINAÇÕES PARA ELU					
VIGA	Qparede(KN/M) Permanente	Qtotal(KN/m) c/ coef.	Qtotal + 5% (KN/m)	Momento Máx (KN.m)*	Cortante Máx (KN)*
V1Ca	0,26	0,36	0,37	5,00	4,70
V1Cb	0,26	0,36	0,37	5,00	4,70
V2C	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V3Ca	0,26	0,36	0,37	9,20	8,60
V3Cb	0,26	0,36	0,37	9,20	8,60
V4Ca	0,26	0,36	0,37	0,10	0,49
V4Cb	0,26	0,36	0,37	0,10	0,49
V4Cc	0,26	0,36	0,37	0,10	0,49
V5Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V5Cb	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V5Cc	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V6C	0,26	0,36	0,37	0,70	0,70
* MOMENTOS E CORTANTES MÁXIMOS LEVAM CONSIDERAR AS EVENTUAIS CARGAS PONTUAIS QUE NÃO CONSTAM NESTA TABELA - VER GRÁFICOS APÊNDICE C					

Tabela 13 - Carregamentos Totais - Vigas da Caixa D'Água

CARREGAMENTOS TOTAIS ATUANTE NAS VIGAS DA CAIXA D'ÁGUA - COMBINAÇÕES PARA ELU						
VIGA	Qparede(KN/M)	Qcerâmica(KN/M)	Qlaje (KN/M) Permanente	Qlaje (KN/M) Variável	Qtotal(KN/m) c/ coef.	Qtotal + 5% (KN/m)
V1CD	0,41	0,00	2,66	0,98	5,60	5,88
V2CD	0,41	0,00	2,66	0,98	5,60	5,88
V3CD	0,41	0,00	0,00	0,00	0,55	0,58
					Momento Máx (KN.m)*	Cortante Máx (KN)*
					5,10	7,60
					5,10	7,60
					0,10	0,40

Tabela 14 - Carregamentos Totais - Vigas do Pavimento Superior

CARREGAMENTOS TOTAIS ATUANTES NAS VIGAS DO PAVIMENTO SUPERIOR - COMBINAÇÕES PARA ELU										
VIGA	Qparede(KN/M)	Qcerâmica(KN/M)	Qlaje(KN/M)	Qlaje(KN/M) Permanente	Qlaje (KN/M) Variável	Qvento (KN/M) Variável	Qtotal(KN/m) c/ coef.	Qtotal + 5% (KN/m)	Momento Máx (KN.m)*	Cortante Máx (KN)*
V1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20,50	15,70
V2	2,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	17,00	15,00
V3	2,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	0,60	2,00
V4	1,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,67	2,81	33,70	26,70
V5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,40	21,10
V6	2,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	29,20	23,00
V7	1,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,67	2,81	33,70	26,70
V8	0,00	0,00	0,00	1,76	0,98	1,20	4,84	5,08	0,80	2,80
V9	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	1,60	5,80
V10	0,00	0,00	0,00	1,76	0,98	1,20	4,84	5,08	5,30	7,40
V11	0,00	0,00	0,00	3,51	1,95	2,41	9,68	10,17	20,30	20,30
V12	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	21,10	21,10
V13	1,08	0,00	0,00	3,78	2,10	2,59	11,89	12,48	35,20	32,00
V14	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	21,10	21,10
V15	0,55	0,00	0,00	3,51	1,95	2,41	10,42	10,94	13,00	18,50
V16	0,55	0,00	0,00	3,51	1,95	2,41	10,42	10,94	4,40	14,60
V17	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	8,20	13,20
V18	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	3,00	7,90
V19	0,00	0,00	0,00	3,65	2,03	2,50	10,06	10,56	21,10	21,10
V20	0,00	0,00	0,00	3,51	1,95	2,41	9,68	10,17	20,30	20,30
V21	1,48	0,00	0,00	1,76	0,98	1,20	6,84	7,18	14,40	14,40
* OS MOMENTOS E CORTANTES MÁXIMOS LEVAM EM CONSIDERAÇÃO AS EVENTUAIS CARGAS PONTUAIS QUE NÃO CONSTAM NESTA TABELA - VER GRÁFICOS APÊNDICE D										

Tabela 15 - Carregamentos Totais - Vigas do Pavimento Inferior

CARREGAMENTOS TOTAIS ATUANTE NAS VIGAS DO PAVIMENTO INFERIOR - COMBINAÇÕES PARA ELU								
VIGA	Qparede(KN/M)	Qcerâmica(KN/M)	Qlaje(KN/M) Permanente	Qlaje (KN/M) Variável	Qtotal(KN/m) c/ coef.	Qtotal + 5% (KN/m)	Momento Máx (KN.m)*	Cortante Máx (KN)*
V1Ta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Tb	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Tc	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1Td	2,15	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	0,70	2,10
V1Te	2,15	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	0,60	2,00
V1Tf	1,44	0,55	0,00	0,00	2,68	2,82	0,60	1,80
V1Tg	1,44	0,00	0,00	0,00	1,94	2,04	0,50	1,40
V1Th	1,44	0,00	0,00	0,00	1,94	2,04	0,40	1,30
V1Ti	1,44	0,00	0,00	0,00	1,94	2,04	0,40	1,30
V2Ta	1,50	0,00	0,00	0,00	2,03	2,13	0,40	1,40
V2Tb	1,72	0,00	0,00	0,00	2,33	2,44	0,50	1,60
V2Tc	1,72	0,00	0,00	0,00	2,33	2,44	0,60	1,70
V2Td	2,18	0,00	0,00	0,00	2,94	3,09	0,80	2,20
V2Te	2,18	0,00	0,00	0,00	2,94	3,09	0,70	2,00
V2Tf	2,18	0,00	0,00	0,00	2,94	3,09	0,70	2,00
V2Tg	1,98	0,00	0,00	0,00	2,67	2,81	0,70	2,00
V2Th	1,98	0,00	0,00	0,00	2,67	2,81	0,60	1,80
V2Ti	1,98	0,00	0,00	0,00	2,67	2,81	0,60	1,80
V3T	1,43	0,00	0,00	0,00	1,93	2,03	0,40	1,30
V4T	1,68	0,00	0,00	0,00	2,27	2,38	0,50	1,50
V5T	2,15	0,00	0,00	0,00	2,90	3,04	1,10	2,60
V6T	0,97	0,00	0,00	0,00	1,31	1,38	0,30	0,90
V7Ta	1,44	0,00	1,70	0,98	5,70	5,98	0,60	6,10
0.1	0,00	0,00	3,39	1,95	7,51	7,88	0,10	1,20
V9Ta	0,00	0,00	3,52	2,03	7,79	8,18	0,80	9,60
V10Ta	0,00	0,00	3,65	2,10	8,08	8,49	1,40	14,50
V11Ta	0,00	0,00	3,52	2,03	7,79	8,18	0,10	1,20
V12Ta	0,97	0,00	3,39	1,95	8,82	9,26	2,00	16,90
V13Ta	0,97	0,00	3,52	2,03	9,10	9,56	3,90	32,50
V14Ta	0,00	0,00	3,52	2,03	7,79	8,18	0,20	1,90
V15Ta	0,00	0,00	3,39	1,95	7,51	7,88	0,20	1,90
V16Ta	1,44	0,00	1,70	0,98	5,70	5,98	2,80	23,00
* OS MOMENTOS E CORTANTES MÁXIMOS LEVAM EM CONSIDERAÇÃO AS EVENTUAIS CARGAS PONTUAIS QUE NÃO CONSTAM NESTA TABELA - VER GRÁFICOS APÊNDICE F								

* OS MOMENTOS E CORTANTES MÁXIMOS LEVAM EM CONSIDERAÇÃO AS EVENTUAIS CARGAS PONTUAIS QUE NÃO CONSTAM NESTA TABELA - VER GRÁFICOS APÊNDICE E

3.3.4 Carregamento atuante nos pilares

Os carregamentos atuantes nos pilares foram obtidos através das reações de apoio provenientes das vigas, calculadas anteriormente. Os carregamentos foram aplicados no centro de gravidade de cada pilar, esta característica é assegurada pela forma como o encontro viga-pilar foi executado. O apêndice F, nas pranchas 3, 4, 5 e 6 mostra a posição de cada pilar e a tabela a seguir mostra cada pilar e seus respectivos carregamentos.

Tabela 16 - Carregamento nos Pilares

PILAR	P(kN)
P1	18,50
P2	37,40
P3	33,90
P4	53,60
P5	46,30
P6	10,20
P7	26,90
P8	33,10
P9	34,30
P10	28,50
P11	59,50
P12	90,30
P13	49,90
PCD1	7,60
PCD2	7,60
PCD3	8,00
PCD4	8,00

3. Dimensionamento das Lajes em Concreto Armado

Segundo Alves (2011), lajes armadas em uma única direção são aquelas cujas solicitações são predominantes segundo o menor vão e esta situação acontece quando a relação entre o maior e o menor vão é superior a 2.

No projeto estudado existem quatro tipos de laje:

- Laje de 4,00 x 1,30 m engastadas em uma extremidade e apoiada na outra;
- Laje de 4,00 x 1,40 m engastadas em uma extremidade e apoiada na outra
- Laje de 4,00 x 1,30 m engastada nas duas extremidades;
- Laje de 4,00 x 1,40 engastada nas duas extremidades.

Como os carregamentos são pequenos e existe pouca diferença entre os vãos optou-se por dimensionar uma laje hipotética bi-apoiada de vão teórico 1,40 m. Assim todas as lajes da estrutura são englobadas pelas características encontradas na laje hipotética, sem grandes perdas econômicas.

Segundo o item 3.3.1.4 o carregamento atuante nas lajes é:

$$Q_{\text{total}} = 0,702 + 2,00 + 1,50 = 4,2 \text{ KN/m}^2$$

O momento máximo, que ocorre no meio do vão, é dado por:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4,2 \cdot 1,4^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = 1,029 \text{ kN.m/m}$$

Optou-se por utilizar 8,0 cm para a altura da laje. O cobrimento inferior, segundo a Tabela 17, oriunda da NBR 6120 (2003) deve ser maior ou igual a 4,5 cm para ambientes com classe de agressividade ambiental I .

Tabela 17 - Cobrimento Nominal das Armaduras

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

FONTE: NBR 6118 (2003)

O item 7.4.7.4 da NBR 6118 (2003) diz que quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância permite-se a redução dos cobrimentos nominais prescritos na tabela anterior em 5mm. Sendo assim o cobrimento inferior é igual a 40mm.

Se utilizados revestimentos e/ou contrapisos, o recobrimento superior pode ser reduzido até 1,5 cm conforme o item 2 da tabela acima.

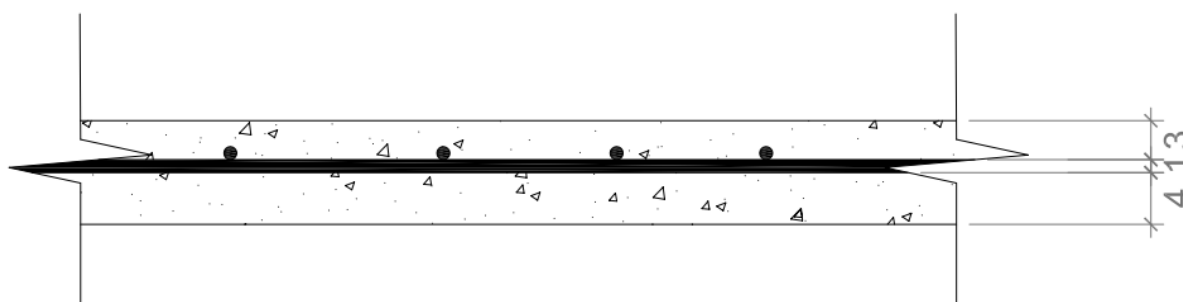
A altura útil (d) é a distância do centro de gravidade da armadura tracionada até o bordo comprimido. Considerando barras de 10mm para a laje a ser dimensionada a altura útil seria:

$$d = h - c - \phi/2$$

$$d = 80 - 40 - 10/2$$

$$d = 35\text{mm} = 3,5\text{ cm}$$

Figura 14 - Posição da Armadura



FONTE: Do Autor

Segundo Alves (2011), o dimensionamento da laje é feito de maneira análoga a uma viga. Para isso considera-se uma largura (b_w) de 1m. Utilizando as unidades kN e cm, pode-se determinar os termos de dimensionamento à flexão simples, através das tabelas apropriadas:

$$K_m = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

A partir do K_m encontra-se o K_a , através da tabela para dimensionamento que encontra-se no anexo B. A partir do K_a determina-se a taxa de armadura através da seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{K_a \cdot M_d}{d} \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Assim:

$$K_m = \frac{100 \cdot 3,5^2}{1,4 \cdot 1,029 \cdot 100}$$

$$K_m = 8,503$$

Através da tabela para concreto C40:

$$K_a = 0,20$$

Então:

$$A_s = \frac{0,2 \times 1,4 \times 1,029 \times 100}{3,5}$$

$$A_s = 8,232 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ou

$\emptyset$ de 10,0 mm a cada 8 cm

No estado limite último, é feita a comparação entre o esforço cortante máximo de cálculo e a resistência de cálculo das seções transversais, sem a adição de armadura transversal. Se a resistência é superior à solicitação, está garantida a segurança no ELU. Assim:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot 1,2 + 40\rho_1 \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\lambda_c} = 0,25 \cdot \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\lambda_c}$$

$$k = 1,6 - d$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 \times 0,3 \times 40^{2/3}}{1,4} = 0,62$$

$$k \cdot 1,6 \cdot 0,035 = 1,565$$

$$\rho_1 = \frac{8,232}{100 \cdot 3,5} = 0,0235$$

$$V_{Rd1} = 0,62 \cdot 1,565 \cdot 1,2 + 40 \cdot 0,0235 \cdot 100 \cdot 3,5 = \mathbf{726,75 kN}$$

$$V_{sd} = (q_d \times L \times 1)/2$$

$$V_{sd} = \frac{1,029 \cdot 1,5 \times 1,4 \times 1}{2} = \mathbf{1,08 kN}$$

Portanto nota-se que o valores para o esforço cortante máximo de cálculo é muito menor que a resistência de cálculo das seções transversais, sem a adição de armadura transversal, e portanto esta não se faz necessária.

Segundo a NBR 6118 (2003) No sentido transversal à armadura principal é necessária uma armadura secundária com uma taxa mínima de:

$$\rho_s \geq 20\% A_s^{princ}$$

ou

$$\rho_s \geq \rho_{min}$$

ou

$$\rho_s \geq 0,9 \text{ cm}^2/m$$

$$20\% A_s^{princ} = 0,2 \cdot 8,232 = 1,646 \text{ cm}^2/m$$

$$\rho_{min} = 0,23 \cdot 8 = 1,840 \text{ cm}^2/m$$

Fica assim determinada uma armadura secundária de $1,840 \text{ cm}^2/m$ que equivale a **Ø de 5,0 mm a cada 10,0 cm**

Segundo Alves (2011), na verificação das deformações, deve-se utilizar sempre as ações de serviço, e comparar o deslocamento máximo obtido com o deslocamento limite.

No caso de lajes armadas em uma única direção, pode-se determinar as flechas da mesma maneira que em vigas, considerando a laje como uma viga de largura igual a um metro.

Alves (2011) ainda cita que, desde que os momentos fletores das lajes sejam menores que o momento de fissuração, podem ser utilizados os coeficientes de rigidez no Estádio I, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto.

O momento de serviço segundo a NBR 6118 (2003) são dados por:

$$M_{serv} = M_{permanente} + \Psi_2 \times M_{sobrecarga}$$

Sendo $\Psi_2 = 0,3$ – Tabela 2

$$M_{serv} = M_{permanente} + 0,3 \times M_{sobrecarga}$$

$$M_{serv} = \frac{2,702 \times 1,4^2}{8} + 0,3 \times \frac{1,5 \times 1,4^2}{8}$$

$$\mathbf{M_{serv} = 0,77 \text{ kN.m/m}}$$

O momento de ser fissuração é dado por:

$$M_{fiss} = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{\gamma_t}$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ – lajes maciças

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 40^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa (resistência à tração do concreto)}$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 8^3}{12} = 4266,66 \text{ cm}^4 \text{ - momento de inércia da seção bruta de concreto}$$

$$\gamma_t = \frac{h}{2} - d = 4 - 3,5 = 0,5 \text{ cm}$$

$$M_{fiss} = \frac{1,5 \times 351 \times 4266,66}{0,5} = 4492793 \text{ N} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 44,92 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Como $M_{serv} \leq M_{fiss}$ a flecha imediata pode ser obtida no Estádio I, e para lajes bi apoiadas é dada por:

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{cs} \times I}$$

Onde:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600. \quad \overline{f_{ck}} = ,85 \cdot 5600. \quad \overline{40} = 30104,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 0,042 \times 140^4}{384 \times 30104,88 \times 4266,66} = 1,63 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

O limite aceito pela NBR 6118 (2003) é

$$f = \frac{l}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

Portanto está ok.

3.5 Dimensionamento da Estrutura Metálica

O dimensionamento da estrutura metálica segue a NBR8800 (1986) e segundo ela estão fixados, para efeito de cálculo, os seguintes parâmetros:

- a) $E=200000$ Mpa, Módulo de Elasticidade do Aço;
- b) $\nu_a=0,3$ Coeficiente de Poisson;
- c) $\beta =12 \times 10^{-6}$ por $^{\circ}C$, coeficiente de dilatação térmica;
- d) $\gamma_a = 77$ kN/m³ , peso específico.

O aço utilizado foi ASTM A36 , perfis Gerdau Açominas.

3.5.1 Dimensionamento das vigas

Com o intuito de padronizar a estrutura e facilitar as etapas de cálculo e execução optou-se por adotar o mesmo perfil para todas as vigas da estrutura. A existência de vários perfis na mesma estrutura aumenta o grau de complexidade das ligações e eventualmente causa confusão na montagem.

Para isso, foram pesquisados os valores de maior momento fletor e esforço cortante por toda a estrutura e uma viga hipotética com tais esforços foi criada. Sendo assim, se esta viga resiste a estes esforços máximos, qualquer outra viga da estrutura resiste aos esforços aos quais está submetida.

Os esforços encontrados, já com os coeficientes exigidos pela NBR8800 (2008) foram:

$$M_d^{máx} = 35,2 \text{ kN.m que ocorreu na V13 no pavimento superior;}$$

$$Q_d^{máx} = 32,5 \text{ kN que ocorreu na V13T no pavimento inferior.}$$

Com o intuito de pré-dimensionar a seção transversal da viga utiliza-se a seguinte expressão prática:

$$W_x \geq \frac{M_d}{1400}$$

$$W_x \geq \frac{352000}{1400} \geq 251,43 \text{ cm}^3$$

A escolha do perfil será feita com base na tabela de perfis laminados da Gerdau Açominas, que encontra-se no Anexo A, comparando a resistência plástica mínima exigida com a fornecida pelo fabricante.

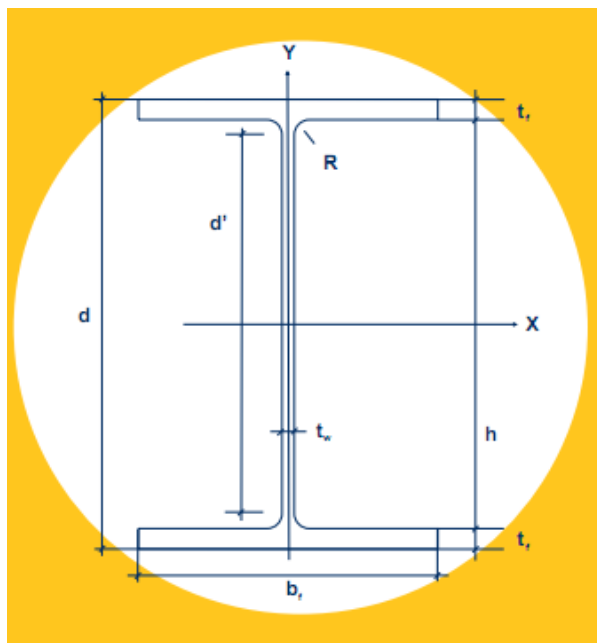
Dentre as opções disponíveis o perfil que melhor atende ao critério de resistência e possui menor peso é o **W310 x 23,8**, que possui as seguintes características, descritas na Tabela 18 e detalhadas na figura 16:

Tabela 18 - Características do perfil W 310 x 23,8

CARACTERÍSTICAS DO PERFIL W 200 X 23,8									
d				A				h	Peso
305 mm	101 mm	5,6 mm	6,7 mm	30,7 cm2	4346 cm3	285,0 cm3	333,2 cm3	292 mm	23,8 kg/m

FONTE: Gerdau Açominas

Figura 15 - Detalhes do Perfil "I"



FONTE: Gerdau Açominas

Para que a estrutura esteja segura quanto ao cisalhamento a tensão tangencial que ocorrer devido aos esforços deve ser inferior à tensão de cisalhamento que o perfil é capaz de resistir, ou seja, o cortante solicitantes de cálculo deve ser inferior ao cortante resistente de cálculo:

$$Q_{sd} \leq Q_{Rd}$$

Como o perfil é do tipo laminado, e portanto a relação h_{tw} é menor que 70,0 ($h_{tw} = 52,14$) a tensão admissível é de 900 kgf/cm^2 .

$$9,0 = \frac{Q_{rd} \cdot \gamma_m}{h \cdot t_w}$$

$$Q_{Rd} = \frac{9,0 \times h \times t_w}{\gamma_m}$$

$$Q_{Rd} = \frac{9,0 \times 29,2 \times 0,56}{1,10}$$

$$Q_{Rd} = 133,79 \text{ kN}$$

Como $133,79 > 32,5 \text{ kN}$, o perfil satisfaz as condições de segurança quanto ao cisalhamento.

Como as vigas sustentam lajes em concreto armado podem ser consideradas contidas lateralmente. Assim seu comprimento de destravo é zero. Para este caso a tensão normal admissível tanto para tração como para compressão equivalem a 1520 kgf/cm^2 ou 152000 kN/m^2 .

Para que viga esteja segura quanto aos esforços de momento fletor o raciocínio é análogo ao de esforço cortante: O momento resistente de cálculo deve superar o momento solicitante de cálculo:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\bar{\sigma}_{cf} = \bar{\sigma}_{icf} \geq \frac{M_{Rd}}{W_x}$$

$$152000 \geq \frac{M_{Rd} \cdot 1,10}{285 \times 10^{-6}}$$

$$M_{Rd} = \frac{152000 \times 285 \times 10^{-6}}{1,10}$$

$$M_{Rd} = 39,38 \text{ kN.m}$$

Como $35,20 \text{ kN.m}$ é menor que $39,38 \text{ kN.m}$ o perfil está seguro quanto aos esforços de flexão.

O cálculo da flecha máxima foi simulado no Ftool e pode ser encontrado no Anexo D. Para este perfil resultou em $1,07 \text{ cm}$. O valor satisfaz a condição imposta pela norma de $\frac{L}{350}$ para vigas de piso, o que equivale $1,14 \text{ cm}$ para um vão de $4,0 \text{ m}$.

A NBR 8800 (2008) permite, para verificações do ELS, que para o cálculo da flecha máxima os coeficientes de majoração das cargas permanentes sejam

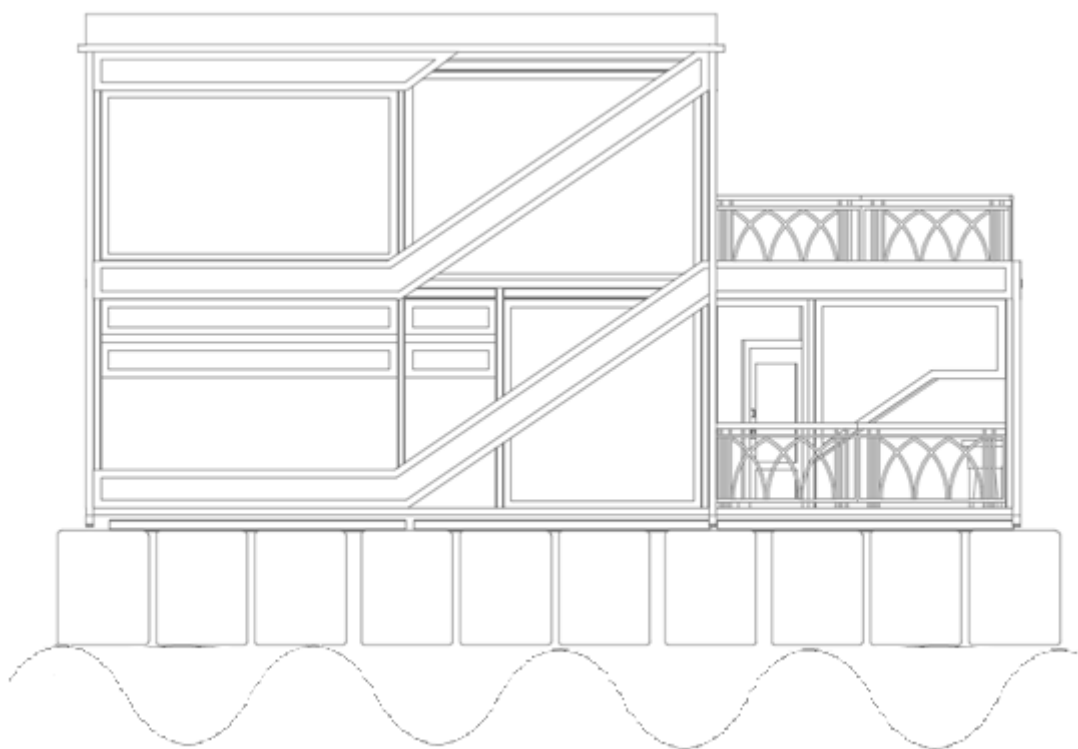
retirados e as parcelas de cargas variáveis recebem coeficientes de minoração. No cálculo apresentado anteriormente a flecha foi simulada com os mesmos coeficientes do dimensionamento e mesmo assim foi inferior à flecha admissível, sendo desnecessária a verificação com os coeficientes.

3.5.1.1 Variações nas condições de apoio de acordo com a ondulação

Como a estrutura sofre influências das ondulações, existe a possibilidade de em alguns casos as vigas do pavimento inferior se comportarem de forma distinta à analisada anteriormente.

O caso em estudo prevê que a edificação estará instalada em águas rasas e fechadas. Como hipótese de cálculo adotou-se que o comprimento de onda máximo das ondas que irão incidir sobre a estrutura será de 3,0 m.

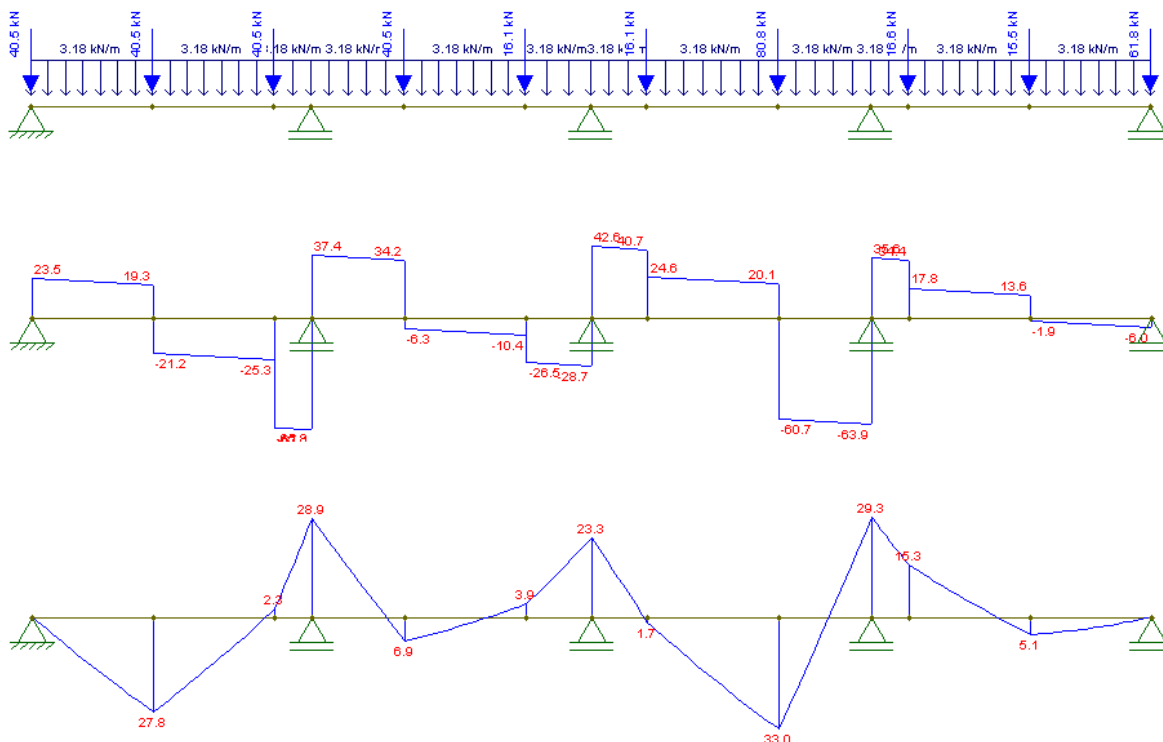
Figura 16- Ondulações sob a estrutura



FONTE: Do Autor

Devido às cinco cristas, as vigas principais VT1 e VT2 vão possuir cinco apoios e, portanto quatro vãos de 3,0 metros cada. O esquema estrutural segue abaixo:

Figura 17 - Viga principal sob efeito das ondulações



FONTE: Do Autor

Os maiores esforços de cortante e momento fletor foram:

$$Q_d^{m\acute{a}x} = 63,90 \text{ kN}$$

$$M_d^{m\acute{a}x} = 33,00 \text{ kNm}$$

Como os esforços encontrados para este caso, foram superiores aos esforços encontrados no caso das demais vigas, existem duas possibilidades:

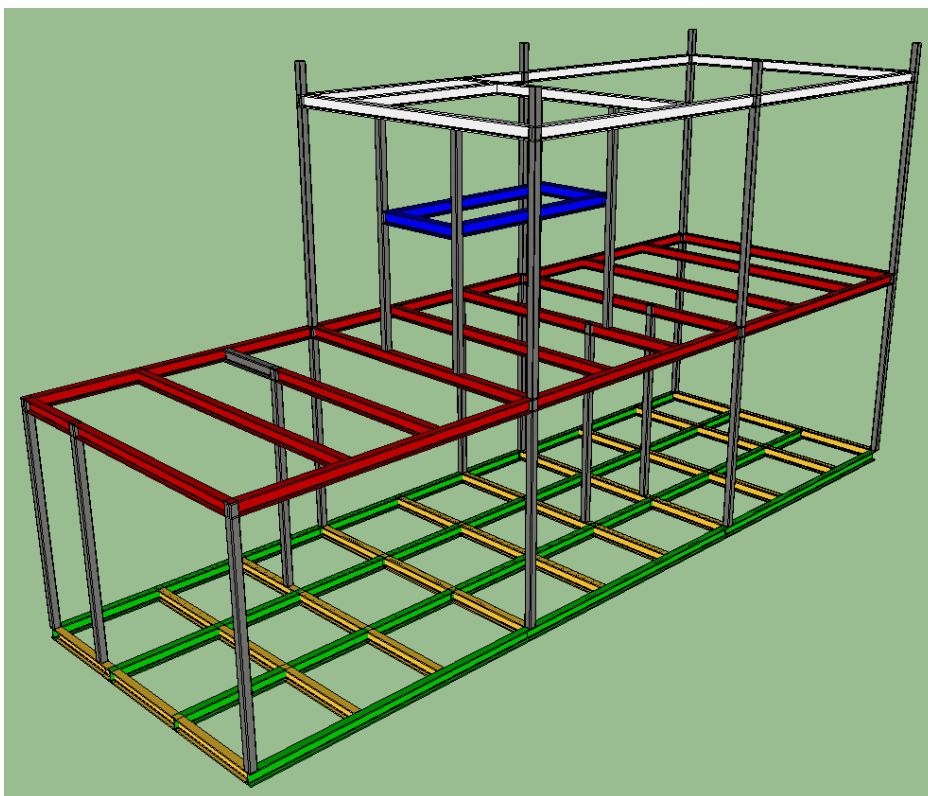
1. Escolher um perfil de maiores dimensões;
2. Manter a seção e adicionar mais vigas longitudinais.

Para proporcionar maior travamento e manter o padrão de vigas da estrutura, são adicionadas duas vigas longitudinais no pavimento térreo (opção 2), ou seja o número de vigas é dobrado, o que faz com que os esforços atuantes em cada viga se reduzam a metade. Essa condição só é válida devido a equidistância e simetria entre as vigas e cargas.

Com os esforços reduzidos à metade, eles passam a estar dentro dos limites de trabalho das vigas anteriormente dimensionadas.

Sendo assim o perfil que se aplica às vigas do térreo será o **W310 x 23,8**. O esquema à seguir ilustra as vigas adicionais.

Figura 18 - Vigas Adicionais no Térreo



FONTE: Do Autor

3.5.2 Dimensionamento dos pilares

Da mesma forma que no dimensionamento das vigas, o dimensionamento dos pilares será feito para a pior situação. O pilar mais solicitado na estrutura é o pilar P12 com **69,20 kN**, já com os coeficientes impostos pela NBR 8800 (2008) aplicados. Sendo assim:

$$P_d = 90,30 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento de um pilar, escolhe-se uma seção e verifica-se sua estabilidade. Neste caso o perfil escolhido foi **W 150 x 13,0** que possui as seguintes características descritas na Tabela 19.

Tabela 19 - Características do Perfil W 150 x 13,0

CARACTERÍSTICAS DO PERFIL W 150 x 13,0									
d				A				h	Peso
148	101	4,3	4,9	16,6				138	13,0
mm	mm	mm	mm	cm ²	635 cm ³	85,8 cm ³	96,4 cm ³	mm	kg/m

FONTE: Gerdau Açominas

Condição de segurança:

$$P_{sd} \leq P_{Rd}$$

Considerações no dimensionamento do pilar:

- o comprimento do pilara igual a altura do pé direito da edificação (2,75m);
- os vínculos do pilar são rotulado-rotulado e portanto $L_{fl} = 1,0 L$
- embora existam, não são considerados os travamentos;
- o raio de giração mínimo acontece em y e equivale a $r_{min} = r_y = 2,22 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_{fl}}{r_{\min}} = \frac{275}{2,22}$$

$$\lambda = 123,87$$

Para tal índice de esbeltes a tensão admissível; é dada pela fórmula de Euler:

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{10.363.000}{\lambda^2}$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{10.363.000}{123,87^2}$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = 675,38 \text{ kgf} / \text{cm}^2 = 67538 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Se,

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{P_{Rd} / 1,10}{A}$$

$$P_{Rd} = \frac{\bar{\sigma}_{fl} \cdot A}{1,10}$$

$$P_{Rd} = \frac{67538 \times 1,66 \cdot 10^{-3}}{1,10}$$

$$P_{Rd} = 101,92 \text{ kN}$$

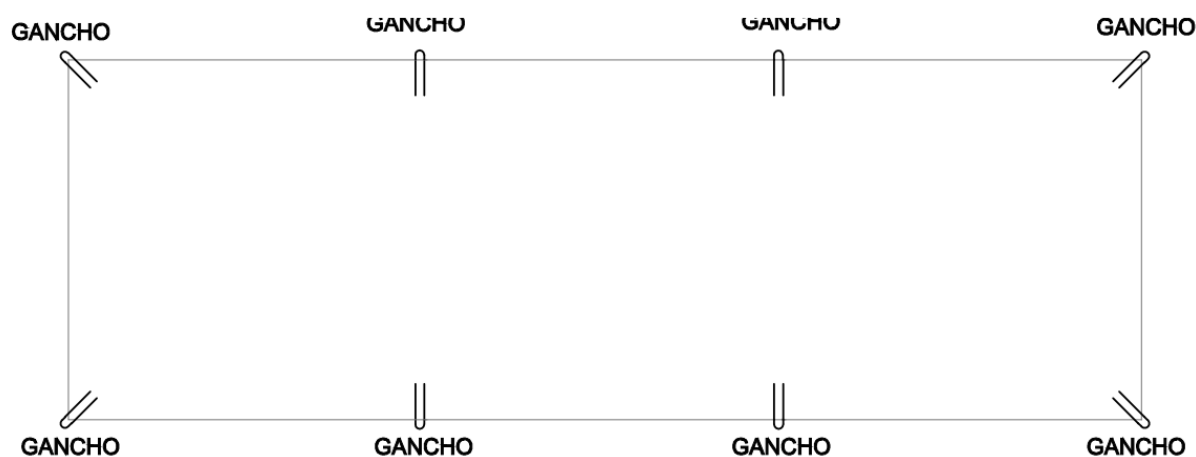
Como **90,30 kN** é menor que **101,92 kN** No perfil está seguro.

4 MECANISMOS DE FIXAÇÃO À MARGEM

Diferentemente de uma embarcação convencional, a edificação sempre estará próxima de uma plataforma fixa nas margens do rio, lago ou mar. Assim sempre será possível atracar a plataforma na margem.

O projeto prevê um gancho em cada extremidade da edificação, além de ganchos adicionais a cada quatro metros na fachada principal. Tais ganchos estão chumbados na laje do pavimento inferior. A figura 19 ilustra a posição:

Figura 19 - Posição dos Ganchos



FONTE: Do Autor

O detalhamento dos ganchos se encontra no Apêndice H. Segundo Alves (2011) o comprimento de ancoragem $l_{b,nec}$ considerando aço CA-50, barras nervuradas ($\eta_1 = 2,25$) sem ganchos e diâmetros inferiores a 32mm é:

$$l_{b,nec} = K \cdot \phi.$$

Sendo K um fator dependente da classe do concreto e da aderência, segundo a Tabela 20:

Tabela 20 - Valores de K para diversos FCK

	VALORES DE K PARA DIVERSOS FCK (MPa)- Aço CA 50							
	15	20	25	30	35	40	45	50
Boa Ader.	53	44	38	34	30	28	25	24
Má Ader.	76	62	54	48	43	40	37	34

Para o caso em estudo: Má aderência e concreto C40 e $\phi = 10,0 \text{ mm}$:

$$l_{b,nec} = 40.1 = 40\text{cm}.$$

A plataforma fixa onde será atracada a edificação deve possuir a borda revestida por um elastômero do tipo neoprene fretado, com 50,0 centímetros de largura e 3,0 centímetros de espessura. O objetivo deste revestimento é absorver possíveis impactos causados pela edificação durante suas movimentações, aumentando assim a vida útil do casco e da plataforma.

O neoprene foi escolhido por ser um material que apresenta boa resistência às intempéries, produtos químicos e ao envelhecimento, além de possuir boas características mecânicas.

5 MECANISMOS DE FLUTUAÇÃO

Os mecanismos de flutuação, flutuantes ou simplesmente “bóias” serão construídos em fibra de vidro. Este trabalho não contempla o dimensionamento estrutural de tais elementos, e, portanto não se objetiva definir a espessura do casco ou eventuais componentes estruturais para sua construção. O objetivo é calcular um formato e dimensões que sejam suficientes para garantir a flutuação da edificação.

Em seu trabalho, Pinto (1999) diz que para os estudos da flutuação de um corpo se faz necessário o estudo de todas as propriedades do comportamento estático deste corpo, resultantes da interação do corpo com o meio fluido que o suporta, ou seja, se busca encontrar o resultado da interação do seu peso e das forças de pressão oriundas do meio que o circunda. Por isso o estudo da hidrostática está fortemente vinculado ao estudo das formas do casco e de suas propriedades geométricas.

Sobre um corpo que flutua atuam as forças peso P e empuxo E . O peso pode ser considerado como atuando no centro de gravidade CG , bem como o empuxo no centro de carena CC .

A condição de equilíbrio impõe que:

- $F_{internas} = 0$
- $M_{externas} = 0$

Segundo Pinto (1999), a primeira condição impõe que o peso deve ser igual ao empuxo, e a segunda condição impõe que o momento das forças externas, tomado em relação a qualquer ponto, deve ser nulo. A segunda condição só é satisfeita se peso e empuxo estiverem sobre a mesma reta de atuação. Ou seja, o corpo encontra a posição de equilíbrio quando seu centro de carena se encontra na mesma vertical que passa pelo seu centro de gravidade.

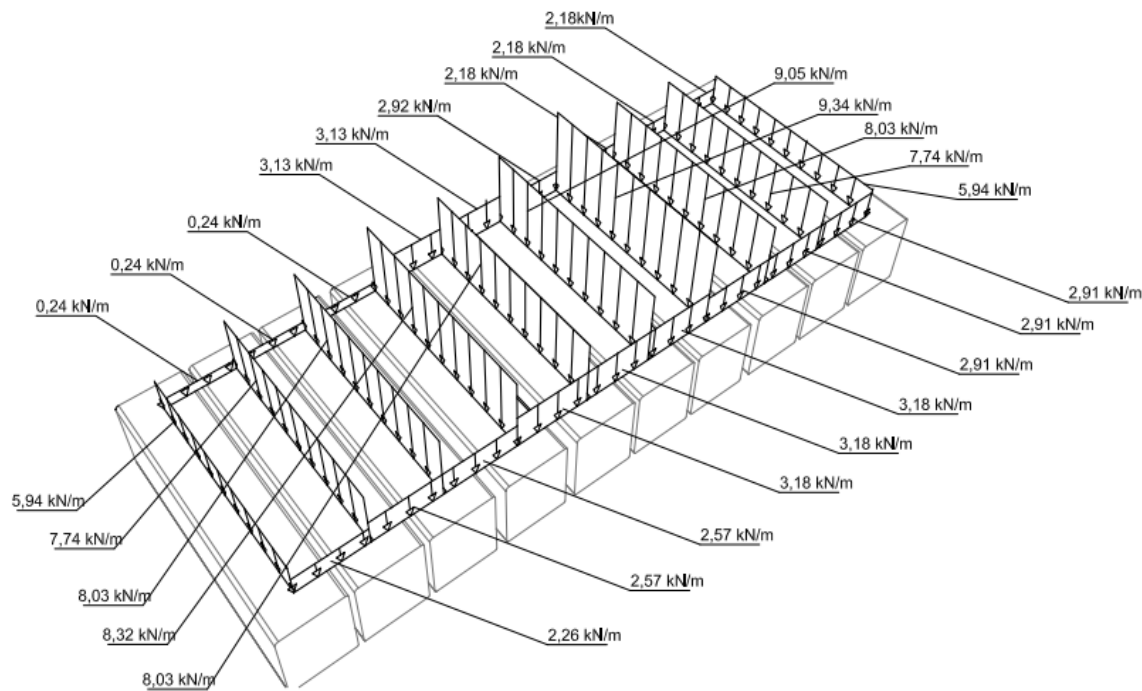
O centro de gravidade (CG) é importante para os cálculos de flutuabilidade e de estabilidade, porque o peso da edificação pode ser considerado como uma força nele concentrada.

O centro de carena, de empuxo ou de volume (CC) é o centro de gravidade do volume da água deslocada e é o ponto de aplicação do empuxo e está sempre abaixo da linha d'água.

5.1 Cálculo do CG.

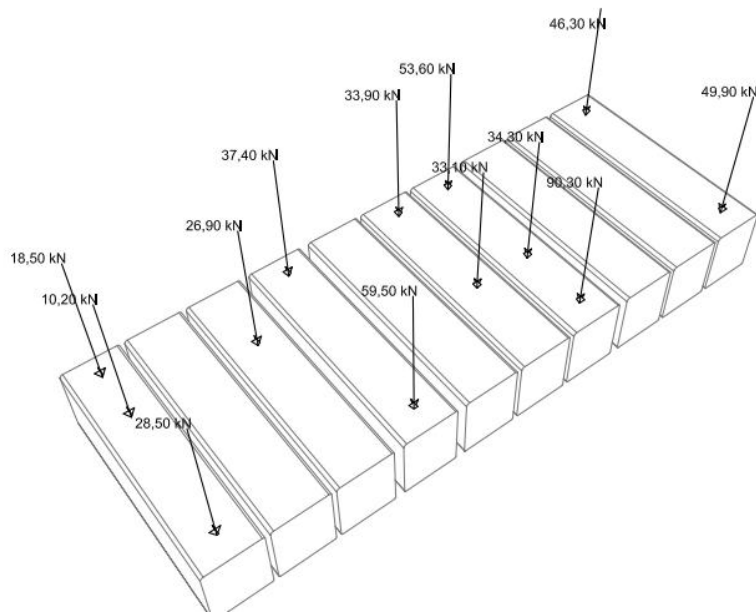
Inicialmente as cargas que atuam na mesma direção devem ser somadas e cargas equivalentes são geradas. A representação desta distribuição de cargas segue na página seguinte, nas figuras 17 e 18.

Figura 20 - Carregamento Distribuído sobre os Flutuantes



FONTE: Do Autor

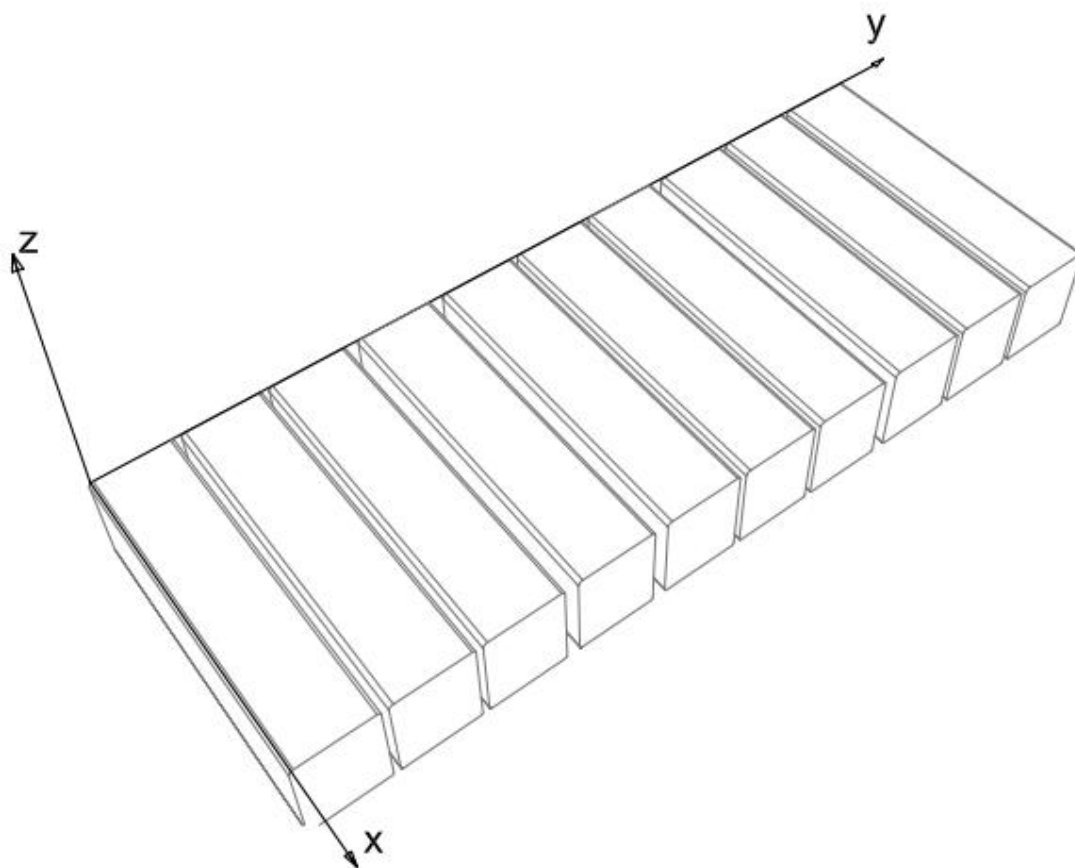
Figura 21 - Carregamento Pontual sobre os Flutuantes



FONTE: Do Autor

Para o cálculo do centro de gravidade é necessária a localização de um ponto como origem, que está ilustrado na figura 19 à seguir:

Figura 22 – Origem do Plano Cartesiano



FONTE: Do Autor

O cálculo do centro de gravidade se dividirá em três etapas:

- No plano ZY para encontrar a ordenada Y do CG;
- No plano XZ para encontrar a ordenada X do CG;
- No plano XZ para encontrar a ordenada Z do CG.

Para o cálculo da coordenada Y se verifica a tendência de giro de cada carga envolta do eixo X. Para isso se faz uma soma ponderada das cargas, onde cada

carga é multiplicada pela distância de seu CG até ao eixo X e divide-se o somatório total pela soma de todas as cargas:

$$y = \frac{Q_1 \cdot y_1 + Q_2 \cdot y_2 + Q_3 \cdot y_3 + \dots + Q_n \cdot y_n}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n}$$

O cálculo foi executado através da Tabela 20, no Excel, e segue à seguir:

Tabela 21 - Coordenada "Y" - Centro de Gravidade

COORDENADA "Y" - CENTRO DE GRAVIDADE				
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS DISTRIBUÍDAS				
Q(kN/m)	Comp. Atuação (m)	Q(kN)	Distância até X(m)	Momento(kN.m)
0,24	4,00	0,96	2,50	2,40
3,13	2,70	8,45	5,85	49,44
2,92	1,30	3,80	7,85	29,80
2,18	4,00	8,72	10,50	91,56
2,26	1,30	2,94	1,15	3,38
2,57	2,70	6,94	3,15	21,86
3,18	2,60	8,27	6,50	53,74
2,91	4,00	11,64	10,50	122,22
5,94	4,00	23,76	0,50	11,88
7,74	4,00	30,96	1,80	55,73
8,03	4,00	32,12	2,10	67,45
8,32	4,00	33,28	4,50	149,76
8,03	4,00	32,12	5,90	189,51
9,05	4,00	36,20	7,20	260,64
9,34	4,00	37,36	8,50	317,56
8,03	4,00	32,12	9,90	317,99
7,74	4,00	30,96	11,20	346,75
5,94	4,00	23,76	12,50	297,00
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS PONTUAIS				
P(kN)		Distância até X(m)		Momento(kN.m)
18,50		0,50		9,25
10,20		0,05		0,51
28,50		0,50		14,25
26,90		3,10		83,39
37,40		4,50		168,30
59,50		4,50		267,75
33,90		7,20		244,08
33,10		7,20		238,32
53,60		8,50		455,60
34,30		8,50		291,55

90,30	8,50	767,55
46,30	12,50	578,75
49,90	12,50	623,75
SOMA DOS MOMENTOS(kN.m)		6131,71
SOMA DAS CARGAS (kN)		886,75
POSIÇÃO DE Y (m)		6,91

FONTE: Do Autor

Para o cálculo da coordenada X, o procedimento é análogo ao anterior. Verifica-se a tendência de giro das cargas envolta do eixo Y. Cada carga é multiplicada pela distância de seu CG até Y e depois divide-se pelo somatório das cargas:

$$x = \frac{Q_1 \cdot x_1 + Q_2 \cdot x_2 + Q_3 \cdot x_3 + \dots + Q_n \cdot x_n}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n}$$

Através da Tabela 21:

Tabela 22 - Coordenada "X" - Centro de Gravidade

COORDENADA "X" - CENTRO DE GRAVIDADE				
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS DISTRIBUIDAS				
Q(kN/m)	Comp. Atuação (m)	Q(kN)	Distância até Y(m)	Momento(kN.m)
0,24	4,00	0,96	0,50	0,48
3,13	2,70	8,45	0,50	4,23
2,92	1,30	3,80	0,50	1,90
2,18	4,00	8,72	0,50	4,36
2,26	1,30	2,94	4,50	13,22
2,57	2,70	6,94	4,50	31,23
3,18	2,60	8,27	4,50	37,21
2,91	4,00	11,64	4,50	52,38
5,94	4,00	23,76	2,50	59,40
7,74	4,00	30,96	2,50	77,40
8,03	4,00	32,12	2,50	80,30
8,32	4,00	33,28	2,50	83,20
8,03	4,00	32,12	2,50	80,30
9,05	4,00	36,20	2,50	90,50
9,34	4,00	37,36	2,50	93,40
8,03	4,00	32,12	2,50	80,30
7,74	4,00	30,96	2,50	77,40
5,94	4,00	23,76	2,50	59,40
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS PONTUAIS				

P(kN)	Distância até Y(m)	Momento(kN.m)
18,50	0,50	9,25
37,40	0,50	18,70
33,90	0,50	16,95
53,60	0,50	26,80
46,30	0,50	23,15
10,20	1,60	16,32
26,90	1,60	43,04
33,10	3,10	102,61
34,30	3,10	106,33
28,50	4,50	128,25
59,50	4,50	267,75
90,30	4,50	406,35
49,90	4,50	224,55
SOMA DOS MOMENTOS(kN.m)		2316,65
SOMA DAS CARGAS (kN)		886,75
POSIÇÃO DE X (m)		2,61

FONTE: Do Autor

Para o cálculo da coordenada “Z” a situação é diferente das situações anteriores. Neste caso não se avalia o quanto as cargas tendem a girar entorno de um eixo, pois não são gerados momentos. O objetivo de se calcular “Z” é averiguar p quão alto estão as massas na edificação. Nos itens 7.3 e 7.4 é expressada a importância de as massas estarem o mais baixo possível para as questões de estabilidade. A média ponderada, neste caso, é dada pelo produto das forças pela altura em que se encontram e divididas pelo somatório das cargas totais:

$$z = \frac{Q_1 \cdot z_1 + Q_2 \cdot z_2 + Q_3 \cdot z_3 + \dots + Q_n \cdot z_n}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n}$$

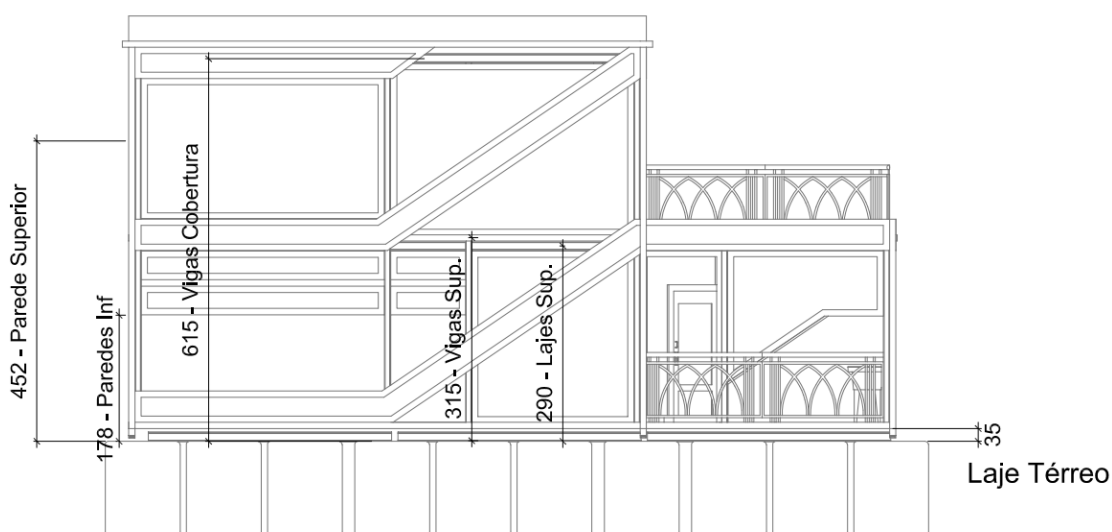
Para que fossem calculado as cargas cada tipo de carga teve uma distância diferente:

- As cargas das paredes sempre foi aplicada a uma altura equivalente a meia parede;
- A cargas de laje, já com revestimento e sobrecarga, foram aplicadas a meia altura das lajes;

- A carga devido ao peso próprio das vigas foi aplicada a meia altura das vigas;
- A carga devido ao peso próprio dos pilares foi aplicada a meia altura dos pilares.
- A carga do reservatório foi aplicada no CG do reservatório.

A Figura 20 exemplifica e a Tabela 22 mostra o valor:

Figura 23 - Alturas para cálculo do CG



FONTE: Do Autor

Tabela 23 - Coordenada "Z" - Centro de Gravidade

COORDENADA "Z" - CENTRO DE GRAVIDADE					
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS DISTRIBUIDAS EM LINHA					
TIPO	Q(kN/m)	Comp. Atuação (m)	Q(kN)	Distância até XY(m)	Produto(k N.m)
PP VIGAS INFERIOR	0,24	69,62	16,71	0,15	2,51
PP VIGAS SUPERIOR	0,24	64,00	15,36	2,90	44,54
PP VIGAS C.D'AGUA	0,24	6,70	1,61	4,90	7,88
PP VIGAS COBERTURA	0,24	30,70	7,37	6,15	45,31

PP TRELIÇAS			0,00		0,00
PAREDE V1CD	0,41	2,70	1,11	5,45	6,03
PAREDE V2CD	0,41	2,70	1,11	2,30	2,55
PAREDE V3CD	0,41	1,30	0,53	2,30	1,23
PAREDE V2	2,15	2,70	5,79	4,52	26,18
PAREDE V3	2,15	1,30	2,79	4,52	12,60
PAREDE V4	1,98	4,00	7,92	4,52	35,81
PAREDE V5	0,00	4,00	0,00	4,52	0,00
PAREDE V6	2,15	4,00	8,58	4,52	38,78
PAREDE V7	1,98	4,00	7,92	4,52	35,81
PAREDE V13	1,08	4,00	4,32	4,52	19,53
PAREDE V15	0,55	2,50	1,38	4,52	6,22
PAREDE V16	0,55	1,50	0,83	4,52	3,73
PAREDE V21	1,48	4,00	5,92	4,52	26,76
PAREDE V1Td	2,15	1,40	3,00	1,78	5,33
PAREDE V1Te	2,15	1,30	2,79	1,78	4,95
PAREDE V1Tf	1,44	1,30	1,87	1,78	3,32
PAREDE V1Tg	1,44	1,40	2,02	1,78	3,58
PAREDE V1Th	1,44	1,30	1,87	1,78	3,32
PAREDE V1ti	1,44	1,30	1,87	1,78	3,32
PAREDE V2Ta	1,50	1,30	1,95	1,78	3,46
PAREDE V2Tb	1,72	1,30	2,24	1,78	3,98
PAREDE V2Tc	1,72	1,40	2,41	1,78	4,29
PAREDE V2Td	2,18	1,40	3,05	1,78	5,42
PAREDE V2Te	2,18	1,30	2,83	1,78	5,03
PAREDE V2Tf	2,18	1,30	2,83	1,78	5,03
PAREDE V2Tg	1,98	1,40	2,77	1,78	4,92
PAREDE V2Th	1,98	1,30	2,57	1,78	4,57
PAREDE V2Th	1,98	1,30	2,57	1,78	4,57
PAREDE V3T	1,43	1,30	1,86	1,78	3,31
PAREDE V4T	1,68	1,30	2,18	1,78	3,87
PAREDE V5T	2,15	2,70	5,79	1,78	10,28
PAREDE V6T	0,97	1,30	1,26	1,78	2,24
PAREDE V7T	1,44	4,00	5,76	1,78	10,23
PAREDE V12T	0,97	4,00	3,88	1,78	6,89
PAREDE V13T	0,97	4,00	3,88	1,78	6,89
PAREDE V16T	1,44	4,00	5,76	1,78	10,23
PAREDE V1Ca	0,26	4,00	1,05	6,30	6,65
PAREDE V1Cb	0,26	4,00	1,05	6,30	6,65
PAREDE V3Ca	0,26	4,00	1,05	6,30	6,65
PAREDE V3Cb	0,26	4,00	1,05	6,30	6,65
PAREDE V4Ca	0,26	1,20	0,32	6,30	1,99
PAREDE V4Cb	0,26	1,30	0,34	6,30	2,16
PAREDE V4Cc	0,26	1,50	0,40	6,30	2,49

PAREDE V6C	0,26	4,00	1,05	6,30	6,65
PARCELA DEVIDO ÀS CARGAS DISTRIBUIDAS EM ÁREA					
TIPO	Q(kN/m ²)	Área. Atuação (m ²)	Q(kN)	Distância até XY(m)	Produto(k N.m)
LAJES INFERIOR*	4,20	48,00	201,60	0,35	70,56
LAJES SUPERIOR*	4,20	48,00	201,60	3,25	655,20
LAJES CAIXA D'AGUA*	4,20	3,51	14,74	5,00	73,71
PARCELA DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DOS PILARES					
PILAR	Q(kN/m)	Comprimento (m)	Q(kN)	Distância até XY(m)	Produto(k N.m)
P1	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P2	0,13	2,75	0,36	2,75	0,98
P3	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P4	0,13	5,50	0,72	2,75	1,97
P5	0,13	5,50	0,72	2,75	1,97
P6	0,13	5,50	0,72	1,38	0,98
P7	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P8	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P9	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P10	0,13	2,75	0,36	1,38	0,49
P11	0,13	5,50	0,72	2,75	1,97
P12	0,13	5,50	0,72	2,75	1,97
P13	0,13	5,50	0,72	2,75	1,97
PARCELA DEVIDO AO PESO DA CAIXA D'AGUA					
PESO (Kn)				Distância até XY(m)	Produto(k N.m)
5,00				5,40	27,00
SOMA DOS MOMENTOS(kN.m)					1315,60
SOMA DAS CARGAS (kN)					599,16
POSIÇÃO DE Z (m)					2,20

FONTE: Do Autor

Sendo assim a posição do centro de gravidade da edificação é: (X;Y;Z) = **(2,61;6,91;2,20).**

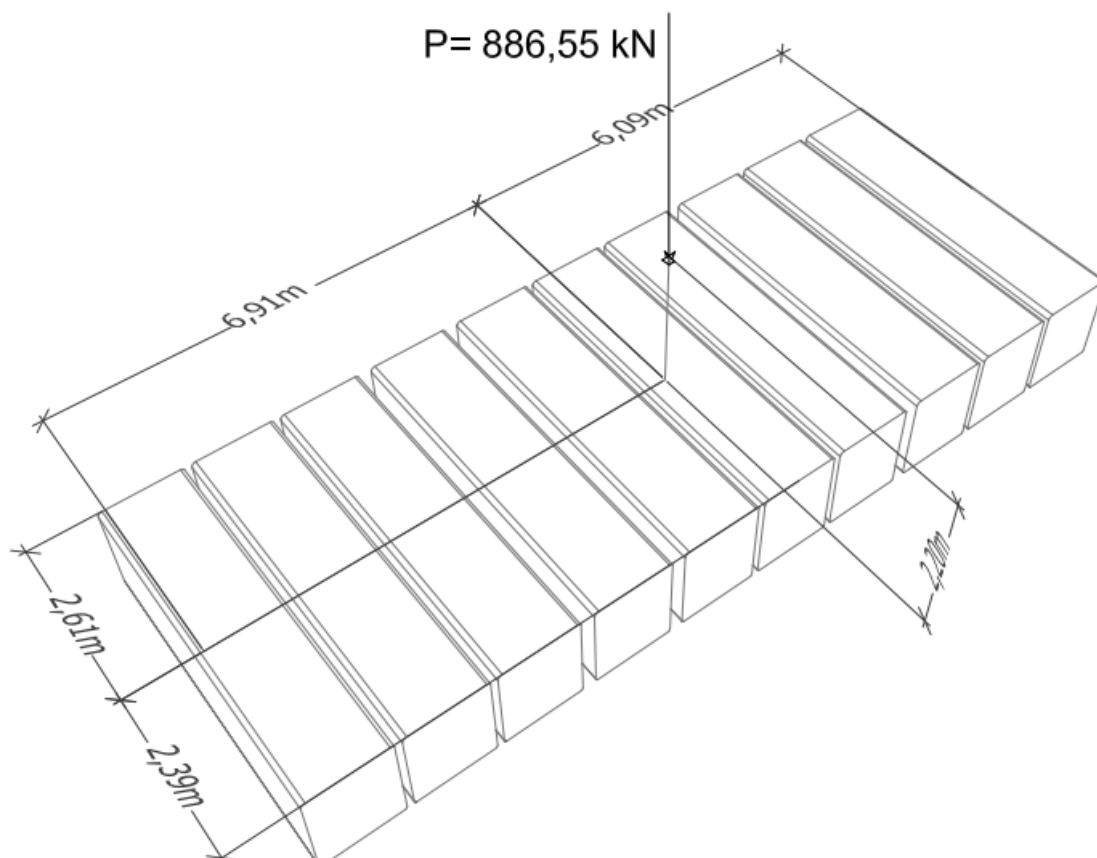
5.2 Geometria do Flutuante

Os flutuantes possuem o formato de um prisma retangular com dimensões 1,20x2,0x5,0 m. Se optou por utilizar este formato pela melhor estabilidade e pela possibilidade de se calcular o coeficiente “K”(item 3.2.1). Como o casco é projetado para ficar atracado, não há necessidade de se prever um formato de melhor hidrodinâmica.

O cálculo a seguir demonstra que a geometria (1,20x2,00x5,0) é capaz de suprir a necessidade quanto a flutuação da edificação.

Parte-se do princípio de que o peso da edificação é igual ao empuxo, sendo o peso aplicado no CG, como na Figura 21:

Figura 24 - Força equivalente aplicada no CG



FONTE: Do Autor

$$P = E$$

$$886,55 \text{ kN} = \gamma_{H20} \times V_{carena}$$

Fixando as dimensões 5,00 e 1,20 metros, e deixando como variável uma profundidade “h”:

$$88655 \text{ kg} = 1000 \times (1,2 \times 5,0 \times h) \times 10$$

$$h = 1,47 \text{ m}$$

Assim, a profundidade “h” de 2,00 metros proposta anteriormente, supre a necessidade quanto a flutuação e ainda restam aproximadamente 25% do volume acima do nível d’água.

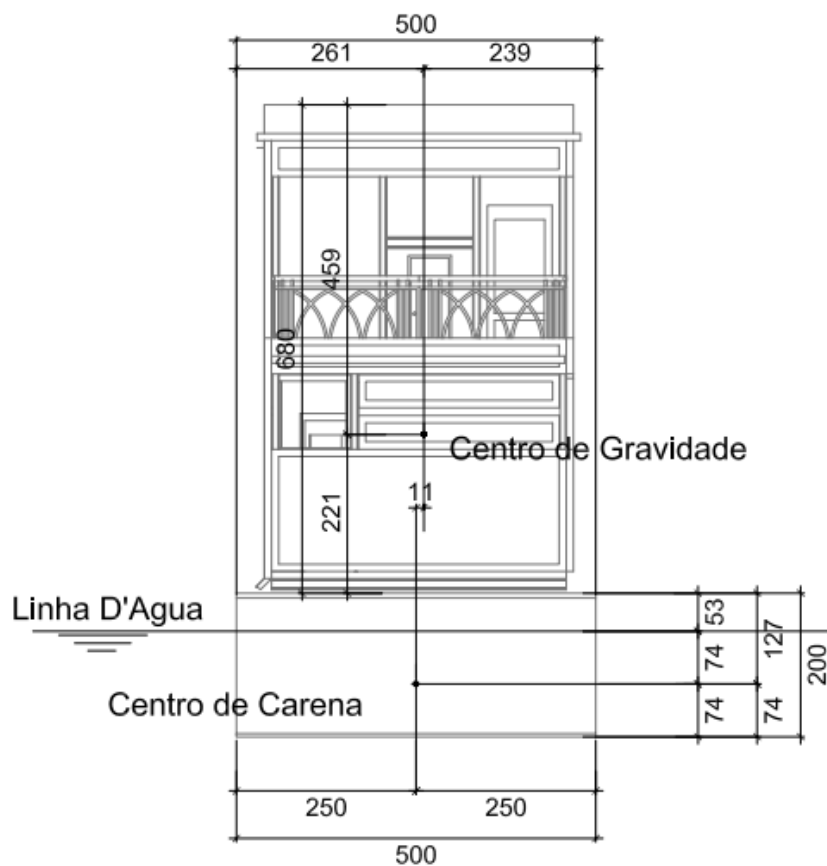
A partir deste valor, facilmente se calcula do centro de carena (CC), que se situa na metade de 1,47 e na metade de 5,00 para o plano XZ; e na metade de 1,47 e 13,00 para o plano YZ.

Assim as coordenadas do Centro de Carena são $(X,Y,Z) = (2,50;6,50;-1,27)$

5.3 Estabilidade Transversal

Como visto anteriormente, uma das condições para que o corpo flutuante esteja em equilíbrio é que o centro de gravidade e o centro de carena estejam atuando na mesma reta. Como pode-se verificar na figura abaixo, há uma defasagem de 0,11 metros entre o CG e o CC(Figura 22). Para resolver este problema, usa-se de um artifício simples: acrescentar um contra peso na região de menos carga, para que o CG se movimente e fique alinhado ao CC.

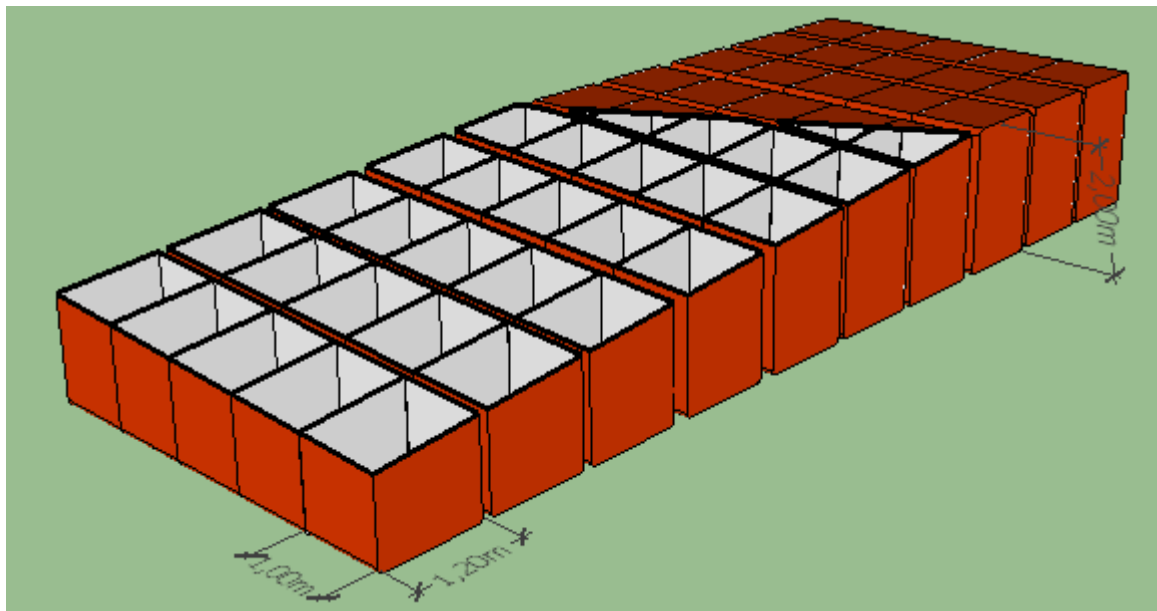
Figura 25 - CG e CC transversais



FONTE: Do Autor

No caso da edificação proposta, foi previsto um sistema para o este propósito. Cada flutuante é dividido internamente em cinco câmaras. Cada uma dela possui um volume de 1,20x1,00x2,00. E cada câmara possui uma mangueira alimentadora que permite adicionar água ao recipiente. (Figura 23).

Figura 26 - Sistema de Câmaras



FONTE: Do Autor

O melhor ponto para se adicionar água é o ponto cujo braço de alavanca é maior, ou seja, na extremidade da edificação. Assim o momento é maior e o equilíbrio de cargas ocorre sem que haja a necessidade de muitos aumentos no peso total da edificação.

O ponto de aplicação do contra peso é afixado em 2,25 metros à esquerda do CC o que equivale à coordena “X” de 0,25 cm. Para o cálculo da quantidade equivalente se fixa-se o valor de x em 2,5 metros (o mesmo do CC) na equação abaixo, aplica-se as cargas e uma delas fica como incógnita.

$$x = \frac{Q_1 \cdot x_1 + Q_2 \cdot x_2 + Q_3 \cdot x_3 + \dots + Q_n \cdot x_n}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n}$$

Devido à grande quantidade de termos na equação, se tornou difícil a demonstração de sua resolução. Através do Excel se chegou a um valor de uma carga equivalente a: 43,0kN a 2,25 metros do CC.

Em termos de volume de água isso equivale a 4300 litros ou $4,3m^3$. Fixando uma altura “h” para o nível d’água e utilizando apenas 2 câmaras da extremidade temos que:

$$4,3 = 2 \times 1,2 \times 1,0 \times h$$

$$h = 1,75 \text{ m}$$

5.4 Estabilidade Longitudinal

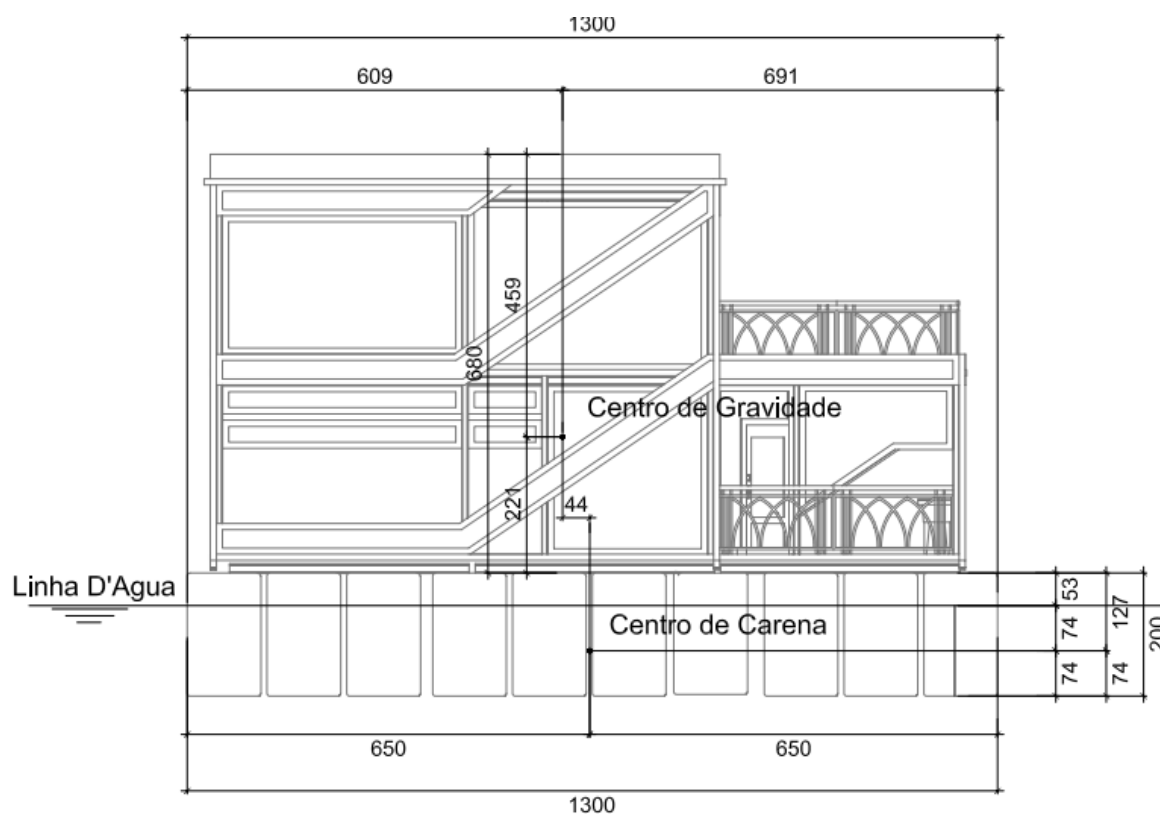
A estabilidade longitudinal é analisada analogamente à estabilidade transversal: Inicialmente existe uma diferença entre o CC e o CG de 0,44 metros, como ilustrado na figura 24. Portanto existe a necessidade de movimentar o CG 0,44 metros para a direita da figura.

Da mesma forma que no caso transversal se adiciona uma carga no ponto de maior braço de alavanca. Neste caso optou-se por utilizar as 3 últimas câmaras: Uma a 6,25 metros; outra a 5,25; outra a 4,25 do CC.

O método é por tentativas: existe a necessidade de equilibrar o sentido longitudinal sem desequilibrar o sentido transversal. A melhor disposição encontrada foi a seguinte, na Figura 25.

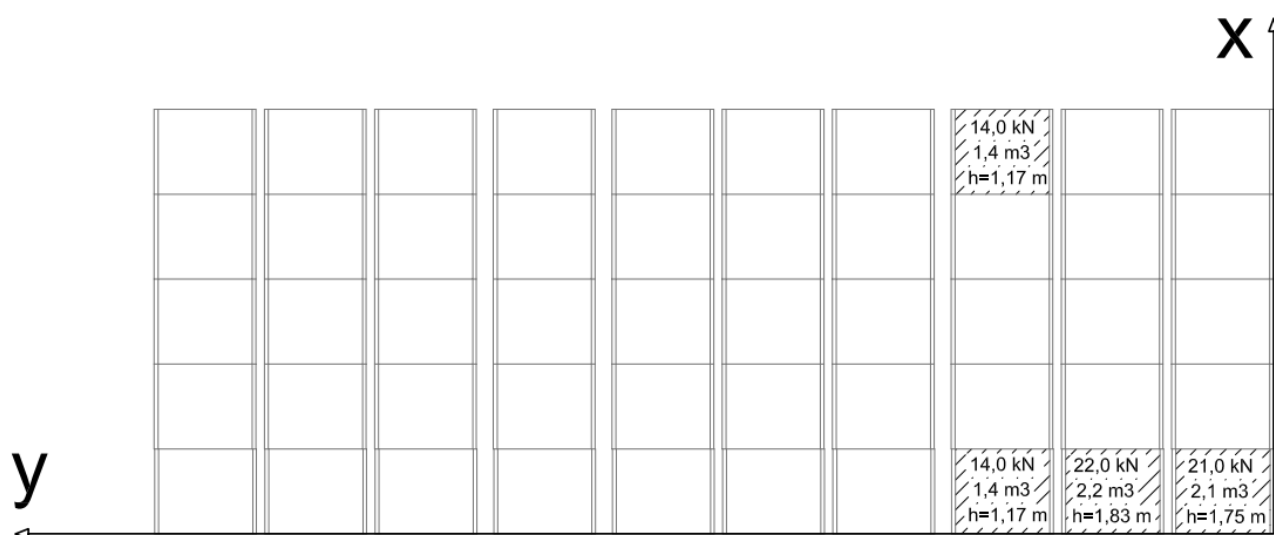
Transversalmente as cargas de 14,0 kN se anulam e restam apenas 43,0 a 2,25 do CC transversal. Longitudinalmente as duas cargas de 14,0 tem exatamente o mesmo efeito, pois possuem o mesmo braço de alavanca (4,25m).

Figura 27 - CG e CC longitudinais



FONTE: Do Autor

Figura 28 - Câmaras Ocupadas



FONTE: Do Autor

6 REVESTIMENTOS E TRATAMENTOS

6.1 Estrutura Metálica

Segundo Rebello (2011) O processo de soldagem é considerado ponto-chave no controle da corrosão. A corrosão em soldas é resultado de alguns fatores, tais como: diferença de material da solda e o material da estrutura soldada; a ocorrência de frestas; ocorrência de tensões localizadas na interface entre a solda e o material soldado.

Para a estrutura em estudo procurou-se evitar a utilização de soldas. Os pontos que receberam tais artifícios, foram pontos de menor importância quanto à segurança, como peitoris e detalhes da arquitetura. A ligação entre vigas e vigas e vigas e pilares é feita através de chapas parafusadas.

O melhor tratamento encontrado foi a galvanização e posterior pintura. A especificação da galvanização depende do ambiente em que a estrutura se localiza, da vida útil que se espera da proteção e também da camada de deposição de zinco. A tabela 23 mostra essas relações.

As tintas são classificadas em tintas de fundo e de acabamento. O zarcão seria a tinta de fundo mais conhecida. De acordo com Rebello (2011) as tintas mais indicadas para ambientes marinhos são as tintas poliuretânicas e acrílicas. A tabela 24 mostra como se comportam as pinturas ao longo do tempo (ano) em função do ambiente em que a estrutura metálica se encontra.

Tabela 24 - Especificação para Galvanização

	Espessura de zinco em microns											
	10	20	33	43	53	66	76	86	96	106	119	129
Tipo de atmosfera	Anos de proteção até 5% de oxidação da superfície											
Rural	7	12	19	25	31	38	43	50	57	62	69	74
Marinho Tropical	5	10	15	20	24	29	33	39	43	48	53	58
Marinho Temperado	4	9	13	17	21	26	30	35	39	43	48	51
Suburbano	3	6	10	14	18	21	24	29	32	36	40	42
Industrial Moderado	2	4	8	11	14	18	21	24	28	31	34	38
Industrial Pesado	1	2	4	7	9	11	13	15	15	19	21	22

FONTE: Rebello (2011)

Tabela 25 - Especificação para Pintura

Esquema de Pintura	TIPO DE ATMOSFERA								
	Rural			Industrial			Marinha		
	Retoques	Repintura Parcial	Repintura Total	Retoques	Repintura Parcial	Repintura Total	Retoques	Repintura Parcial	Repintura Total
Convencional	4 a 6	6 a 8	8 a 10	2 a 4	4 a 7	7 a 10	0,3 a 0,8	0,8 a 1,5	1,5 a 2,5
Seminobre	5 a 7	7 a 10	10 a 12	3 a 6	6 a 8	8 a 12	0,5 a 1	1 a 2	2 a 4
nobre	4 a 6	8 a 12	12 a 16	5 a 7	7 a 10	10 a 15	2 a 4	4 a 7	7 a 10

FONTE: Rebello (2011)

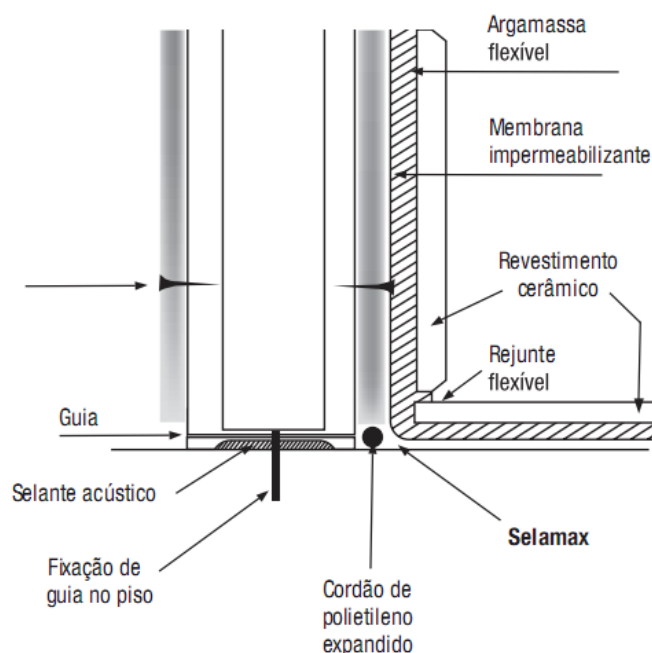
Sendo assim, optou-se por utilizar uma galvanização com espessura de 76 microns, garantindo uma vida útil de 30 anos. Além da galvanização optou-se por revestir a estrutura com Zarcão e tinta Acrílica.

6.2 Painéis Cimentícios

Os painéis cimentícios serão revestidos com tinta acrílica, tanto no ambiente interno com externo.

Nas áreas molhadas, por recomendação do fabricante os painéis recebem uma membrana asfáltica impermeabilizante, seguida de argamassa flexível e da cerâmica. A figura 25 demonstra.

Figura 29 - Áreas Molhadas



FONTE: Brasilit

6.3 Madeira do *Wood Frame*

Segundo Tomazzi et al (1999), por mais que se utilize madeiras tratadas, é sempre importante que se tomem todas as precauções necessárias contra a exposição excessiva à umidade e ao sol. Por isso o ideal é que se use sempre algum tipo de acabamento, como vernizes ou tintas, pois a pintura protege a madeira da entrada imediata de água, assim como de uma degradação superficial.

Mesmo sendo madeira alto clavada e o material estar protegido pelas placas cimentícias os montantes e as molduras recebem um verniz marítimo conhecido comercialmente por “Sparlack Extra Marítimo”.

Segundo a fabricante, o produto é indicado para acabamentos interno e externos. Os dados para aplicação, bem como as propriedades físico-químicas do produto, se encontram no Anexo C deste trabalho.

7 CONCLUSÃO

Os conceitos relacionados ao estudo de edificações flutuantes, em determinados casos, podem ser de grande complexidade. Com o desenvolvimento do projeto estrutural pode-se verificar que estruturas de edificações que estão sujeitas a grandes ventos, possuem uma grande variação na seção transversal de seus elementos se comparadas a ventos de menor porte.

Ainda, no projeto estrutural, o peso final da edificação, 88,65 toneladas, inicialmente parece um grande valor, mas deve-se considerar que este valor é o carregamento com todos os coeficientes aplicados e para uma situação de vento considerada máxima em termos de Brasil.

O uso de painéis em *Wood Frame* para o fechamento das paredes da edificação teve grande relevância no peso final do conjunto. Se comparado a uma alvenaria convencional de tijolo furado, pode-se dizer que existe uma redução de 75% do carregamento.

Um assunto de extrema importância que não constava nos objetivos deste trabalho seria o estudo da estabilidade da edificação. Facilmente se conclui que edificações de bases mais largas e de pouca altura funcionam melhor para o caso de estruturas flutuantes, pois o centro de gravidade tende a ser mais baixo e a possibilidade de tombamento é reduzida.

Estudos para ar condicionado e a economia de energia bem como aproveitamento de águas da chuva e tratamento de efluentes são temas que estão intimamente ligados ao conceito “sustentabilidade” e portanto podem ser tema de estudo para a continuação do projeto desta edificação.

A análise das instalações hidráulicas, elétricas e de comunicação; o tratamento do casco para evitar acumulação de algas e análises dinâmicas mais detalhadas são temas para dar continuidade a este trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, S.D.K. **Dimensionamento e Detalhamento de Lajes de Concreto Armado**, UDESC, Joinville, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7190**: Projeto de Estruturas de Madeira. Agosto de 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas em aço. Abril de 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Março de 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Novembro de 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Junho de 1988.

AZEVEDO NETTO, J.M., *etalli*. **Manual de Hidráulica**. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998. P.23-44.

BRADBURY D., *Brave new world of houses that float: Living space*. **Sunday Times**, Londres, 2004. Disponível em <http://go.galegroup.com.ez74.periodicos.capes.gov.br/ps/i.do?id=GALE%7CA119758956&v=2.1&u=capes58&it=r&p=AONE&sw=w>. > Acesso em 14 ago. 2012.

DE ARAÚJO COELHO, R. **Interface Entre Perfis Estruturais Laminados e Sistemas Complementares**. São Paulo: GERDAU, 2004.

DUKE K., *Waterproof houses ride out the floods; Overseas Property*. **Sunday Times**, Londres, 2005. Disponível em <http://go.galegroup.com.ez74.periodicos.capes.gov.br/ps/i.do?id=GALE%7CA137648116&v=2.1&u=capes58&it=r&p=AONE&sw=w>. Acesso em 12 ago. 2012.

HARAS, W.; CHAMI C., *Morphosis Float House: How It Works*. **AI Archinnovations**, Estados Unidos, 2009. Disponível em <http://www.archinnovations.com/featured-projects/housing/morphosis-float-house-how-it-works/>. Acesso em 31 jul. 2012.

LIMA, L.R.O., **Apostila de Resistência dos Materiais IV**. UERJ, Rio de Janeiro, 2006.

PANONNI, F.D. **Princípios da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio**. São Paulo: GERDAU, 2004.

PINTO, M.O., **Hidrostática e Estabilidade do Navio e de Sistemas Oceânicos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 199p.

PONCE, R.H. **O Potencial da Madeira de Florestas de Eucalipto para Construção de Edificações**. USP, São Paulo 1997.

REBELLO, Y.C.P., Medidas Preventivas Evitam deteriorização de estruturas metálicas. **EA Engenharia e Arquitetura**, São Paulo, 2011. Disponível em < <http://www.engenhariaearquitectura.com.br/noticias/188/Medidas-preventivas-evitam-deterioracao-de-estruturas-metalicas.aspx> >. Acesso em 05 nov. 2012.

MARINGONI, H.M. **Princípios de Arquitetura em Aço**. São Paulo: GERDAU, 2004.

TOMAZZI D., *etalli*. **Tratamento de Madeiras**. UFSC, Florianópolis, 1999.

ANEXO A – RELATÓRIO DO DIMENSIONAMENTO DOS VIDROS

Relatório para: **Afonso Miguel Solak**

Empresa: **Universidade do Estado de Santa Catarina**

O bra: **Trabalho de Graduação**

Telephone:

Fax:

e-mail: **afonsosolak@gmail.com**

Dados da região

Região Seleccionada: **Região V**

Rugosidade do Terreno: **Mar, rios, lagos ou campos sem vegetação**

Topografia do Terreno: **Plano e Pé de Morro**

Pressão de Cálculo: **3606,62 Pa**

Velocidade básica da Região: **50 m/s**

Velocidade característica: **47,21 m/s**

Pressão dinâmica: **1366,14 Pa**

Pressão do vento: **3005,52 Pa**

Dados do vidro

Tipo de Vidro: **Insulado (duplo)**

Lados Apoiados: **Quatro lados**

Altura do Vidro: **2550 mm**

Largura do Vidro: **3700 mm**

Ângulo: **90 °**

Dados da Edificação

Menor dimensão do Edifício: **4 m**

Maior dimensão do Edifício: **12 m**

Altura do Edifício: **6,6 m**

Resultado do Cálculo

Vidro com Espessura de **30 mm**

**ANEXO B – TABELA DE DIMENSIONAMENTO PARA SEÇÃO
RETANGULAR**

ANEXO I - TABELA DE DIMENSIONAMENTO PARA SEÇÃO RETANGULAR (KN, cm)

Ky	Kx	Kz	Km								Ka		
			fck50	fck45	fck40	fck35	fck30	fck25	fck20	fck15	CA25	CA50	CA60
0,010	0,013	0,995	33,107	36,785	41,383	47,295	55,178	66,213	82,767	110,356	0,046	0,023	0,019
0,020	0,025	0,990	16,637	18,486	20,796	23,767	27,728	33,274	41,592	55,457	0,046	0,023	0,019
0,030	0,038	0,985	11,148	12,386	13,935	15,925	18,579	22,295	27,869	37,159	0,047	0,023	0,019
0,040	0,050	0,980	8,403	9,337	10,504	12,005	14,006	16,807	21,008	28,011	0,047	0,023	0,020
0,050	0,063	0,975	6,757	7,508	8,446	9,653	11,262	13,514	16,893	22,524	0,047	0,024	0,020
0,060	0,075	0,970	5,660	6,289	7,075	8,086	9,433	11,320	14,150	18,867	0,047	0,024	0,020
0,070	0,088	0,965	4,877	5,418	6,096	6,967	8,128	9,753	12,191	16,255	0,048	0,024	0,020
0,080	0,100	0,960	4,289	4,766	5,362	6,127	7,149	8,578	10,723	14,297	0,048	0,024	0,020
0,090	0,113	0,955	3,833	4,258	4,791	5,475	6,388	7,665	9,581	12,775	0,048	0,024	0,020
0,100	0,125	0,950	3,467	3,853	4,334	4,954	5,779	6,935	8,669	11,558	0,048	0,024	0,020
0,110	0,138	0,945	3,169	3,521	3,961	4,527	5,282	6,338	7,922	10,563	0,049	0,024	0,020
0,120	0,150	0,940	2,920	3,245	3,650	4,172	4,867	5,841	7,301	9,734	0,049	0,024	0,020
0,130	0,163	0,935	2,710	3,011	3,388	3,872	4,517	5,420	6,775	9,034	0,049	0,025	0,020
0,140	0,175	0,930	2,530	2,811	3,163	3,614	4,217	5,060	6,325	8,433	0,049	0,025	0,021
0,150	0,188	0,925	2,374	2,638	2,968	3,392	3,957	4,748	5,935	7,914	0,050	0,025	0,021
0,160	0,200	0,920	2,238	2,487	2,797	3,197	3,730	4,476	5,595	7,460	0,050	0,025	0,021
0,170	0,213	0,915	2,118	2,353	2,647	3,025	3,530	4,235	5,294	7,059	0,050	0,025	0,021
0,180	0,225	0,910	2,011	2,235	2,514	2,873	3,352	4,022	5,028	6,704	0,051	0,025	0,021
0,190	0,238	0,905	1,916	2,129	2,395	2,737	3,193	3,831	4,789	6,386	0,051	0,025	0,021
0,200	0,250	0,900	1,830	2,033	2,288	2,614	3,050	3,660	4,575	6,100	0,051	0,026	0,021
0,210	0,263	0,895	1,753	1,947	2,191	2,504	2,921	3,505	4,382	5,842	0,051	0,026	0,021
0,220	0,275	0,890	1,682	1,869	2,103	2,403	2,804	3,365	4,206	5,608	0,052	0,026	0,022
0,230	0,288	0,885	1,618	1,798	2,023	2,312	2,697	3,237	4,046	5,394	0,052	0,026	0,022
0,240	0,300	0,880	1,560	1,733	1,950	2,228	2,600	3,119	3,899	5,199	0,052	0,026	0,022
0,250	0,313	0,875	1,506	1,673	1,882	2,151	2,510	3,012	3,765	5,020	0,053	0,026	0,022
0,260	0,325	0,870	1,456	1,618	1,820	2,080	2,427	2,913	3,641	4,854	0,053	0,026	0,022
0,270	0,338	0,865	1,410	1,567	1,763	2,015	2,351	2,821	3,526	4,702	0,053	0,027	0,022
0,280	0,350	0,860	1,368	1,520	1,710	1,954	2,280	2,736	3,420	4,560	0,053	0,027	0,022
0,290	0,363	0,855	1,329	1,476	1,661	1,898	2,214	2,657	3,321	4,428	0,054	0,027	0,022
0,300	0,375	0,850	1,292	1,435	1,615	1,845	2,153	2,584	3,230	4,306	0,054	0,027	0,023
0,310	0,388	0,845	1,258	1,397	1,572	1,796	2,096	2,515	3,144	4,192	0,054	0,027	0,023
0,320	0,400	0,840	1,225	1,362	1,532	1,751	2,042	2,451	3,064	4,085	0,055	0,027	0,023
0,330	0,413	0,835	1,195	1,328	1,494	1,708	1,992	2,391	2,989	3,985	0,055	0,028	0,023
0,340	0,425	0,830	1,167	1,297	1,459	1,668	1,945	2,335	2,918	3,891	0,055	0,028	0,023
0,350	0,438	0,825	1,141	1,268	1,426	1,630	1,901	2,282	2,852	3,803	0,056	0,028	0,023
0,360	0,450	0,820	1,116	1,240	1,395	1,594	1,860	2,232	2,790	3,720	0,056	0,028	0,023
0,370	0,463	0,815	1,092	1,214	1,365	1,561	1,821	2,185	2,731	3,641	0,056	0,028	0,024
0,380	0,475	0,810	1,070	1,189	1,338	1,529	1,784	2,140	2,676	3,567	0,057	0,028	0,024
0,390	0,488	0,805	1,049	1,166	1,312	1,499	1,749	2,098	2,623	3,497	0,057	0,029	0,024
0,400	0,500	0,800	1,029	1,144	1,287	1,471	1,716	2,059	2,574	3,431	0,058	0,029	0,024
0,410	0,513	0,795	1,011	1,123	1,263	1,444	1,684	2,021	2,527	3,369	0,058	0,029	0,024
0,420	0,525	0,790	0,993	1,103	1,241	1,418	1,655	1,986	2,482	3,309	0,058	0,029	0,024
0,430	0,538	0,785	0,976	1,084	1,220	1,394	1,626	1,952	2,440	3,253	0,059	0,029	0,024
0,440	0,550	0,780	0,960	1,066	1,200	1,371	1,600	1,920	2,400	3,199	0,059	0,029	0,025
0,450	0,563	0,775	0,945	1,049	1,181	1,349	1,574	1,889	2,361	3,148	0,059	0,030	0,025
0,460	0,575	0,770	0,930	1,033	1,163	1,329	1,550	1,860	2,325	3,100	0,060	0,030	0,025
0,470	0,588	0,765	0,916	1,018	1,145	1,309	1,527	1,832	2,290	3,054	0,060	0,030	0,025
0,480	0,600	0,760	0,903	1,003	1,129	1,290	1,505	1,806	2,257	3,010	0,061	0,030	
0,490	0,613	0,755	0,890	0,989	1,113	1,272	1,484	1,781	2,226	2,968	0,061	0,030	

0,500	0,625	0,750	0,878	0,976	1,098	1,255	1,464	1,757	2,196	2,928	0,061	0,031	
0,510	0,638	0,745	0,867	0,963	1,084	1,239	1,445	1,734	2,167	2,890	0,062		
0,520	0,650	0,740	0,856	0,951	1,070	1,223	1,427	1,712	2,140	2,854	0,062		
0,530	0,663	0,735	0,846	0,940	1,057	1,208	1,409	1,691	2,114	2,819	0,063		
0,540	0,675	0,730	0,836	0,928	1,045	1,194	1,393	1,671	2,089	2,785	0,063		
0,550	0,688	0,725	0,826	0,918	1,033	1,180	1,377	1,652	2,065	2,754	0,063		
0,560	0,700	0,720	0,817	0,908	1,021	1,167	1,362	1,634	2,042	2,723	0,064		
0,570	0,713	0,715	0,808	0,898	1,010	1,155	1,347	1,617	2,021	2,694	0,064		
0,580	0,725	0,710	0,800	0,889	1,000	1,143	1,333	1,600	2,000	2,666	0,065		
0,590	0,738	0,705	0,792	0,880	0,990	1,131	1,320	1,584	1,980	2,640	0,065		
0,600	0,750	0,700	0,784	0,871	0,980	1,120	1,307	1,569	1,961	2,614	0,066		
0,610	0,763	0,695	0,777	0,863	0,971	1,110	1,295	1,554	1,943	2,590	0,066		
0,620	0,775	0,690	0,770	0,856	0,963	1,100	1,283	1,540	1,925	2,567	0,067		

OBSERVAÇÕES:

Kx = 0,4 situação limite entre armadura simples e dupla para momento negativo com fck maior que 35 Mpa

Kx = 0,5 situação limite entre armadura simples e dupla para momento negativo com fck menor ou igual a 35 Mpa

Kx = 0,625 situação limite entre armadura simples e dupla para momento positivo para qualquer fck

ANEXO C – ESPECIFICAÇÕES DO VERNIZ MARÍTIMO “SPARLACK”



Boletim Técnico – 113.99195

AkzoNobel
Tomorrow's Answers Today

Sparlack Extra Marítimo Brilhante

Classificação: Norma ABNT NBR 11702 de 04/92 - Tipo 4.4.1

Descrição: Sparlack Extra Marítimo é um verniz transparente de acabamento brilhante formulado com rigoroso controle de qualidade, para oferecer máxima durabilidade e proteção às superfícies de madeira. Fácil de aplicar, com alto rendimento, secagem rápida, bom alastramento, boa resistência ao atrito e dureza. Ótima resistência à maresia, às intempéries e à água. Sua película realça os veios e o aspecto natural da madeira, protegendo e embelezando as superfícies envernizadas.

Indicação: É indicado para acabamentos externos e internos em superfícies como: portas, esquadrias e forros.

Diferenciais: Para acabamentos personalizados, o produto está disponível em diversas opções de tonalidades no sistema tintométrico. Adicionando pigmentos e misturando-os - o seu tempo de agitação é de 4 minutos. Usar somente concentrados comercializados pela AkzoNobel.

Propriedades físico-químicas

Cor: Natural

Viscosidade (CP4): 60 – 70 seg.

Brilho (@60°): Mín. 90 UB

Peso Específico: 0,883 - 0,923 g/cm³

Sólidos/Volume: 43,0 – 44,0%

VOC (compostos orgânicos voláteis): 507,06 g/L

Sólidos/Peso: 46,0 – 47,0%

Ponto de fulgor: 37°C

Informações técnicas

Composição: Resinas alquídicas modificadas com poliuretano, pigmentos transparentes, absorvedores de raios ultravioletas em solventes do tipo hidrocarbonetos alifáticos e aromáticos, além de aditivos.

Prazo de validade: 36 meses

Embalagem: 3,6L e 900ml

Informações Toxicológicas: Baixa toxicidade

Dados de aplicação

Diluyente: Diluir com aguarrás ou Redutor Sparlack.

Diluição: Diluir até 10% para aplicar com pincel, trincha ou rolo, e até 30% para aplicar com pistola.

Rendimento:

Nº de Demãos:

70 a 110 m² / galão / demão

Madeira nova: 3 demãos

Repintura: 1 ou 2 demãos,

Acessórios de Pintura: Pincel, trincha de cerdas macias, rolo de espuma, rolo de pelo baixo para epóxi ou pistola.

Limpeza:

Limpe as ferramentas com Aguarrás

Secagem: Toque: 2 horas;

Recomendações: Evite a aplicação em dias chuvosos, temperatura abaixo de 10°C ou acima de 40°C e umidade relativa do ar superior a 90%.

Entre demãos: 8 - 12 horas;

Final: 24 horas

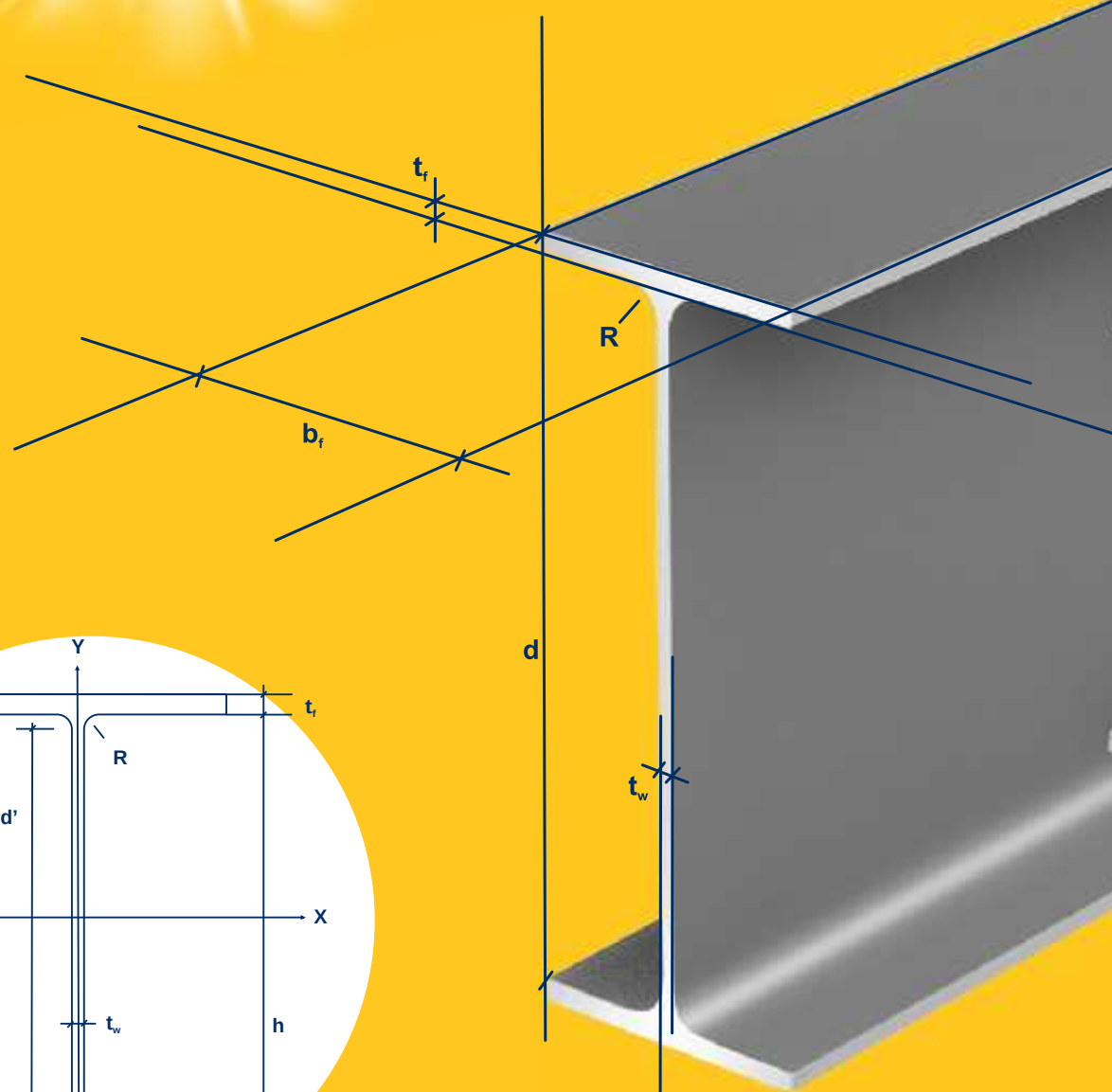
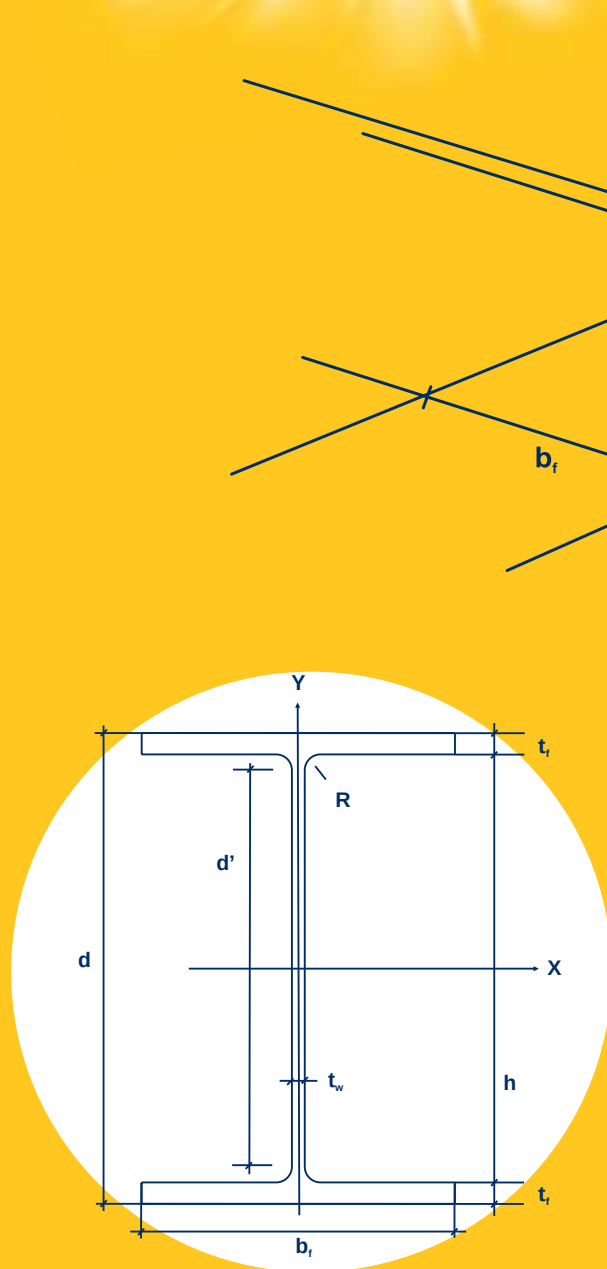
Limitação de Responsabilidade

Quaisquer recomendações, informações, assistências ou serviços fornecidos pela AkzoNobel Tintas Decorativas Brasil sobre seus produtos ou sobre o uso e aplicação dos mesmos são dados de boa fé, acreditando serem apropriados e confiáveis, tendo garantias conforme limites do Código de Defesa do Consumidor. Rev.: 01/2010

ANEXO D – TABELA DE PERFIS GERDAU AÇO MINAS

TABELA DE BITOLAS

15 novas
bitolas



PERFIS
GERDAU AÇOMINAS



GERDAU
AÇOMINAS



São Paulo
Rua Cenno Sbrighi, 170 - Ed. II
Água Branca - CEP 05036-010
Fone: (11) 3874-4850

Belo Horizonte
(31) 3269-4321

Curitiba
(41) 3641-3616

Porto Alegre
(51) 3323-2981

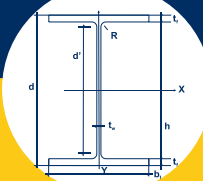
Recife
(81) 3452-7639

Rio de Janeiro
(21) 2414-6933

Vitória
(27) 3398-4431

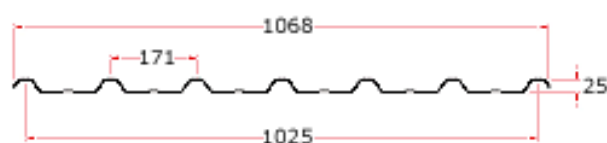
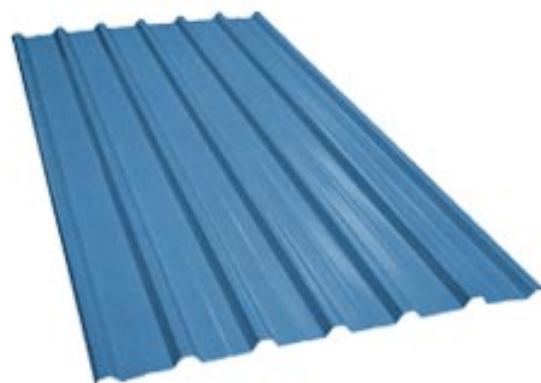
E-mail: perfis@gerdau.com.br

www.gerdau.com.br/perfisgerdauacominas



BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b _i mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _i cm	I _t cm⁴	ESBELTEZ		C _w cm⁶	u m²/m	BITOLA mm x kg/m
				t _w mm	t _i mm				I _x cm⁴	W _x cm³	r _x cm	Z _x cm³	I _y cm⁴	W _y cm³	r _y cm	Z _y cm³			ABA - I _t b _i / 2t _i	ALMA - I _w d' / t _w			
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4.181	0,67	W 150 x 13,0
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6.683	0,69	W 150 x 18,0
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1.229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,10	4,75	11,52	20,48	20.417	0,88	W 150 x 22,5 (H)
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10.206	0,69	W 150 x 24,0
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30.277	0,90	W 150 x 29,8 (H)
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39.930	0,91	W 150 x 37,1 (H)
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8.222	0,77	W 200 x 15,0
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11.098	0,79	W 200 x 19,3
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2.029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13.868	0,79	W 200 x 22,5
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32.477	0,92	W 200 x 26,6
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40.822	0,93	W 200 x 31,3
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	4,50	14,51	8,09	25,90	69.502	1,03	W 200 x 35,9 (H)
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83.948	1,04	W 200 x 41,7 (H)
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	495,3	1.535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141.342	1,19	W 200 x 46,1 (H)
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,90	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,10	19,85	166.710	1,19	W 200 x 52,0 (H)
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488,0	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155.075	1,20	HP 200 x 53,0 (H)
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32	195.418	1,20	W 200 x 59,0 (H)
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	5,70	81,66	5,92	15,80	249.976	1,22	W 200 x 71,0 (H)
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317.844	1,23	W 200 x 86,0 (H)
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13.735	0,88	W 250 x 17,9
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18.629	0,89	W 250 x 22,3
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22.955	0,89	W 250 x 25,3
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27.636	0,90	W 250 x 28,4
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73.104	1,07	W 250 x 32,7
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93.242	1,08	W 250 x 38,5
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112.398	1,09	W 250 x 44,8
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234,0	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,10	417.130	1,47	HP 250 x 62,0 (H)
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552.900	1,48	W 250 x 73,0 (H)
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,10	1.088,7	4.313	338,3	6,51	5							

ANEXO E – ESPECIFICAÇÃO DO TIPO DE TELHA

LR-25

Largura Útil: 1025 mm.

Aplicação Típica: Cobertura/Fechamento.

Opções ou Características Especiais: Plana ou calandrada.

Espessura(1)	mm	0,43	0,50	0,65	0,80
Peso	Kgf	4,13/m	4,80/m	6,24/m	7,68/m
		4,03/m ²	4,68/m ²	6,09/m ²	7,49/m ²
Vão(2)	m	2,00 1,50	2,15 1,70	2,45 1,95	2,70 2,15

(1) Espessura da chapa de aço zincada.

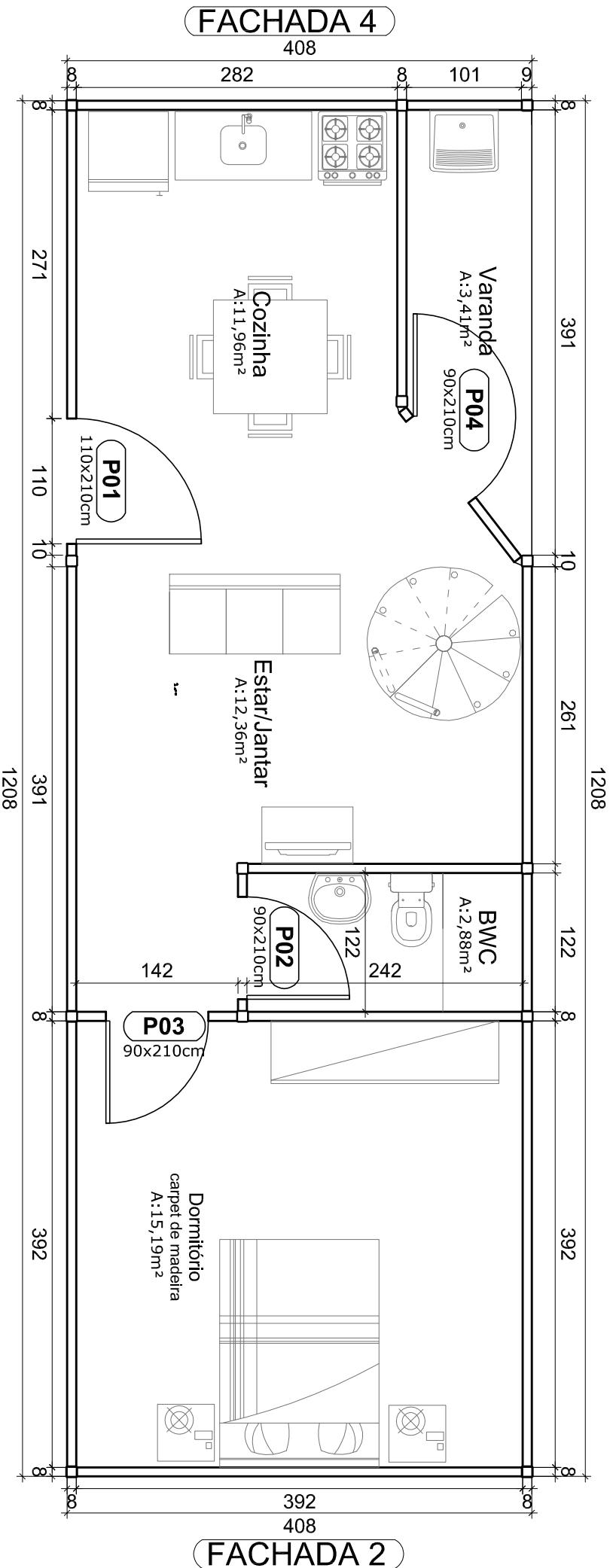
(2) Vãos máximos admissíveis para peça fixada sobre pelo menos três apoios igualmente espaçados.

Valores em vermelho indicam vão máximo para sobrecarga de até 60 daN/m² e flecha de L/120, valores em preto indicam vão máximo para sobrecarga de até 100 daN/m² e flecha de L/180. As peças devem estar costuradas a cada 500 mm nas sobreposições laterais.

1daN/m² = 0,98 Kgf/m²

APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO

FACHADA 3



FACHADA 1

PAVIMENTO INFERIOR

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

CONTEÚDO:

PROJETO ARQUITETÔNICO

PRANCHIA:

01/05

FACHADA 3

1208

400

140

251

10

391

8

408

Terraço
A:16,28m²

P06

80x140cm

P05

90x210cm

Depósito
A:3,23m²

262

140

Estar/Escritório
A:25,30m²

522

392
408

FACHADA 4

FACHADA 2

400

391

10

391

8

FACHADA 1

PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

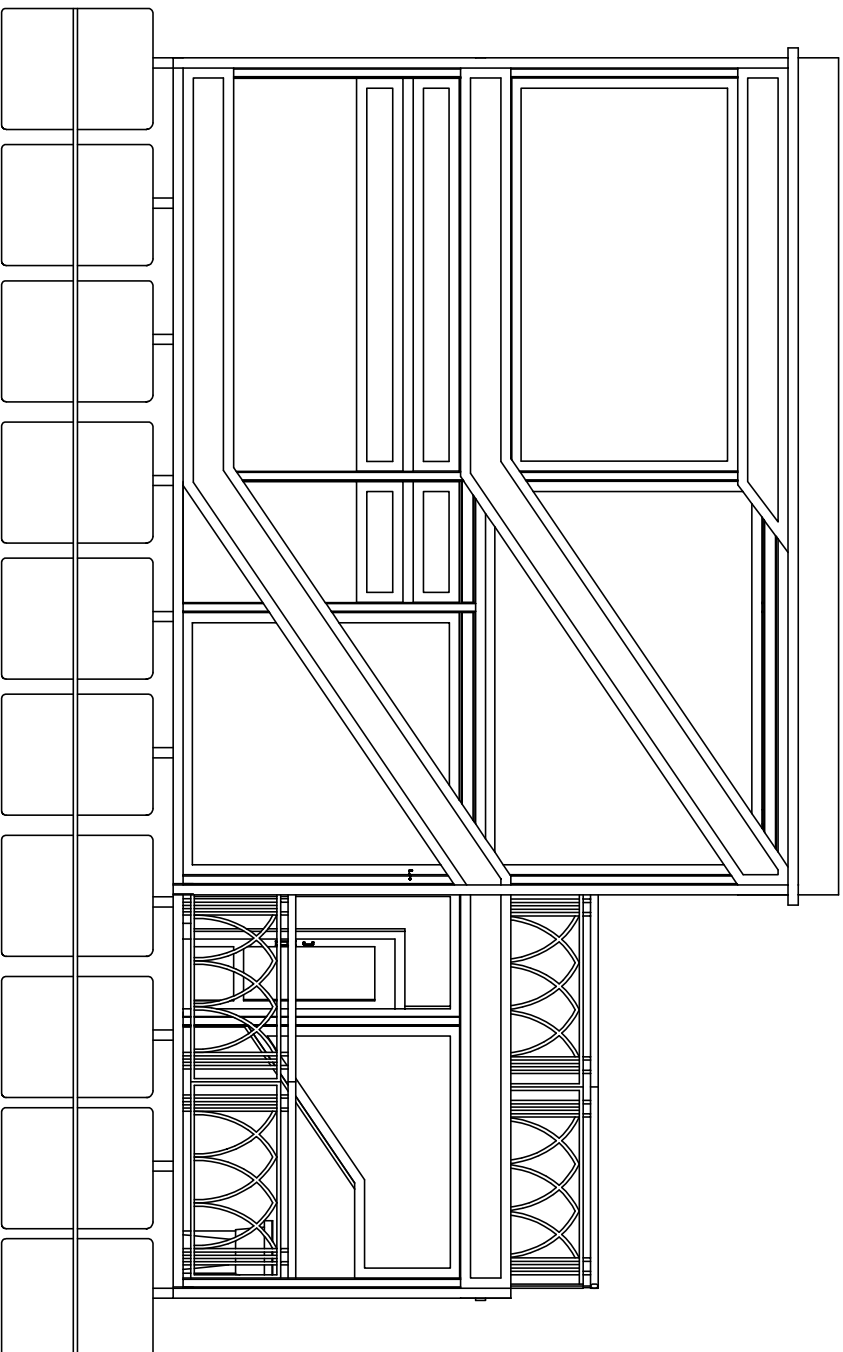
CONTEÚDO:

PRANCHA:

A

PROJETO ARQUITETÔNICO

02/05



FACHADA 1

ESCALA 1/75

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

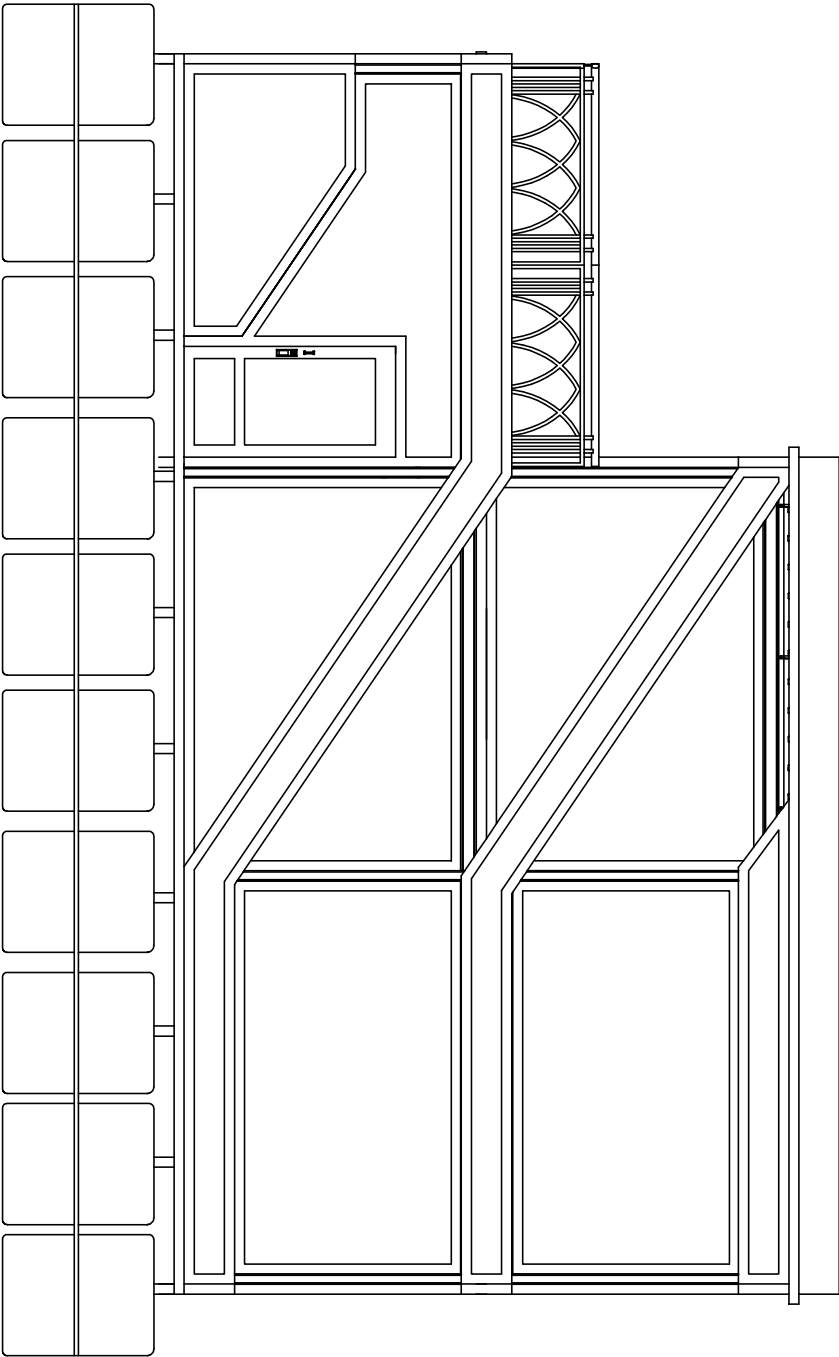
CONTEÚDO:

PRANCHAS:

A

PROJETO ARQUITETÔNICO

03/05



FACHADA 3

ESCALA 1/75

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

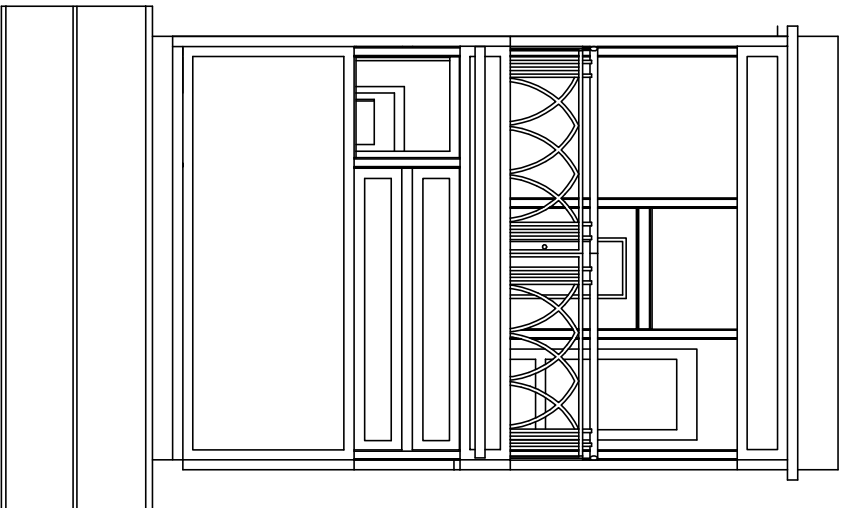
CONTEÚDO:

A

PROJETO ARQUITETÔNICO

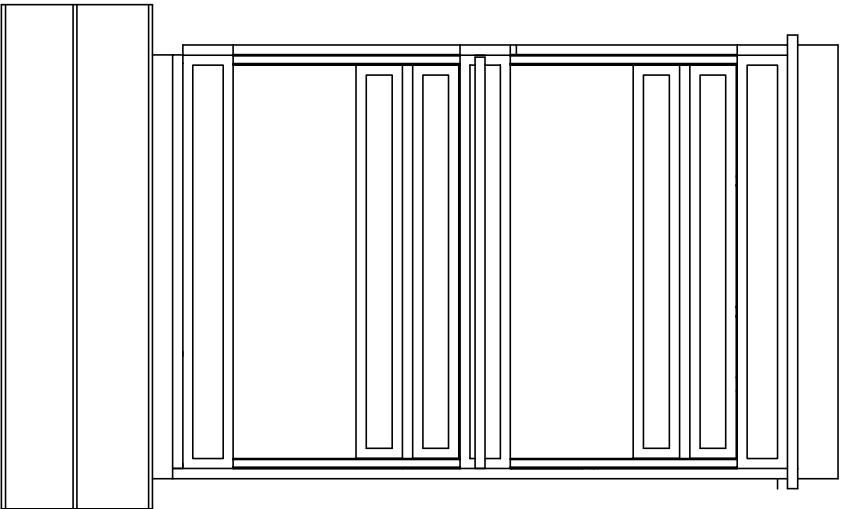
PRANCHAS:

04/05



FACHADA 4

ESCALA 1/75



FACHADA 2

ESCALA 1/75

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

CONTEÚDO:

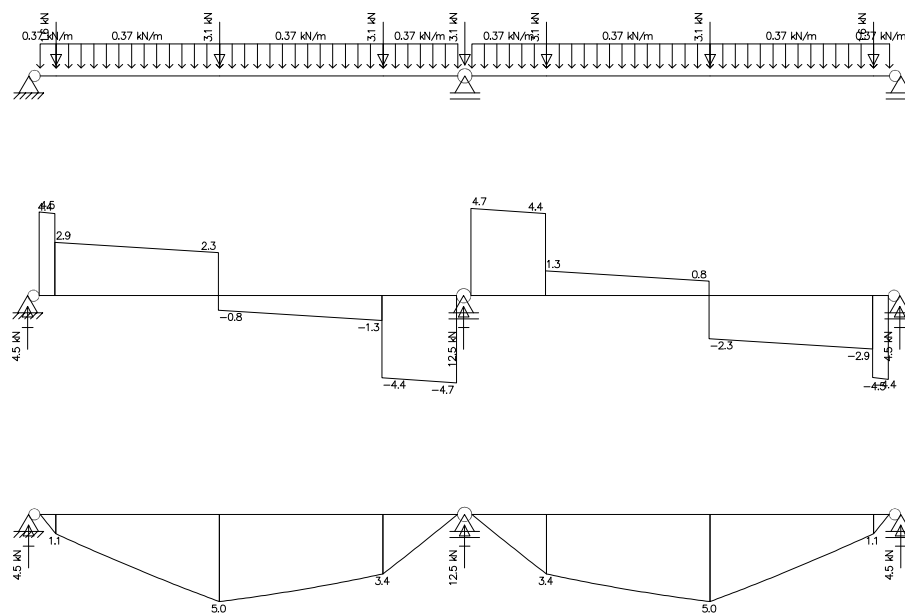
A PROJETO ARQUITETÔNICO

PRANCHAS:

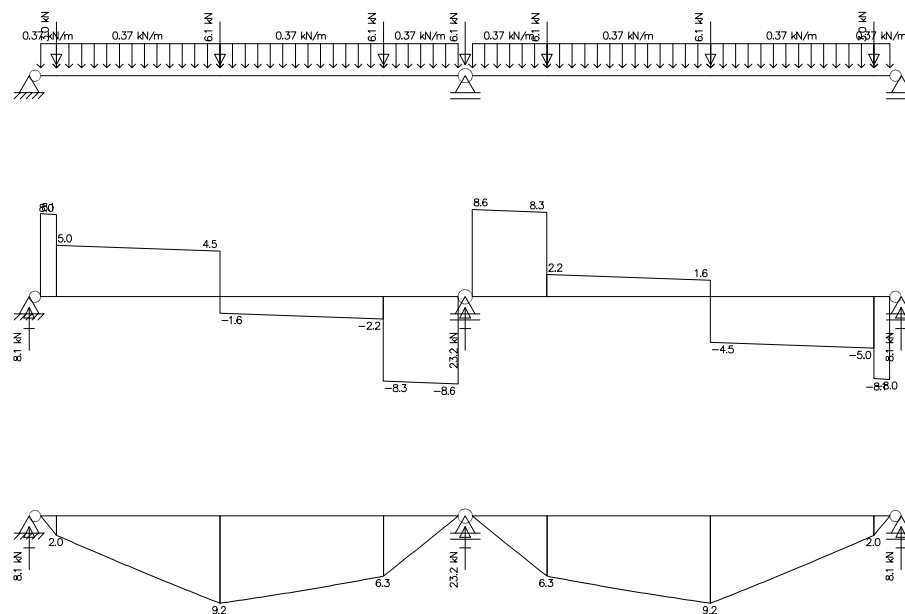
05/05

APÊNDICE B – ESFORÇOS DAS VIGAS DA COBERTURA

V1C



V3C



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

B

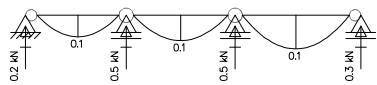
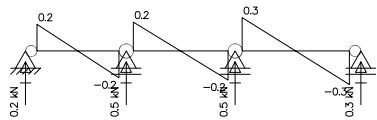
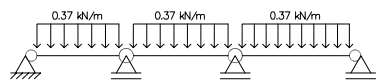
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - COBERTURA

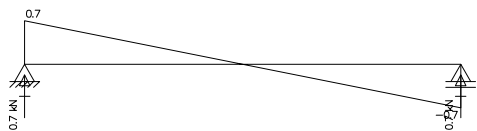
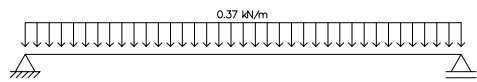
PRANCHA:

01/02

V4C



V6C



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

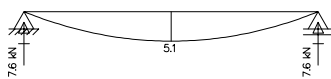
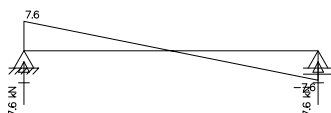
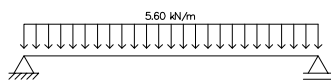
APÊNDICE:
B

CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - COBERTURA

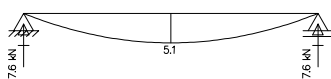
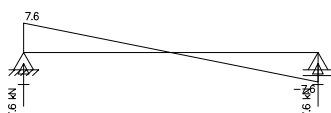
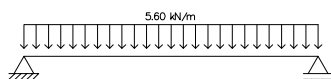
PRANCHA:
02/02

APÊNDICE C – ESFORÇOS DAS VIGAS DA CAIXA D'ÁGUA

V1CD



V2CD



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

C

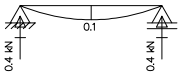
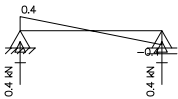
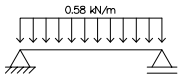
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - CAIXA D'AGUA

PRANCHA:

01/02

V3CD



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

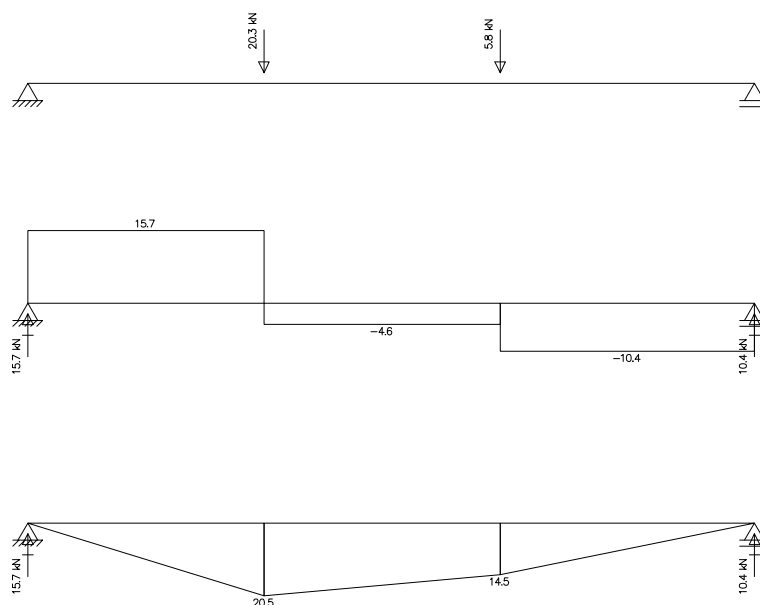
APÊNDICE:
C

CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - CAIXA D'AGUA

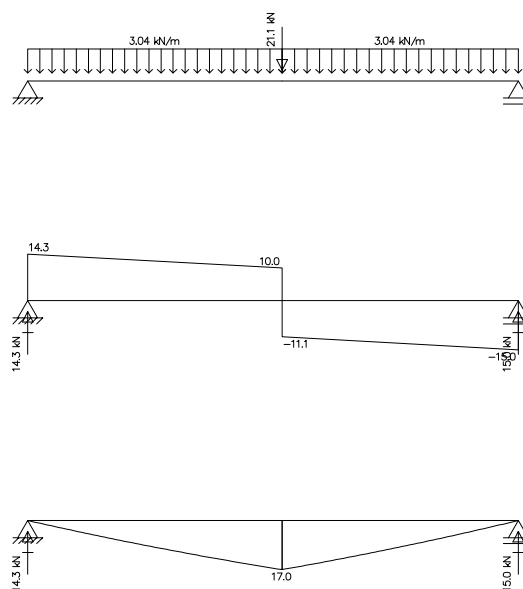
PRANCHA:
02/02

APÊNDICE D – ESFORÇOS DAS VIGAS DO PAVIMENTO SUPERIOR

V1



V2



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

D

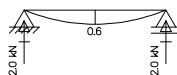
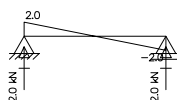
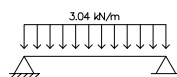
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

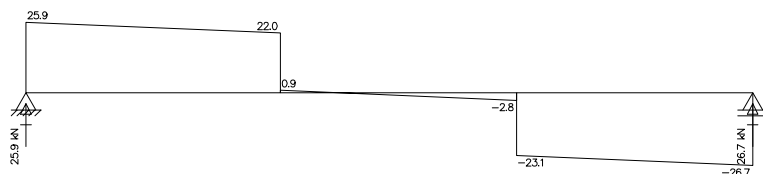
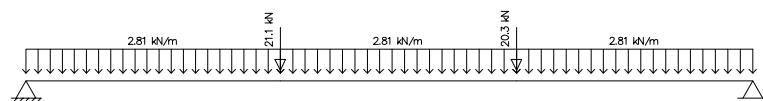
PRANCHA:

01/11

V3



4



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

D

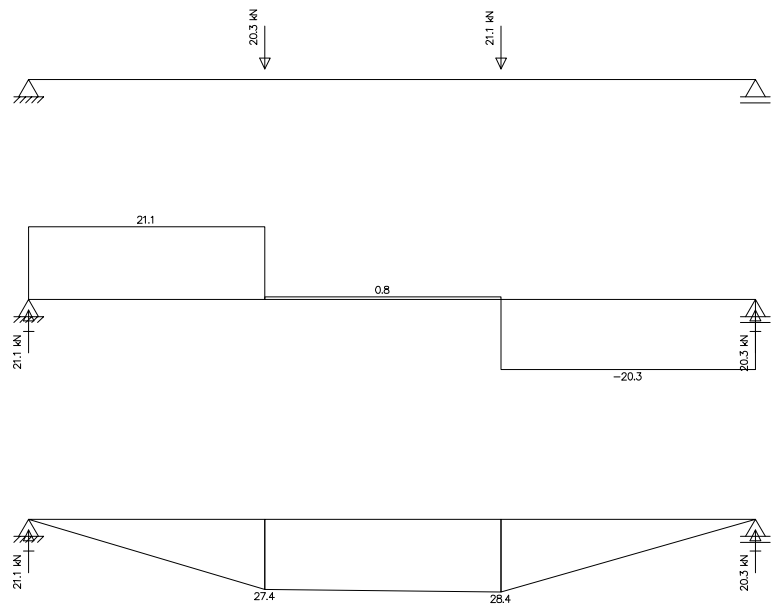
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

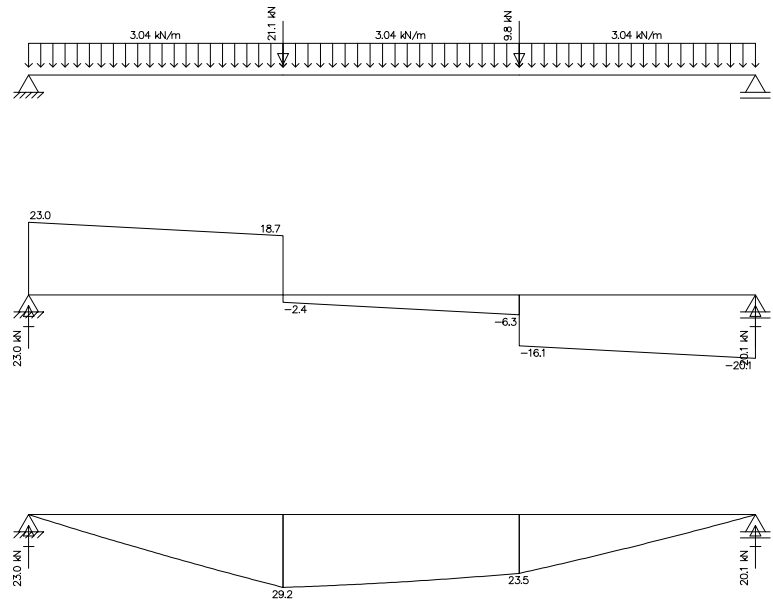
PRANCHA:

02/11

V5



V6



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

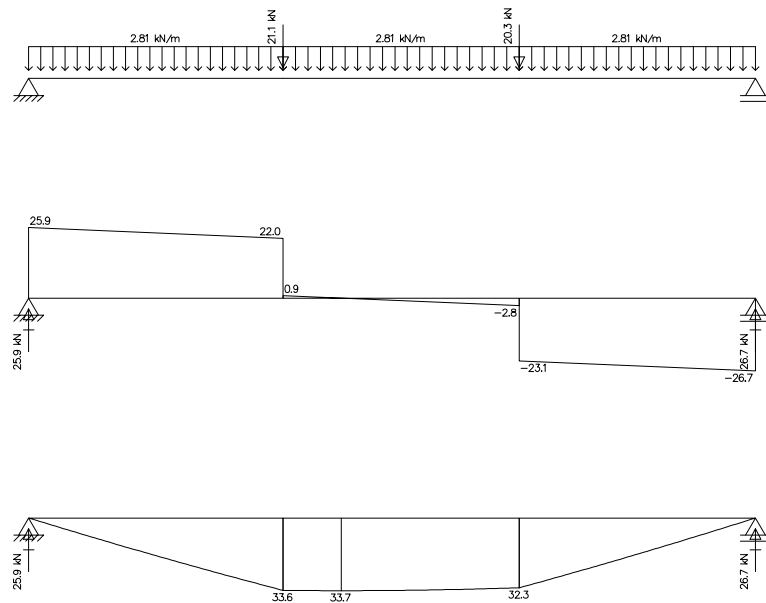
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

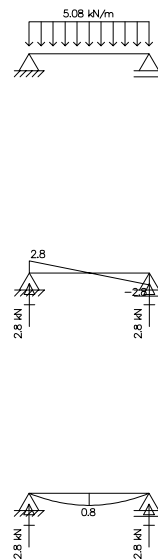
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
03/11

V7



V8



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

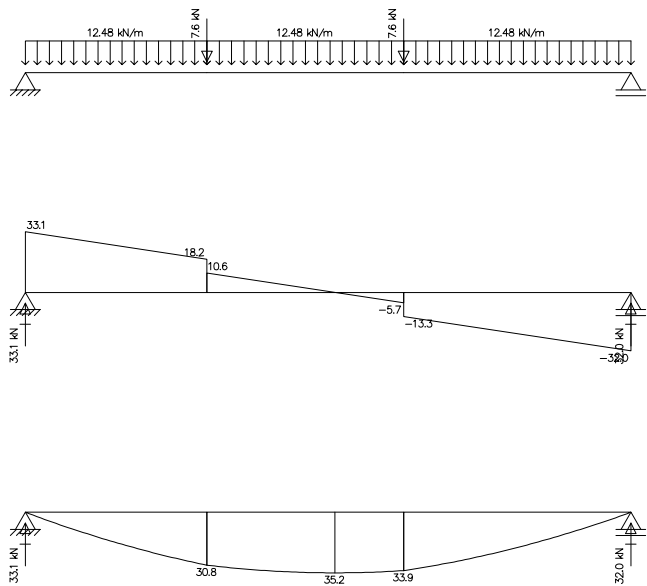
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

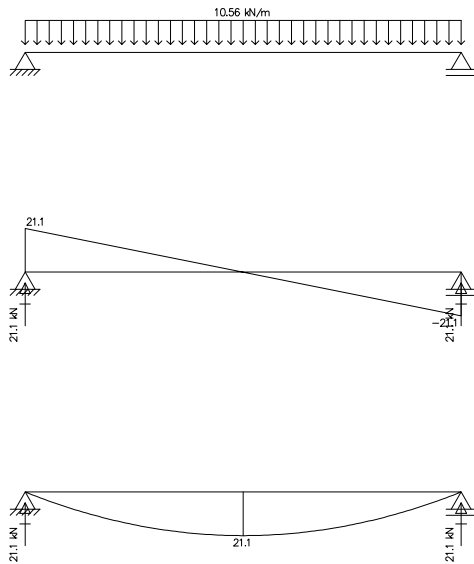
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
04/11

V13



V14



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

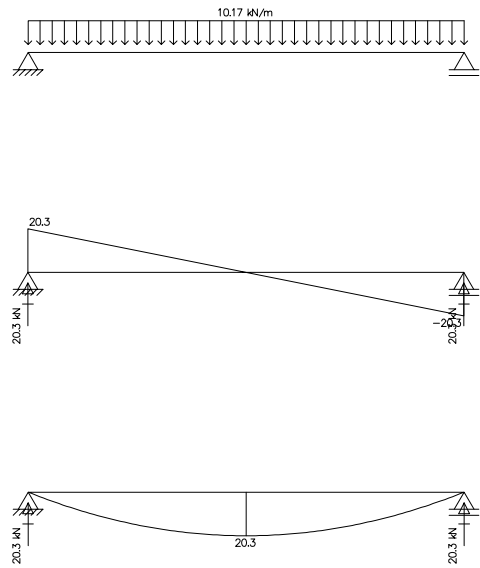
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

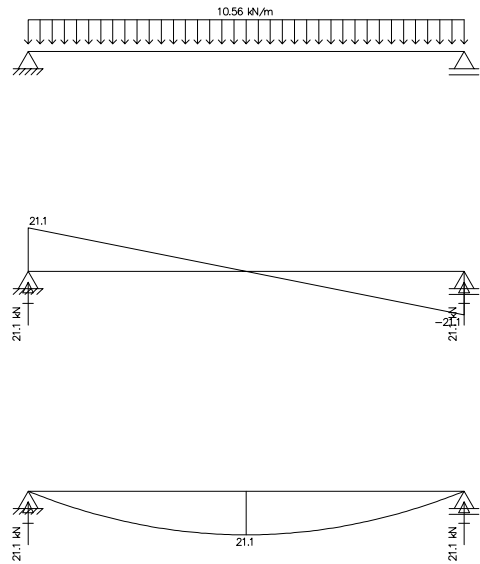
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
07/11

V11



V12



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

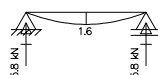
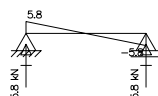
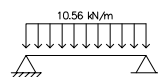
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

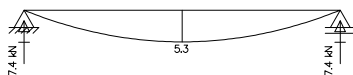
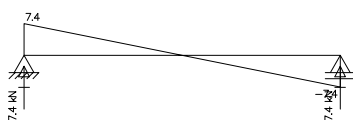
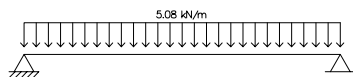
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
06/11

V9



V10



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

D

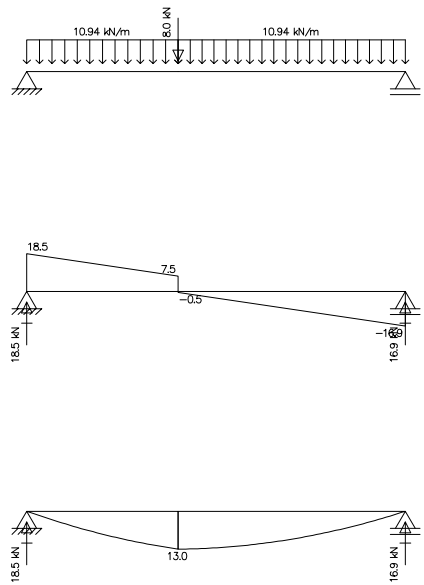
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

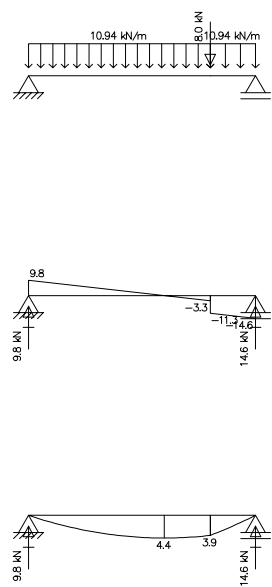
PRANCHA:

05/11

V15



V16



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

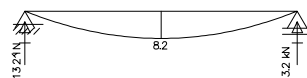
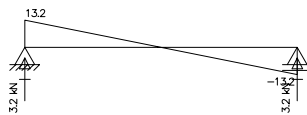
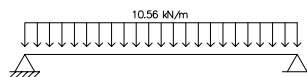
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

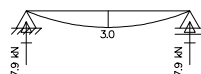
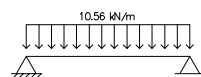
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
08/11

V17



V18



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

D

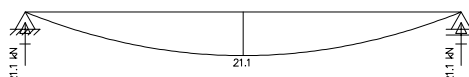
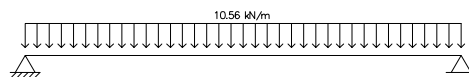
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

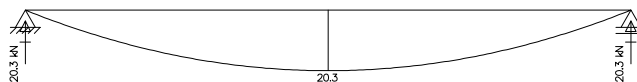
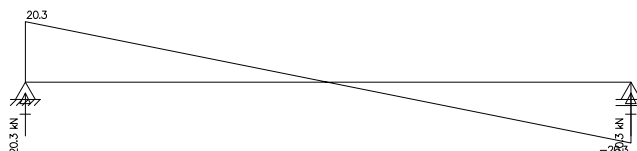
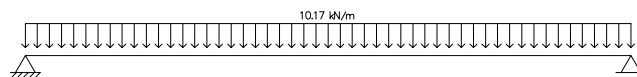
PRANCHA:

09/11

V19



V20



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

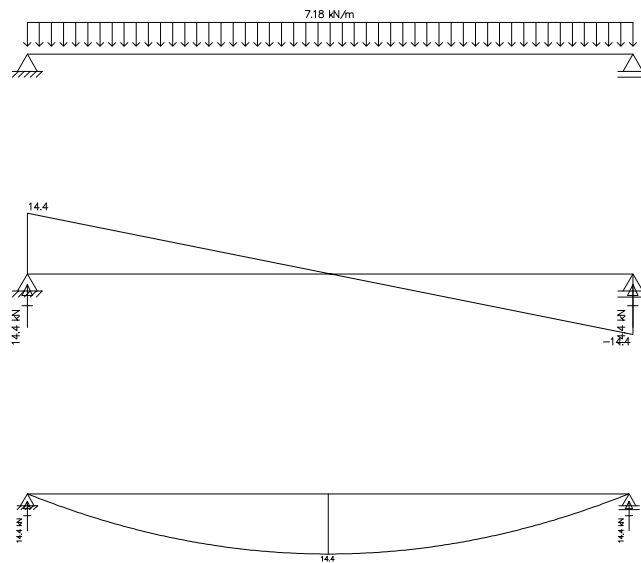
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
D

CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:
10/11

V21



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

D

CONTEÚDO:

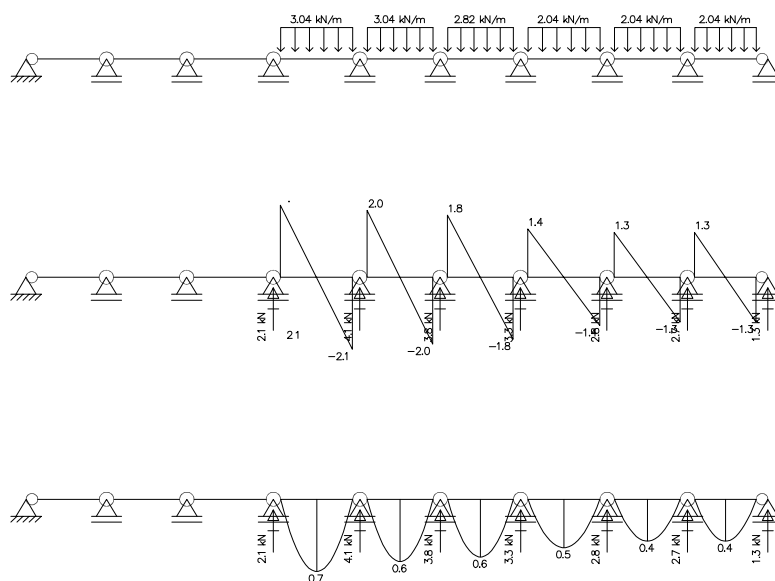
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO SUPERIOR

PRANCHA:

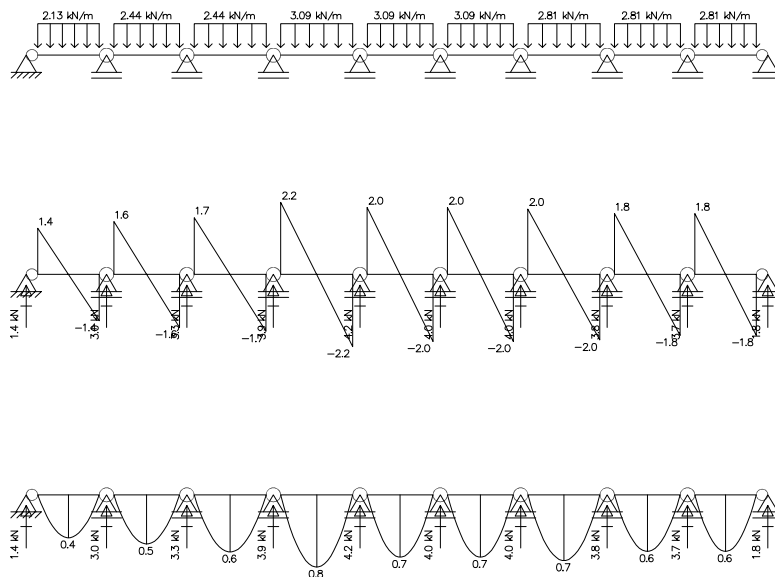
11/11

APÊNDICE E – ESFORÇOS DAS VIGAS DO PAVIMENTO INFERIOR

VT1



VT2



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

E

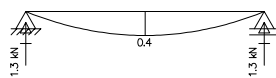
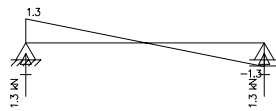
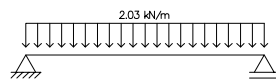
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

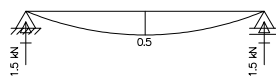
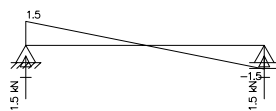
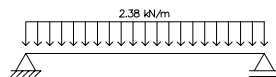
PRANCHA:

01/08

VT3



VT4



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

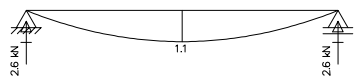
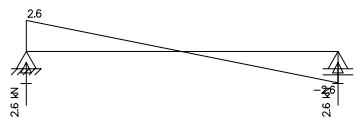
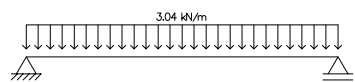
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

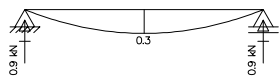
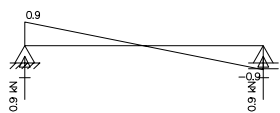
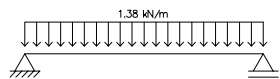
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

PRANCHA:
02/08

VT5



VT6



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

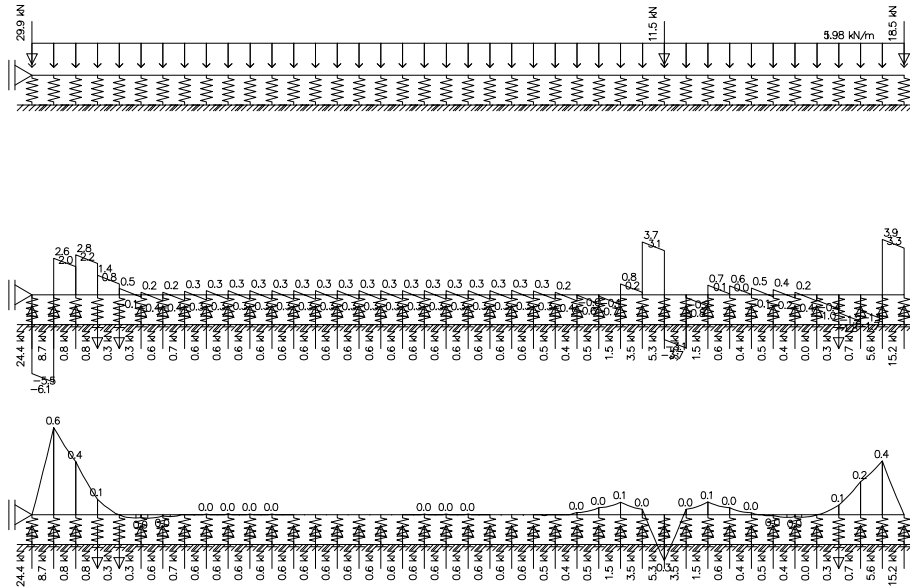
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

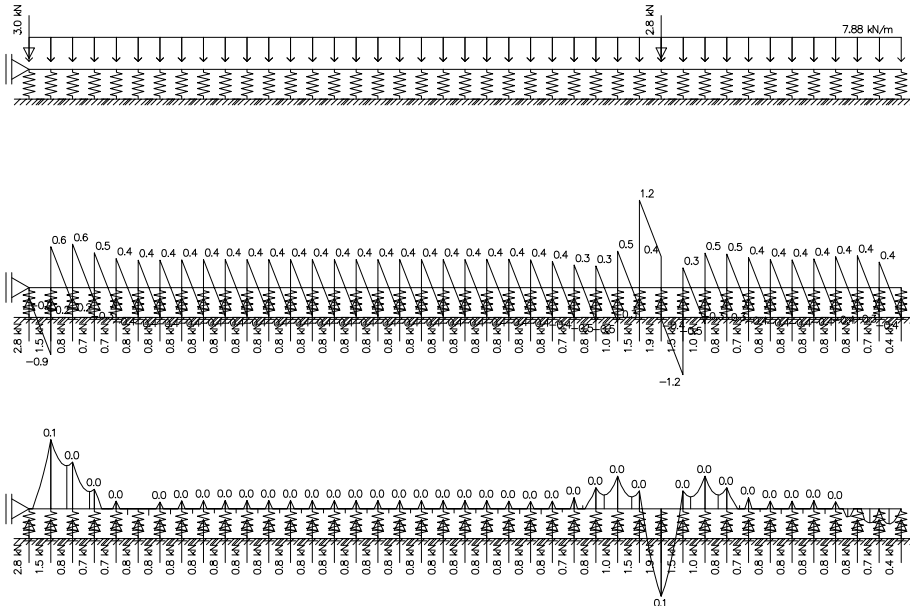
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

PRANCHA:
03/08

VT7



VT8



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:

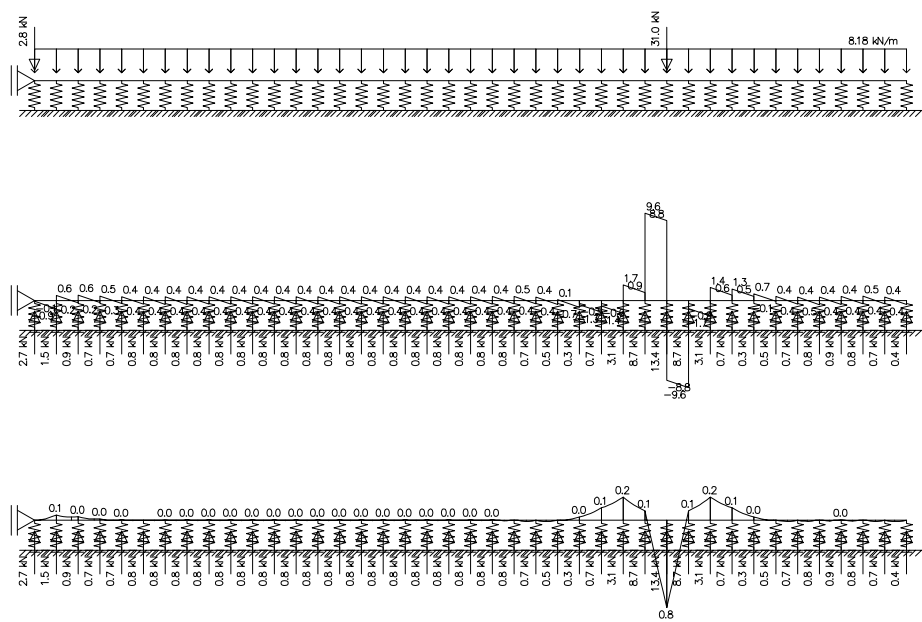
CONTEÚDO:

ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

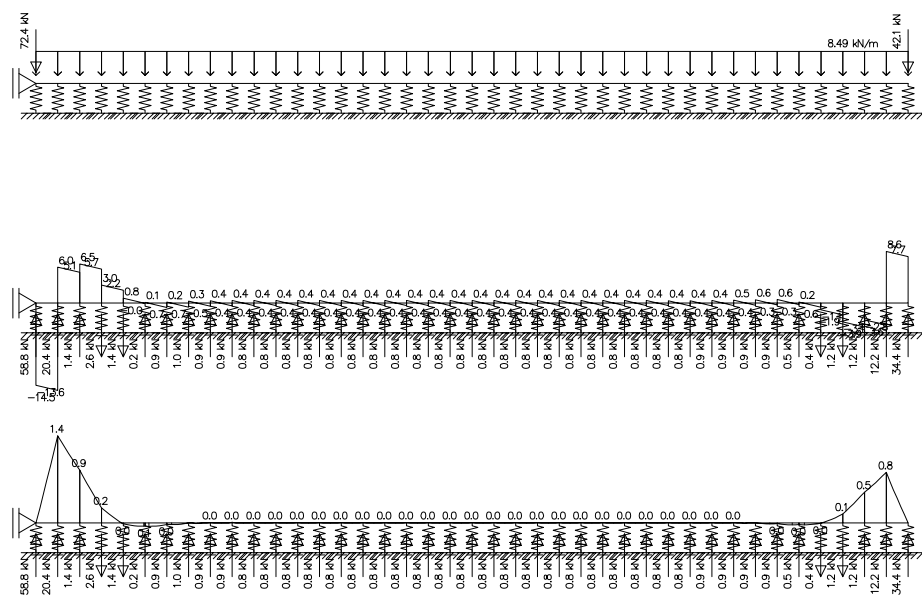
PRANCHA:

04/08

VT9



VT10



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

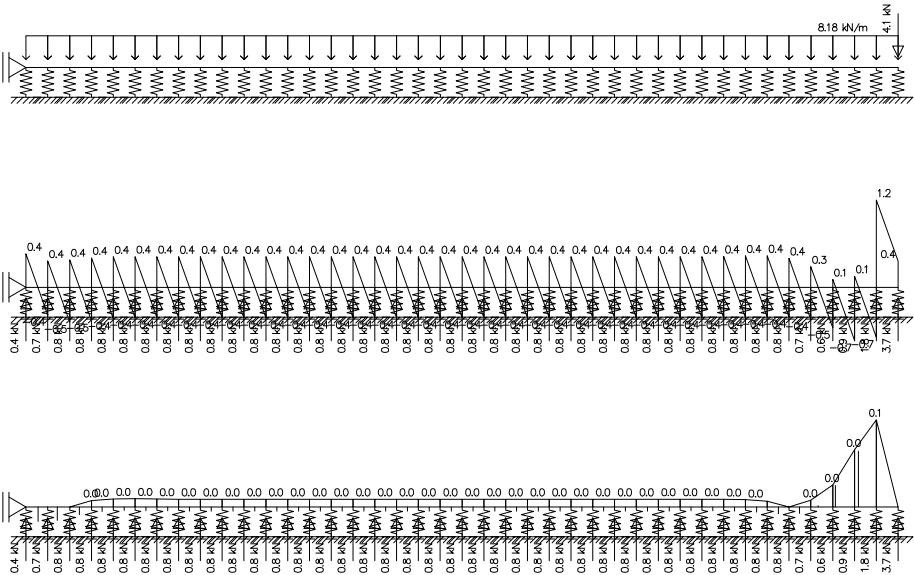
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

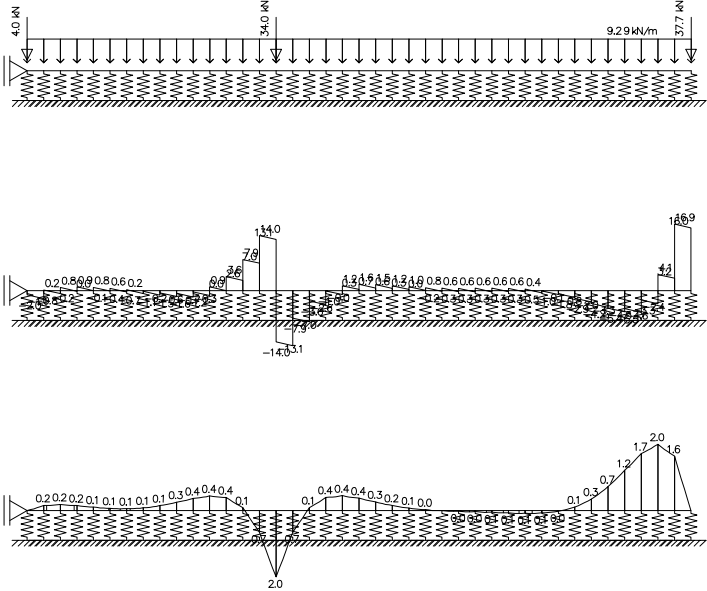
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - INFERIOR

PRANCHA:
05/08

VT11



VT12



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

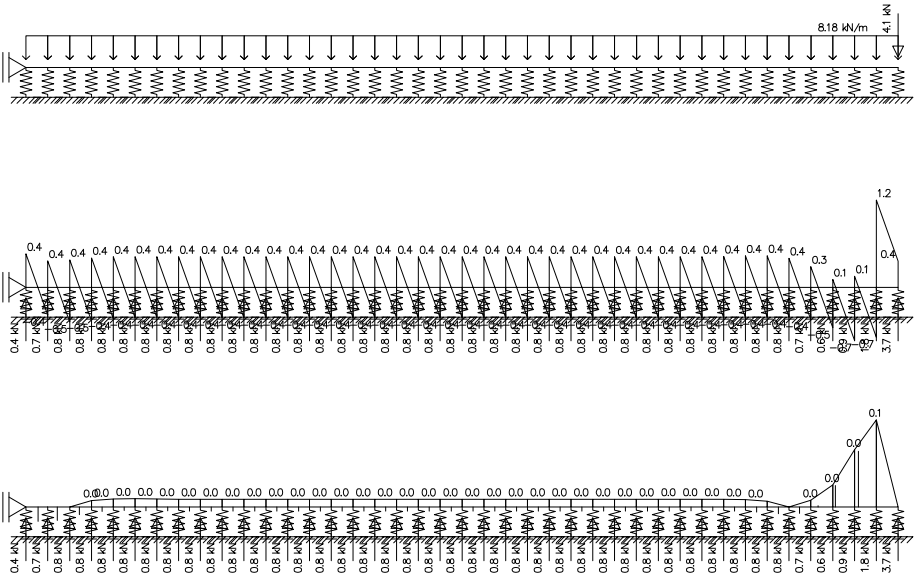
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

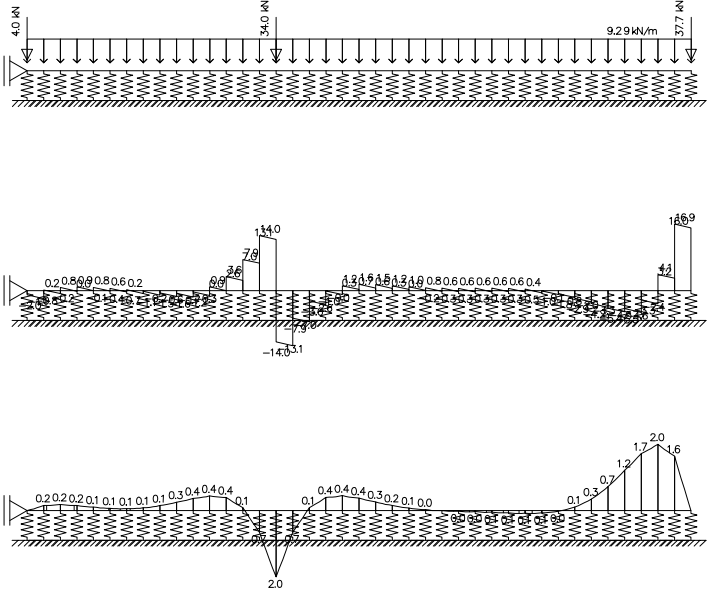
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

PRANCHA:
06/08

VT11



VT12



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

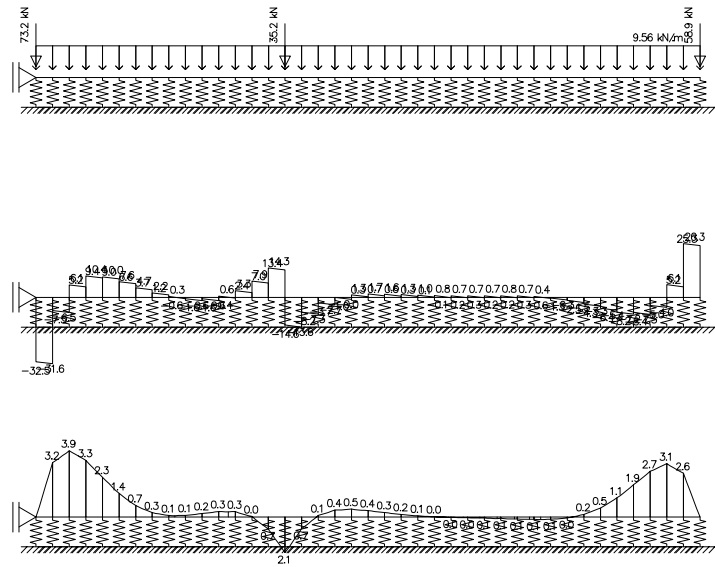
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

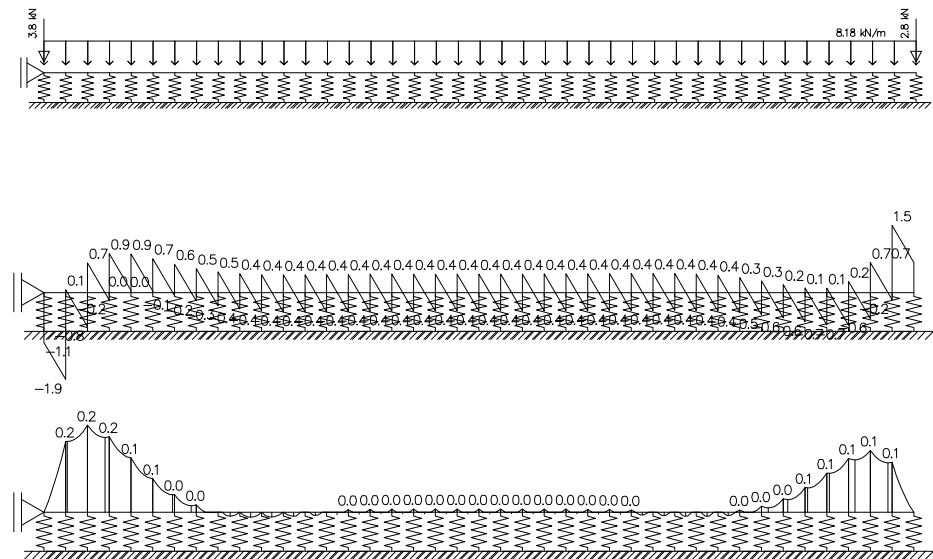
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

PRANCHA:
06/08

VT13



VT14



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

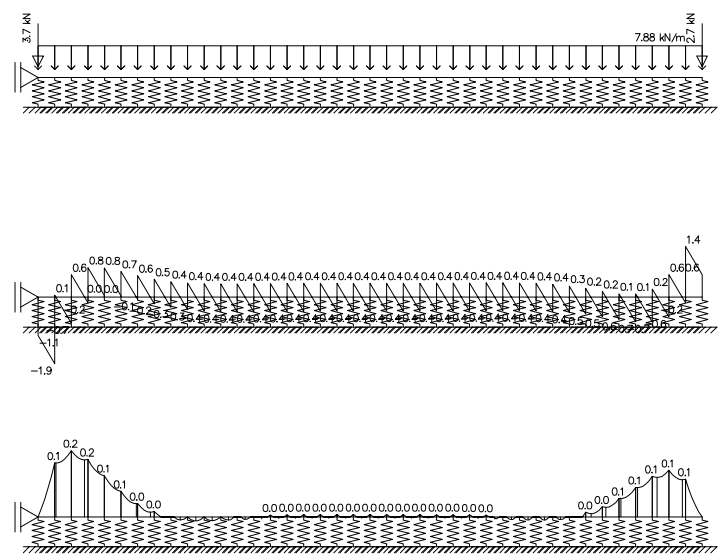
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

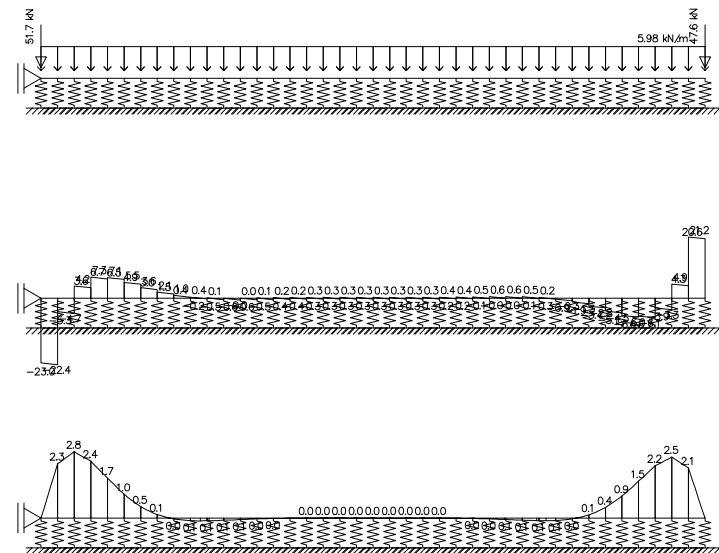
CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - INFERIOR

PRANCHA:
07/08

VT15



VT16



PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE

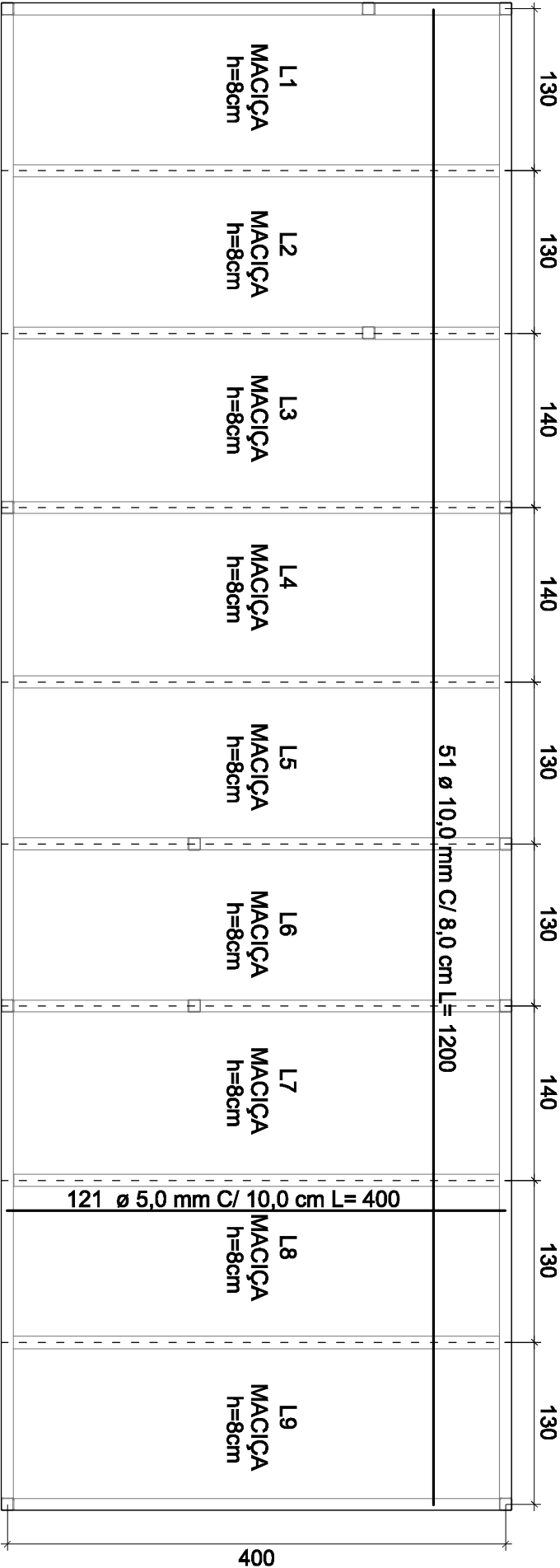
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

APÊNDICE:
E

CONTEÚDO:
ESFORÇOS VIGAS - PAVTO INFERIOR

PRANCHA:
08/08

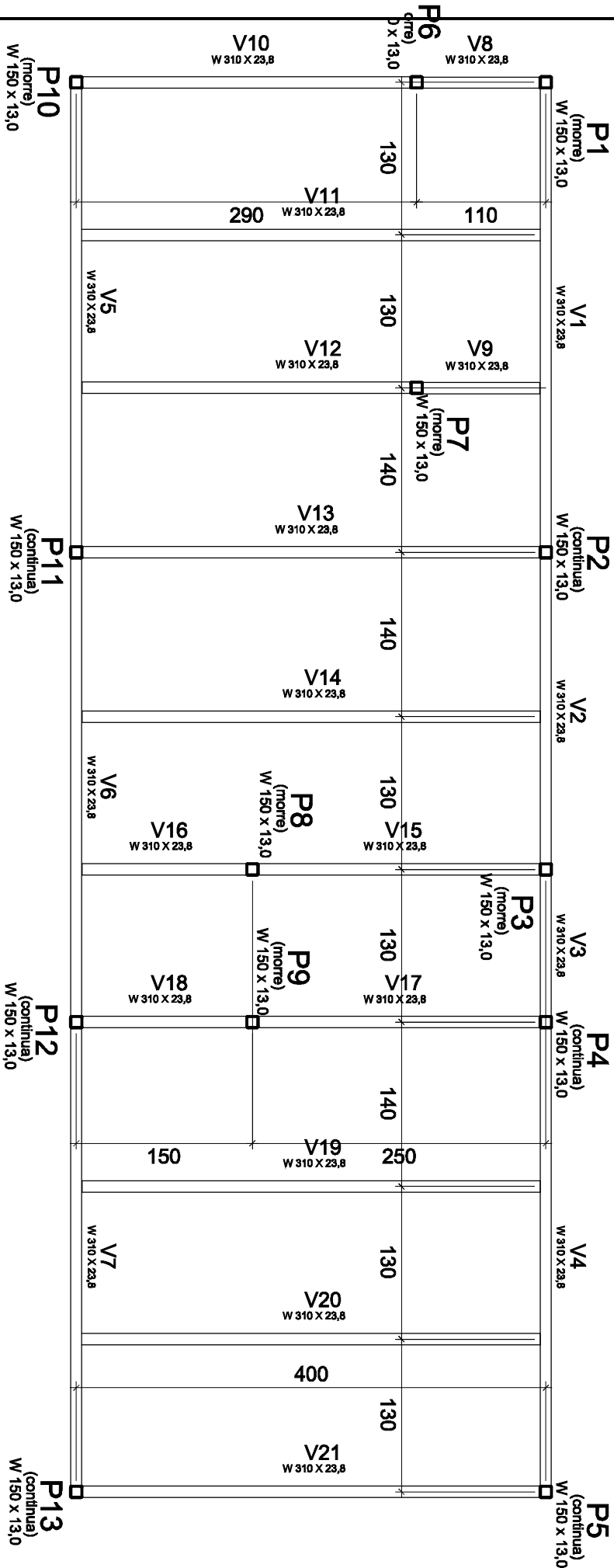
APÊNDICE F – PROJETO ESTRUTURAL



FORMAS E ARMADURA

ESCALA 1/50

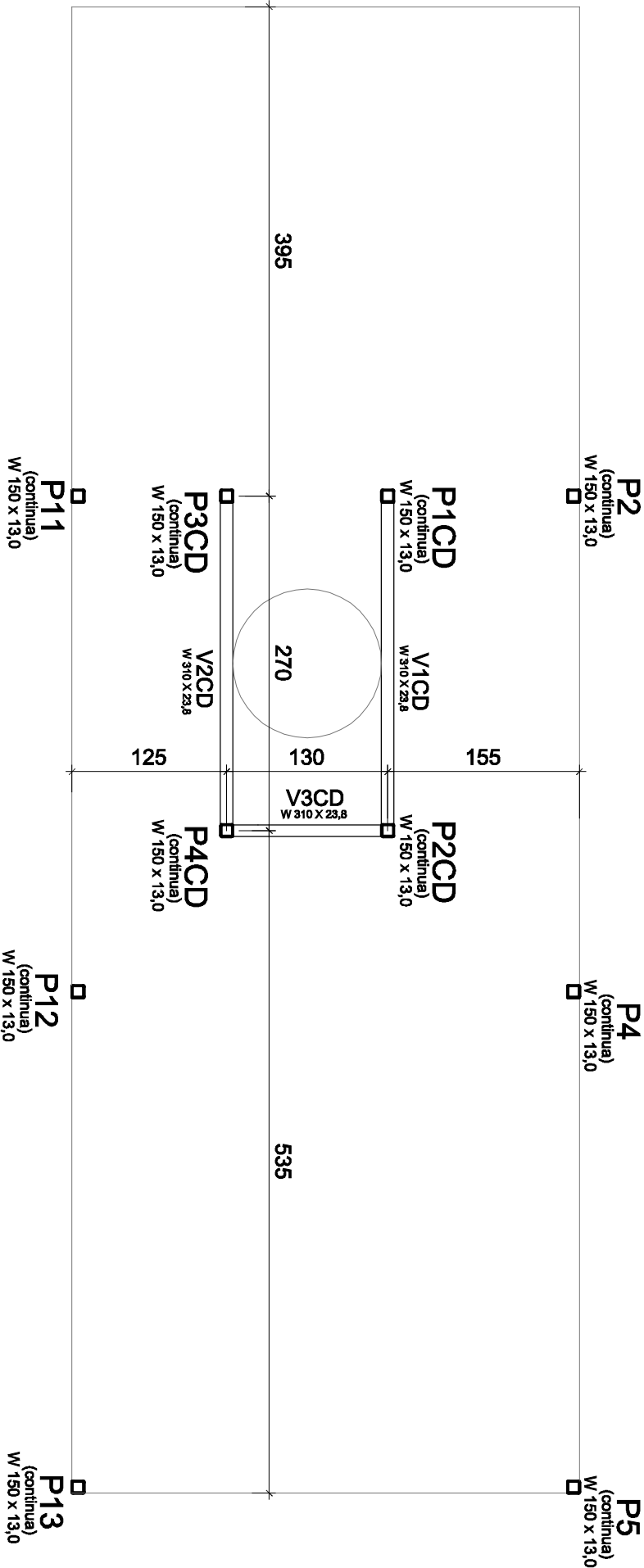
PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC		
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHAS:
F	PROJETO ESTRUTURAL	01/05



PILARES E VIGAS - PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1/50

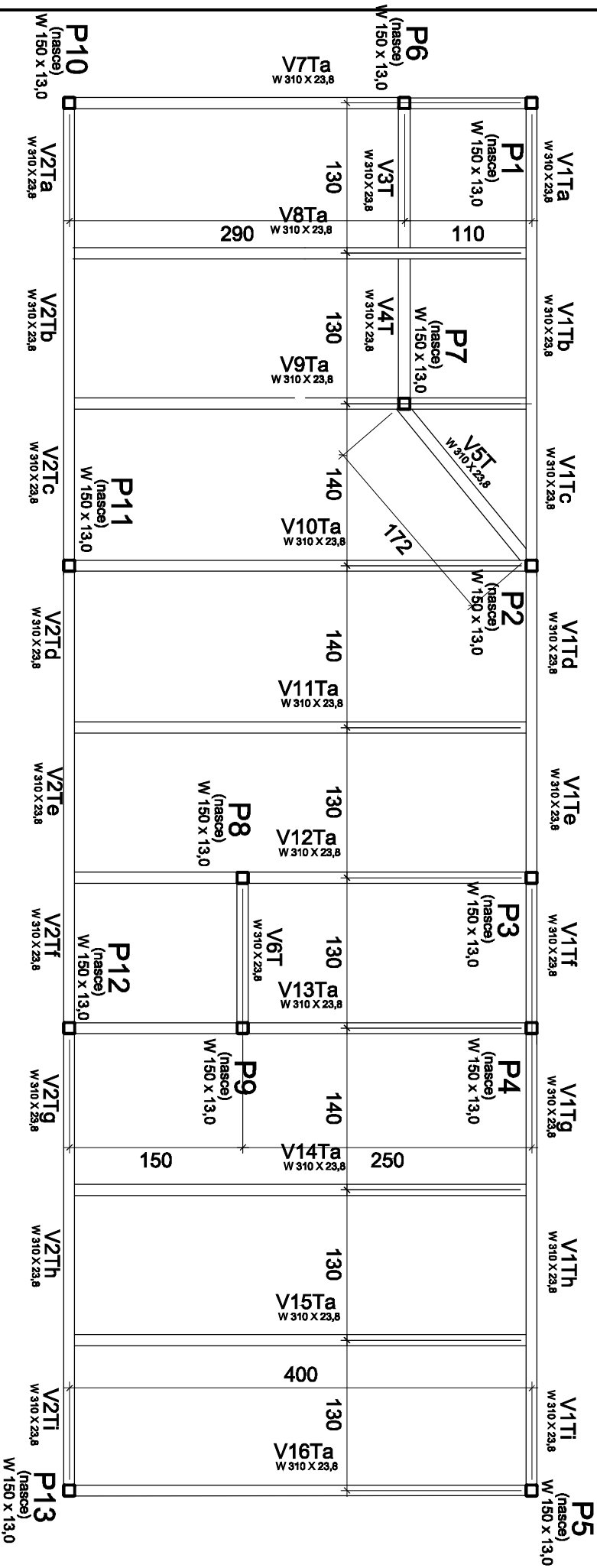
PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC		
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHAS:
F	PROJETO ESTRUTURAL	02/05



PILARES E VIGAS - CAIXA D'ÁGUA

ESCALA 1/60

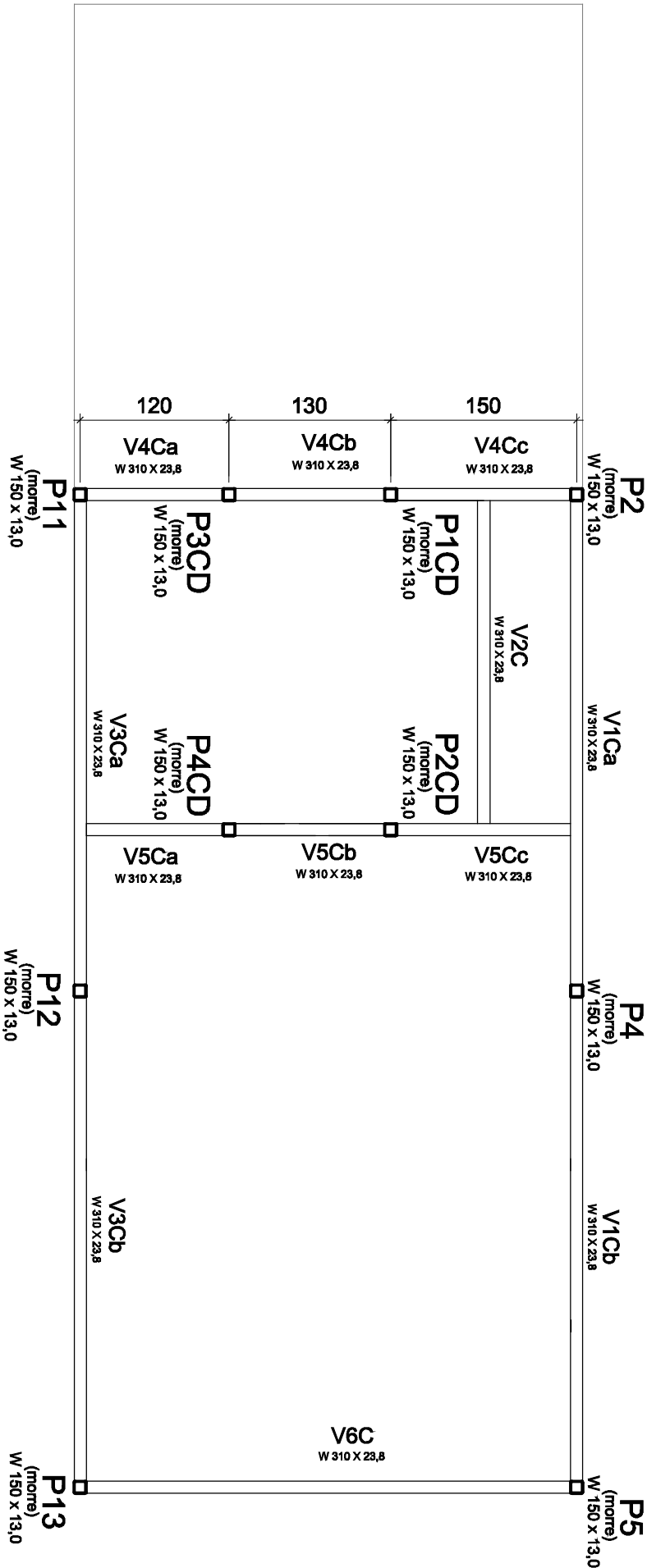
PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC		
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHA:
F	PROJETO ESTRUTURAL	03/05



PILARES E VIGAS - PAVIMENTO INFERIOR

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC		
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHAS:
F	PROJETO ESTRUTURAL	04/05

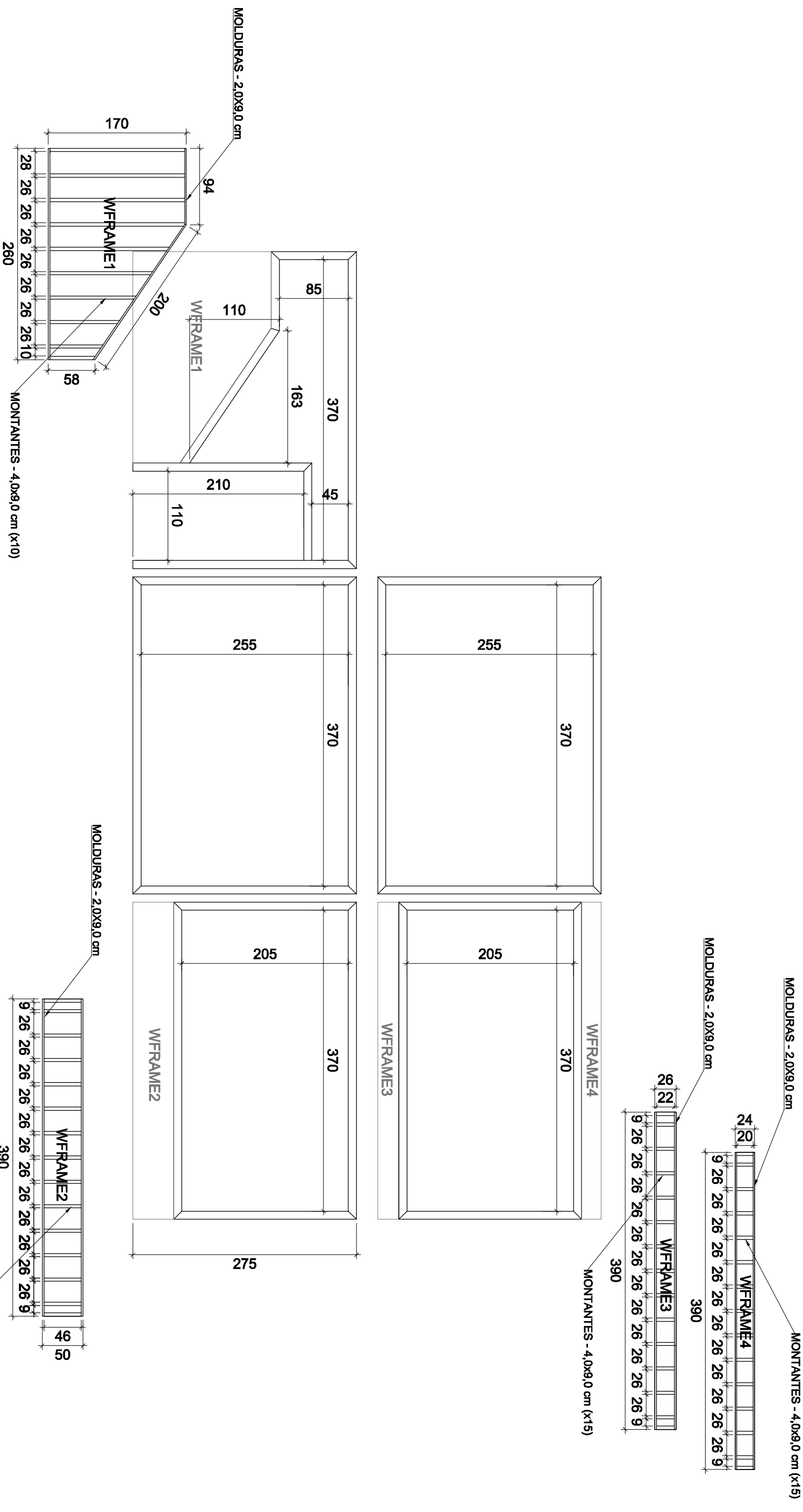


PILARES E VIGAS - COBERTURA

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC		
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHAS:
F	PROJETO ESTRUTURAL	05/05

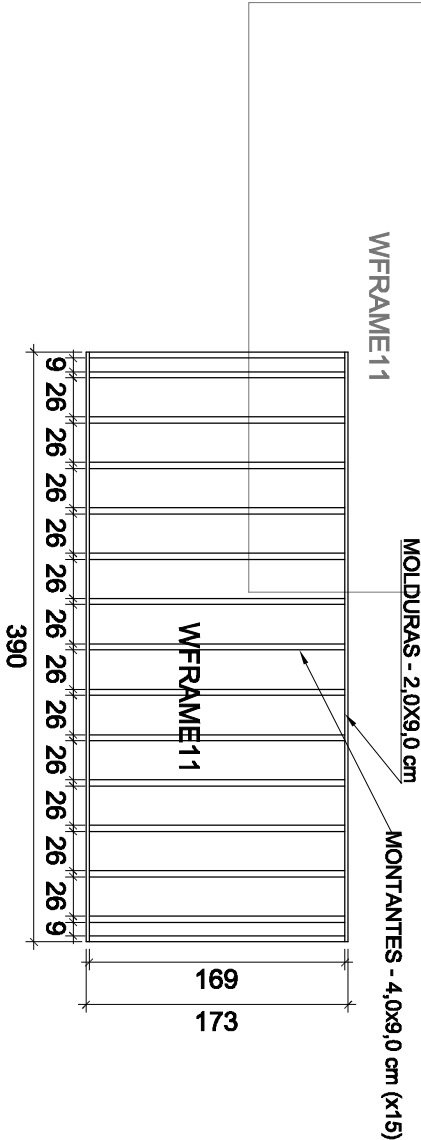
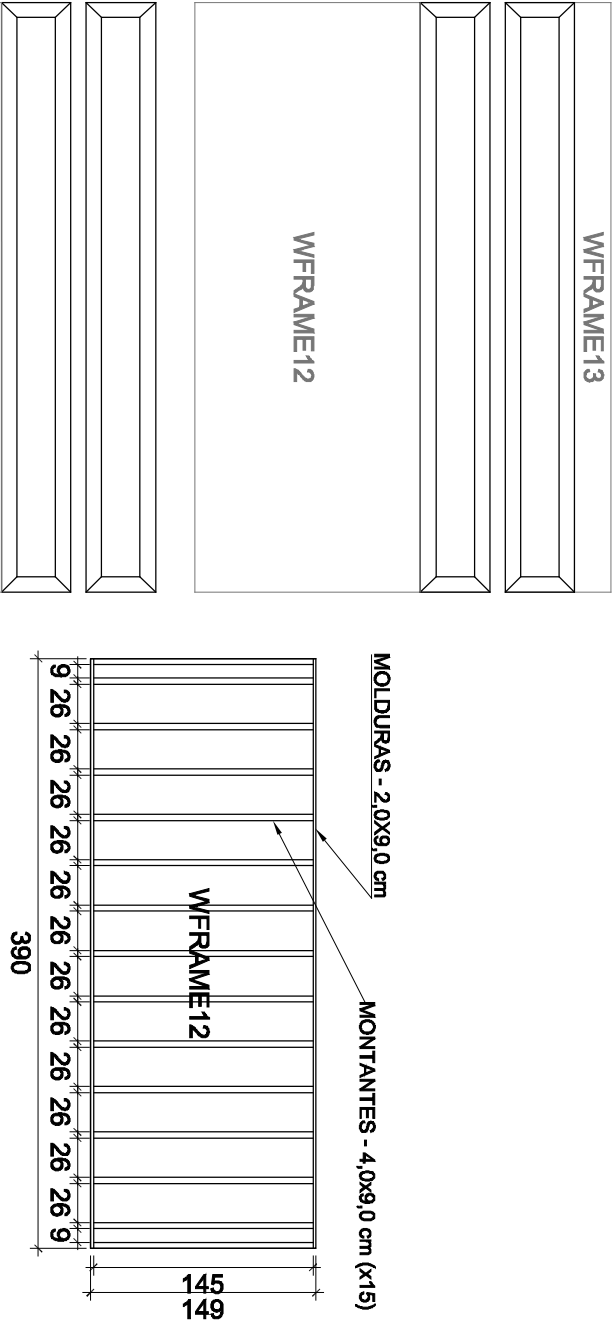
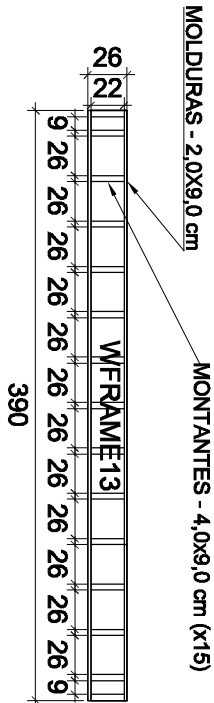
APÊNDICE G – PROJETO DE FECHAMENTO



FECHAMENTO DA FACHADA 1

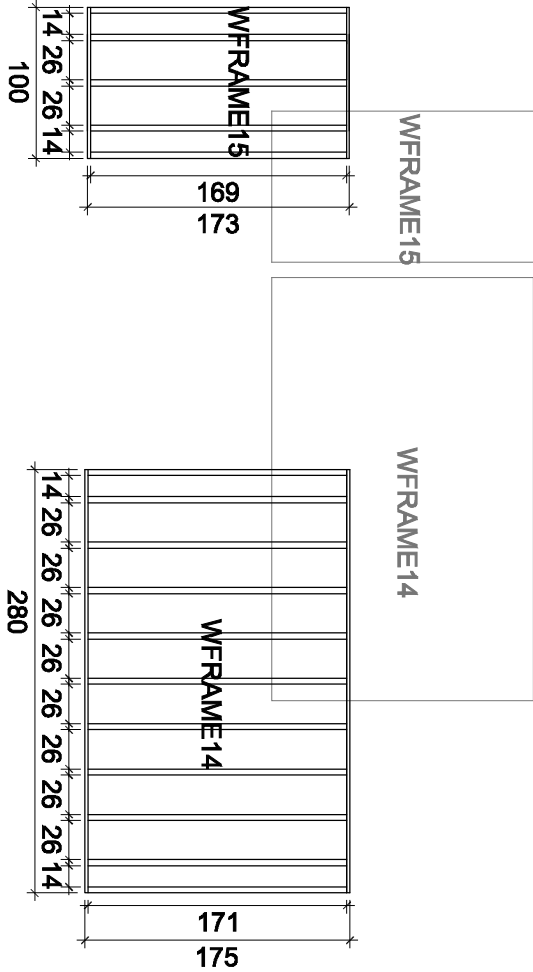
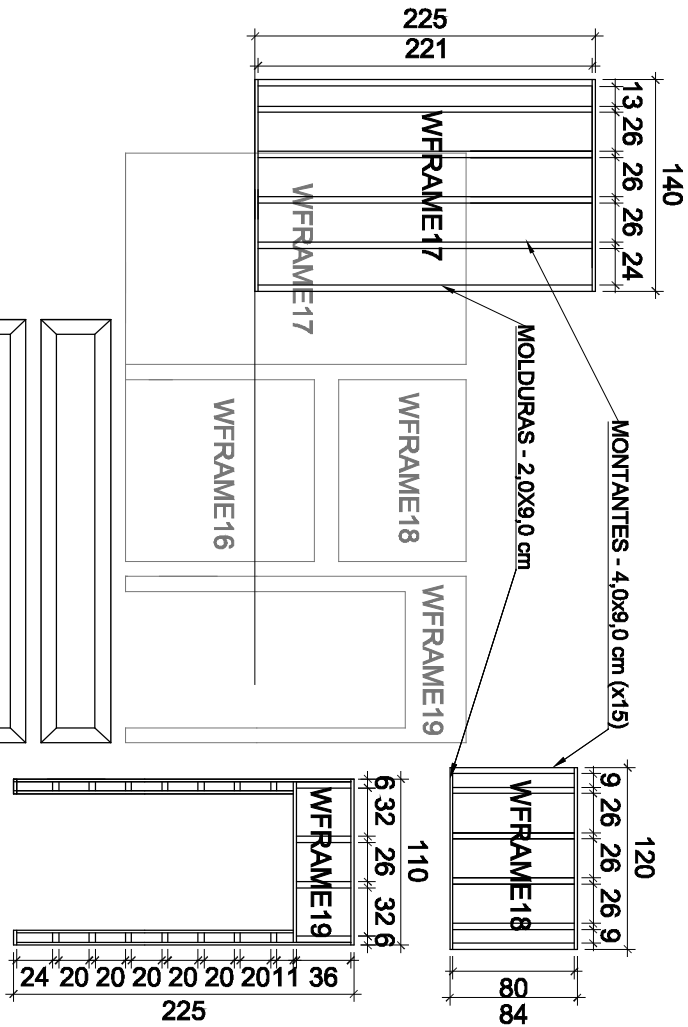
ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE	
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC	
APÊNDICE:	PRANCHA:
G	01/03
FECHAMENTO DAS FACHADAS	



FECHAMENTO DA FACHADA 3

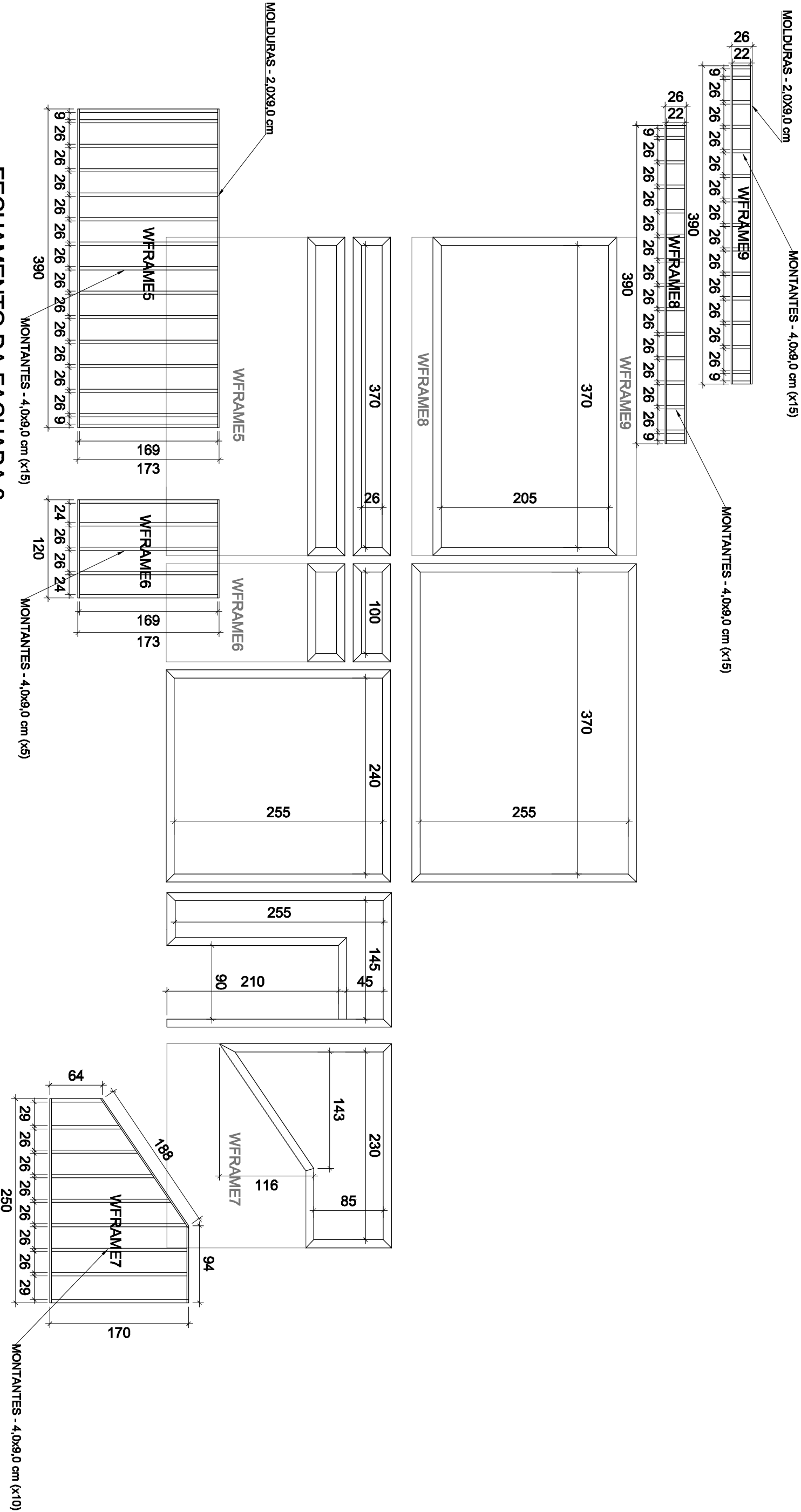
ESCALA 1/50



FECHAMENTO DA FACHADA 3

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE			
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC			
APÊNDICE:	CONTEÚDO:	PRANCHAS:	
G	FECHAMANTO DAS FACHADAS	02/03	



FECHAMENTO DA FACHADA 3

ESCALA 1/50

PROJETO ANALÍTICO DE UMA EDIFICAÇÃO FLUTUANTE		
AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UEDESC		
APÊNDICE: G	CONTEÚDO: FECHAMANTO DAS FACHADAS	PRANCHAS: 03/03

APÊNDICE H – DETALHAMENTO DOS GANCHOS

ESCALA 1/5

AFONSO MIGUEL SOLAK - ENGENHARIA CIVIL - CCT/UDESC

01/01