

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA – DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE**  
**ESTRUTURAS**  
**CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

Luís Gustavo Sanches Amaro

**“DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DESMONTÁVEL PARA**  
**SUPORTAR UMA PISCINA EM TERRENO NÃO PAVIMENTADO COM**  
**DECLIVE”**

Belo Horizonte

Julho, 2020

Luís Gustavo Sanches Amaro

**“DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DESMONTÁVEL PARA  
SUPPORTAR UMA PISCINA EM TERRENO NÃO PAVIMENTADO COM  
DECLIVE”**

Monografia de especialização apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço.

Orientador: Prof. Rodrigo Barreto Caldas

Belo Horizonte

2020



## ATA DA DEFESA

“Dimensionamento de Estrutura Desmontável para Suportar uma Piscina em  
Terreno não Pavimentado com Declive”

**LUÍS GUSTAVO SANCHES AMARO**

Trabalho Final defendido perante a  
banca examinadora, como parte dos  
requisitos necessários à obtenção do  
título de “Especialista em Estruturas”

Aprovada em 15 de outubro de 2020.

Por:

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
Avaliador 1 – Orientador

Nota: 95 (noventa e cinco pontos)

Eng. MSc. Lucas Ribeiro dos Santos  
Avaliador 2

Nota: 95 (noventa e cinco pontos)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, que me presenteou com saúde e sabedoria para romper obstáculos e lutar pelos ideais almejados.

A todo o corpo docente da especialização de estruturas do departamento de engenharia de estruturas da UFMG, e em especial ao Professor orientador Rodrigo Barreto Caldas, por me auxiliar na elaboração deste presente trabalho, que mesmo em tempos difíceis se mostrou presente e atencioso aos questionamentos indagados.

Aos demais profissionais do departamento, que participam diretamente e indiretamente no sucesso de tantos alunos que desfrutam dos seus serviços diariamente.

Aos colegas de curso, que colaboraram expressivamente para conclusão de mais esta importante etapa da minha vida.

Também aos meus familiares e amigos, que tiveram que tolerar uma ausência da minha parte durante toda essa maratona de estudos e compromissos e mesmo assim se dispuseram a se manter próximos e dispostos a ajudar.

## RESUMO

O presente trabalho consiste em dimensionar um produto que proporcione a utilização de piscinas desmontáveis em áreas não projetadas para esse fim. Para isso, foi projetado uma estrutura em aço que suporte uma piscina com seus ocupantes e que se caso o terreno não pavimentado venha a se recalcar, um ajuste mecânico possa compensar esse recalque sem ter que desmontar a referida piscina. Foram utilizados perfis estruturais convencionais no mercado visando produção rotineira para os profissionais de estruturas metálicas. Enfatiza-se no trabalho o dimensionamento de perfis estruturais tubulares de secção retangular, que dispõem de rara bibliografia a respeito destes. Uma análise financeira também demonstra a viabilidade desse produto sem grandes investimentos.

**Palavras-chave:** *Piscinas desmontáveis. Plataformas para Piscinas. Perfil Tubular retangular. Estruturas metálicas desmontáveis.*

## **ABSTRACT**

The present work designs a product that allows the use of dismantable pools in areas not allowed for this purpose. For this, a steel structure was designed to support this pool with its occupants and that if the unpaved terrain were to settle, a mechanical adjustment could account for this settlement without having to disassemble the pool. Conventional structural profiles were used in the market aiming at routine production for professionals of steel structures. The design of square tubular structural profiles is highlighted in the work, which has a small bibliography on these. A viability analysis also demonstrates the advantage of this product.

**Words-key:** *Dismountable pools. Swimming Pool Platforms. Square tubular profile structure. Demountable metal structures.*

# Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	12
<b>2. OBJETIVO</b>	13
<b>3. REVISÃO SOBRE ESTRUTURAS SIMILARES</b>	14
<b>3.1. MATERIAIS UTILIZADOS EM PLATAFORMAS DESMONTÁVEIS</b>	14
<b>3.1.1. Estrutura</b>	14
<b>3.1.2. Piso</b>	15
<b>3.2. PROTEÇÃO ANTICORROSIVA</b>	16
<b>4. ESTUDO DO CASO</b>	17
<b>4.1. DEFINIÇÃO ARQUITETÔNICA</b>	17
<b>4.1.1. PISCINA</b>	18
<b>4.1.2. PISO</b>	19
<b>4.1.3. ESTRUTURA</b>	21
<b>4.2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES</b>	21
<b>4.2.1. Ações permanentes</b>	22
a) Piscina montada e cheia:	22
b) Piso:	22
c) Estrutura da plataforma	22
<b>4.2.2. Ações Variáveis:</b>	23
a) Ocupação de pessoas	23
<b>4.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES</b>	23
<b>4.3.1. Combinações Últimas das ações</b>	23
<b>4.3.2. Combinações de serviço das ações:</b>	24
<b>4.4. MÉTODO DE CÁLCULO</b>	25
<b>4.4.1. Estados limites últimos</b>	25
<b>4.4.2. Estados limites de serviço</b>	26
<b>5. MAPA DE CARGA</b>	26
<b>5.1. PISO:</b>	26
a) Carga distribuída da piscina sobre o piso:	27
b) Carga distribuída do piso sobre a estrutura de aço:	27
<b>5.2. ESTRUTURA</b>	29
<b>5.2.1. Viga 03 – Barrote/Estrado</b>	29
<b>5.2.2. Viga 02 – Apoio dos barrotes</b>	31
<b>5.2.3. Viga 04 – Longarina</b>	32

<b>5.2.4. Coluna 01</b> .....	34
<b>6. DIMENSIONAMENTO</b> .....	35
<b>6.1. Piso</b> .....	35
<b>6.1.1. Estado limite Ultimo</b> .....	35
a) Resistencia ao esmagamento: .....	35
<b>6.1.2. Estado limite de serviço</b> .....	36
a) Flecha da carga permanente: .....	37
b) Flecha da carga variável principal: .....	37
c) Flecha das cargas variáveis secundarias: .....	37
d) Verificação: .....	38
<b>6.2. Viga 03 – Barrote/Estrado</b> .....	38
<b>6.2.1. Estado-limite último</b> .....	39
6.2.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil: .....	39
6.2.1.2. Força axial: .....	40
6.2.1.3. Carga de flexão: .....	40
6.2.1.4. Esforço Cortante; .....	42
6.2.1.5. Momento fletor e força cortante combinados .....	44
<b>6.2.2. Estado-limite de Serviço</b> .....	45
a) Flecha da carga permanente: .....	45
b) Flecha da carga variável principal: .....	46
c) Flecha das cargas variáveis secundarias: .....	46
d) Verificação: .....	46
<b>6.3. Viga 02 – Apoio dos barrotes</b> .....	46
<b>6.3.1. Estado-limite último</b> .....	47
6.3.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil: .....	47
6.3.1.2. Força axial: .....	48
6.3.1.3. Carga de flexão: .....	49
6.3.1.4. Esforço Cortante; .....	51
6.3.1.5. Momento fletor e força cortante combinados .....	53
<b>6.3.2. Estado-limite de Serviço</b> .....	54
a) Flecha da carga permanente: .....	54
b) Flecha da carga variável principal: .....	55
c) Flecha das cargas variáveis secundarias: .....	55
d) Verificação: .....	55



<b>6.4. Viga 04 -longarina principal</b> .....	56
<b>6.4.1. Estado-limite último</b> .....	57
6.4.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil:.....	57
6.4.1.2. Carga Normal:.....	57
6.4.1.3. Carga de flexão:.....	58
6.4.1.4. Esforço Cortante;.....	60
6.4.1.5. Momento fletor e força cortante combinados.....	62
<b>6.4.2. Estado-limite de Serviço</b> .....	62
a) Flecha da carga permanente:.....	63
b) Flecha da carga variável principal:.....	65
c) Flecha das cargas variáveis secundarias: .....	65
d) Verificação: .....	66
<b>6.5. Coluna 01</b> .....	66
<b>6.5.1. Segmento externo</b> .....	68
6.5.1.1. Força axial:.....	69
<b>6.5.2. Segmento interno</b> .....	70
6.5.2.1. Força axial:.....	71
<b>6.6. Ligação viga 03 com viga 02</b> .....	72
<b>6.6.1. Força axial no elemento ligante</b> .....	73
<b>6.7. Ligação da viga 02 com a viga 04</b> .....	74
<b>6.8. Ligação da viga 04 com a coluna 01</b> .....	75
<b>6.8.1. Cisalhamento na solda</b> .....	75
a. Metal base.....	77
b. Solda.....	77
<b>7. VIABILIDADE FINANCEIRA</b> .....	78
<b>7.1. CUSTO DO PISO DE MADEIRA</b> .....	78
<b>7.2. CUSTO DA ESTRUTURA DE AÇO</b> .....	78
<b>7.3. CUSTO DE FABRICAÇÃO</b> .....	79
<b>7.4. CUSTO DE APLICAÇÃO DE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA</b> .....	79
<b>7.5. CUSTO TOTAL DA PLATAFORMA COMPLETA</b> .....	79
<b>8. CONCLUSÃO</b> .....	80
<b>9. RECOMENDAÇÃO PARA FUTUROS TRABALHOS</b> .....	82
<b>10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	82
<b>Anexo A</b> .....	85

A .1. Tensão de esmagamento do piso.....	85
A.2. flecha da carga Permanente.....	87
A.3. flecha da carga Variável principal .....	87
Anexo B.....	88
B.1. Aplicabilidade do perfil.....	88
B.2. tensão normal de compressão .....	89
B.3. Área inefetiva da mesa:.....	90
B.4. Área inefetiva da alma:.....	91
B.5. Momento de Inercia da secção efetiva: .....	94
B.6. Modulo de resistência da secção efetiva: .....	94
B.7. Tensão normal de compressão.....	94
B.8. Flecha da carga permanente .....	96
B.9. Flecha da carga variável principal .....	97
Anexo C.....	98
C.1. Aplicabilidade do perfil.....	98
C.2. tensão normal de compressão .....	100
C.3. Área inefetiva da mesa:.....	100
C.4. Área inefetiva da alma:.....	102
C.5. Momento de Inercia da secção efetiva: .....	104
C.6. Modulo de resistência da secção efetiva: .....	105
C.7. Tensão normal de compressão.....	105
C.8. Flecha da carga permanente.....	107
C.9. Flecha da carga variável principal.....	109
Anexo D .....	110
D.1. Aplicabilidade do perfil .....	111
D.2. tensão normal de compressão .....	112
D.3. Área inefetiva do enrijecedor de aba.....	113
D.4. Área inefetiva da mesa:.....	115
D.5. Área Inefetiva da alma .....	118
D.6. Momento de Inercia da secção efetiva:.....	121
D.7. Modulo de resistência da secção efetiva:.....	121
D.8. Tensão normal de compressão .....	121
Anexo E.....	124
E.1. Fator de redução para flambagem local da parede(Q):.....	124

E.2. Força Axial de Flambagem Elástica ( $N_e$ ) :.....	125
E.3. Índice de esbeltez reduzido referente à compressão: .....	126
E.4. fator de redução associado a resistência a compressão( $\chi$ ): .....	126
Anexo F .....	127
F.1. Força Axial de Flambagem Elástica ( $N_e$ ) :.....	127
F.2. Esmagamento da secção .....	128
Anexo G .....	129
G.1. Peso da estrutura.....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Layout geral .....	17
Figura 2- Piscina desmontável .....	19
Figura 3 – Piso tipo WALL.....	20
Figura 4 - Estrutura .....	21
Figura 5 - Piso.....	27
Figura 6 – Discriminação dos perfis .....	29
Figura 7 – Área da carga distribuída considerada.....	29
Figura 8 – Ação na peça 3 .....	30
Figura 9 – Diagramas de reação, cortante e momento da peça 3 .....	30
Figura 10 – Cargas na viga 02.....	31
Figura 11- Diagramas de reação, cortante e momento da peça 2.....	32
Figura 12- Cargas na viga 04 .....	33
Figura 13- Diagramas de reação, cortante e momento da peça 4.....	33
Figura 14 – Inclinação do terreno .....	34
Figura 15- Vão livre do piso .....	36
Figura 16 – Tubo retangular 90 x 30 x 1,2 mm .....	39
Figura 17 – Tubo retangular 100 x 50 x 2,65 mm .....	47
Figura 18 – Planta alta da estrutura.....	49
Figura 19 – Vão da viga 02 .....	54
Figura 20 – Perfil duplo Ue 200 x 150 x 25 x 3,35 mm.....	56
Figura 21 – Vão da viga 04 .....	62
Figura 22 – Coluna ajustável 01 .....	67
Figura 23 – Tubo redondo 2” chapa 12.....	68
Figura 24 – Area efetiva da barra roscada .....	70
Figura 25 – Ligação I.....	72
Figura 26 – Elemento de ligação .....	72
Figura 27 – Ligação II.....	74
Figura 28 – Ligação III.....	75
Figura 29 – Ligação III montada .....	76
Figura 30- Detalhe D .....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso da estrutura .....	129
------------------------------------	-----

# 1. INTRODUÇÃO

O termo piscina é derivado do latim piscina que significa “viveiro de peixe”. Desde a época romana, o homem concebeu diversos reservatórios de água para aproveitar os seus benefícios sem ter de recorrer a rios, lagos, oceanos ou outros meios naturais. As piscinas podem ter características e tamanhos muito diversos em cada país.

O Brasil é apontado pela Associação Nacional dos Fabricantes e Construção de Piscinas e Produtos Afins (ANAPP), como o segundo melhor mercado de piscinas no mundo - perde apenas para os Estados Unidos. O país conta com mais de dois milhões de unidades instaladas e o setor chega a movimentar R\$ 4,5 bilhões ao ano.

A utilização de piscinas tanto para lazer quanto questões médicas, deixou de ser um luxo para poucos. As piscinas, jardins e churrasqueiras, têm feito cada vez mais parte da vida dos brasileiros.

A população que tem familiaridade com esse tipo de lazer tem como opção se deslocar para clubes, sítios, casas de campo, por exemplo, para usufruir da utilização desses recursos.

Existe também, casos medianos, onde a família dispõe do espaço porem não possui uma piscina instalada, seja por questões de projeto ou por questões financeiras. Nesse caso, o mercado hoje dispõe como opção a venda de piscina desmontáveis, que variam de tamanho, e volume conforme a escolha do cliente.

Essas piscinas desmontáveis, necessitam basicamente de poucos recursos para serem instaladas, como por exemplo:

- Disponibilidade de água no local para o enchimento;
- Fonte elétrica (tomadas) para caso de utilização de filtros e bombas;
- Terreno plano, nivelado e sem deformações que possam perfurar a lona da piscina;

Conforme exposto, dos 3 pré-requisitos para a montagem de uma piscina provisória, 2 podem ser facilmente resolvidos. A disponibilidade de água pode ser suprida por transporte (caminhões PIPA) e a fonte elétrica também pode ser gerada no local (geradores à gasolina), ficando assim um questionamento sobre o terceiro pré-requisito, um terreno desnivelado.

No caso de terreno desnivelado, o problema se agrava, pois as deformações podem ser assimétricas e descontínuas, necessitando da intervenção de mão de obra especializada

(engenheiros, topógrafos, operários e outros) para corrigir o desnível e posteriormente a piscina instalada.

## **2. OBJETIVO**

O foco deste trabalho é oferecer uma solução para a instalação de piscinas desmontáveis em terrenos com declive até 15%, sendo que o cliente possa resolver esse desnivelamento sem nenhuma ajuda especializada e garantindo segurança para os usuários.

A solução será baseada em uma plataforma, sugerida de modo que seja de fácil montagem, com recursos para correção do desnível do terreno, e que suporte a carga da piscina cheia e dos ocupantes.

É importante que tal estrutura se adeque a qualquer tipo de terreno, seja ele grama, areia ou concreto, de modo que conforme a utilização da piscina, se caso de recalque os ajustes de nível ainda possam ser feitos.

Esta solução proporcionaria, por exemplo, que em épocas de elevada temperatura o jardim desnivelado de uma residência fosse potencializado com uma piscina de pequeno porte para lazer da família.

Seria interessante se simultaneamente no momento de adquirir uma piscina fosse também opcional adquirir uma plataforma para a mesma, sendo especificada de acordo com o tipo de terreno que o cliente dispõe.

### **3. REVISÃO SOBRE ESTRUTURAS SIMILARES**

Hoje o mercado de estruturas desmontáveis está bastante abrangente, disponibilizando principalmente plataformas para eventos, cerimônias, armazenagem(mezaninos) e de um modo menos funcional, os andaimes diversos. Porém no caso de uma estrutura para suportar piscina ainda não há opções para quem queira adquirir em pronta entrega.

#### **3.1. MATERIAIS UTILIZADOS EM PLATAFORMAS DESMONTÁVEIS**

##### **3.1.1. Estrutura**

Na construção de estruturas desmontáveis, de um modo geral, são utilizados principalmente os materiais aço, a madeira, e as ligas de alumínio.

##### **ALUMINIO:**

As estruturas em ligas de alumínio se destacam principalmente por serem 40% mais leves que o aço, alta resistência à corrosão, e bom acabamento superficial. Porém, como ponto negativo, possuem um coeficiente alto de dilatação, e baixo módulo de elasticidade. Outro problema decorrente é a disponibilidade de perfis soldáveis, sendo que o procedimento de solda se torna mais delicado e assim como os perfis, alto custo. Também se destaca o fato dessas ligas possuírem baixo módulo de resistência ao escoamento.

##### **MADEIRA:**

A madeira se destaca positivamente por ser um produto natural, 35% mais leve que o aço, e alta resistência à corrosão e baixo custo. Porém, como ponto negativo, destacam-se a instabilidade e durabilidade, pois esta pode sofrer empenamentos e torções que afetam o seu dimensional, também temos o problema da inflamabilidade e dificuldade de padronização das peças devido ser material orgânico, e impossibilidade de soldagem.

##### **AÇO:**

O aço se destaca principalmente pela soldabilidade e disponibilidades de dezenas de tipos de perfis e barras. Também possui alta resistência ao escoamento, baixo índice de manutenção, padronização efetiva, 100% reciclável, e um custo baixo,

bem próximo da madeira. Porém, como ponto negativo, destacam-se a incidência de corrosão e alta propagação de vibrações.

### **3.1.2. Piso**

Os pisos de estruturas desmontáveis são de um modo geral constituídos principalmente por madeiras, plástico, argamassas, e misto desses produtos.

#### **MADEIRA:**

Características já citadas anteriormente.

#### **PLÁSTICO:**

No Brasil, o plástico mais utilizado principalmente na construção civil, é apelidado de PVC. O PVC (ou policloreto de vinil) é um dos polímeros sintéticos de plástico mais produzidos no mundo, tendo como característica positiva a maleabilidade, 100% reciclável, impermeável e leve. Como ponto negativo, possui uma tensão de resistência ao escoamento muito baixa, o inviabilizando para questões estruturais.

#### **ARGAMASSAS:**

O piso Cerâmico é basicamente constituído de cimento e um agregado. Tem como característica positiva a moldabilidade, custo, e disponibilidade do produto e profissionais. Porém é um aglomerado de alta dureza, alto volume específico, baixa tenacidade. De um modo geral só é utilizado misto com outro material.

#### **MISTOS**

Bem difundidos como pisos WALL, são constituídos de madeira e fibrocimento. Tem como característica positiva alta tenacidade, bom desempenho à flexão devido espessura da placa, estanqueidade à água, isolante termoacústico. Como desvantagens se caracteriza a particularidade em fazer uniões (não aceita solda) e alto custo.



## 3.2. PROTEÇÃO ANTICORROSIVA

A corrosão é o conjunto de alterações físico-químicas que uma substância sofre pela ação de determinados agentes da natureza. Esse fenômeno acarreta na redução da secção transversal dos componentes, fazendo assim que sua finalidade no arranjo acabe prejudicada.

A velocidade da corrosão depende diretamente do ambiente em que se encontra.

Ou seja, a corrosão pode ser acelerada por:

- Locais com alta umidade relativa do ar;
- Locais com vapores ácidos (ambientes industriais);
- Orla marítima, devido a presença de cloreto de sódio;
- Junto à piscinas, por causa do cloro;

Em estruturas de aço, a corrosão predominante é a corrosão atmosférica, que ocorre tanto seco quanto úmida.

No caso de corrosão seca (química), o metal reage com o oxigênio, formando assim o óxido do metal.

No caso da corrosão úmida (eletroquímica), o metal reage com o oxigênio e a umidade, formando o hidróxido férrico.

Para inibição do processo corrosivo em estruturas, o princípio básico é inibir o contato do oxigênio e da água com a superfície metálica

Para controle e inibição da corrosão a estrutura deve ser projetada de modo que o mínimo possível de frestas estejam propícias à acumulação de água.

A proteção contra a corrosão, deve ser aplicada e tem impacto econômico.

A proteção contra a corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou galvanização. A vida útil da estrutura do aço protegida por pintura depende dos procedimentos adotados para sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação. Em geral, as peças metálicas recebem tinta de fundo após a limpeza e antes de iniciar a fabricação em oficina, e posteriormente é aplicado a tinta de acabamento.

A galvanização consiste na adição, por imersão, de uma camada de zinco às superfícies de aço, após a devida limpeza.

Algumas providências adotadas no projeto contribuem para o aumento da vida útil da estrutura de aço exposto ao ar, tais como evitar pontos de umidade sujeira, promover a

drenagem e aeração e evitar pontos inacessíveis à manutenção e pintura. Deve-se também evitar contato entre materiais diferentes.

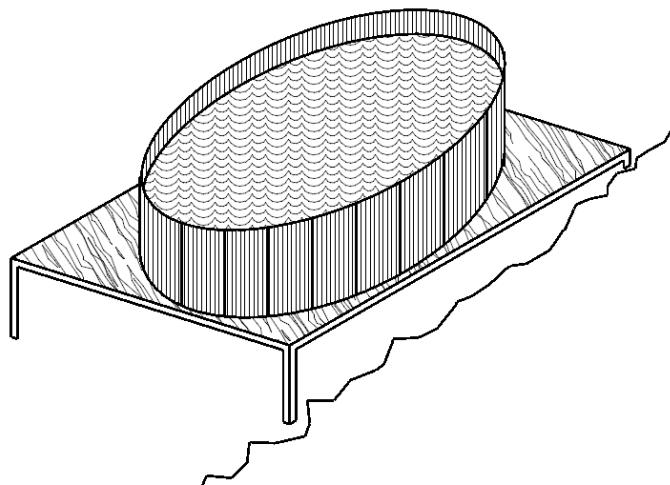
## 4. ESTUDO DO CASO

### 4.1. DEFINIÇÃO ARQUITETÔNICA

A definição arquitetônica do projeto leva inicialmente o engenheiro a planejar o material a ser empregado, considerando oferta, ligações, fabricação, custo, garantia, reparos e outros.

Vamos analisar o conjunto dividido em três itens:

- Piscina;
- Piso;
- Estrutura;



**Figura 1- Layout geral**

#### 4.1.1. PISCINA

O mercado disponibiliza diversas piscinas, com várias opções de volume e geometria.

No caso desse trabalho, optou-se em trabalhar com a piscina de marca INTEX, modelo PRISM FRAME SET 305 cm X 76 cm, conforme figura 2, devido ser uma piscina para lazer adulto e infantil.

Dados técnicos:

- Piscina desmontável tubular Intex da linha Prisma Frame. Piscina circular de estrutura metálica com lona de cor azul celeste, mede: 305x76 cm
- Esta piscina tubular e sem sobras tem uma capacidade para 4.485 litros de água e está concebida para ser utilizada por 3 ou 4 pessoas maiores de 6 anos
- Inclui bomba de filtro de 1.250 l/h. com filtro Tipo H. O tempo de filtragem é de 4 horas aproximadamente
- Lona fabricada com a tecnologia Super-Tough de 3 camadas de material laminado extraforte de primeira qualidade que proporciona alta resistência e durabilidade
- Sistema de aeração Hydro Technology: melhora a filtragem, aumenta a pureza da água e incrementa a quantidade de íons negativos na superfície da água
- Estes modelos de piscinas elevadas estarão prontas para utilização em apenas 30 minutos
- Tem tampa de escoamento que permite a conexão de uma mangueira comum para que se possa esvaziar a piscina em áreas afastadas da morada ou da piscina Intex
- Estrutura tubular, formada por peças ovaladas independentes, de aço resistente e duradouro, pintadas com tinta epóxi que protege o metal contra a ferrugem
- Para uma ótima utilização e durabilidade da piscina desmontável tubular, recomenda-se seguir o manual e DVD (incluído na embalagem)
- Parte superior do formulário



**Figura 2- Piscina desmontável**

#### **4.1.2. PISO**

Baseando no item 3.1.2, é definido que o piso deve ser misto de madeira e fibrocimento de revestimento, no estilo WALL, devido menor peso e maior capacidade de resistência á flexão. Outra vantagem é a disponibilização no mercado de placas com mais de 3 metros quadrados, minimizando problemas de encaixe, ligações e descontinuidades.

Composto na parte interna por madeira sarrafeada e recobertas por revestimento resinado, o piso composto por painéis WALL pode receber cargas uniformemente distribuídas de até 700 kgf/m<sup>2</sup> quando apoiadas unicamente no sentido dos sarrafos internos e em um vão nunca superior a 1250 mm (segundo dados do fabricante).

Dados técnicos:

- Tamanho: 1,2m x 3,10m
- Espessura: 40 mm
- Peso: 104 kg
- Fabricante: Altamira-SP



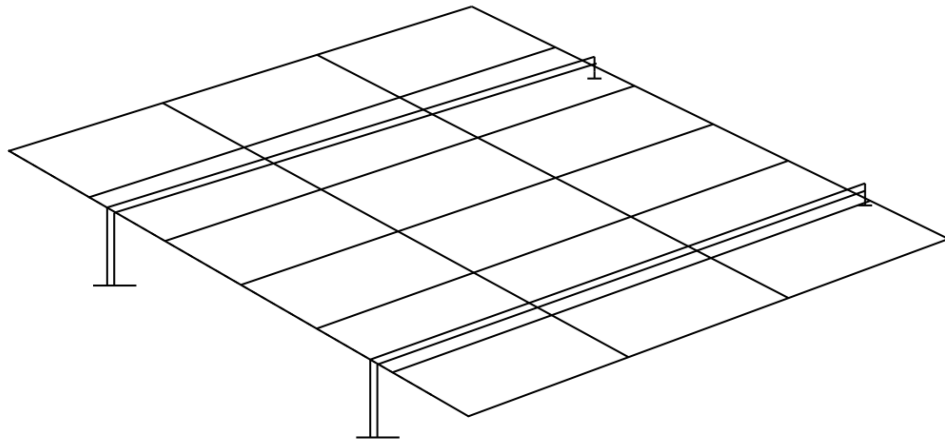
**Figura 3 – Piso tipo WALL**

### 4.1.3. ESTRUTURA

Considerando que a estrutura deve ser desmontável, leve, e de baixo custo, o material mais apropriado é o aço carbono.

Devido as particularidades do piso disponível à pronta entrega no mercado, a estrutura deve ter pequenos vãos entre baldrame, nivelamento na face superior, e contenção mecânica para possíveis deslocamentos do tablado.

É também importante que o mínimo de colunas seja utilizado, para que a tensão nestas fique simétrica e o ajuste de recalque do solo não seja complexo.



**Figura 4 - Estrutura**

## 4.2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES

Conforme a NBR 8681-Ações e segurança nas estruturas- ,as ações podem ser classificadas como:

- A. Ações permanentes
- B. Ações Variáveis
- C. Ações excepcionais

### 4.2.1. Ações permanentes

Cargas que atuam com valores praticamente constantes durante a vida da edificação.

#### a) Piscina montada e cheia:

$$A_f = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 3,05(m)^2}{4} = 7,3 \text{ m}^2$$

→ *Area de cobrimento da piscina*

A piscina desmontada/embalada pesa cerca de 200 N, portanto, essa carga distribuída na sua área de mais de 7 metros quadrados é desprezível.

A piscina tem capacidade de 4,485 m<sup>3</sup> de água, e a água com peso específico de 10 kN/m<sup>3</sup> :

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = \frac{\gamma_{agua} \times V}{A_f} = \frac{10 \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times 4,485(m^3)}{7,3 (m^2)} = 6,14 \frac{kN}{m^2}$$

#### b) Piso:

Conforme dados do item 4.1.2;

$$q_{G2,k} = q_{piso} = \frac{P_{placa}}{A_{placa}} = \frac{1,04(kN)}{3(m) \times 1,2(m)} = 0,28 \frac{kN}{m^2}$$

#### c) Estrutura da plataforma

Considera-se que a plataforma seja confeccionada com perfis de aço conformado a frio, portanto podemos considerar uma carga distribuída de acordo com o perfil analisado, ou seja:

$$q_{G3,k} = \text{peso proprio de cada perfil analisado}$$

#### 4.2.2. Ações Variáveis:

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil projetada da construção.

##### a) Ocupação de pessoas

Esta é a variável principal. Conforme NBR 6120-2019, tabela 10, vamos considerar a ocupação como área de uso comum em edifícios residenciais, portanto:

$$q_{Q1,k} = q_{pessoas} = 3 \frac{kN}{m^2}$$

### 4.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Uma estrutura pode sofrer de uma a várias ações diferentes. Estas, podem ocorrer uma por vez, todas simultâneas, ou algumas simultâneas. Para definir valores dessas ações e suas consequências, com bases em estudos probabilísticos, usamos combinações de possíveis ações.

#### 4.3.1. Combinações Últimas das ações

Como não são previstos para esse tipo de estrutura ações da natureza extremos e ações de montagem, será considerado a *combinação última normal*, onde a ação permanente e a ação variável principal não sofrem redução.

$$Q_d = \sum (\gamma_g q_{Gi,k}) + \gamma_{q1} q_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \psi_{0j} q_{kv}$$

Sendo que de acordo com a NBR 14762/2010 tabela 2:



$\gamma_g$  → coeficiente de ponderação referente à ação permanente normal. Nesse caso, decorrente de carga moldada em loco, sendo 1,35 (água);

$q_{Gi,k}$  → Valor característico das ações permanentes. Nesse caso, a piscina cheia, o piso, e os perfis

$\gamma_{q1}$  → Coeficiente de ponderação referente à carga variável principal. Nesse caso, decorrente de uso e ocupações igual a 1,5;

$q_{Q1,k}$  → Valor característico da ação variável principal. Nesse caso, a ocupação de pessoas

$\gamma_{qj}$  → Coeficiente de ponderação referente às cargas variáveis secundarias. No caso de vento igual a 1,4 ; no caso de temperatura igual a 1,2 ;

$\psi_{0j}$  → Fator de redução das combinações das ações variáveis secundarias . no caso de vento e temperatura, valor de 0,6 ; conforma tabela 3.

$q_{kv}$  → Valor característico das demais ações variáveis secundarias. Nesse caso, não existe.

#### 4.3.2. Combinações de serviço das ações:

Como a ação variável principal(ocupação) não é uma ação que vai estar presente na metade do período que a piscina estiver operante, utilizaremos a combinação frequente de serviço, onde todas as ações variáveis sofrem redução.

$$\delta_{ser} = \sum \delta_{Gi,k} + \psi_1 \delta_{Q1,k} + \sum (\psi_{2j} \delta_{j,k})$$

$\delta_{Gi,k}$  → Valor característico dos deslocamentos referentes às ações permanentes.

$\delta_{Q1,k}$  → Valor característico do deslocamento referentes a ação variável principal.

$\delta_{jk}$  → Valor característico dos deslocamentos referentes às ações variáveis principais.

Sendo que de acordo com a NBR 14762/2010 tabela 3:

$\psi_1$  → Fator de redução das ações variáveis principais, que no caso de ocupação, valor de 0,7 ;

$\psi_2$  → Fator de redução das combinações das ações variáveis secundárias. no caso de vento e temperatura, valor de 0,6 ;

#### **4.4. MÉTODO DE CÁLCULO**

A partir de meados da década de 80, as normas e recomendações aplicadas à edificações adotam o Método dos Coeficientes Parciais, denominado no Brasil de Método dos Estados Limites.

Um estado limite ocorre sempre que uma estrutura sofre colapso, grandes deslocamentos, vibrações, e danos estruturais. Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos;
- Estados limites de serviço;

##### **4.4.1. Estados limites últimos**

Os estados limites últimos estão associados a ocorrência de cargas excessivas e consequentemente colapso da estrutura devido, por exemplo:

- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- Ruptura de uma ligação ou seção;
- Flambagem em regime elástico ou não;
- Ruptura por fadiga.

A verificação é baseada na premissa que o esforço solicitante de cálculo ( $X_{Sd}$ ) deve ser menor ou igual que o esforço resistente de cálculo ( $X_{Rd}$ ).

$$X_{Sd} \leq X_{Rd}$$

#### **4.4.2. Estados limites de serviço**

Os estados limites de serviço estão associados à deformações e vibrações excessivas, que além de causar danos a componentes não estruturais, causam desconforto e sensação de insegurança aos usuários.

A verificação é baseada na premissa que os deslocamentos de serviço calculados ( $X_{Ser}$ ) deve ser menor ou igual que o deslocamento limite ( $X_{lim}$ ).

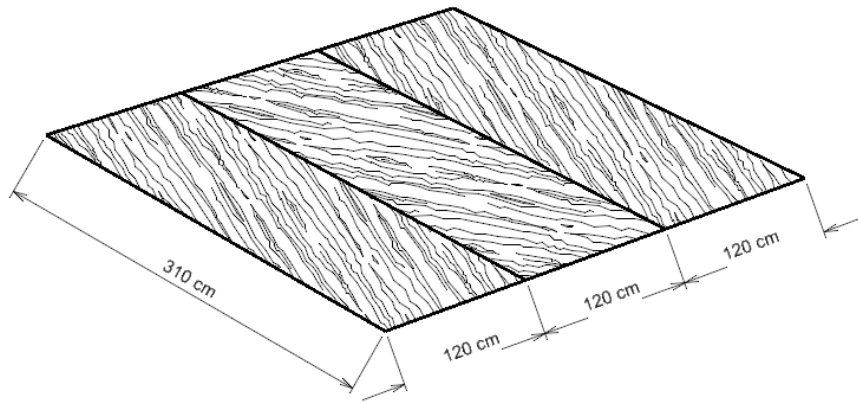
$$X_{Ser} \leq X_{lim}$$

Esses valores limites podem ser consultados no apêndice A da NBR 14762, por exemplo.

## **5. MAPA DE CARGA**

Vamos estipular o momento, cortante e força normal de cada peça

### **5.1. PISO:**



**Figura 5 - Piso**

**a) Carga distribuída da piscina sobre o piso:**

Conforme item 4.2.1-a e 4.3.1:

$$Q_d = \sum (\gamma_g q_{Gi,k}) + \gamma_{q1} q_{Q1,k}$$

$$Q_d = \sum (1,35 \times 6,14) + 1,5 \times 3 = 12,78 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_d = \sigma_{c,sd} = 12,78 \frac{kN}{m^2} = 0,001278 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \text{tensão solicitante de calculo}$$

**b) Carga distribuída do piso sobre a estrutura de aço:**

Conforme item 4.2.1-b e 4.3.1:

$$Q_d = \sum (\gamma_g q_{Gi,k}) + \gamma_{q1} q_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \psi_{0j} q_{kv}$$

$$Q_d = [1,35(0,28 + 6,14)] + 1,5 \times 3 + [1,4 \times 0,6 \times 0] = 13,167 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_d = \sigma_{c,sd} = 13,167 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,001367} \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \text{tensao solitante de calculo}$$

## 5.2. ESTRUTURA

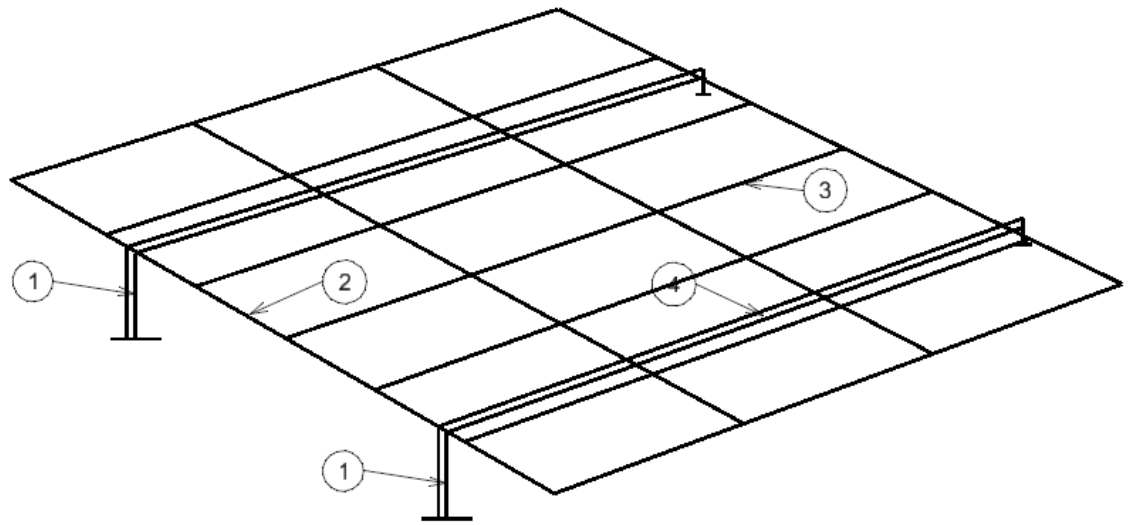


Figura 6 – Discriminação dos perfis

### 5.2.1. Viga 03 – Barrote/Estrado

Esta viga recebe diretamente a carga distribuída provinda do piso

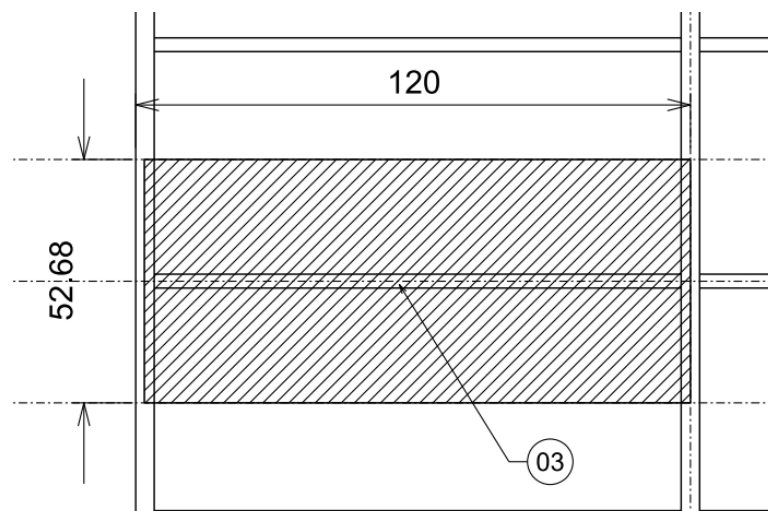


Figura 7 – Área da carga distribuída considerada

Carga distribuída linear:

$$q = vao \times Q_d = 52(\text{cm}) \times 0,001367 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 0,0711 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

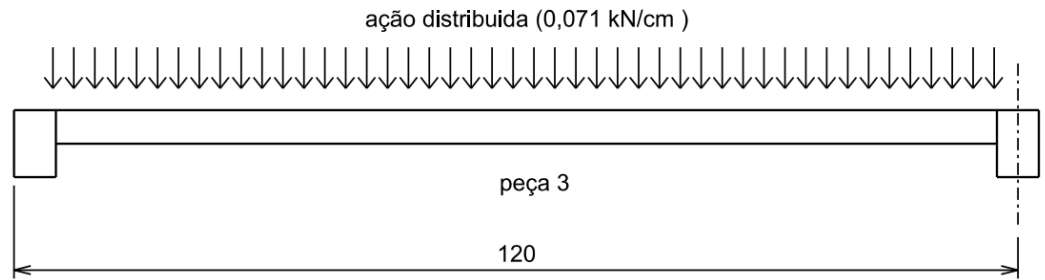


Figura 8 – Ação na peça 3

Compilando no SAP para obter os gráficos de momento, força normal e cortante:

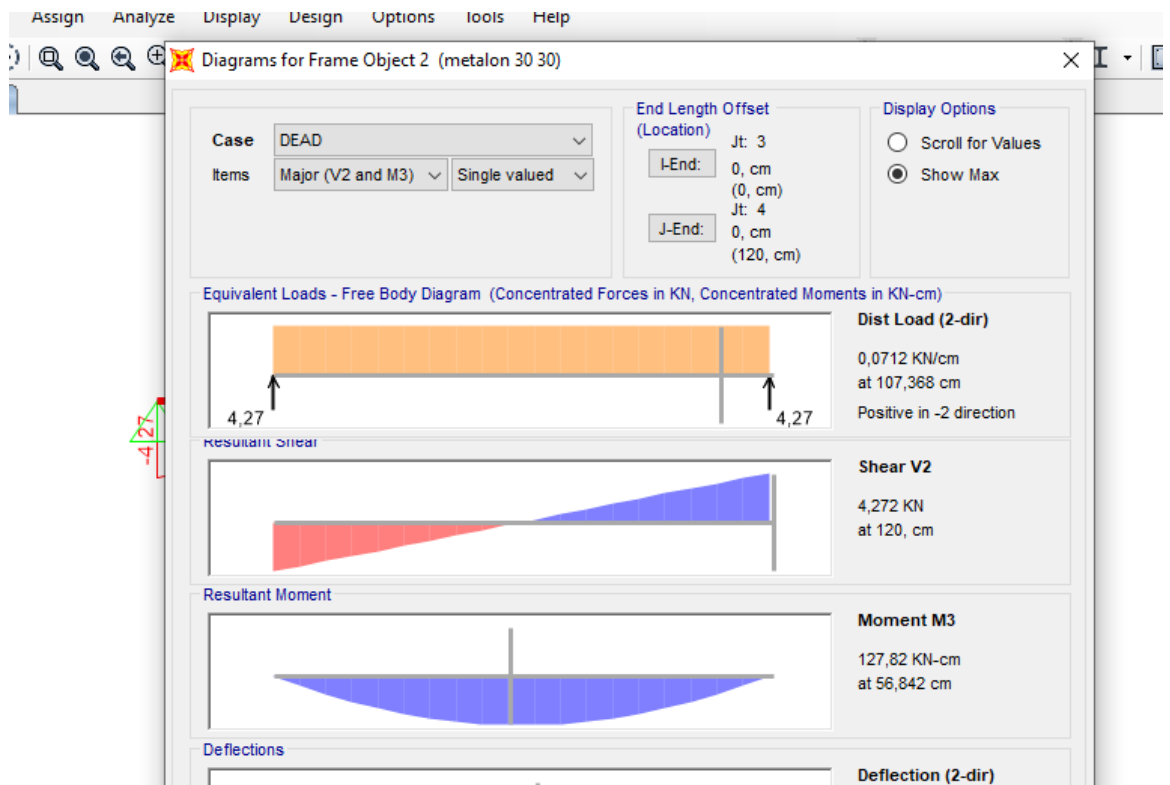


Figura 9 – Diagramas de reação, cortante e momento da peça 3

*OBS; por ser uma situação simples de carregamento, poderíamos usar as tabelas de formulas de momentos máximos em viga com carga distribuída.*

**Portanto:**

**Reação nos apoios: 4,27 kN**

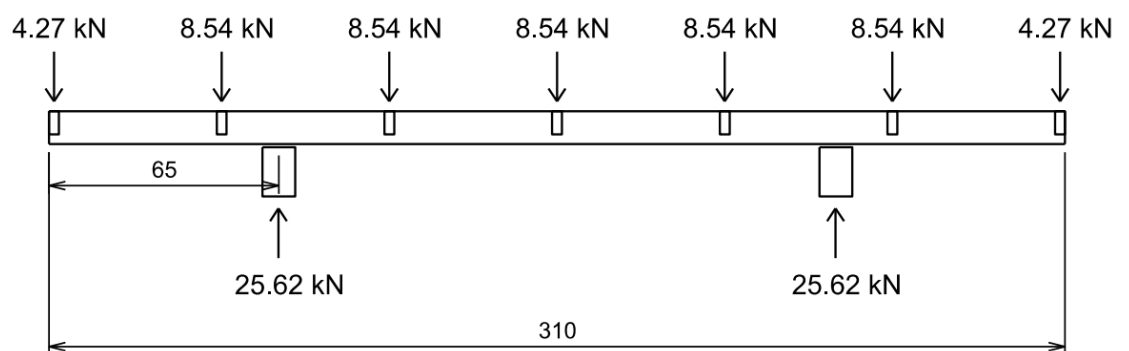
**Força normal máxima: 0 kN**

**Momento fletor máximo: 128 kN.cm**

**Cortante máximo: 4,3 kN**

### 5.2.2. Viga 02 – Apoio dos barrotes

Essa viga recebe a carga dos barrotes. Também tem a função de mata junta do piso.



**Figura 10 – Cargas na viga 02**

Compilando no SAP para obter os gráficos de momento, força normal e cortante:



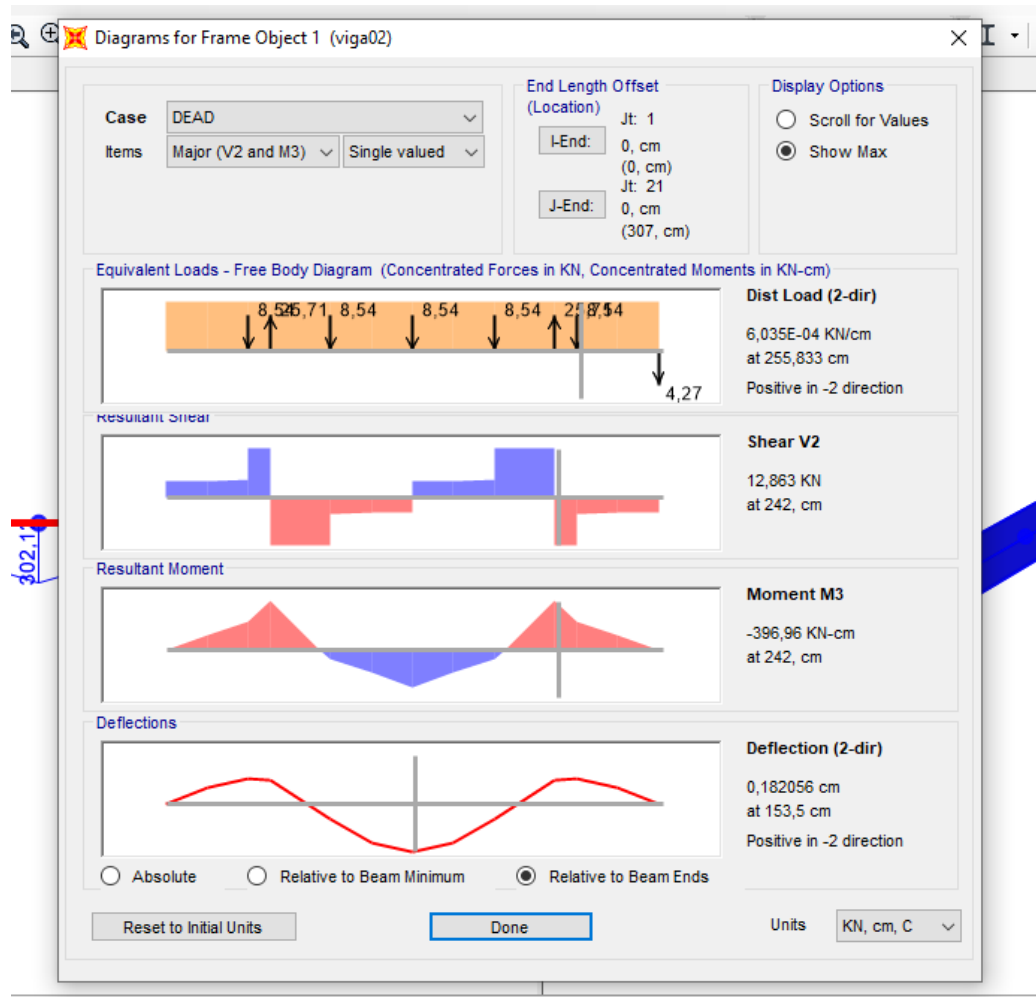


Figura 11- Diagramas de reação, cortante e momento da peça 2

**Portanto:**

**Reação nos apoios: 26 kN**

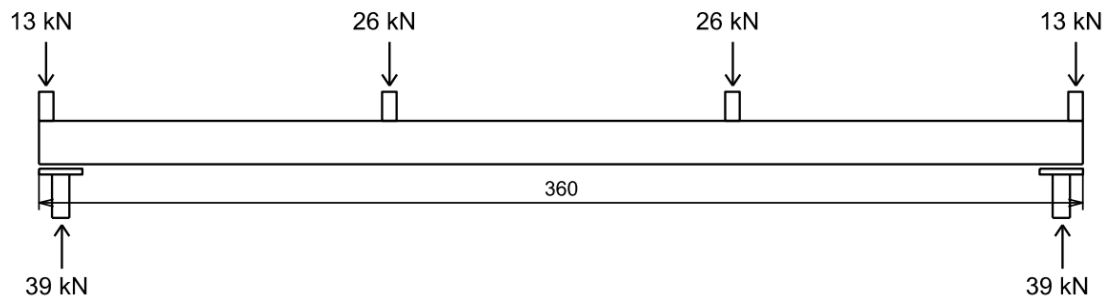
**Força normal máxima: 0 kN**

**Momento fletor máximo: 397 kN.cm**

**Cortante máximo: 12,8 kN**

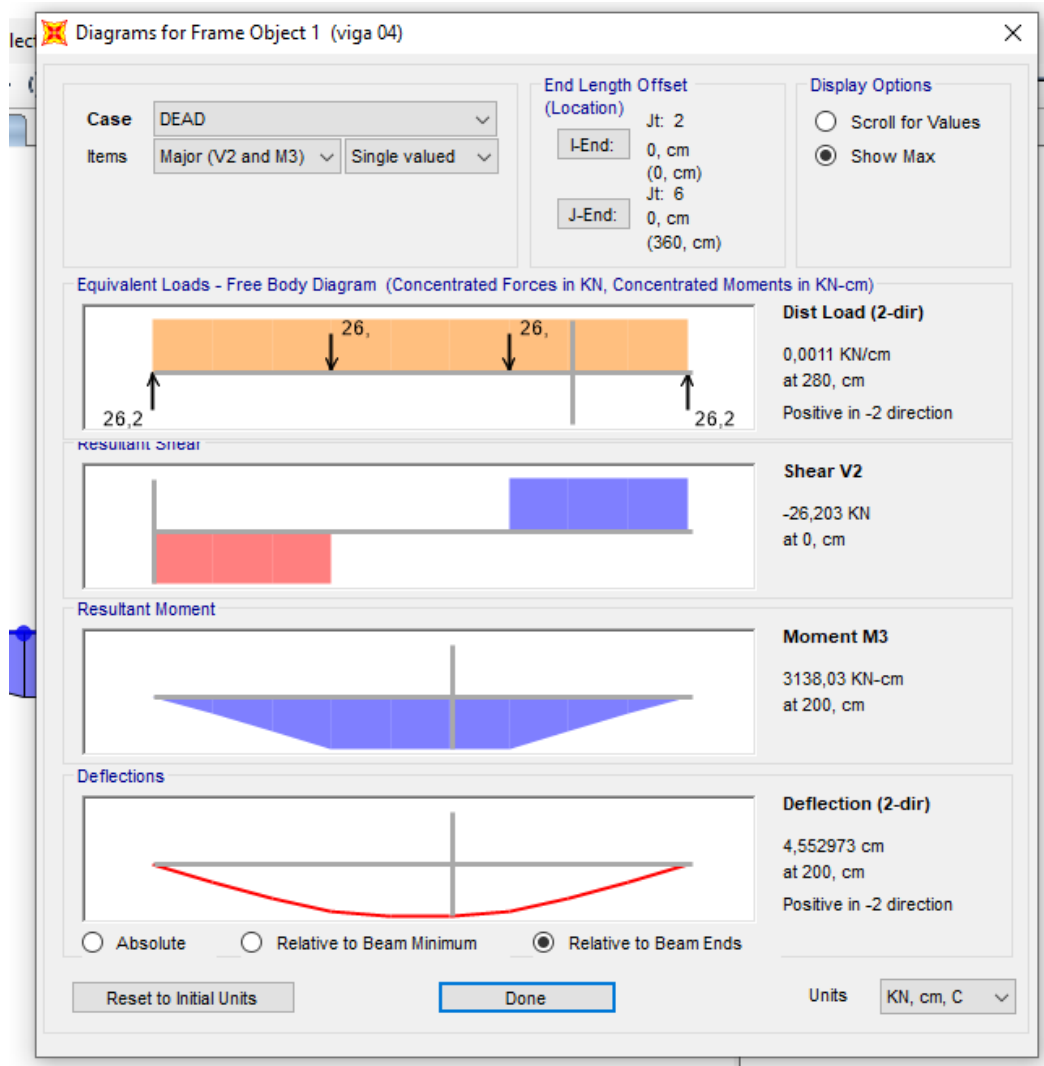
### 5.2.3. Viga 04 – Longarina

Essa viga recebe a carga da viga 02. Viga principal da estrutura.



**Figura 12- Cargas na viga 04**

Compilando no SAP para obter os gráficos de momento, força normal e cortante:



**Figura 13- Diagramas de reação, cortante e momento da peça 4**

**Portanto:**

**Reação nos apoios: 39 kN**

**Força normal máxima: 0 kN**

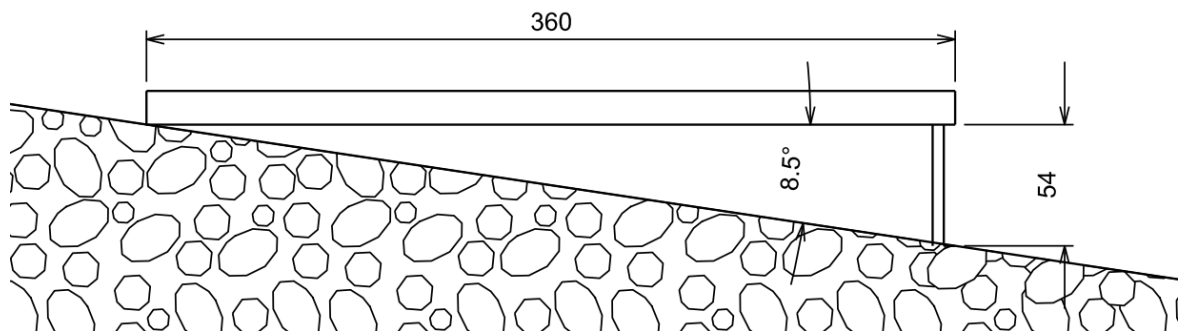
**Momento fletor máximo: 3138 kN.cm**

**Cortante máximo: 26 kN**

#### **5.2.4. Coluna 01**

As colunas são da ordem de 2 tamanhos distintos. Como o foco da estrutura é se adaptar a um terreno com declive máximo de 15% ou 8,5°, terá comprimento variável, onde duas colunas terão comprimento zero(sem coluna), com a viga principal apoiando-se direto na sapata e as demais variam de acordo com a caída ou o recalque do terreno.

De acordo com o desenho, percebe-se que o tamanho máximo dessa coluna será de 54 cm.



**Figura 14 – Inclinação do terreno**

**Portanto:**

**Força normal máxima: - 39 kN**

**Momento fletor máximo: 0 kN.cm**

**Cortante máximo: 0 kN**

## 6. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento será baseado no método dos estados limites.

### 6.1. Piso

Dados:

- Resistencia ao embutimento: 1,3 kN/cm<sup>2</sup>
- Modulo de elasticidade: 400 kN/cm<sup>2</sup>
- Resistencia á tração: 2,8 kN/cm<sup>2</sup>
- Deflexão estática: 2,6 kN/cm<sup>2</sup>

#### 6.1.1. Estado limite Ultimo

##### a) Resistencia ao esmagamento:

O excesso de carga no piso pode causar esmagamento da madeira e colapso do piso.

De acordo com os cálculos feitos no Anexo A, a tensão resistente do piso ao esmagamento é de 0,928 kN/cm<sup>2</sup>, sendo assim:

*conforme item 4.4.1, se  $\sigma_{c,Sd,estr}$  deve ser menor que  $\sigma_{c,Rd}$  :*

$$0,0114 < 0,928 \quad \rightarrow \quad \textbf{ATENDE!!}$$

### 6.1.2. Estado limite de serviço

Por se tratar de piso, vamos considerar o menor vão entre os barrotes. Levando em conta do piso ser de compostos, não existe sentido das fibras da madeira.

O menor vão entre barrotes (peça 3) é:

$$L_{min} = \frac{\text{comprimento}}{\text{n}^\circ \text{ de vaos}} = \frac{310 \text{ (cm)}}{6} = 51,6 \text{ cm}$$

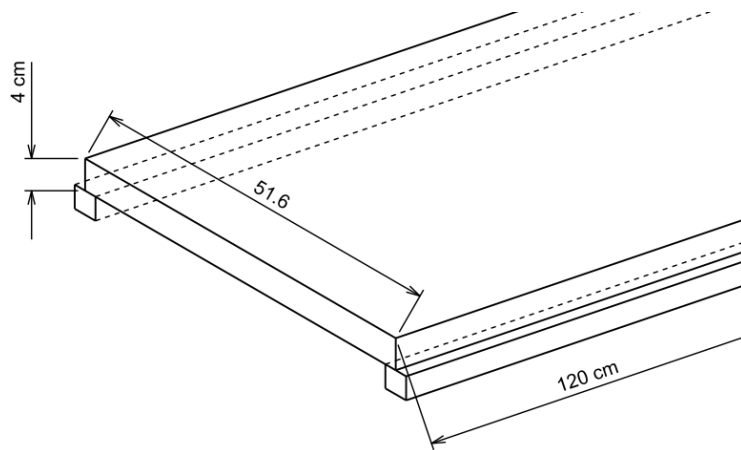


Figura 15- Vão livre do piso

Conforme NBR 7190/2012, item 7.2.2, a flecha máxima admitida é de 1/350 do vão em casos de piso. Portanto a flecha máxima é:

$$\delta_{max} = \frac{L}{350} = \frac{51,6 \text{ (cm)}}{350} = 0,147 \text{ cm}$$

De acordo com a teoria da linha elástica, considerando uma carga distribuída ao longo da placa de piso:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} \quad \rightarrow \quad \text{equação da flecha sobre carga distribuída}$$

*Lembrando que vamos usar a fórmula de flecha para extremidades livres, porém na maioria da estrutura o piso estará em continuidade, ou seja, extremidade engastada.*

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad \rightarrow \quad \text{momento de inércia da seção do piso entre barrotes}$$

Carga distribuída linearmente em cada pórtico:

$$q \left( \frac{kN}{cm} \right) = b(cm) \times \sigma_{sd} \left( \frac{kN}{cm^2} \right)$$

Sendo:

$\sigma$  = carga distribuída no piso

$b$  = medida da base da peça(piso) analisada.

$q$  = carga distribuída linear

$q$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{120(cm) \times 4(cm)^3}{12} = 640 \text{ cm}^4$$

**a) Flecha da carga permanente:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.1 e os cálculos feitos no **Anexo A.2**, a flecha do piso referente a carga da **piscina** é de 0,026 cm e a flecha do piso referente ao peso próprio é de 0,0012 cm.

**b) Flecha da carga variável principal:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.2 e os cálculos feitos no **Anexo A.3**, a flecha do piso referente a carga de **ocupação** é de 0,013 cm

**c) Flecha das cargas variáveis secundárias:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.3 , não existem cargas variáveis secundárias.

#### d) Verificação:

Conforme item 4.3.2:

$$\delta_{ser} = \sum \delta_{Gi,k} + \psi_1 \delta_{Q1,k} + \sum (\psi_{2j} \delta_{j,k})$$

$$\delta_{ser} = [0,026 + 0,0012] + 0,7 \times 0,013 + 0 = \mathbf{0,036 \text{ cm}}$$

Conforme item 4.4.2:

$$\begin{array}{l} \delta_{ser} \leq \delta_{max} \quad \therefore \quad 0,036 < 0,147 \\ \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE!!} \end{array}$$

### 6.2. Viga 03 – Barrote/Estrado

Perfil: TUBO RETANGULAR 90 x 30 x 1,2

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 2,84 cm<sup>2</sup>

Peso ( $P$ ) = 2,22 kg/m

Momento de inercia em relação a X ( $I_x$ ) = 27,64 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em relação a Y ( $I_y$ ) = 4,9 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em torcional ( $J$ ) = 13,3 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico em relação a X ( $W_x$ ) = 6,14 cm<sup>3</sup>

Modulo resistente elástico em relação a Y ( $W_y$ ) = 3,27 cm<sup>3</sup>

Raio de Giração referente ao eixo X ( $r_x$ ) = 3,3 cm

Raio de Giração referente ao eixo Y ( $r_y$ ) = 1,32 cm

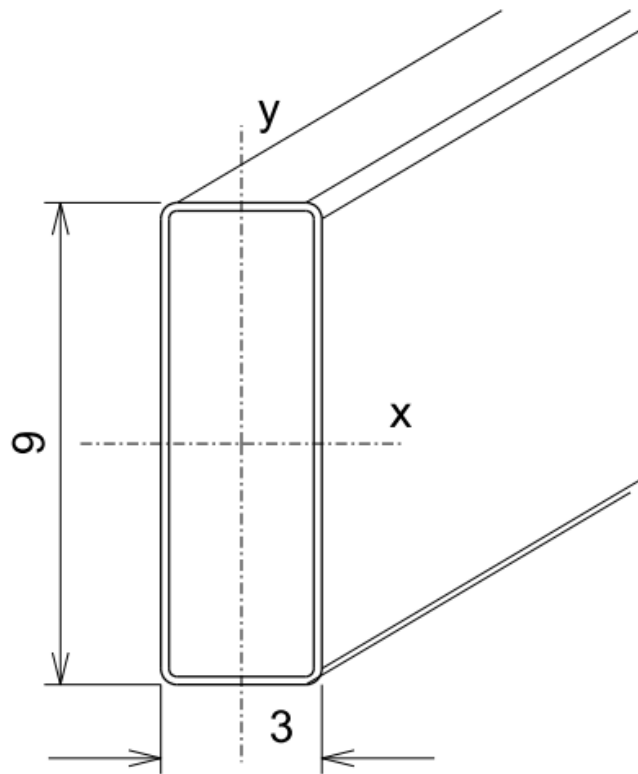


Figura 16 – Tubo retangular 90 x 30 x 1,2 mm

## 6.2.1. Estado-limite último

### 6.2.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil:

A verificação da capacidade resistente de perfis conformados a frio é abrangida pelas normas se este for geometricamente adequado. Sendo assim será verificado no **Anexo B.1** a aplicabilidade da NBR 14 762 no dado perfil.

Conforme Anexo B.1., o perfil **ATENDE** a NBR 14 762.



### 6.2.1.2. Força axial:

Conforme item 5.2.2:

Força normal solicitante ( $N_{sd}$ ) = 0

Isso significa que a barra não sofre nenhuma força de tração ou compressão.

A princípio, **não há verificação** a fazer, porém, para que mais adiante no trabalho for necessário fazer a verificação de Flambagem Lateral Torcional, temos que verificar a *força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo y*.

Consultando o mapa de cargas vimos que será necessário fazer a verificação à respeito da flambagem, portanto vamos calcular:

*OBS: se a análise não fosse de um tubo, também seria necessário calcular a força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo x.*

#### 6.2.1.2.1. Força de flambagem global elástica em relação ao eixo y ( $N_{ey}$ ):

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 4,9}{(1 \times 120)^2} = 67,16 \text{ kN}$$

### 6.2.1.3. Carga de flexão:

Conforme item 5.2.1:

Momento fletor solicitante ( $M_{sd}$ ) = **128 kN.cm**

O calculo do momento fletor resistente será baseado no *escoamento da secção efetiva e instabilidade na barra*.

### 6.2.1.3.1. Estado limite ultimo de escoamento da secção:

No caso de esforço de flexão, essa verificação refere escoamento da mesa do perfil.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o *Método das larguras efetivas* conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no **Anexo B( B.2, B.3, B.4, B.5, B.6)** do referido trabalho.

Ficando:

Area efetiva da secção: 2,82 cm<sup>2</sup>

Momento de inercia efetivo da secção em relação a x : 27,64 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico efetivo da secção (x): 6,14 cm<sup>3</sup>

## VERIFICAÇÃO

$$W_{ef} = 6,14 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rk} = W_{ef} f_y \rightarrow \text{momento fletor resistente nominal}$$

$$M_{Rk} = 6,14(\text{cm}^3) \times 25 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 153,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_1}$$

→ força de compressão normal resistente de calculo

$\gamma_1 \rightarrow$  coeficiente de ponderação das resistências.

$$M_{Rd} = \frac{153,5}{1,1} = 139,5 \text{ kN.cm}$$

se  $M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow 128 \text{ kN.cm} < 139,5 \text{ kN.cm}$   
 $\rightarrow$  **ATENDE!**

#### 6.2.1.3.2. Estado limite Ultimo de instabilidade da barra

No caso de esforço de flexão, essa verificação se refere à Flambagem Lateral com Torção.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o *Método das larguras efetivas* conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no **Anexo B.7** do referido trabalho.

Conforme o anexo, o fator de redução do momento fletor referente a flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) ficou com valor de 1. Sendo assim, o método de cálculo acaba ficando idêntico ao método de dimensionamento a flexão simples (item anterior).

Portanto:

#### VERIFICAÇÃO

se  $M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow 139,5 \text{ kN.cm} > 128 \text{ kN.cm}$   
 $\rightarrow$  **ATENDE!**

#### 6.2.1.4. Esforço Cortante;

O esforço cortante em um perfil atua pontualmente na alma. O colapso pode ocorrer por escoamento por corte, flambagem por corte e flexão da alma.

Conforme 5.2..1, a força cortante solicitada na barra, no sentido oposto a y, é:

Cortante máximo ( $V_{sd}$ ): **4,3 kN**

Conforme a NBR 14 762 / 2010:

$$\frac{h}{t} \rightarrow \text{esbeltez da alma} \quad \begin{cases} t = \text{espessura da alma} \\ h = \text{altura da alma} \end{cases}$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow \text{parametro para calculo da força cortante}$$

$k_v$   
→ *coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que no caso é igual a 5 por nao ter enrijecedores na alma*

Se:

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = 0,6 f_y h t$$

$$1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = 0,65 t^2 \sqrt{EK_v f_y}$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = \frac{0,95 E k_v t^3}{h}$$

## VERIFICAÇÃO:

$$b = b_f - 2[r + t] \rightarrow \text{largura da alma}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{b_w - 2(r + t)}{t} = \frac{9 - (2 \times 0,12 + 2 \times 0,12)}{0,12} = \frac{8,52}{0,12} = 71$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = \sqrt{\frac{20\,000 \times 5}{25}} = 63,24$$

$$1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,4 \times 63,24 = \mathbf{88,24} \quad \therefore \quad 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,08 \times 63,24$$

$$= \mathbf{68,3}$$

$$\text{como } 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} < 71, < 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}}$$

$$V_{Rk} = 0,65 t^2 \sqrt{EK_v f_y} = 0,65 \times 0,12^2 \sqrt{20\,000 \times 5 \times 25} = 14,8 \text{ kN}$$

Importante lembrar que 14,8 é a força cortante resistente de uma alma do perfil, porem, por ser tubo existem duas almas, sendo assim:

$$V_{Rd} = \frac{2V_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força cortante resistente de calculo}$$

$\gamma_1 \rightarrow$  coeficiente de ponderação das resistencias.

$$V_{Rd} = \frac{2 \times 14,8}{1,1} = \mathbf{26,8 \text{ kN}}$$

$$\text{se } V_{sd} \leq V_{Rd} \quad \rightarrow \quad 4,3 \text{ kN} \leq 26,8 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE}$$

### 6.2.1.5. Momento fletor e força cortante combinados

Como a barra sofre esforço cortante e momento fletor simultaneamente, o efeito combinado de ambos deve ser verificado.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{128}{139}\right)^2 + \left(\frac{4,3}{13,4}\right)^2 = 0,95 \quad \therefore \quad 0,95 < 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE!!!}$$

### 6.2.2. Estado-limite de Serviço

Conforme NBR 7190/2012, item 7.2.2, a flecha máxima admitida é de 1/350 do vão em casos de piso. Portanto a flecha máxima é:

$$\delta_{max} = \frac{L}{350} = \frac{120(cm)}{350} = \mathbf{0,34 \text{ cm}}$$

De acordo com a teoria da linha elástica, considerando uma carga distribuída ao longo da placa de piso:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} \quad \rightarrow \quad \textit{equação da flecha sobre carga distribuída}$$

*Lembrando que vamos usar a fórmula de flecha para extremidades livres, porém na maioria da estrutura o piso estará em continuidade, ou seja, extremidade engastada.*

#### a) Flecha da carga permanente:

Conforme ações determinadas no item 4.2.1 e os cálculos feitos no **Anexo B.8**, a flecha da viga 03 referentes ao carregamento:

- da **piscina** é de 0,156 cm;
- do **piso** é de 0,0164 cm;
- e do peso próprio do **perfil** é de 0,001 cm

### **b) Flecha da carga variável principal:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.2 e os cálculos feitos no **Anexo B.9**, a flecha da viga 03 referente a carga de **ocupação** é de 0,076 cm

### **c) Flecha das cargas variáveis secundárias:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.3 , não existem cargas variáveis secundárias.

### **d) Verificação:**

Conforme item 4.3.2:

$$\delta_{ser} = \sum \delta_{G_i,k} + \psi_1 \delta_{Q1,k} + \sum (\psi_{2j} \delta_{j,k})$$

$$\delta_{ser} = [0,156 + 0,0164 + 001] + 0,7 \times 0,076 + 0 = \mathbf{0,225 \text{ cm}}$$

Conforme item 4.4.2:

$$\delta_{ser} \leq \delta_{max} \quad \therefore \quad 0,225 < 0,34$$

$\rightarrow$  **ATENDE!!**

## **6.3. Viga 02 – Apoio dos barrotes**

Perfil: TUBO RETANGULAR 100 x 50 x 2,65

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 7,76 cm<sup>2</sup>

Peso ( $P$ ) = 6,02 kg/m

Momento de inercia em relação a X ( $I_x$ ) = 100,31 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em relação a Y ( $I_y$ ) = 33,68 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em torcional ( $J$ ) = 77,82 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico em relação a X ( $W_x$ ) = 20,06 cm<sup>3</sup>

Modulo resistente elástico em relação a Y ( $W_y$ ) = 13,47 cm<sup>3</sup>

Raio de Giração referente ao eixo X ( $r_x$ ) = 3,62 cm

Raio de Giração referente ao eixo Y ( $r_y$ ) = 2,10 cm

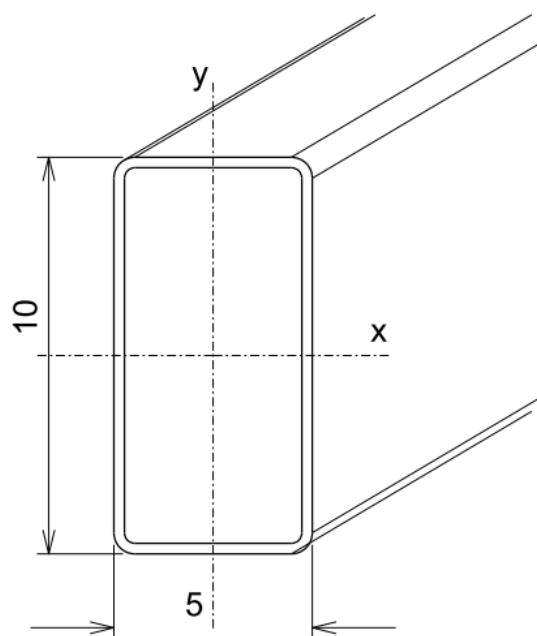


Figura 17 – Tubo retangular 100 x 50 x 2,65 mm

### 6.3.1. Estado-limite último

#### 6.3.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil:

A verificação da capacidade resistente de perfis conformados a frio é abrangida pelas normas se este for geometricamente adequado. Sendo assim será verificado no **Anexo C.1** a aplicabilidade da NBR 14 762 no dado perfil.

Conforme Anexo C.1., o perfil **ATENDE** a NBR 14 762.



### 6.3.1.2. Força axial:

Conforme item 5.2.1:

Força normal solicitante ( $N_{sd}$ ) = 0

Isso significa que a barra não sofre nenhuma força de tração ou compressão.

A princípio, **não há verificação** a fazer, porém, sabe-se que pelo perfil da barra ser retangular e a flexão ocorrer perpendicular ao eixo de maior inércia, existe a possibilidade de ocorrer Flambagem Lateral Torcional, para que mais adiante no trabalho seja necessário fazer essa verificação, temos que verificar a *força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo y*.

Consultando o mapa de cargas vimos que será necessário fazer a verificação à respeito da flambagem, portanto vamos calcular:

*OBS: se a análise não fosse de um tubo, também seria necessário calcular a força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo x.*

#### 6.3.1.2.1. Força de flambagem global elástica em relação ao eixo y ( $N_{ey}$ ):

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 33,68}{(1 \times 180)^2} = 205,2 \text{ kN}$$

Consideremos, a favor da segurança, que a ligação da peça 3 com a peça 2 não seja rígida, e que não contenha o deslocamento em relação a y, assim o comprimento destravado ficaria a distância entre os seus apoios, que no caso são a peça 04 (longarina principal).

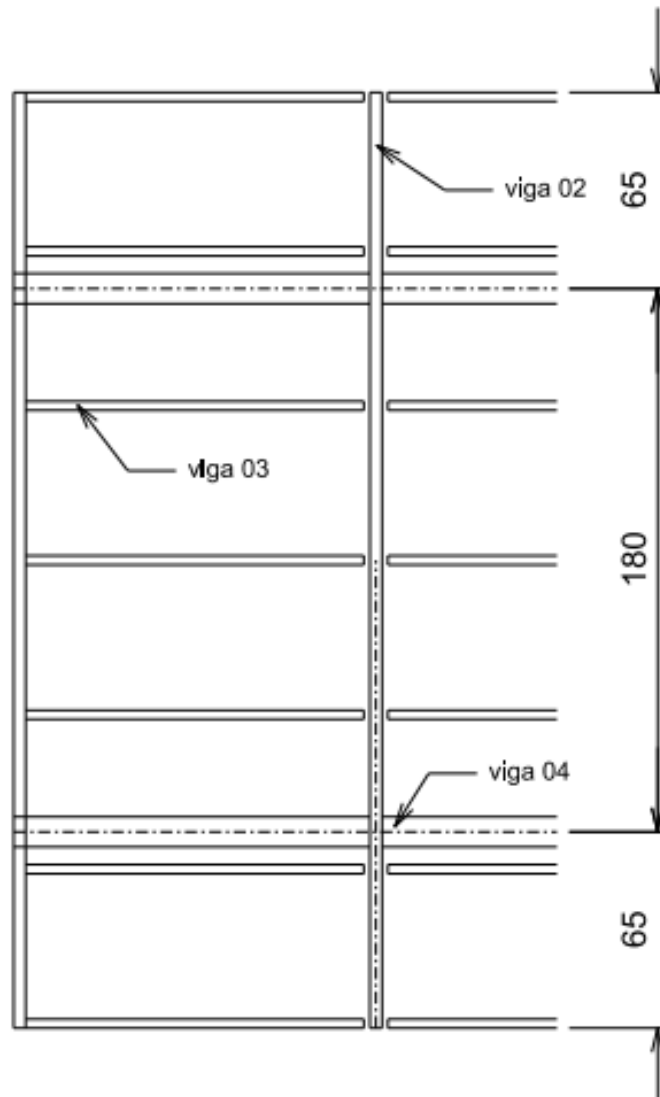


Figura 18 – Planta alta da estrutura

### 6.3.1.3. Carga de flexão:

Conforme item 5.2.2:

Momento fletor solicitante ( $M_{sd}$ ) = 397 kN.cm

O cálculo do momento fletor resistente será baseado no *escoamento da secção efetiva e instabilidade na barra*.

### 6.3.1.3.1. Estado limite ultimo de escoamento da secção:

No caso de esforço de flexão, essa verificação refere á plastificação local das mesas do perfil.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o *Método das larguras efetivas* conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no **Anexo C** do referido trabalho.

Ficando:

Area efetiva da secção: 7,76 cm<sup>2</sup>

Momento de inercia efetivo da secção em relação a x : 100,3 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico efetivo da secção (x): 20,06 cm<sup>3</sup>

## VERIFICAÇÃO

$$W_{ef} = 20,06 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rk} = W_{ef} f_y \rightarrow \text{momento fletor resistente nominal}$$

$$M_{Rk} = 20,06(\text{cm}^3) \times 25 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 501,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_1}$$

→ força de compressão normal resistente de calculo

$\gamma_1$  → coeficiente de ponderação das resistencias.

$$M_{Rd} = \frac{501,5}{1,1} = 456 \text{ kN.cm}$$

$$\text{se } M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \rightarrow \quad 397 \text{ kN.cm} < 456 \text{ kN.cm} \\ \rightarrow \quad \text{ATENDE!}$$

#### 6.3.1.3.2. Estado limite Ultimo de instabilidade da barra

No caso de esforço de flexão, essa verificação se refere à Flambagem Lateral com Torção.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o *Método das larguras efetivas* conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no **Anexo C.7** do referido trabalho.

Conforme o anexo, o fator de redução do momento fletor referente a flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) ficou com valor de 1. Sendo assim, o método de calculo acaba ficando idêntico ao ao método de dimensionamento a flexão simples (item anterior).

Portanto:

#### VERIFICAÇÃO

$$\text{se } M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \rightarrow \quad 397 \text{ kN.cm} < 456 \text{ kN.cm} \quad \rightarrow \quad \text{ATENDE!}$$

#### 6.3.1.4. Esforço Cortante;

O esforço cortante em um perfil atua pontualmente na alma. O colapso pode ocorrer por escoamento por corte, flambagem por corte e flexão da alma.

Conforme 5.2..2, a força cortante solicitada na barra, no sentido oposto a y, é:

Cortante máximo ( $V_{sd}$ ): **12,8 kN**

Conforme a NBR 14 762 / 2010:

$$\frac{h}{t} \rightarrow \text{esbeltez da alma} \quad \begin{cases} t = \text{espessura da alma} \\ h = \text{altura da alma} \end{cases}$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow \text{parametro para calculo da força cortante}$$

$$k_v \rightarrow \text{coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que no caso é igual a 5 por não ter enrijecedores na alma}$$

Se:

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = 0,6f_y h t$$

$$1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = 0,65t^2 \sqrt{EK_v f_y}$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow V_{Rk} = \frac{0,95Ek_v t^3}{h}$$

### VERIFICAÇÃO:

$$b = b_f - 2[r + t] \rightarrow \text{largura da alma}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{b_w - 2(r + t)}{t} = \frac{10 - (2 \times 0,265 + 2 \times 0,265)}{0,265} = \frac{8,94}{0,265} = 33$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = \sqrt{\frac{20\,000 \times 5}{25}} = 63,24$$

$$1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,4 \times 63,24 = \mathbf{88,24} \quad \therefore \quad 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,08 \times 63,24$$

$$= \mathbf{68,3}$$

$$\text{se } 33 < 68,3 \quad \rightarrow \quad \left[ \frac{h}{t} < 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \right]$$

$$V_{Rk} = 0,6 f_y h t = 0,6 \times 25 \times 8,94 \times 0,265 = 35,5 \text{ kN}$$

Importante lembrar que 35,5 é a força cortante resistente de uma alma do perfil, porém, por ser tubo existem duas almas, sendo assim:

$$V_{Rd} = \frac{2V_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força cortante resistente de calculo}$$

$\gamma_1 \rightarrow$  coeficiente de ponderação das resistencias.

$$V_{Rd} = \frac{2 \times 35,5}{1,1} = \mathbf{64,6 \text{ kN}}$$

$$\text{se } V_{sd} \leq V_{Rd} \quad \rightarrow \quad 12,8 \text{ kN} \leq 64,6 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE}$$

### 6.3.1.5. Momento fletor e força cortante combinados

Como a barra sofre esforço cortante e momento fletor simultaneamente, o efeito combinado de ambos deve ser verificado.

$$\left( \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \rightarrow \quad OK$$

$$\left( \frac{397}{456} \right)^2 + \left( \frac{12,8}{64,6} \right)^2 = 0,8 \quad \therefore \quad 0,8 < 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE!!!}$$

### 6.3.2. Estado-limite de Serviço

Conforme NBR 7190/2012, item 7.2.2, a flecha máxima admitida é de 1/350 do vão em casos de piso. Portanto a flecha máxima é:

$$\delta_{max} = \frac{L}{350} = \frac{[310 - 180](cm)}{350} = \mathbf{0,37\ cm}$$

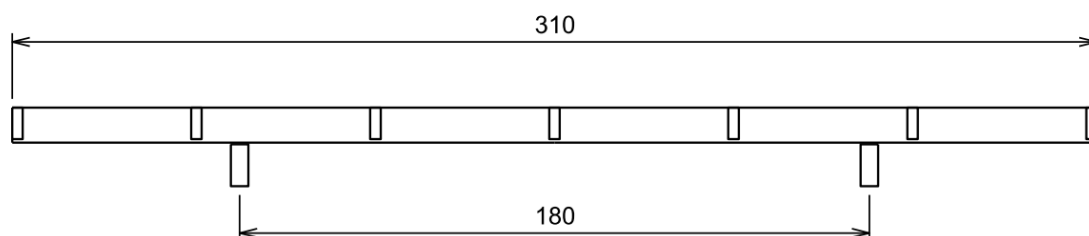


Figura 19 – Vão da viga 02

De acordo com a teoria da linha elástica, considerando uma carga distribuída ao longo da placa de piso:

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} \quad \rightarrow \quad \text{equação da flecha sobre carga distribuída}$$

*Lembrando que vamos usar a fórmula de flecha para extremidades livres, porém na maioria da estrutura o piso estará em continuidade, ou seja, extremidade engastada.*

#### a) Flecha da carga permanente:

Conforme ações determinadas no item 4.2.1 e os cálculos feitos no **Anexo C.8**, a flecha da viga 03 referentes ao carregamento:

- da **piscina** é de 0,085 cm;
- do **piso** é de 0,021 cm;

- e do peso proprio do **perfil 03** é de 0,003 cm
- e do peso proprio do **perfil 02** é de 0,008 cm

**b) Flecha da carga variável principal:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.2 e e os cálculos feitos no **Anexo C.9**, a flecha da viga 02 referente a carga de **ocupação** é de 0,23 cm

**c) Flecha das cargas variáveis secundarias:**

Conforme ações determinadas no item 4.2.3 , não existem cargas variáveis secundarias.

**d) Verificação:**

Conforme item 4.3.2:

$$\delta_{ser} = \sum \delta_{Gi,k} + \psi_1 \delta_{Q1,k} + \sum (\psi_{2j} \delta_{j,k})$$

$$\delta_{ser} = [0,085 + 0,0214 + 0,003 + 0,0087] + 0,7 \times 0,233 + 0$$

$$\delta_{ser} = 0,28 \text{ cm}$$



Conforme item 4.4.2:

$$\delta_{ser} \leq \delta_{max} \quad \therefore \quad 0,28 < 0,37$$

$\rightarrow$       **ATENDE!!**

#### 6.4.Viga 04 -longarina principal

Perfil: Ue fechado 200 x 150 x 25 x 3,35

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 25,32 cm<sup>2</sup>

Peso ( $P$ ) = 19,66 kg/m

Momento de inercia em relação a X ( $I_x$ ) = 1507,06 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em relação a Y ( $I_y$ ) = 862,03 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em torcional ( $J$ ) = 1621,8 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico em relação a X ( $W_x$ ) = 150,7 cm<sup>3</sup>

Modulo resistente elástico em relação a Y ( $W_y$ ) = 115 cm<sup>3</sup>

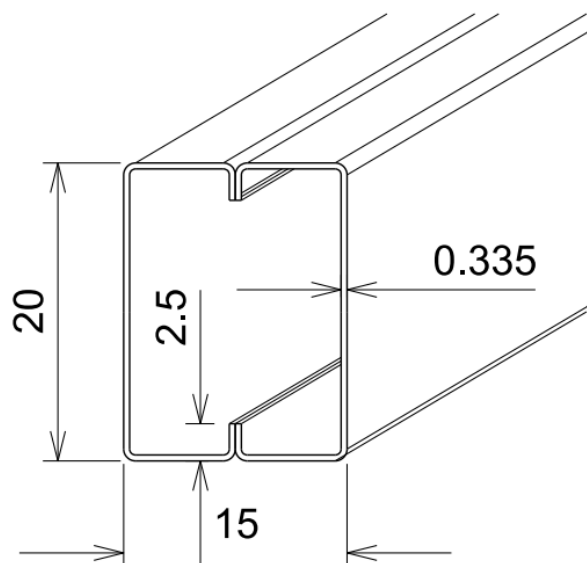


Figura 20 – Perfil duplo Ue 200 x 150 x 25 x 3,35 mm

## 6.4.1. Estado-limite último

### 6.4.1.1. Verificando aplicabilidade do perfil:

A verificação da capacidade resistente de perfis conformados a frio é abrangida pelas normas se este for geometricamente adequado. Sendo assim será verificado no **Anexo D.1** a aplicabilidade da NBR 14 762 no dado perfil.

Conforme Anexo D.1., o perfil **ATENDE** a NBR 14 762.

### 6.4.1.2. Carga Normal:

Conforme item 5.2.3:

Força normal solicitante ( $N_{sd}$ ) = 0

Isso significa que a barra não sofre nenhuma força de tração ou compressão.

A princípio, **não há verificação** a Fazer, porém, para que mais adiante no trabalho for necessário fazer a verificação de Flambagem Lateral Torcional, temos que verificar a *força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo y*.

Consultando o mapa de cargas vimos que será necessário fazer a verificação à respeito da flambagem, portanto vamos calcular:

*OBS: se a análise FLT não fosse de um perfil caixao, também seria necessário calcular a força axial de flambagem global elástica em relação ao eixo z.*

#### 6.4.1.2.1. Força de flambagem global elástica em relação ao eixo y ( $N_{ey}$ ):

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 862,3}{(1 \times 360)^2} = 1313,35 \text{ kN}$$

*Poderíamos considerar k como 0,5 e L como 120 cm, conforme tabela E.1 pagina 125 da NBR 8800*

#### 6.4.1.3. Carga de flexão:

Conforme item 5.2.3:

Momento fletor solicitante ( $M_{sd}$ ) = **3138 kN.cm**

O calculo do momento fletor resistente será baseado no *escoamento da secção efetiva e instabilidade na barra.*

#### 6.4.1.3.1. Estado limite ultimo de escoamento da secção:

No caso de esforço de flexão, essa verificação refere a plastificação local das mesas/abas do perfil U.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o *Método das larguras efetivas* conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no Anexo D( D.2, D.3, D.4, D.5, D.6, D.7) do referido trabalho.

Ficando:

Area efetiva da secção: 25,32 cm<sup>2</sup>

Momento de inercia efetivo da secção em relação a x : 1507,06 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico efetivo da secção (x): 150,7 cm<sup>3</sup>

## VERIFICAÇÃO

$$W_{ef} = 150,7 \text{ cm}^3$$

$M_{Rk} = W_{ef} f_y \rightarrow$  momento fletor resistente nominal

$$M_{Rk} = 150,7(\text{cm}^3) \times 25 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 3767,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_1}$$

$\rightarrow$  força de compressão normal resistente de cálculo

$\gamma_1 \rightarrow$  coeficiente de ponderação das resistências.

$$M_{Rd} = \frac{3767,5}{1,1} = 3425 \text{ kN.cm}$$

se  $M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow 3138 \text{ kN.cm} < 3425 \text{ kN.cm}$

$\rightarrow$  **ATENDE!**

### 6.4.1.3.2. Estado limite Ultimo de instabilidade da barra

No caso de esforço de flexão, essa verificação se refere à Flambagem Lateral com Torção.

Para melhor precisão dos resultados, vamos utilizar o **Método das larguras efetivas** conforme a NBR 14 762.

As propriedades da secção transversal efetiva do perfil foram calculadas e especificadas no **Anexo D.8** do referido trabalho.

No caso de torção, a verificação deve ser feita considerando os perfis unidos, pois no caso de perfis caixão o momento de inercia em relação a  $y$  é muito maior que o perfil isolado.

Conforme o anexo, o fator de redução do momento fletor referente a flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) ficou com valor de 1. Sendo assim, o método de calculo acaba ficando idêntico ao ao método de dimensionamento a flexão simples (item anterior).

Portanto:

### VERIFICAÇÃO

$$\begin{aligned} \text{se } M_{sd} \leq M_{Rd} &\rightarrow 3138 \text{ kN.cm} < 3425 \text{ kN.cm} \\ &\rightarrow \text{ATENDE!} \end{aligned}$$

#### 6.4.1.4. Esforço Cortante;

O esforço cortante em um perfil atua pontualmente na alma. O colapso pode ocorrer por escoamento por corte, flambagem por corte e flexão da alma.

Conforme 5.2.3, a força cortante solicitada na barra, no sentido oposto a  $y$ , é:

Cortante máximo ( $V_{sd}$ ): **26 kN**

Conforme a NBR 14 762 / 2010:

$$\frac{h}{t} \rightarrow \text{esbeltez da alma} \quad \begin{cases} t = \text{espessura da alma} \\ h = \text{altura da alma} \end{cases}$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \rightarrow \text{parametro para calculo da força cortante}$$

$k_v$   
→ *coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que no caso é igual a 5 por nao ter enrijecedores na alma*

Se:
-----

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad V_{Rk} = 0,6f_y h t$$

$$1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad V_{Rk} = 0,65t^2 \sqrt{EK_v f_y}$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad V_{Rk} = \frac{0,95Ek_v t^3}{h}$$

### VERIFICAÇÃO:

$$b = b_f - 2[r + t] \quad \rightarrow \quad \text{largura da alma}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{b_w - 2(r + t)}{t} = \frac{20 - (2 \times 0,335 + 2 \times 0,335)}{0,335} = \frac{18,66}{0,335} = 55,7$$

$$\sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = \sqrt{\frac{20\,000 \times 5}{25}} = 63,24$$

$$1,4 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,4 \times 63,24 = \mathbf{88,24} \quad \therefore \quad 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} = 1,08 \times 63,24$$

$$= \mathbf{68,3}$$

$$\text{se } 55,7 < 68,3 \quad \rightarrow \quad \left[ \frac{h}{t} < 1,08 \sqrt{\frac{EK_v}{f_y}} \right]$$

$$V_{Rk} = 0,6f_y h t = 0,6 \times 25 \times 18,66 \times 0,335 = 93,7 \text{ kN}$$

Importante lembrar que 93,7 é a força cortante resistente de uma alma do perfil, porém, por ser perfil dupli fechado existem duas almas, sendo assim:

$$V_{Rd} = \frac{2V_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força cortante resistente de calculo}$$

$\gamma_1 \rightarrow$  coeficiente de ponderação das resistências.

$$V_{Rd} = \frac{2 \times 93,7}{1,1} = 170,5 \text{ kN}$$

$$\text{se } V_{sd} \leq V_{Rd} \rightarrow 26 \text{ kN} \leq 170,5 \text{ kN} \rightarrow \text{ATENDE}$$

#### 6.4.1.5. Momento fletor e força cortante combinados

Como a barra sofre esforço cortante e momento fletor simultaneamente, o efeito combinado de ambos deve ser verificado.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{3138}{3425}\right)^2 + \left(\frac{26}{170,5}\right)^2 = 0,86 \quad \therefore \quad 0,86 < 1 \rightarrow \text{ATENDE!!!}$$

#### 6.4.2. Estado-limite de Serviço

Conforme NBR 7190/2012, item 7.2.2, a flecha máxima admitida é de 1/350 do vão em casos de piso. Portanto a flecha máxima é:

$$\delta_{max} = \frac{L}{350} = \frac{360(\text{cm})}{350} = 1,02 \text{ cm}$$

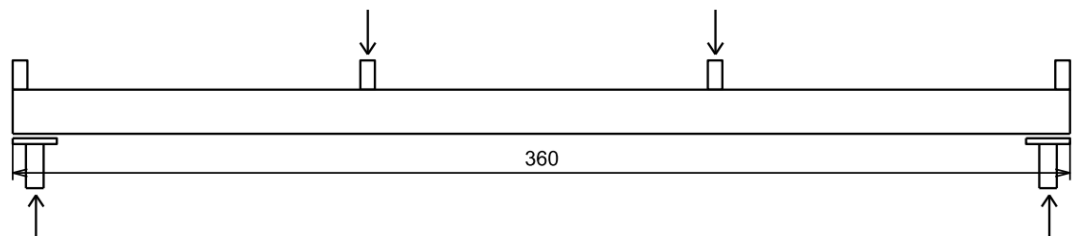


Figura 21 – Vão da viga 04

De acordo com a teoria da linha elástica, considerando duas cargas pontuais atuando simetricamente sobre a viga:

$$\delta = \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} \rightarrow \begin{cases} \text{livro J.S. Brasao farinha} \\ \text{pag 210 item 6.3.2} \end{cases}$$

### a) Flecha da carga permanente:

Conforme ações determinadas no item 4.2.1:

- **Piscina:**

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 6,14 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,000614 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$A = 120(cm) \times 155(cm) = 18600 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{area suportada}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \therefore \quad F = \sigma \times A$$

$$F = 0,000614 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 18600(cm^2) = 11,42 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \delta_{per} &= \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} = \frac{23 \times 11,42 (kN) \times 360(cm)^3}{648 \times 20000 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 1507 (cm^4)} \\ &= \mathbf{0,627 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- **Piso:**

$$q_{Gj,k} = q_{piso} = 0,28 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,000028 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$A = 120(cm) \times 155(cm) = 18600 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{area suportada}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \therefore \quad F = \sigma \times A$$

$$F = 0,000028 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 18600(cm^2) = 0,52 \text{ kN}$$



$$\delta_{per} = \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} = \frac{23 \times 0,52 (kN) \times 360(cm)^3}{648 \times 20000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 1507 (cm^4)}$$

$$= \mathbf{0,028 cm}$$

- **Barra 03**

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,022 \frac{kN}{m} = \mathbf{0,00022 \frac{kN}{cm}}$$

$$l_{03,total} = N \times l_{03} \rightarrow \text{comprimento linear da barra 03}$$

$$l_{03,total} = 3,5 \times 120(cm) = 420 cm$$

$$F = q \times l_{03,total} = 0,00022 \left(\frac{kN}{cm}\right) \times 420(cm) = 0,0924 kN$$

$$\delta_{per} = \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} = \frac{23 \times 0,0924 (kN) \times 360(cm)^3}{648 \times 20000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 1507 (cm^4)}$$

$$= \mathbf{0,005 cm}$$

- **Barra 02**

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,06 \frac{kN}{m} = \mathbf{0,0006 \frac{kN}{cm}}$$

$$l_{02,total} = N \times l_{02} \rightarrow \text{comprimento linear da barra 02}$$

$$l_{02,total} = 1 \times 155(cm) = 155 cm$$

$$F = q \times l_{02,total} = 0,0006 \left(\frac{kN}{cm}\right) \times 155(cm) = 0,0933 kN$$

$$\delta_{per} = \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} = \frac{23 \times 0,0933 (kN) \times 360(cm)^3}{648 \times 20000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 1507 (cm^4)}$$

$$= \mathbf{0,005 cm}$$

- **Barra 04**

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,1966 \frac{kN}{m} = \mathbf{0,001966 \frac{kN}{cm}}$$

$$\delta = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} \quad \rightarrow \quad \text{equação da flecha sobre carga distribuida}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 \times 0,001966 \left(\frac{kN}{cm}\right) \times 360(cm)^4}{384 \times 20000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 1507 (cm^4)} = \mathbf{0,014 cm}$$

### b) Flecha da carga variável principal:

Conforme ações determinadas no item 4.2.2:

- *ocupação:*

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 3 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,0003 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$A = 120(cm) \times 155(cm) = 18600 cm^2 \quad \rightarrow \quad \text{area suportada}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \therefore \quad F = \sigma \times A$$

$$F = 0,0003 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 18600(cm^2) = 5,58 kN$$

$$\begin{aligned} \delta_{per} &= \frac{23 F L^3}{648 E_a I_x} = \frac{23 \times 5,58 (kN) \times 360(cm)^3}{648 \times 20000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 1507 (cm^4)} \\ &= \mathbf{0,3 cm} \end{aligned}$$

### c) Flecha das cargas variáveis secundarias:

Conforme ações determinadas no item 4.2.3 , não existem cargas variáveis secundarias.

#### d) Verificação:

Conforme item 4.3.2:

$$\delta_{ser} = \sum \delta_{Gi,k} + \psi_1 \delta_{Q1,k} + \sum (\psi_{2j} \delta_{j,k})$$

$$\delta_{ser} = [0,627 + 0,028 + 0,005 + 0,005 + 0,014] + [0,7 \times 0,3] + 0$$

$$\delta_{ser} = 0,9 \text{ cm}$$

Conforme item 4.4.2:

$$\delta_{ser} \leq \delta_{max} \quad \therefore \quad 0,9 < 1,02$$

$\rightarrow$  **ATENDE!!**

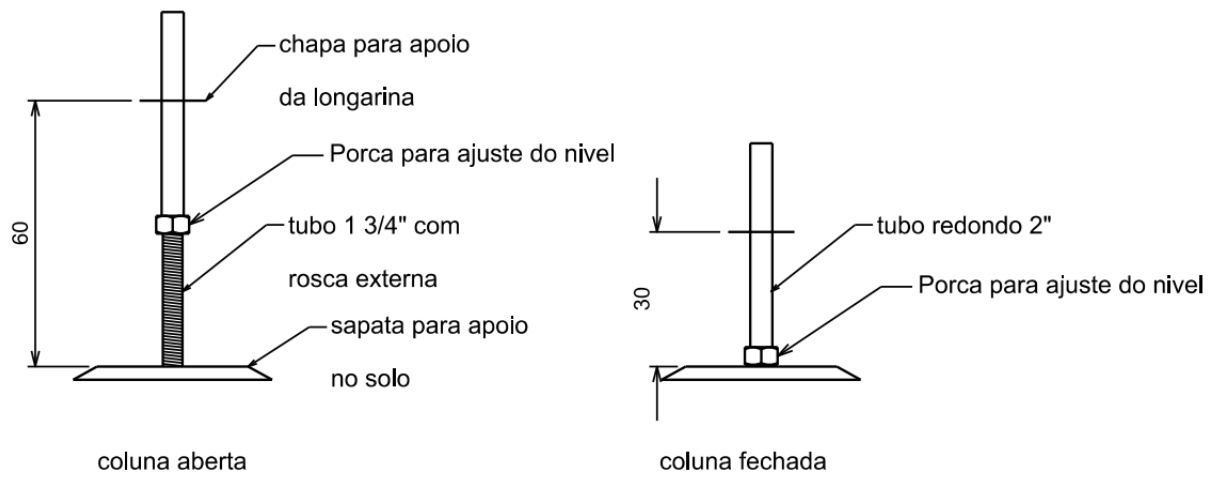
### 6.5. Coluna 01

Essa coluna será composta de dois segmentos, sendo 1 interno e outro externo.

O segmento interno é em estilo barra roscada e o externo tubular redondo. De acordo com a posição do batente rosqueado alinhamos o nível na plataforma.

O comprimento máximo da coluna será de 60 cm e pode ser ajustada para 30 cm apenas com o ajuste da porca batente.

Em caso de necessidade de comprimento menor que 30 cm, pode-se ajustar o tamanho do conjunto coluna seccionando ambos ou solicitar ao fabricante o tamanho desejado.



**Figura 22 – Coluna ajustável 01**

### 6.5.1. Segmento externo

Perfil: Tubo estrutural circular com costura 2" , chapa 12

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 4,01 cm<sup>2</sup>

Peso ( $P$ ) = 3,15 kg/m

Momento de inercia em relação a X ( $I_x$ ) = 11,65 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em relação a Y ( $I_y$ ) = 11,65 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em torcional ( $J$ ) = 23,3 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico em relação a X ( $W_x$ ) = 4,58 cm<sup>3</sup>

Modulo resistente elástico em relação a Y ( $W_y$ ) = 4,58 cm<sup>3</sup>

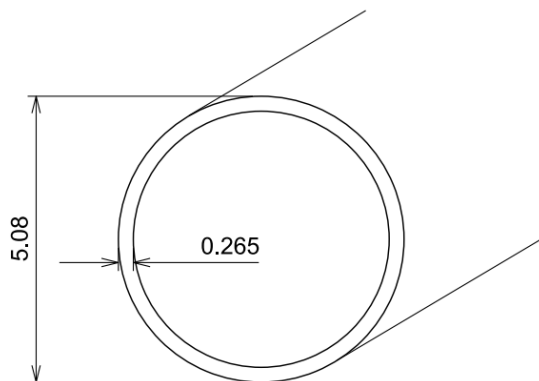


Figura 23 – Tubo redondo 2" chapa 12

### 6.5.1.1. Força axial:

Conforme item 5.2.4:

Força normal solicitante ( $N_{sd}$ ) = - 39 kN (Compressão)

É importante lembrar que no caso de perfis redondos, mesmo que formados a frio, a NBR 14 762 não se aplica devido não haver dobras, ou seja, não é considerado efeito de aumento da resistência devido trabalho a frio na chapa, sendo assim vamos utilizar a NBR 8800.

$$N_{c,Rk} = \chi Q A_g f_y$$

→ força normal de compressão resistente nominal

Conforme **Anexo E.1.** o fator de redução para flambagem local ( $Q$ ) é de valor **1**.

Conforme **Anexo E.4.** o fator de redução associado a resistência a compressão ( $\chi$ ) é de valor **0,98**.

### VERIFICAÇÃO:

$$N_{c,Rk} = \chi Q A_g f_y = 0,98 \times 1 \times 4,01(\text{cm}^2) \times 25 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 98,24 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força normal resistente de calculo}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_1} = \frac{98,24}{1,1} = \mathbf{89,3 \text{ kN}}$$

$$\text{se } N_{sd} \leq N_{Rd} \quad \rightarrow \quad 39 \text{ kN} < 89,3 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ATENDE}$$

## 6.5.2. Segmento interno

No segmento interno vamos usar uma rosca padronizada para não ter a necessidade de fabricação da porca/contra porca. Sendo assim vamos utilizar barra roscada de especificação  $\text{Ø } 1 \frac{3}{4}$ ", BSW, 5 FFP.

Considerando que a área rosqueada não influencia na capacidade resistente do parafuso, temos um diâmetro útil de 38,5 mm.

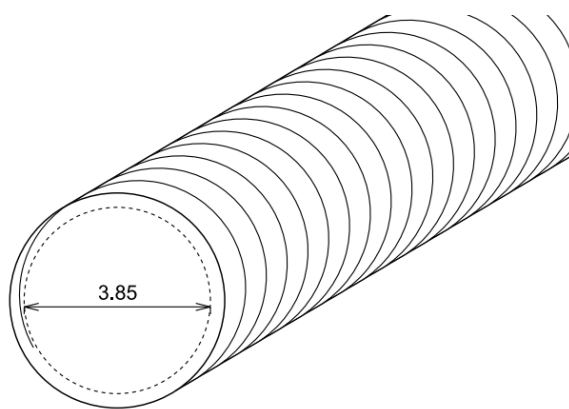


Figura 24 – Área efetiva da barra roscada

Perfil: barra roscada circular maciça com 3,85 cm de diâmetro raiz;

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 11,64 cm<sup>2</sup>

Peso ( $P$ ) = 9,13 kg/m

Momento de inercia em relação a X ( $I_x$ ) = 10,78 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em relação a Y ( $I_y$ ) = 10,78 cm<sup>4</sup>

Momento de inercia em torcional ( $J$ ) = 21,56 cm<sup>4</sup>

Modulo resistente elástico em relação a X ( $W_x$ ) = 5,6 cm<sup>3</sup>

Modulo resistente elástico em relação a Y ( $W_y$ ) = 5,6 cm<sup>3</sup>

### 6.5.2.1. Força axial:

Conforme item 5.2.4:

Força normal solicitante ( $N_{sd}$ ) = - 39 kN (Compressão)

É importante lembrar que no caso de barras maciças, a NBR 14 762 não se aplica, por não ter dobramento a frio, e a NBR 8800 também não se aplica por não ser secção tubular.

Vamos fazer a verificação considerando a impossibilidade de flambagem local na barra, pois não existe elemento a ser verificado, mas sim colapso devido flambagem global elástica e esmagamento.

Conforme **Anexo F.1.** o Valor nominal resistente referente a flambagem global é de **2364 kN**

Conforme **Anexo F.2.** o Valor nominal resistente referente ao esmagamento é de **291 kN**

### VERIFICAÇÃO:

Considerando o menor valor resistente:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força normal resistente de calculo}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_1} = \frac{291}{1,1} = 264,5 \text{ kN}$$

$$\text{se } N_{sd} \leq N_{Rd} \rightarrow 39 \text{ kN} < 264 \text{ kN} \rightarrow \text{ATENDE}$$



## 6.6. Ligação viga 03 com viga 02

Esta ligação será considerada rotulada, sem a presença de parafusos, onde a viga apoiada ficara restrita a movimento axial devido alojar no vão das vigas 02.

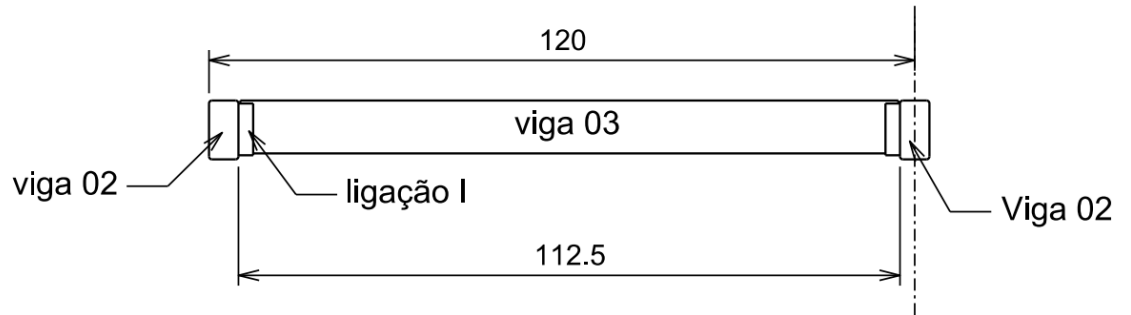


Figura 25 – Ligação I

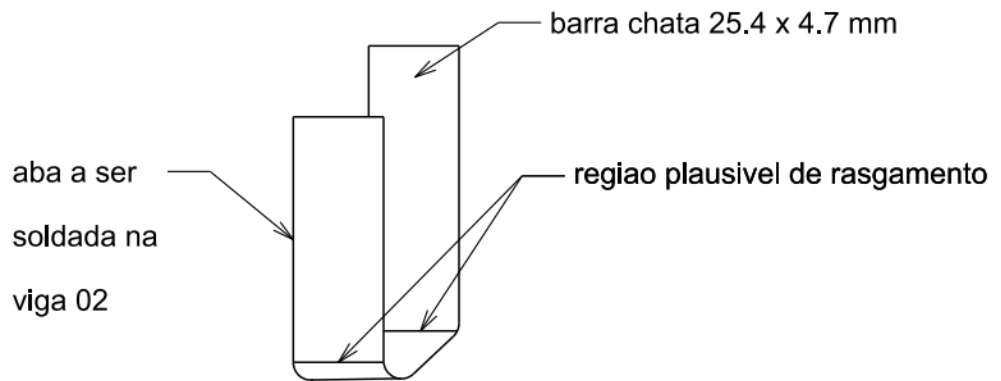


Figura 26 – Elemento de ligação

### 6.6.1. Força axial no elemento ligante

Conforme desenho anterior, a barra chata sofre tração na região inferior próximo de onde a viga 03 apoia.

Conforme item 5.2.1 a ligação é submetida a uma reação de apoio de **4,27 kN**.

DADOS DO ELEMENTO LIGANTE:

Perfil: barra chata 2,54 x 0,47 cm

Material: ASTM A-36

Tensão limite de escoamento ( $f_y$ ) = 25 kN/cm<sup>2</sup>

Modulo de cisalhamento ou elasticidade transversal ( $G$ ) = 7700 kN/cm<sup>2</sup>

Área ( $A$ ) = 1,11 cm<sup>2</sup>

Conforme item 5.2.2 da NBR 8800:

$$N_{t,Rk} = A_g f_y$$

→ força nominal resistente referente a escoamento da secção

### VERIFICAÇÃO:

$$N_{t,Rk} = 1,11(\text{cm}^2) \times 25 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) = 27,75 \text{ kN}$$

Levando em conta que o elemento é duplo ( em formato de U):

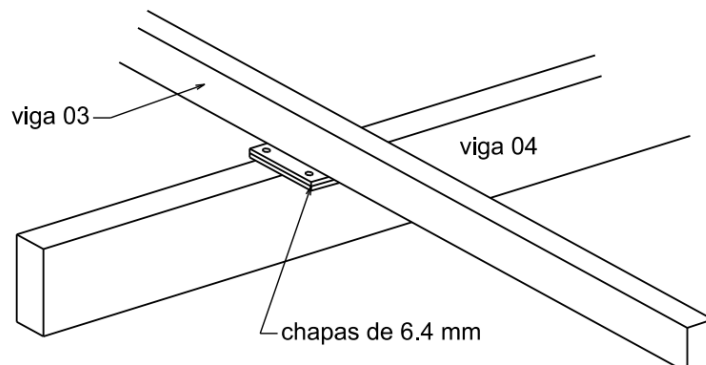
$$N_{Rd} = \frac{2 \times N_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força normal resistente de calculo}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_1} = \frac{2 \times 27,75}{1,1} = \mathbf{50,45 \text{ kN}}$$

$$\text{se } N_{sd} \leq N_{Rd} \rightarrow 4,7 \text{ kN} < 50 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{ATENDE}$$

## 6.7.Ligação da viga 02 com a viga 04

A viga 02 será sobreposta sobre a viga 04, sendo assim, vamos utilizar chapas e parafusos apenas para conter deslocamentos axiais e gabaritar a montagem. O dimensionamento do parafuso será baseado apenas em funcionalidade de torque manual de aperto manual do cliente.



**Figura 27 – Ligação II**

A ligação será composta de duas chapas que serão unidas por 4 parafusos, sendo um em cada extremidade.

### VERIFICAÇÃO:

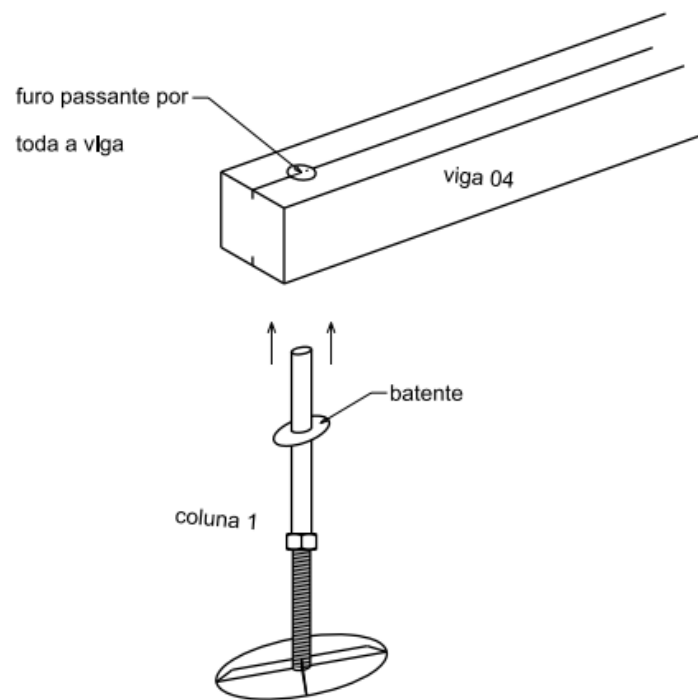
Como a chapa e os parafusos não sofrem carga de tração, compressão, cortante, ou momento, não há a necessidade de fazer verificação pelos estados limites últimos ou de serviço.

**ATENDE!**

## 6.8. Ligação da viga 04 com a coluna 01

A ligação III, assim como a Ligação I, será apenas de encaixe.

O tubo externo superior da coluna irá transpassar ambas as abas da viga 04 através de furos centrados, concretizando a ligação.

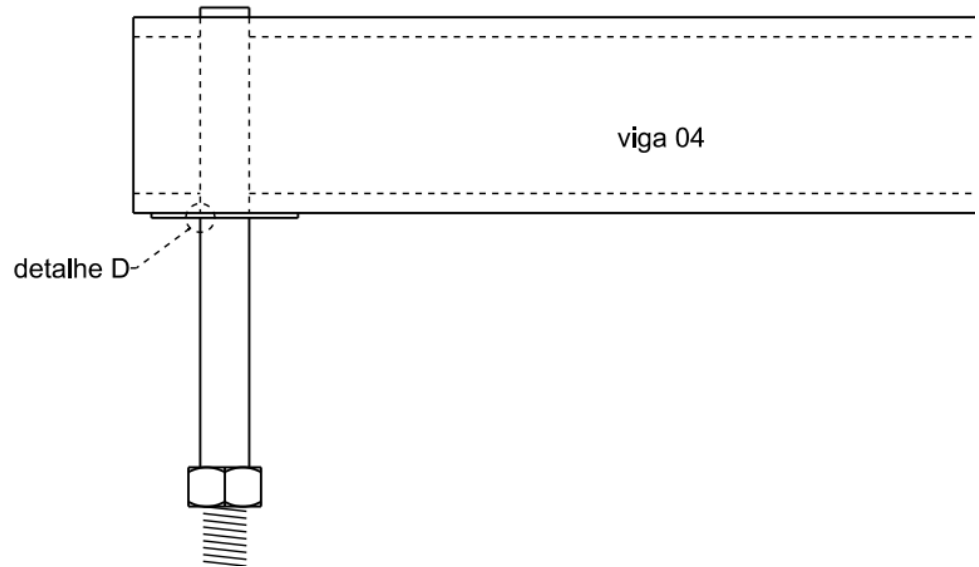


**Figura 28 – Ligação III**

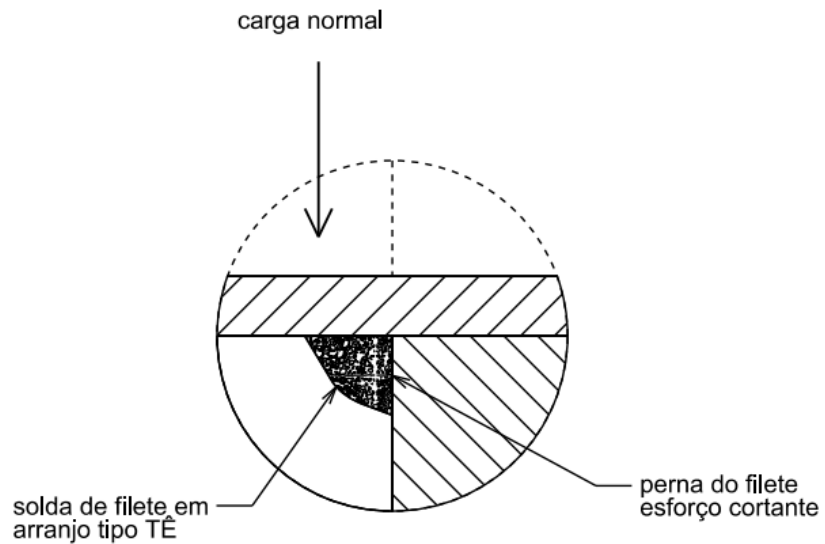
Conforme exposto no desenho, a solda do batente sofre cisalhamento quando a estrutura montada.

### 6.8.1. Cisalhamento na solda

Nesse caso a solda em estilo 'Tê' cisalhamento em apenas uma das pernas do filete.



**Figura 29 – Ligação III montada**



**Figura 30- Detalhe D**

Pernas do filete ( $w$ ) = 3 mm

Comprimento do filete de solda( $L$ ): 16 cm (perímetro todo)

Resistencia à ruptura do eletrodo 6013( $f_w$ ) : 41,5 kN/cm<sup>2</sup> - (fakury pag 275)

Coefficiente de ponderação das ações na solda ( $\gamma$ ) : 1,55

Coefficiente de ponderação das ações no metal base ( $\gamma$ ) : 1,65

Menor espessura do material base da junta( $t$ ): 0,265 cm (tubo)

Tensão limite de ruptura do metal base ( $f_u$ ) = 40 kN/cm<sup>2</sup>

Conforme NBR 14 762 item 10.2.3, considerando que a sollicitação esta perpendicular ao eixo circular da solda:

#### a. Metal base

$$F_{Rk} = tL f_u$$

→ força nominal resistente referente a ruptura do metal base

$$F_{Rk} = 0,265(cm) \times 16(cm) \times 40 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 169,6 kN$$

#### b. Solda

$$F_{Rk} = 0,75(0,7w)Lf_w \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{força nominal resistente referente} \\ \text{a ruptura da solda} \end{array} \right.$$

$$F_{Rk} = 0,75 \times [0,7 \times 0,3(cm)] \times 16(cm) \times 41,5 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 104,58 kN$$

**VERIFICAÇÃO:**

Considerando o menor valor encontrado acima:

$$F_{Rd} = \frac{F_{Rk}}{\gamma_1} \rightarrow \text{força normal resistente de cálculo}$$

$$F_{Rd} = \frac{104,58}{1,55} = \mathbf{67,47 \text{ kN}}$$

$$\text{se } F_{sd} \leq F_{Rd} \rightarrow 39 \text{ kN} < 67 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{ATENDE}$$

## 7. VIABILIDADE FINANCEIRA

O custo de um projeto age diretamente na viabilidade do estudo e da fabricação.

### 7.1.CUSTO DO PISO DE MADEIRA

Comparando os preços das fabricantes MAXICOMP e ETERNIT, o custo do piso é cerca de R\$ 250,00 a placa, sendo assim totalizando um custo total de **RS 750,00** por estrutura.

### 7.2.CUSTO DA ESTRUTURA DE AÇO

Conforme Anexo G, o peso de toda a estrutura de Aço é de 281 Kg.

O valor do Aço A 36 estrutural, quando formado a frio varia muito pouco em questão de tipo de perfil, o custo é baseado num valor de peso de metal trabalhado.

No caso da estrutura em questão do trabalho o preço do aço é R\$ 6,50/Kg, sendo assim o preço do material de toda a estrutura de aço é de R\$1.826,5.

### **7.3.CUSTO DE FABRICAÇÃO**

Foi solicitado orçamento a dois fabricantes do município de Pouso Alegre- MG, a JRA estruturas Metálicas e Serralheria Pouso Alegre. Ambas as empresas basearam em fabricação de estrutura especial, orçando valores próximos de R\$ 20,00/kg de matéria prima. Esse preço contempla fornecimento de parafusos, eletrodos, e uma demão de tinta de fundo.

Portanto, a fabricação de toda a estrutura é orçada em R\$ 5.620,00

### **7.4.CUSTO DE APLICAÇÃO DE PROTEÇÃO ANTICORROSIVA**

Foi orçado pela empresa EMPA tintas do município de Pouso Alegre -MG, a aplicação da proteção anticorrosiva.

A proteção seria baseada na norma ISO 12944, com limpeza e desengraxamento manual, uma aplicação de tinta de fundo epóxi e duas demãos de tinta esmalte de acabamento.

O custo desse serviço é de aproximadamente R\$ 1.500,00.

### **7.5.CUSTO TOTAL DA PLATAFORMA COMPLETA**

Conforme itens 7.1 ; 7.2 ; 7.3 e 7.4 ; o custo total da plataforma seria por volta de **R\$ 9.696,50.**

É importante lembrar que esse custo é aproximado devido o orçamento ser feito por croqui informal.

A respeito dos Orçamentos de fabricação, esse custo pode ser diminuído devido número de encomendas.



## 8. CONCLUSÃO

Considerando a necessidade da instalação de uma piscina de cerca de 4,5 mil litros em uma propriedade com área não pavimentada e em declive, o produto exposto no trabalho pode ser uma opção.

Em consulta com alguns arquitetos, foi levantado o custo de aproximadamente R\$ 1.000,00/m<sup>2</sup> de área a ser construída para a instalação de uma piscina. Isso sem o custo da piscina e acessórios, considerando que somente a piscina necessitaria de 10 m<sup>2</sup> de obra, já se tem uma noção do custo. É importante lembrar que esse custo é um pouco acima do custo de áreas simples de lazer por ser em declive e a mão de obra ser bem qualificada.

A piscina de fibra com cerca de 4,5 m<sup>3</sup> de capacidade de água tem um custo de R\$ 2.800,00 a unidade.

Sendo assim, uma piscina de 4,5 mil litros de fibra instalada em alvenaria, teria o **custo de R\$ 12.800,00**.

A piscina desmontável, conforme exposta no item 4.1.1., tem custo de R\$ 950,00, e somando ao custo da plataforma desenvolvida no trabalho, conforme item 7.5 , teria um custo de **R\$ 10.646,00**.

A grosso modo, a piscina desmontável e a referida plataforma também desmontável ficaria 17% mais barata que uma piscina de mesmo volume instalada na alvenaria, de modo permanente.

É importante avaliar, que a piscina na alvenaria, terá mais custos além desses especificados acima, como por exemplo pavimentação da área envolta da piscina e instalação de sistemas de tratamento de água.

Além da vantagem financeira de utilizarmos a plataforma dimensionada no trabalho, essa economia se torna mais expressiva considerando também que no período que a estrutura estiver desmontada e guardada, não haveria geração de custos referente a manutenção da piscina, viabilizando ainda mais o arranjo desmontável.

Outra importante vantagem de utilizarmos as piscinas desmontáveis, seria com a montagem feita em jardins, pois o arranjo arquitetônico da área verde da residência seria modificado apenas quando a piscina estivesse em uso, não descaracterizando o ambiente verde da moradia quando todo o arranjo fosse guardado para uso futuro.

Assim, concluímos que o produto exposto no trabalho é financeiramente e arquitetonicamente **MUITO VIÁVEL**.



## 9. RECOMENDAÇÃO PARA FUTUROS TRABALHOS

O presente trabalho focou em oferecer um produto que poderia ser fabricado em início simultâneo ao pedido de comercialização, ou seja, foram utilizadas técnicas e matéria prima já difundidas no mercado geral de fabricação de estruturas em aço.

Pode-se ser estudadas técnicas de fabricação e montagem da referida estrutura, trabalhando com materiais não tão comerciais e processos de fabricação mais industrializados, considerando alta demanda de comercialização.

## 10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de Estruturas de Aço constituídas por perfis formados a frio. NBR 14762.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de madeira. NBR 7190.** Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Inspeção de serviços de pintura em superfícies metálicas. NBR 14847.** Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. NBR 8800.**

Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações para cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120.** Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas- procedimentos. NBR 8681.** Rio de Janeiro, 2004.

FAKURY R.H.; SILVA A.L.C.; CALDAS R.B.; **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais UFMG, Departamento de Engenharia de Estruturas. Belo Horizonte, 2016. 35 p.

POLIGLIESI; LAURAND; **Estruturas Metálicas**. Editora Hemus 2005

CARVALHO P. R. ; GRIGOLETTI G. ; BARBOSA G. D. ; **Curso básico de perfis de aço formados a frio**. 3ª edição. Porto Alegre, 2014

PFEIL W. ; PFEIL M. ; **Estruturas de aço – dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800**. 8ª Edição. Editora LTC; Rio de Janeiro 2017.

REIS A. ; CAMOTIM D. ; **Estabilidade Estrutural**. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura , Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa 2001.

DIAS L. A. M. ; **Estruturas de aço, conceitos, técnicas e linguagem**. Editora Ziguarte. São Paulo 1997.

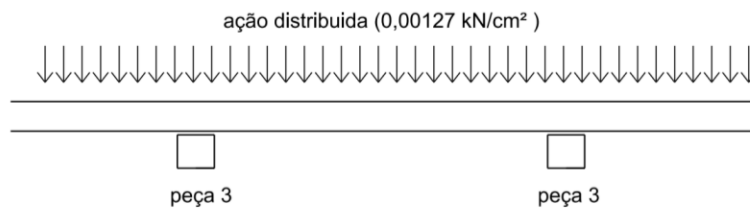


## Anexo A

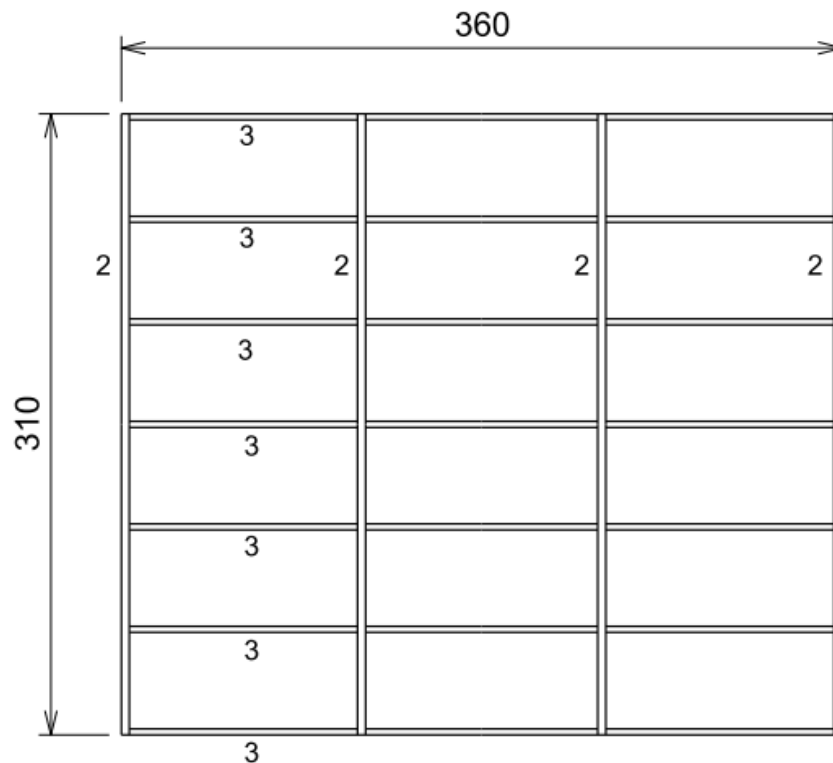
### Anexo referente ao piso de madeira

#### A .1. Tensão de esmagamento do piso

A ação da piscina e da ocupação agindo sobre o piso e este sofrendo esmagamento na área de contato com as peças do estrado, no caso a peça 3



Vamos considerar a peça 3 como um tubo quadrado 30 x 30 x 1,2 mm, e o baldrame de apoio, peça 2, com dimensões de 80 x 40 x 2. Assim, temos a área de todo o estrado de apoio do piso:



Área de contato da peça 2 com o piso:

$$A_2 = L \times b = [4 \times 310(\text{cm})] \times 4(\text{cm}) = 4960 \text{ cm}^2$$

Área de contato da peça 3 com o piso:

$$A_2 = L \times b = [7 \times 360(\text{cm})] \times 3(\text{cm}) = 7560 \text{ cm}^2$$

Área total de contato do piso com o estrado:

$$A_{T,Estr} = A_1 + A_2 = 4960(\text{cm}^2) + 7560(\text{cm}^2) = \mathbf{12520 \text{ cm}^2}$$

Carga total sobre o estrado de metal:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \therefore \quad F = \sigma_{c,Sd} \times A_{piso}$$

Conforme item 5.1:

$$F = 0,001278 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) \times [310 (\text{cm}) \times 360(\text{cm})] = \mathbf{142,624 \text{ kN}}$$

Tensão que o estrado aplica na face inferior do piso:

$$\sigma_{c,Sd,estr} = \frac{F}{A_{T,Estr}} = \frac{142,624(\text{kN})}{12520 (\text{cm}^2)} = 0,0114 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Verificando:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{\sigma_{c,Rk}}{\gamma_{w,c}} \quad \rightarrow \text{tensao resistente nominal} \\ \rightarrow \text{coeficiente de ponderação (NBR 7190/4.4.5)}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{1,3 \left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)}{1,4} = \mathbf{0,928 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \quad \rightarrow \text{tensao resistente de calculo}$$

## A.2. flecha da carga Permanente

- **Piscina:**

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 6,14 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,000614 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$q = 120(cm) \times 0,000614 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = \mathbf{0,07368 \frac{kN}{cm}}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,07368 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 51,6(cm)^4}{384 \times 400 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 640 (cm^4)} = \mathbf{0,026 cm}$$

- **Piso:**

$$q_{Gj,k} = q_{piso} = 0,28 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,000028 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$q = 120(cm) \times 0,000028 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = \mathbf{0,00336 \frac{kN}{cm}}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,00336 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 51,6(cm)^4}{384 \times 400 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 640 (cm^4)} = \mathbf{0,0012 cm}$$

## A.3. flecha da carga Variável principal

- **ocupação:**

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 3 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,0003 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$q = 120(cm) \times 0,0003 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = \mathbf{0,036 \frac{kN}{cm}}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,036 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 51,6(cm)^4}{384 \times 400 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 640 (cm^4)} = \mathbf{0,013 cm}$$

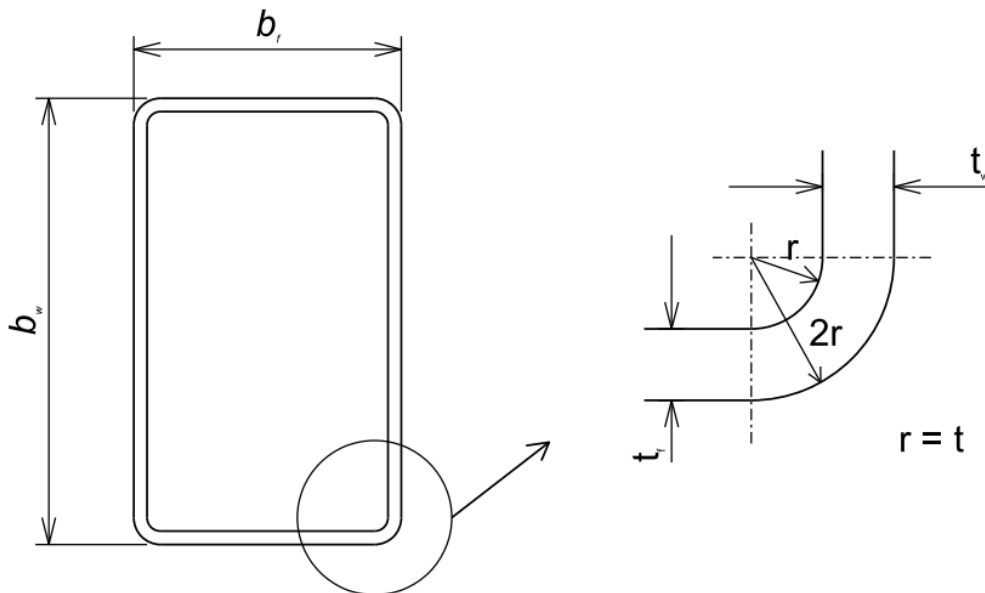


## Anexo B

Este anexo é referente ao desenvolvimento dos cálculos da Viga 03.

### B.1. Aplicabilidade do perfil

A NBR 8261 padroniza que o raio externo máximo de tubos quadrados ou retangulares não deve exceder um raio de 3 vezes a espessura, nos cantos. Considerando a norma europeia EM 10219-2 e os catálogos de tubos comerciais, vamos considerar o raio interno igual a espessura.



A relação de largura-espessura fica:

- Mesa:

$$b = b_f - [2r + 2t_f] \rightarrow \text{largura do elemento mesa}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{3 - [2 \times 0,12 + 2 \times 0,12]}{0,12} = \frac{2,4}{0,12} = \mathbf{16}$$

- Alma:

$$b = b_w - [2r + 2t_w] \rightarrow \text{largura do elemento alma}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{9 - [2 \times 0,12 + 2 \times 0,12]}{0,12} = \frac{8,52}{0,12} = 71$$

Conforme a tabela 4 da NBR 14 762:

**Tabela 4 — Valores máximos da relação largura-espessura**

<b>Caso a ser analisado</b>	<b>Valor máximo da relação largura-espessura<sup>a</sup></b>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma ou mesa e a outra a enrijecedor de borda simples	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ <sup>b</sup>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma e a outra a mesa ou outro tipo de enrijecedor de borda com $I_s \geq I_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Elemento comprimido com ambas as bordas vinculadas a elementos AA	$(b/t)_{\text{máx}} = 500$ <sup>c</sup>
Elemento comprimido AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $I_s < I_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ <sup>b</sup>
Alma de vigas sem enrijecedores transversais	$(b/t)_{\text{máx}} = 200$
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios e satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{\text{máx}} = 260$
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários, satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{\text{máx}} = 300$
<sup>a</sup> $b$ é a largura do elemento; $t$ é a espessura. <sup>b</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 30$ . <sup>c</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 250$ .	

## B.2. tensão normal de compressão

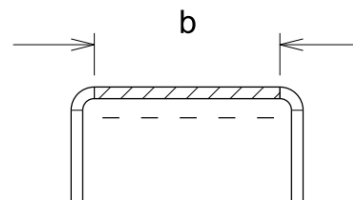
Conforme item 9.2.2.1- A, a tensão última considerada para escoamento da seção (flambagem Local) é a tensão última do aço, que no caso do trabalho é 25 kN/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma = f_y = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

### B.3. Área inefetiva da mesa:

A aba do perfil tubular é engastada em ambas as extremidades, portanto é considerada um elemento apoiado-apoiado (AA).

Como o perfil está em sofrendo flexão, a mesa superior sofre compressão e a mesa inferior sofre tração.



Como no caso de tração a área tracionada é Toda efetiva, vamos atentar apenas para a aba comprimida.

Sendo assim, utilizamos a tabela 5 da NBR 14 762 para obter o coeficiente de flambagem da mesa:

**Tabela 5 — Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA**

Caso a		$k = 4,0$
--------	--	-----------

$$b = b_f - 2[r + t] \rightarrow \text{largura da aba}$$

$$\text{se } r = t \quad \therefore \quad b = b_f - 4t = 3 - 4 \times 0,12 = 2,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{2,52}{0,12}}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20\,000}{25}}} = \mathbf{0,29}$$

se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(d_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{nao ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(d_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(d) \end{array} \right.$

como  $0,29 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 2,52 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Área inefetiva da mesa:**

$$A_{inef,mesa} = (b - b_{ef})t = (2,4 - 2,4)0,15 = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$$

#### **B.4. Área inefetiva da alma:**

Para calcularmos a área efetiva da alma é necessário obter o coeficiente de flambagem, este que é obtido através da relação de tensões nas mesas (partícula mais distante da linha neutra).

Para determinarmos a tensão na mesa, é necessário considerar que:

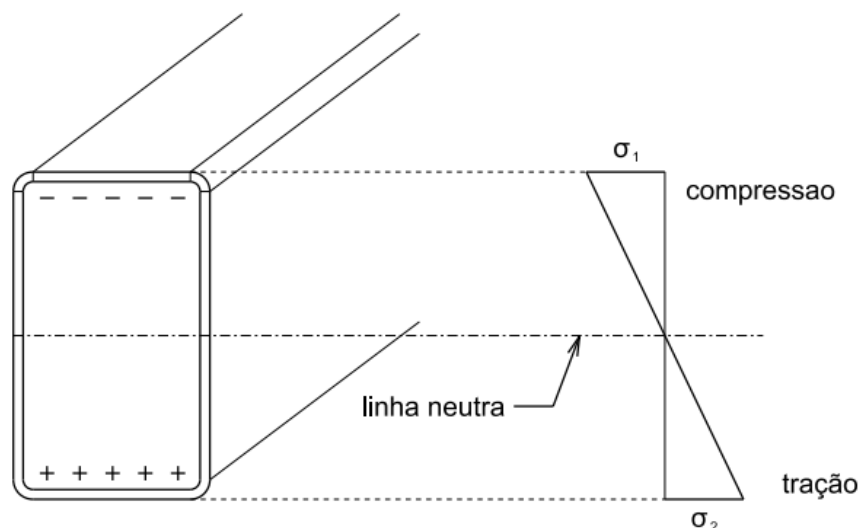
- A área tracionada no perfil é considerada toda efetiva;
- A área comprimida a ser considerada é a área efetiva, devido a ocorrência de flambagem local.

- Caso ocorra flambagem local na secção comprimida do perfil, a área efetiva de compressão será menor que a área tracionada, assim a linha neutra se deslocará.
- No fato da linha neutra e deslocar para a área tracionada do perfil, a extremidade comprimida acabará sofrendo uma tensão maior.
- Caso a posição da linha neutra se distanciar mais que 5% da posição original, devesse refazer o procedimento.

Como exposto no item anterior, as abas do perfil não tem área inefetiva, sendo assim a linha neutra continua no mesmo eixo do centro geométrico da secção.

#### Cálculo do coeficiente de flambagem da alma(k):

De acordo com o desenho, a tensão da mesa superior é igual a tensão da mesa inferior(sem considerar a área efetiva da alma).



*Obs: caso fosse necessário calcular a nova posição da linha neutra usaríamos o conceito dos momentos estáticos de área(  $Q = \Sigma A y$  ).*

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{25}{-25} = -1$$

→ relação entre tensões na extremidade do perfil

Conforme tabela 5, caso d, pag 28 NBR 14762:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq -0,236 \quad \therefore \quad -1 < -0,236 \quad \text{então:}$$

$$k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$$

→ *coeficiente de flambagem de elemento  
AA sofrendo tração e compressão*

$$k = 4 + 2[1 - (-1)] + 2[1 - (-1)]^3 = 24$$

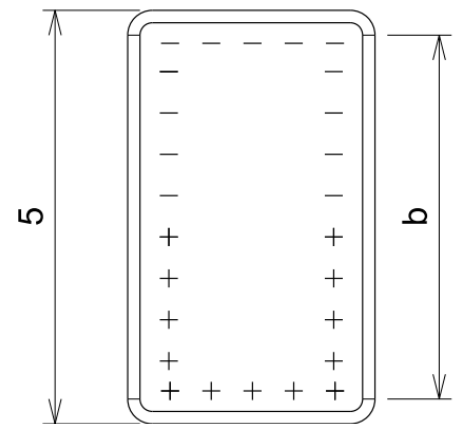
Determinando a largura efetiva:

$$b = b_w - 2[r + t] \quad \therefore \quad \text{se } r = t$$

$$b = b_w - 4t = 9 - 4 \times 0,12 = \mathbf{8,52 \text{ cm}}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento alma}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{8,52}{0,12}}{0,95 \sqrt{\frac{24 \times 20\,000}{25}}} = 0,54$$



se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(b_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{não ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(b_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(b) \end{array} \right.$

como  $0,54 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 8,52 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Area inefetiva da mesa:**

$$A_{inef,mesa} = (b - b_{ef})t = (4,4 - 4,4)0,15 = 0 \text{ cm}^2$$

### **B.5. Momento de Inercia da secção efetiva:**

Como a área efetiva é a mesma área da secção do perfil, não há mudança no momento de inercia.

### **B.6. Modulo de resistência da secção efetiva:**

Como o momento de inercia efetivo é o mesmo momento de inercia da secção do perfil, não há mudança do modulo de resistência.

### **B.7. Tensão normal de compressão**

Conforme item 9.8.2.2 - A, a tensão última considerada para Flambagem Lateral com torção é a tensão última do aço acrescida de um fator de redução  $\chi_{FLT}$ .

Para obter o valor do fator de redução referente a Flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) será necessário obter :

Fator de modificação para momento fletor não uniforme( $C_b$ ):

Esse fator é muito expressivo quando na mesma barra existe momento fletor não uniforme. Em vários casos de cálculo onde o momento fletor é uniforme,

esse fator chega a valores em torno de 1,6. A NBR 14762 item 9.8.2.2 sugere que o mesmo pode ser considerado 1 em casos de momentos uniformes.

Vamos considerar  $C_b = 1,5$ .

Momento Fletor de flambagem lateral com torção ( $M_e$ ):

$$M_e = C_b \sqrt{N_{ey} G J} \rightarrow \text{momento fletor de flambagem lateral para barras com secção fechada (caixão)}$$

$$\text{conforme 6.2.1.2.1} \rightarrow N_{ey} = 67,16 \text{ kN}$$

$$M_e = 1,5 \sqrt{67,16 \times 7700 \times 13,3} = 1959 \text{ kN.cm}$$

Assim, o fator de redução ( $\chi_{FLT}$ ) fica:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}}$$

$\rightarrow$  *índice de esbelteza reduzido associado à flambagem lateral torcional global, para barras duplamente simétricas*

$W_c \rightarrow$  *módulo resistente elástico da secção bruta do perfil*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{6,14 \times 25}{1959}} = 0,28$$

se:

$$\lambda_0 \leq 0,6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)$$

$$\lambda_0 \geq 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$$\text{como } 0,28 < 0,6 \quad \therefore \quad \chi_{FLT} = 1$$



$$\sigma = \chi_{FLT} f_y = 1 \times 25 = 25 \frac{kN}{cm^2}$$

Portanto a tensão normal de compressão nesse caso de instabilidade global da barra não sofre alteração comparada com a tensão normal de compressão de escoamento da secção, sendo assim o valor resistente nominal do momento fletor fica o mesmo da instabilidade local.

## B.8. Flecha da carga permanente

- *Piscina:*

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 6,14 \frac{kN}{m^2} = 0,000614 \frac{kN}{cm^2}$$

$$q = 52(cm) \times 0,000614 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 0,03193 \frac{kN}{cm} \rightarrow \text{linear}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,03193 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm)^4}{384 \times 20000 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 27,64 (cm^4)} = 0,156 cm$$

- *Piso:*

$$q_{Gj,k} = q_{piso} = 0,28 \frac{kN}{m^2} = 0,000028 \frac{kN}{cm^2}$$

$$q = 52(cm) \times 0,000028 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 0,00336 \frac{kN}{cm}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,00336 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm)^4}{384 \times 20\,000 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) \times 27,64 (cm^4)} = 0,0164 cm$$

- *Barra 03*

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,022 \frac{kN}{m} = \mathbf{0,00022 \frac{kN}{cm}}$$

$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,00022 \left(\frac{kN}{cm}\right) \times 120(cm)^4}{384 \times 20\,000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 27,64 (cm^4)} = \mathbf{0,001 cm}$$

## B.9. Flecha da carga variável principal

*ocupação:*

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 3 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,0003 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$q = 52(cm) \times 0,0003 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) = \mathbf{0,0156 \frac{kN}{cm}}$$

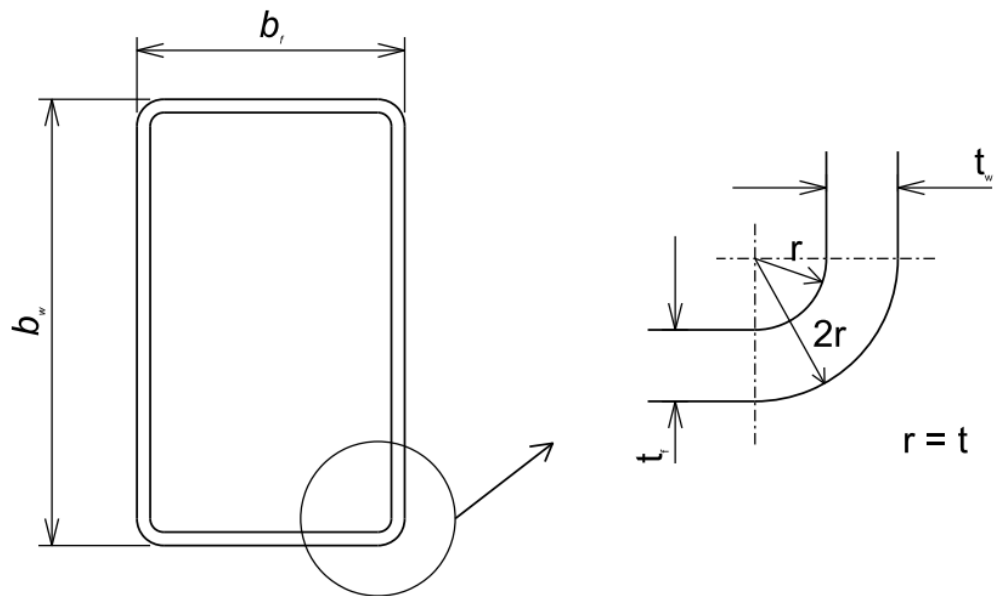
$$\delta_{per} = \frac{5 q L^4}{384 E_a I_x} = \frac{5 \times 0,0156 \left(\frac{kN}{cm}\right) \times 120(cm)^4}{384 \times 20\,000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 27,64 (cm^4)} = \mathbf{0,076 cm}$$

## **Anexo C**

Propriedades geométricas da secção transversal efetiva utilizando o método das larguras efetiva

### **C.1. Aplicabilidade do perfil**

A NBR 8261 padroniza que o raio externo máximo de tubos quadrados ou retangulares não deve exceder um raio de 3 vezes a espessura, nos cantos. Considerando a norma europeia EM 10219-2 e os catálogos de tubos comerciais, vamos considerar o raio interno igual a espessura.



A relação de largura-espessura fica:

- Mesa:

$$b = b_f - [2r + 2t_f] \rightarrow \text{largura do elemento mesa}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5 - [2 \times 0,265 + 2 \times 0,265]}{0,265} = \frac{3,94}{0,265} = \mathbf{14,86}$$

- Alma:

$$b = b_w - [2r + 2t_w] \rightarrow \text{largura do elemento alma}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{10 - [2 \times 0,265 + 2 \times 0,265]}{0,265} = \frac{8,94}{0,265} = \mathbf{33,7}$$

Conforme a tabela 4 da NBR 14 762:

**Tabela 4 — Valores máximos da relação largura-espessura**

<b>Caso a ser analisado</b>	<b>Valor máximo da relação largura-espessura<sup>a</sup></b>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma ou mesa e a outra a enrijecedor de borda simples	$(b/t)_{máx} = 60$ <sup>b</sup>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma e a outra a mesa ou outro tipo de enrijecedor de borda com $I_s \geq I_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{máx} = 90$
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	$(b/t)_{máx} = 90$
Elemento comprimido com ambas as bordas vinculadas a elementos AA	$(b/t)_{máx} = 500$ <sup>c</sup>
Elemento comprimido AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $I_s < I_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{máx} = 60$ <sup>b</sup>
Alma de vigas sem enrijecedores transversais	$(b/t)_{máx} = 200$
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios e satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{máx} = 260$
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários, satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{máx} = 300$
<sup>a</sup> $b$ é a largura do elemento; $t$ é a espessura. <sup>b</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{máx} = 30$ . <sup>c</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{máx} = 250$ .	

Portanto, o perfil **ATENDE** a todas as situações aplicáveis independente de ser tubular.

## C.2. tensão normal de compressão

Conforme item 9.2.2.1- A, a tensão ultima considerada para escoamento da seção (flambagem Local) é a tensão ultima do aço, que no caso do trabalho é 25 kN/cm<sup>2</sup>.

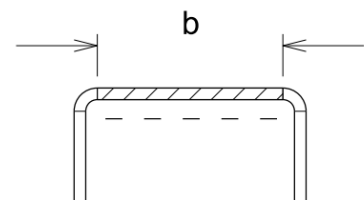
$$\sigma = f_y = 25 \frac{kN}{cm^2}$$

## C.3. Área inefetiva da mesa:

A aba do perfil tubular é engastada em ambas as extremidades, portanto é considerada um elemento apoiado-apoiado (AA).

Como o perfil está em sofrendo flexão,

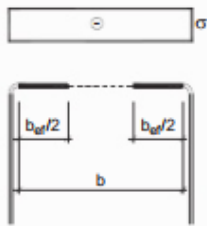
a mesa superior sofre compressão e a mesa inferior sofre tração.



Como no caso de tração a área tracionada é Toda efetiva, vamos atentar apenas para a aba comprimida.

Sendo assim, utilizamos a tabela 5 da NBR 14 762 para obter o coeficiente de flambagem da mesa:

**Tabela 5 — Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA**

Caso a		$k = 4,0$
--------	---	-----------

$$b = b_f - 2[r + t] \rightarrow \text{largura da aba}$$

$$\text{se } r = t \quad \therefore \quad b = b_f - 4t = 5 - 4 \times 0,265 = \mathbf{3,94 \text{ cm}}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{3,94}{0,265}}{0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20\,000}{25}}} = \mathbf{0,27}$$

se  $\lambda_p > 0,673$  { ocorre flambagem local nesse elemento, portanto é necessário calcular a largura efetiva ( $d_{ef}$ )

$\lambda_p < 0,673$  { não ocorre flambagem local nesse elemento, portanto a largura efetiva ( $d_{ef}$ ) é igual a largura do elemento ( $d$ )

como  $0,27 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 3,94 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Área inefetiva da mesa:**

$$A_{inef,mesa} = (b - b_{ef})t = (2,4 - 2,4)0,15 = 0 \text{ cm}^2$$

#### **C.4. Área inefetiva da alma:**

Para calcularmos a área efetiva da alma é necessário obter o coeficiente de flambagem, este que é obtido através da relação de tensões nas mesas (partícula mais distante da linha neutra).

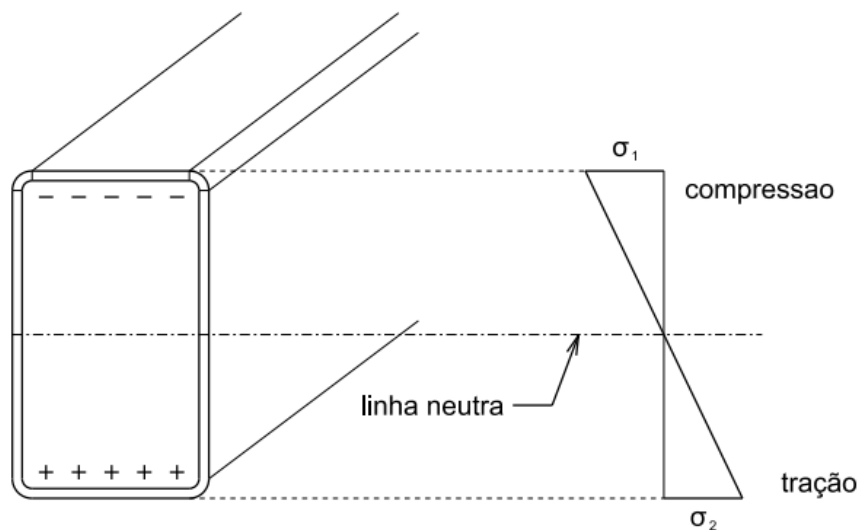
Para determinarmos a tensão na mesa, é necessário considerar que:

- A área tracionada no perfil é considerada toda efetiva;
- A área comprimida a ser considerada é a área efetiva, devido a ocorrência de flambagem local.
- Caso ocorra flambagem local na secção comprimida do perfil, a área efetiva de compressão será menor que a área tracionada, assim a linha neutra se deslocará.
- No fato da linha neutra se deslocar para a área tracionada do perfil, a extremidade comprimida acabará sofrendo uma tensão maior.
- Caso a posição da linha neutra se distanciar mais que 5% da posição original, devesse refazer o procedimento.

Como exposto no item anterior, as abas do perfil não tem área inefetiva, sendo assim a linha neutra continua no mesmo eixo do centro geométrico da secção.

Cálculo do coeficiente de flambagem da alma(k):

De acordo com o desenho, a tensão da mesa superior é igual a tensão da mesa inferior(sem considerar a área efetiva da alma).



*Obs: caso fosse necessário calcular a nova posição da linha neutra usaríamos o conceito dos momentos estáticos de área( $Q = \Sigma A y$ ).*

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{25}{-25} = -1$$

→ *relação entre tensões na extremidade do perfil*

Conforme tabela 5, caso d, pag 28 NBR 14762:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq -0,236 \quad \therefore \quad -1 < -0,236 \quad \text{então:}$$

$$k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$$

→ *coeficiente de flambagem de elemento AA sofrendo tração e compressão*

$$k = 4 + 2[1 - (-1)] + 2[1 - (-1)]^3 = 24$$



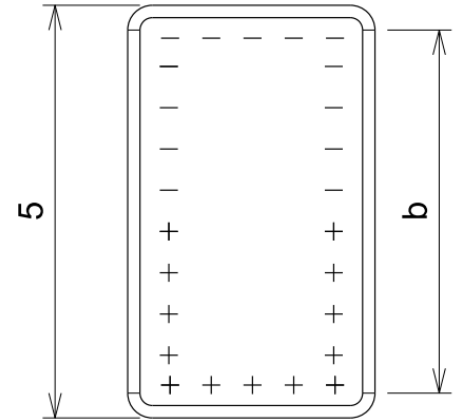
Determinando a largura efetiva:

$$b = b_w - 2[r + t] \quad \therefore \quad \text{se } r = t$$

$$b = b_w - 4t = 10 - 4 \times 0,265 = \mathbf{8,94 \text{ cm}}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento alma}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{8,94}{0,265}}{0,95 \sqrt{\frac{24 \times 20\,000}{25}}} = 0,25$$



se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(b_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{nao ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(b_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(b) \end{array} \right.$

como  $0,25 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 8,94 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Area inefetiva da mesa:**

$$A_{inef, mesa} = (b - b_{ef})t = (4,4 - 4,4)0,15 = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$$

### C.5. Momento de Inercia da secção efetiva:

Como a área efetiva é a mesma área da secção do perfil, não há mudança no momento de inercia.

## C.6. Modulo de resistência da secção efetiva:

Como o momento de inercia efetivo é o mesmo momento de inercia da secção do perfil, não há mudança do modulo de resistência.

## C.7. Tensão normal de compressão

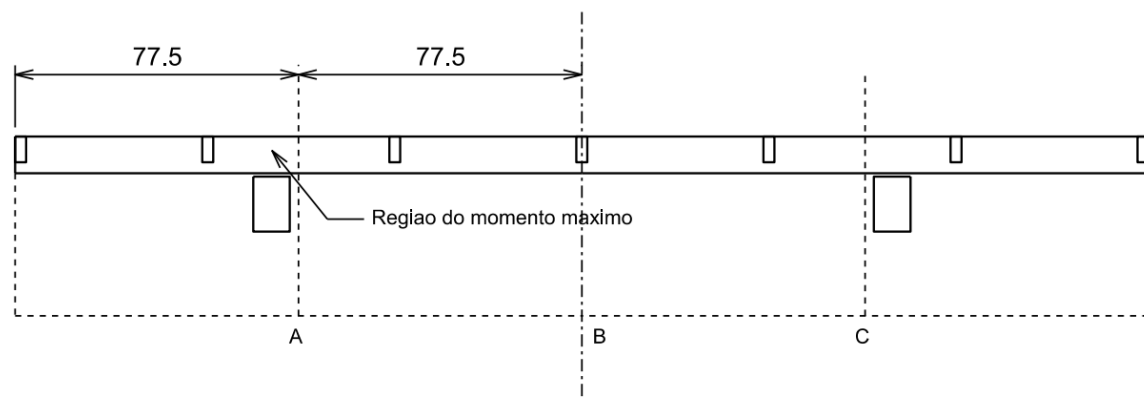
Conforme item 9.8.2.2 - A, a tensão última considerada para Flambagem Lateral com torção é a tensão última do aço acrescida de um fator de redução  $\chi_{FLT}$ .

Para obter o valor do fator de redução referente a Flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) será necessário obter :

### Fator de modificação para momento fletor não uniforme( $C_b$ ):

Esse fator é muito expressivo quando na mesma barra existe momento fletor não uniforme. Em vários casos de cálculo onde o momento fletor é uniforme, esse fator chega a valores em torno de 1,6. A NBR 14762 item 9.8.2.2 sugere que o mesmo pode ser considerado 1 em casos de momentos uniformes.

Como no nosso caso o momento fletor nessa barra não é uniforme, vamos calcular  $C_b$ :



$M_A$  = valor do momento fletor solicitante de cálculo, em modulo, na coordenada do primeiro quarto do trecho analisado

$M_B$  = valor do momento fletor solicitante de cálculo, em modulo, na coordenada do segundo quarto do trecho analisado

$M_c$  = valor do momento fletor solicitante de cálculo, em modulo, na coordenada do terceiro quarto do trecho analisado

Retirando dados do SAP conforme item 5.2.2:

$$M_{max} = 397 \text{ kN.cm} \quad \therefore \quad M_A = 370 \text{ kN.cm}$$

$$M_B = 385 \text{ kN.cm} \quad \therefore \quad M_C = 370 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 397}{2,5 \times 397 + 3 \times 370 + 4 \times 385 + 3 \times 370} = \mathbf{1,04}$$

Momento Fletor de flambagem lateral com torção ( $M_e$ ):

$$M_e = C_b \sqrt{N_{ey} G J} \quad \rightarrow \quad \text{momento fletor de flambagem lateral para barras com secção fechada(caixao)}$$

$$\text{conforme 6.3.1.2.1} \quad \rightarrow \quad N_{ey} = 205,2 \text{ kN}$$

$$M_e = 1,04 \sqrt{205,2 \times 7700 \times 77,82} = \mathbf{11578 \text{ kN.cm}}$$

Assim, o fator de redução ( $\chi_{FLT}$ ) fica:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}}$$

$\rightarrow$  *índice de esbeltez reduzido associado à flambagem lateral torcional global, para barras duplamente simétricas*

$W_c$   $\rightarrow$  *modulo resistente elastico da secção bruta do perfil*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{20,06 \times 25}{11578}} = 0,20$$

se:

$$\lambda_0 \leq 0,6 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = 1$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)$$

$$\lambda_0 \geq 1,336 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$$\text{como } 0,2 < 0,6 \quad \therefore \quad \chi_{FLT} = 1$$

$$\sigma = \chi_{FLT} f_y = 1 \times 25 = 25 \frac{kN}{cm^2}$$

Portanto a tensão normal de compressão nesse caso de instabilidade global da barra não sofre alteração comparada com a tensão normal de compressão de escoamento da secção, sendo assim o valor resistente nominal do momento fletor fica o mesmo da instabilidade local.

## C.8. Flecha da carga permanente

- *Piscina:*

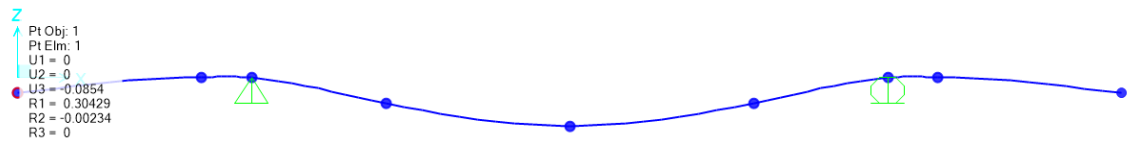
$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 6,14 \frac{kN}{m^2} = 0,000614 \frac{kN}{cm^2}$$

$$q = 52(cm) \times 0,000614 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 0,03193 \frac{kN}{cm} \quad \rightarrow \quad \text{linear}$$

Considerando que a viga 02 é apoio da viga 03:

$$P_{pisc} = q \times L = 0,03193 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm) = 3,83 \text{ kN}$$

Compilando no SAP:



$$\delta_{per,pisc} = 0,085 \text{ cm}$$

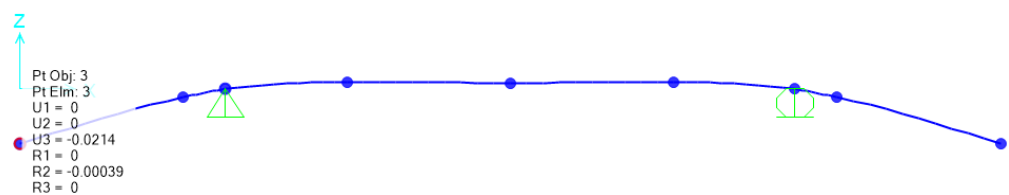
- **Piso:**

$$q_{Gj,k} = q_{piso} = 0,28 \frac{kN}{m^2} = 0,000028 \frac{kN}{cm^2}$$

$$q = 52(cm) \times 0,000028 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 0,00145 \frac{kN}{cm}$$

Considerando que a viga 02 é apoio da viga 03:

$$P_{piso} = q \times L = 0,00145 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm) = 0,174 \text{ kN}$$



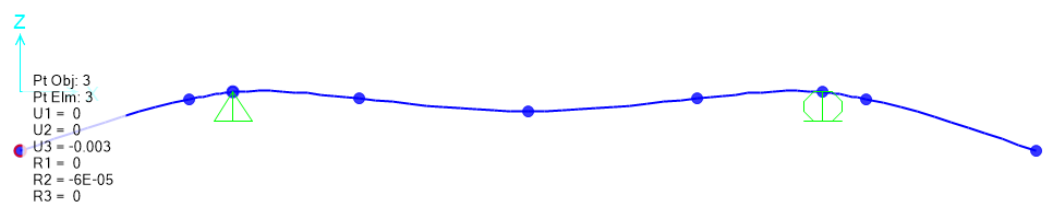
$$\delta_{per,piso} = 0,0214 \text{ cm}$$

- **Barra 03**

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,022 \frac{kN}{m} = 0,00022 \frac{kN}{cm}$$

Considerando que a viga 02 é apoio da viga 03:

$$P_{03} = q \times L = 0,00022 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm) = 0,0264 kN$$



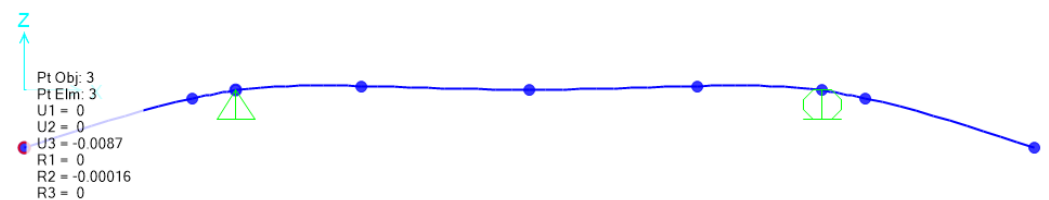
$$\delta_{per,03} = 0,003cm$$

- **Barra 02**

$$q_{Gj,k} = q_{b.3} = 0,0602 \frac{kN}{m} = 0,000602 \frac{kN}{cm}$$

Considerando que a viga 02 é apoio da viga 03:

$$P_{02} = q \times L = 0,000602 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm) = 0,07224 kN$$



$$\delta_{per,02} = 0,0087cm$$

## C.9. Flecha da carga variável principal

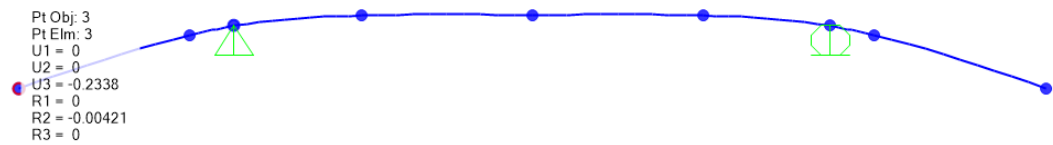
- **ocupação:**

$$q_{Gi,k} = q_{pisc} = 3 \frac{kN}{m^2} = 0,0003 \frac{kN}{cm^2}$$

$$q = 52(cm) \times 0,0003 \left( \frac{kN}{cm^2} \right) = 0,0156 \frac{kN}{cm}$$

Considerando que a viga 02 é apoio da viga 03:

$$P_{02} = q \times L = 0,0156 \left( \frac{kN}{cm} \right) \times 120(cm) = 1,872 kN$$



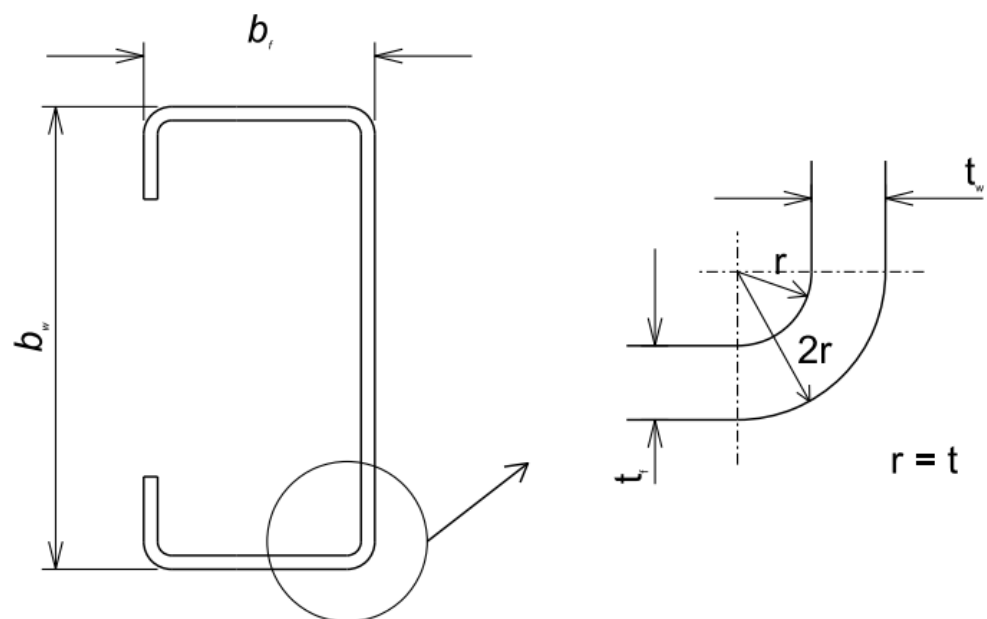
$$\delta_{Sc,ocup} = 0,233cm$$

Propriedades geométricas da secção transversal efetiva utilizando o método das larguras efetivas.

No caso de flexão, os perfis duplos caixa não tem a resistência majorada ou minorada devido estarem unidos, a resistência a flexão simples é proporcional ao momento de inércia referente ao eixo  $x$ , sendo assim vamos calcular a resistência a momento fletor do perfil unitário, antes de fechar em caixa/caixão.

### D.1. Aplicabilidade do perfil

A NBR 6355 padroniza que o raio interno de perfis conformados a frio deve ser igual a espessura da chapa.



A relação de largura-espessura fica:

- Mesa:

$$b = b_f - [2r + 2t_f] \rightarrow \text{largura do elemento mesa}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{7,5 - [2 \times 0,335 + 2 \times 0,335]}{0,335} = \frac{6,16}{0,335} = \mathbf{18,4}$$



- Alma:

$$b = b_w - [2r + 2t_w] \rightarrow \text{largura do elemento alma}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{20 - [2 \times 0,335 + 2 \times 0,335]}{0,335} = \frac{18,66}{0,335} = 55,7$$

Conforme a tabela 4 da NBR 14 762:

**Tabela 4 — Valores máximos da relação largura-espessura**

<b>Caso a ser analisado</b>	<b>Valor máximo da relação largura-espessura <sup>a</sup></b>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma ou mesa e a outra a enrijecedor de borda simples	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ <sup>b</sup>
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma e a outra a mesa ou outro tipo de enrijecedor de borda com $l_s \geq l_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Elemento comprimido com ambas as bordas vinculadas a elementos AA	$(b/t)_{\text{máx}} = 500$ <sup>c</sup>
Elemento comprimido AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $l_s < l_a$ conforme 9.2.3	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ <sup>b</sup>
Alma de vigas sem enrijecedores transversais	$(b/t)_{\text{máx}} = 200$
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios e satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{\text{máx}} = 260$
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários, satisfazendo as exigências de 9.5.1	$(b/t)_{\text{máx}} = 300$
<sup>a</sup> $b$ é a largura do elemento; $t$ é a espessura. <sup>b</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 30$ . <sup>c</sup> Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 250$ .	

Portanto, o perfil **ATENDE** a todas as situações aplicáveis.

## D.2. tensão normal de compressão

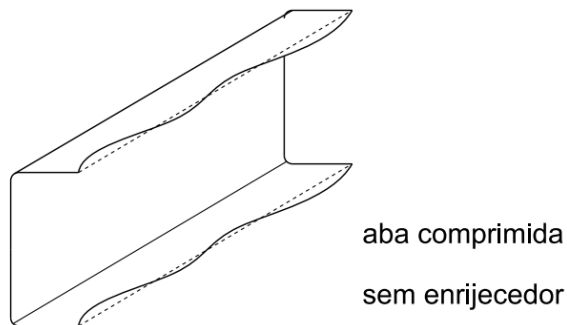
Conforme item 9.2.2.1- A, a tensão última considerada para escoamento da seção (flambagem Local) é a tensão última do aço, que no caso do trabalho é 25 kN/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma = f_y = 25 \frac{kN}{cm^2}$$

### D.3. Área inefetiva do enrijecedor de aba

Sambemos que o perfil é constituído de aba, alma e enrijecedor.

O enrijecedor tem função de aumentar a área efetiva da aba, contendo-a a flambar local.



Portanto temos que verificar se o enrijecedor irá exercer essa função no perfil.

#### Necessidade de enrijecedor de Aba

Para fazer a verificação da necessidade de utilizar enrijecedor, vamos verificar a esbeltez da aba:

$$b = b_f - [2r + 2t_f] \rightarrow \text{largura do elemento aba}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{7,5 - [2 \times 0,335 + 2 \times 0,335]}{0,335} = \frac{6,16}{0,335} = 18,4$$

$K = 0,43 \rightarrow$  coeficiente de flambagem conforme tabela 6, pag 29, NBR 14 672

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{6,16}{0,335}}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20\,000}{25}}} = 1,04$$

se  $\lambda_p \leq 0,673$  { não ocorre flambagem local nesse elemento, portanto **nao** é necessário enrijecedor

$\lambda_p > 0,673$  { ocorre flambagem local nesse elemento, portanto é necessário considerar o enrijecedor nos calculos

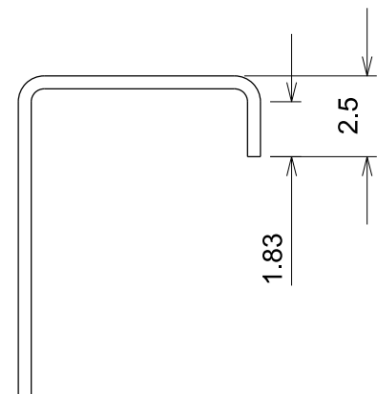
Se  $1,04 > 0,673 \rightarrow$  necessário **considerar** o enrijecedor de borda nos cálculos!!

OBS: o perfil é composto por dois enrijecedores, duas abas/mesa e uma alma.

$d \rightarrow$  Largura do enrijecedor

$$d = D - [r + t] \quad \therefore \quad \text{se } r = t$$

$$d = D - 2t = 2,5 - 2 \times 0,335 = \mathbf{1,83 \text{ cm}}$$



$K = 0,43 \rightarrow$  coeficiente de flambagem de elemento AL com carga distribuída uniformemente, conforme tabela 6, pag 29, NBR 14 672

Obs: o enrijecedor é tratado como uma aba livre

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento enrijecedor}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{1,83}{0,335}}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20\,000}{25}}} = 0,31$$

se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(d_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{nao ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(d_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(d) \end{array} \right.$

Se  $0,31 < 0,673 \rightarrow d = d_{ef} = d_s = 1,83 \text{ cm}$

$d_s \rightarrow$  largura efetiva do enrijecedor

**Area inefetiva:**

$$A_{inef, enrig} = (d - d_s)t = (1,83 - 1,83) \times 0,335 = 0$$

$\rightarrow$  Area inefetiva do enrijecedor

#### **D.4. Área inefetiva da mesa:**

Para encontrarmos o coeficiente de flambagem referente a mesa do perfil, temos que utilizar algumas relações referentes ao elemento enrijecido e seu enrijecedor, portanto:

Dados para calculo de largura efetiva de elemento aba/mesa:

*Item 9.2.3.1 – NBR 14 762 / 2010*

❖ Relação de momentos de inercia do enrijecedor:

$$I_s = \frac{t d_s^3}{12} \times \text{sen}^2 \theta \quad \rightarrow \quad \langle \text{momento de inercia da regio bruta do enrijecedor, referente ao eixo paralelo ao elemento a ser enrijecido} \rangle$$

$\theta \rightarrow$  angulo entre enrijecedor e a aba

$$I_s = \frac{0,335 \times 1,83^3}{12} \times \text{sen}^2 90 = \mathbf{0,171}$$

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{po} - 0,328]^3 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{momento de inercia de} \\ \text{referencia do enrijecedor} \end{array} \right.$$

$$\text{sendo que } I_a \leq t^4 [56 \lambda_{po} + 5]$$

$$\lambda_{po} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{indice de esbeltez reduzido de mesa(aba) predisposta} \\ \text{a flambagem local (item E. 1. -necessidade de enr. aba)} \end{array} \right.$$

$$I_a = 399 \times 0,335^4 [0,487 \times 1,04 - 0,328]^3 = \mathbf{0,028}$$

$$t^4 [56 \lambda_{po} + 5] = 0,335^4 (56 \times 1,04 + 5) = 0,8$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{po} + 5] \quad \rightarrow \quad 0,028 \leq 0,8 \quad \therefore \quad I_a = 0,028$$

$$\frac{I_s}{I_a} \quad \rightarrow \quad \text{rela\c{c}o de momentos de inercia, onde o valor maximo deve ser 1}$$

$$\frac{I_s}{I_a} = \frac{0,171}{0,028} = 6,1 \quad \rightarrow \quad \text{segundo condi\c{c}ao acima} \quad \rightarrow \quad \frac{I_s}{I_a} = \mathbf{1}$$

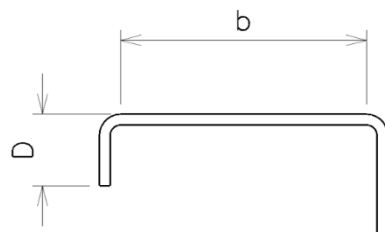
- ❖ Exponente do calculo de coeficiente de flambagem de elementos propicios à flambagem local ( $n$ ):

$$n = 0,58 - 0,122 \lambda_{po} \quad \rightarrow \quad \text{que tem que ser maior ou igual que } \frac{1}{3}$$

$$n = 0,58 - 0,122 \times 1,04 = 0,45 \quad \rightarrow \quad \text{se } 0,45 > 0,33 \quad \rightarrow \quad \mathbf{n = 0,45}$$

- ❖ Relação entre enrijecedor e elemento enrijecido ( $D/b$ ):

$$\frac{D}{b} = \frac{2,5}{6,16} = 0,29$$



$$\text{se } 0,25 \leq \frac{D}{b} \leq 0,8 \rightarrow k = \left(4,82 - 5 \frac{D}{b}\right) \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0,43$$

sendo que o valor máximo de  $k$  deve ser menor ou igual a 4

$$k = \left(4,82 - 5 \times \frac{2,5}{6,16}\right) (1)^{0,45} + 0,43 = \mathbf{3,22} \quad \therefore \text{quadro anterior}$$

Largura efetiva da mesa/alma

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{6,16}{0,335}}{0,95 \sqrt{\frac{3,22 \times 20\,000}{25}}} = \mathbf{0,38}$$

se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(b_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{não ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(b_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(b) \end{array} \right.$

como  $0,38 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 6,16 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Área inefetiva da Aba:**

$$A_{inef,aba} = (b - b_{ef})t = (6,16 - 6,16)0,335 = \mathbf{0 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Área inefetiva do aba}$$

## D.5. Área Inefetiva da alma

Para calcularmos a área efetiva da alma é necessário obter o coeficiente de flambagem, este que é obtido através da relação de tensões nas mesas (partícula mais distante da linha neutra).

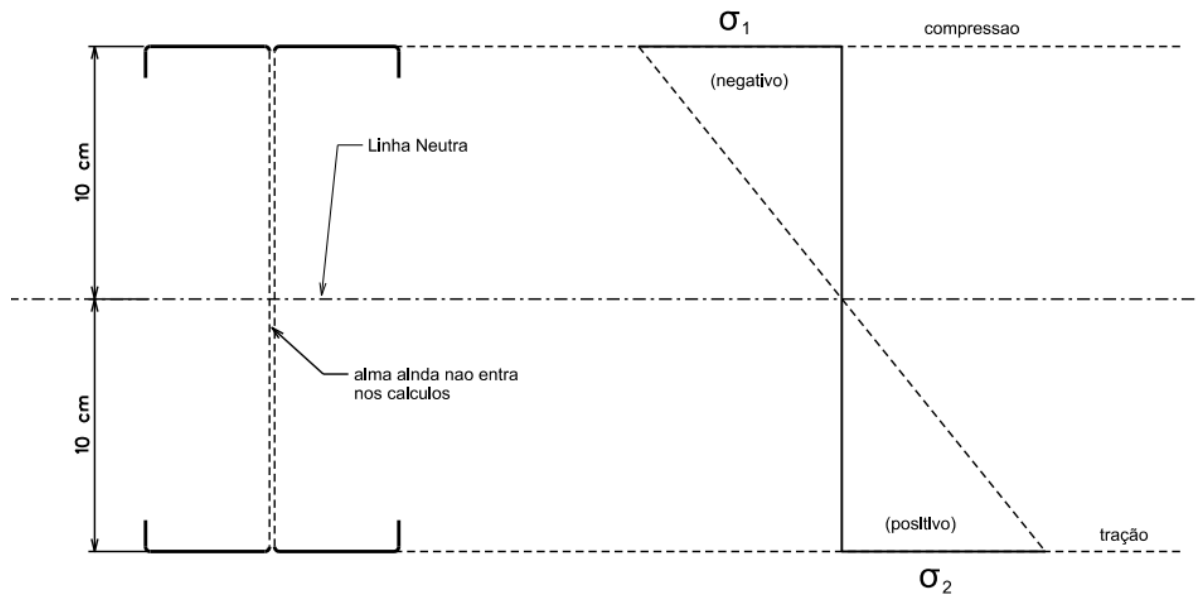
Para determinarmos a tensão na mesa, é necessário considerar que:

- A área tracionada no perfil é considerada toda efetiva em caso de flexão;
- A área comprimida a ser considerada é a área efetiva, devido a ocorrência de flambagem local.
- Caso ocorra flambagem local na secção comprimida do perfil, a área efetiva de compressão será menor que a área tracionada, assim a linha neutra se deslocará.
- No fato da linha neutra se deslocar para a área tracionada do perfil, a extremidade comprimida acabará sofrendo uma tensão maior.
- Caso a posição da linha neutra se distanciar mais que 5% da posição original, devesse refazer o procedimento.

Como exposto no desenho (calculado anteriormente), nesse caso, as abas e enrijecedores do perfil não tem área inefetiva, sendo assim a linha neutra continua no mesmo eixo do centro geométrico da secção.

Cálculo do coeficiente de flambagem da alma(k):

A princípio, baseando -se nas mesas/abas, a tensão da mesa superior é igual a tensão da mesa inferior (sem considerar a área efetiva da alma).



Obs: caso fosse necessário calcular a nova posição da linha neutra usaríamos o conceito dos momentos estáticos de área(  $Q = \Sigma A y$  ).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{25}{-25} = -1$$

→ relação entre tensoes na extremidade do perfil

Conforme tabela 5, caso d, pag 28 NBR 14762:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq -0,236 \quad \therefore \quad -1 < -0,236 \quad \text{entao:}$$

$$k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$$

→ coeficiente de flambagem de elemento AA sofrendo tração e compressão

$$k = 4 + 2[1 - (-1)] + 2[1 - (-1)]^3 = 24$$

Determinando a largura efetiva:

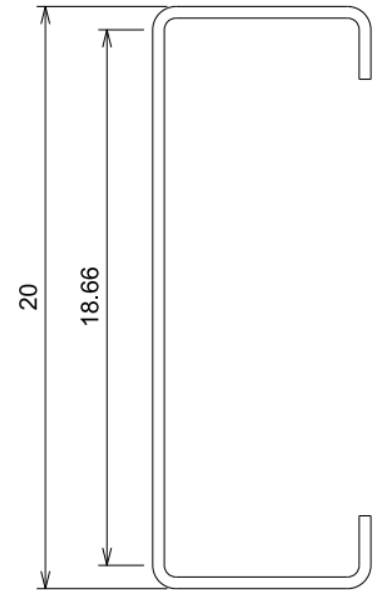
$$b = b_w - 2[r + t] \quad \therefore \quad \text{se } r = t$$

$$b = b_w - 4t = 20 - 4 \times 0,335 = \mathbf{18,66 \text{ cm}}$$



$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k E}{\sigma}}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido do elemento alma}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{18,66}{0,335}}{0,95 \sqrt{\frac{24 \times 20\,000}{25}}} = 0,42$$



se  $\lambda_p > 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{é necessário calcular a largura efetiva}(b_{ef}) \end{array} \right.$

$\lambda_p < 0,673$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{nao ocorre flambagem local nesse elemento, portanto} \\ \text{a largura efetiva}(b_{ef}) \text{ é igual a largura do elemento}(b) \end{array} \right.$

como  $0,42 < 0,673 \rightarrow$  não é **necessário** calcular a largura efetiva do elemento!!

$b_{ef} = 18,66 \text{ cm} \rightarrow$  largura efetiva do elemento

**Area inefetiva da alma:**

$$A_{inef, mesa} = (b - b_{ef})t = (18,66 - 18,66)0,335 = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$$

#### **D.6. Momento de Inercia da secção efetiva:**

Como a área efetiva é a mesma área da secção do perfil, não há mudança no momento de inercia.

É importante lembrar que calculamos a área efetiva/inefetiva de apenas um perfil, mas como o perfil é duplo(caixao), vamos utilizar os valores duplicados, conforme enunciado em 6.4 .

#### **D.7. Modulo de resistência da secção efetiva:**

Como o momento de inercia efetivo é o mesmo momento de inercia da secção do perfil, não há mudança do modulo de resistência.

É importante lembrar que calculamos o momento de inercia de apenas um perfil, mas como o perfil é duplo(caixao), vamos utilizar os valores duplicados, conforme enunciado em 6.4.

#### **D.8. Tensão normal de compressão**

*No caso de torção, a verificação deve ser feita considerando os perfis unidos, pois no caso de perfis sofrendo torção a variável que influencia nesse fenômeno é o momento de inercia em relação a  $y$  , que em caso de perfis caixão é muito maior que o dobro do perfil isolado.*

Conforme item 9.8.2.2 - A, a tensão última considerada para Flambagem Lateral com torção é a tensão última do aço acrescida de um fator de redução  $\chi_{FLT}$ .

Para obter o valor do fator de redução referente a Flambagem lateral com torção ( $\chi_{FLT}$ ) será necessário obter :

Fator de modificação para momento fletor não uniforme( $C_b$ ):

Esse fator é muito expressivo quando na mesma barra existe momento fletor não uniforme. Em vários casos de cálculo onde o momento fletor é uniforme, esse fator chega a valores em torno de 1,6. A NBR 14762 item 9.8.2.2 sugere que o mesmo pode ser considerado 1 em casos de momentos uniformes.

Como no nosso caso o momento fletor nessa barra é uniforme, como exposto em 5.2.3, não vamos calcular  $C_b$  e vamos considerá-lo como 1,5.

$$C_b = 1,5$$

Momento Fletor de flambagem lateral com torção ( $M_e$ ):

$$M_e = C_b \sqrt{N_{ey} G J} \rightarrow \text{momento fletor de flambagem lateral para barras com secção fechada(caixão)}$$

$$\text{conforme 6.4.1.2.1} \rightarrow N_{ey} = 1313,35 \text{ kN}$$

$$M_e = 1,5 \sqrt{1313,35 \times 7700 \times 1621,8} = 192100 \text{ kN.cm}$$

Assim, o fator de redução ( $\chi_{FLT}$ ) fica:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}}$$

$\rightarrow$  *índice de esbelteza reduzido associado à flambagem lateral torcional global, para barras duplamente simétricas*

$W_c \rightarrow$  *módulo resistente elástico da secção bruta do perfil*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{150,7 \times 25}{192100}} = 0,14$$

se:

$$\lambda_0 \leq 0,6 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = 1$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)$$

$$\lambda_0 \geq 1,336 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$$\text{como } 0,2 < 0,6 \quad \therefore \quad \chi_{FLT} = 1$$

$$\sigma = \chi_{FLT} f_y = 1 \times 25 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Portanto a tensão normal de compressão nesse caso de instabilidade global da barra não sofre alteração comparada com a tensão normal de compressão de escoamento da secção, sendo assim o valor resistente nominal do momento fletor fica o mesmo da instabilidade local.

## Anexo E

Este Anexo é referente aos cálculos da coluna 1. Como já enunciado, os parâmetros são calculados baseando -se na NBR 8800, por ser tubo de secção transversal

### E.1. Fator de redução para flambagem local da parede(Q):

Anexo F 4 NBR 8800

$$\frac{D}{t} \rightarrow \text{relação de esbeltez do perfil} \quad \begin{cases} t = \text{espessura da parede} \\ D = \text{Diâmetro externo} \end{cases}$$

$$\frac{E}{f_y} \rightarrow \text{parametro para calculo do fator de redução}$$

$$\begin{aligned} \frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y} &\rightarrow Q = 1 \\ 0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y} &\rightarrow Q = \frac{0,038}{\left(\frac{D}{t}\right)} \times \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3} \end{aligned}$$

$$\frac{D}{t} = \frac{5,08(\text{cm})}{0,265(\text{cm})} = 19,16 \quad \therefore \quad 0,11 \frac{E}{f_y} = 0,11 \times \frac{20\,000\left(\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)}{25\left(\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right)} = 88$$

$$\text{se } \frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y} \quad \rightarrow \quad 19,6 < 88 \quad \rightarrow \quad Q = 1$$

## E.2. Força Axial de Flambagem Elástica ( $N_e$ ) :

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2}$$

A força axial de Flambagem deveria ser calculada referente ao eixo X e ao eixo Y, com seus respectivos momentos de inercia e distância entre restrições, porém, nesse caso, por se tratar de eixo de secção circular não é necessário.

Conforme a tabela E.1. da NBR 8800 vamos utilizar o coeficiente de flambagem igual a 1 por se enquadrar no item C.

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

$$N_e = \frac{\pi^2 \times 20\,000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 11,65 (cm^4)}{(1 \times 30(cm))^2} = 2555,1 kN$$

### E.3. Índice de esbeltez reduzido referente à compressão:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \rightarrow \text{índice de esbeltez reduzido da secção circular}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 4,01(cm^2) \times 25 \left(\frac{kN}{cm^2}\right)}{2555(kN)}} = 0,19$$

### E.4. fator de redução associado a resistência a compressão( $\chi$ ):

Conforme item 5.3.3.1 da NBR 8800:

$$\lambda_0 \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\lambda_0 > 1,5 \quad \rightarrow \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\text{como } \lambda_0 = 0,19 \quad \rightarrow \quad \chi = 0,658^{0,19^2} \quad \therefore \quad \chi = 0,98$$

## Anexo F

Este Anexo é referente aos cálculos da coluna 1.

### F.1. Força Axial de Flambagem Elástica ( $N_e$ ) :

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2}$$

A força axial de Flambagem deveria ser calculada referente ao eixo X e ao eixo Y, com seus respectivos momentos de inércia e distância entre restrições, porém, nesse caso, por se tratar de eixo de secção circular não é necessário.

Conforme a tabela E.1. da NBR 8800 vamos utilizar o coeficiente de flambagem igual a 1 por se enquadrar no item C.

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					



$$N_{c,Rk} = \frac{\pi^2 \times 20\,000 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) \times 10,78 (cm^4)}{(1 \times 30(cm))^2} = \mathbf{2364,3 kN}$$

## **F.2. Esmagamento da secção**

$$N_{c,Rk} = A_g f_y = 11,64(cm^2) \times 25 \left(\frac{kN}{cm^2}\right) = \mathbf{291 kN}$$

## Anexo G

Este anexo é referente ao cálculo dos custos do produto do referido trabalho.

### G.1. Peso da estrutura

TABELA 1

componente	Peso por metro	Comprimento da barra(m)	Peso por barra(kg)	Quantidade de barras	Peso total do componente(kg)
Viga 03	2,22	1,2	2,66	21	55,86
Viga 02	6,02	3,1	18,66	4	74,64
Viga 04	19,66	3,6	70	2	140
Coluna 01-tubo	3,15	0,5	1,57	2	3,15
Coluna 01 - rosca	9,13	0,4	3,65	2	7,3
				<b>Peso total da estrutura</b>	<b>281</b>

Tabela 01 – Peso da Estrutura