



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS

**ESTRUTURA DE UMA VIA ELEVADA PARA TRENS DE LEVITAÇÃO
MAGNÉTICA**

RODRIGO OTÁVIO DAS NEVES BEZERRA

SETEMBRO DE 2007

AGRADECIMENTOS

À minha orientadora, Michèle Pfeil, pelas horas e dedicação gastas neste projeto; aos professores da COPPE, Eduardo David e Richard Stephan, idealizadores do projeto MAGLEV COBRA, pelo auxílio e confiança no trabalho; aos meus antigos chefes na empresa Sondotécnica S.A., engenheiros Antero Alves e Naje Abud, pela bibliografia e pela compreensão durante a preparação deste trabalho; e aos meus colegas de turma (Felipe, Xande, Táta, Maribat, Fabrício, Leandro, George, Miguel, Luiza, Mônica, Paula, Fabi, Débora, Guilherme, Gérson, entre outros) que me ajudaram durante toda esta jornada acadêmica na faculdade.

RESUMO

Neste projeto de final de curso foram dimensionadas duas opções para uma estrutura para trens de levitação magnética, denominada tecnologia MAGLEV COBRA, desenvolvida pela COPPE/UFRJ. O trabalho é dividido na apresentação do projeto, com uma breve descrição das tecnologias existentes e da desenvolvida pela COPPE e suas vantagens em relação aos sistemas de transportes tradicionais, e um resumo da análise estrutural e do dimensionamento de toda a estrutura, com base nas normas utilizadas e critérios de projeto adotados. No final apresentou-se um levantamento orçamentário para a estrutura, incluindo fabricação, montagem e transporte. Anexo encontra-se a memória de cálculo do projeto.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS DO TRABALHO	2
3. O FENÔMENO DA LEVITAÇÃO	3
3.1. TIPOS DE LEVITAÇÃO	3
3.2. TECNOLOGIAS DE LEVITAÇÃO MAGNÉTICA E SUAS APLICAÇÕES	3
3.2.1. Tecnologia de Levitação Eletrodinâmica (EDL)	4
3.2.2. Tecnologia de Levitação Eletromagnética (EML)	6
3.2.3. Tecnologia de Levitação Supercondutora (SQL)	8
3.2.4. A Tecnologia Maglev-HTS desenvolvida pelo LASUP/UFRJ	9
3.2.4.1. Trilho de Levitação	10
3.2.4.2. Motor Linear do Maglev	11
4. DESIGN DO MAGLEV COBRA	13
5. COMPARATIVO DAS VANTAGENS DA TECNOLOGIA MAGLEV COBRA X TECNOLOGIA VLT	13
5.1. Introdução	13
5.2. Peso dos Veículos	13
5.3. Peso da Super-estrutura da Via Permanente	14
5.4. Efeito Dinâmico	15
5.5. Resistência ao Movimento	16
5.6. Desempenho Energético	16
6. A CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA EM VIA ELEVADA	21
7. A METODOLOGIA CONSTRUTIVA	23
7.1. Das Vigas	24
7.2. Dos Pilares e Travessas	24
7.3. Das Fundações em Sapata	24
8. RESUMO DA ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO	24

8.1. Materiais	24
8.2. Ações	25
8.2.1. Ações Verticais	25
8.2.2. Ações Horizontais	25
8.3. Combinações de Ações	26
8.4. Esforços Solicitantes na Seção Transversal da Viga-Mista	28
8.5. Verificação ao Tombamento da Seção Transversal	28
8.6. Empenamento e Distorção da Seção Transversal	29
8.7. Verificação à Flexão da Viga-Mista	30
8.8. Resistência ao Cisalhamento da Viga-Mista	30
8.9. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento	30
8.10. Verificação da Flecha da Viga	30
8.11. Verificação à Fadiga nos Detalhes de Juntas Soldadas	31
8.12. Dimensionamento das Colunas	32
8.12.1. Definição e Geometria do Pilar	32
8.12.2. Solicitações nos Pilares	32
8.12.3. Dimensionamento à Flexo-Compressão nos Pilares	32
8.13. Verificação da Laje (Mesa Superior da Viga-Mista)	33
8.14. Aparelhos de Apoio	33
8.15. Fundações	33
8.15.1. Solicitações nas Fundações	34
8.15.2. Dimensionamento das Sapatas	34
9. ORÇAMENTO DA ESTRUTURA	34
10. CONCLUSÕES	36
11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	37
12. BIBLIOGRAFIA DA MEMÓRIA DE CÁLCULO	38
13. ANEXOS	

1. INTRODUÇÃO

Um dos desafios do Setor de Energia em nosso país, e no mundo, é desenvolver tecnologias que contribuam para o uso racional e eficiente da energia, com maior alcance social e menor impacto ambiental. Para tal são necessários projetos e pesquisas científicas, tecnológicas e experimentais que objetivam a eficiência energética no uso final.

Com relação à implantação de projetos de transporte público, os investimentos na infra-estrutura são preponderantes em relação ao custo total, logo qualquer economia nesta área, decorrente de melhorias de projeto e de avanços tecnológicos, deve ser considerada. Um grupo de trabalho que estudou a implantação de uma ligação ferroviária de alta velocidade entre Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas, instituído pela Portaria MT 360/2004, chegou à conclusão que 75% do custo total será devido às desapropriações e via permanente, enquanto o material rodante fica em torno de 11%. (Valec, 2005)

Dos sistemas de transporte de média capacidade existentes atualmente, o VLT (Veículo Leve sobre Trilhos – ver figura 1) destaca-se pela facilidade de implantação, ao compartilhar o espaço das vias urbanas em faixas segregadas ou em vias elevadas, utilizando os canteiros centrais das vias duplas, que minimiza os gastos com desapropriações. Por este motivo, neste presente trabalho, o veículo MAGLEV será comparado com este sistema, de custo de implantação muito menor do que, por exemplo, o Metrô.



Figura 1 – Veículos Leves sobre Trilhos (David, 2005)

Os trens leves de levitação magnética, denominada tecnologia MAGLEV COBRA (Fig. 2), que vem sendo desenvolvida no Laboratório de Aplicações de Supercondutores (LASUP) da Universidade Federal do Rio de Janeiro com o auxílio e participação do Laboratório de

Estudos e Simulações de Sistemas Metro-Ferrovíarios (LESFER) da COPPE/UFRJ, podem revolucionar a ótica do transporte urbano coletivo como o conhecemos e da infra-estrutura das cidades como um todo.

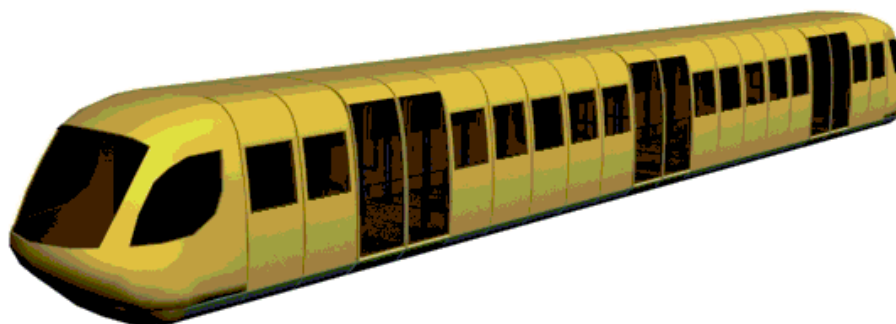


Figura 2 – Protótipo do Veículo MAGLEV COBRA (David, 2007)

Em relação aos sistemas de transporte convencionais podemos destacar as seguintes vantagens do MAGLEV sobre os demais:

1. O aspecto estrutural, por permitir seções transversais mais leves devido ao baixo peso-próprio dos trens e a ausência de motores, truques ou quaisquer outros eixos mecânicos;
2. O aspecto do consumo energético e ambiental, por se tratar de energia elétrica sem emissão de gases poluentes ou quaisquer resíduos, e a ausência quase que total de ruídos no sistema;
3. O aspecto estético, com uma nova concepção de trens mais adaptáveis ao meio urbano, mais arrojados, mais funcionais e aerodinâmicos.

2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho de fim de curso de graduação em Engenharia Civil, com ênfase em Estruturas, tem como objetivo a concepção, o dimensionamento e o levantamento orçamentário de uma estrutura em via elevada para os trens MAGLEV COBRA, desenvolvidos pelo LESFER/UFRJ em parceria com o LASUP/UFRJ

A grande motivação para a participação do projeto MAGLEV COBRA é colaborar com o desenvolvimento de uma tecnologia totalmente inédita no Brasil e no mundo, que pode, futuramente, com os devidos incentivos e financiamentos, passar a ser encarado como um projeto desenvolvimentista em tecnologia de ponta e de crescimento para a nação.

O estudo presente visa contribuir na parte referente aos custos da obra civil-estrutural para a elaboração de um futuro orçamento global de um projeto de implantação de uma linha modelo/experimental do sistema MAGLEV no Brasil. Vale ressaltar que não há no mundo

ainda projetos e modelos em escala real utilizando a tecnologia MAGLEV HTS, tratando-se então de um estudo pioneiro, tanto em caráter tecnológico quanto estrutural, onde passamos a ter uma nova forma de interação entre carga-móvel e estrutura, com ausência de atrito e com forças magnéticas fazendo a transmissão de ações e reações entre as cargas e a super-estrutura.

3. O FENÔMENO DA LEVITAÇÃO

3.1 TIPOS DE LEVITAÇÃO

Para efeitos de entendimento, as técnicas de levitação podem ser classificadas em 3 tipos: mecânicas, elétricas e eletro-magnéticas. Dentre as técnicas mecânicas, estão as que usam a força pneumática, como no conhecido veículo *hovercraft* ou ainda as forças aerodinâmicas utilizadas pelos aviões, tecnologia esta conhecida há mais de um século na humanidade.

A levitação elétrica baseia-se no princípio básico de repulsão entre cargas elétricas de mesma polaridade dispostas frente à frente, gerando forças repulsoras de igual intensidade e sentidos opostos em cada elemento.

Finalmente, podem ser citados os métodos fundamentados na intensidade de um campo magnético. Neste ponto, vale ainda registrar a levitação com materiais diamagnéticos, mas cuja força resultante é bem menor do que as que serão vistas aqui em seguida. Estas técnicas recentes de levitação magnética, devido à intensidade da força resultante que produzem, permitem seu uso em sistemas de transporte ferroviário.

A eliminação, pela levitação, do atrito entre rodas e trilho permite ao veículo atingir velocidades superiores a 500 km/h mas, em compensação, exige um sistema de propulsão especial, sendo que os motores lineares são a solução mais adequada.

3.2 TECNOLOGIAS DE LEVITAÇÃO MAGNÉTICA E SUAS APLICAÇÕES

Dentre as tecnologias desenvolvidas atualmente, podemos destacar três grupos, que se diferenciam pelo princípio físico ou tecnologia de levitação magnética. Veremos abaixo uma síntese de cada:

3.2.1 Tecnologia de Levitação Eletrodinâmica (EDL)

Este tipo de levitação necessita do movimento de um campo magnético nas proximidades de um material condutor (Fig.3). A proposta japonesa de trem de levitação, LEVMAG (www.rtri.or.jp), está baseada neste princípio.

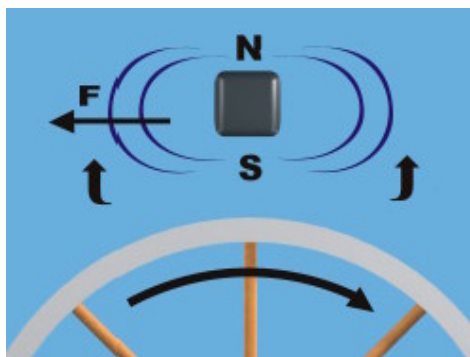


Figura 3 - Esquema do princípio de levitação eletrodinâmica (Stephan, 2003)

Se um material magnético realizar um movimento relativo a uma lâmina condutora (alumínio por exemplo) correntes parasitas serão introduzidas no condutor. Estas correntes, por sua vez, gerarão um outro campo magnético o qual, pela lei de Lenz, opor-se-á ao campo criado pelo material magnético. A interação entre ambos gerará uma pressão magnética e, por conseguinte, uma força repulsiva no material magnético. Esta força é a responsável pela levitação do corpo.

3.2.2 *Tecnologia de Levitação Eletromagnética (EML)*

Esta tecnologia de levitação tem grandes exemplos de sucesso, como na proposta alemã de trem de levitação denominada Transrapid (<http://www.transrapid.de>), ilustrada nas figuras 4 e 5, que está atualmente implementada na China numa conexão de 30 km entre o Pudong Shanghai International Airport e Shanghai Lujiazui, um distrito financeiro, e também na proposta japonesa HSST. A Suíça também, no seu projeto Swissmetro, emprega esta tecnologia (<http://www.swissmetro.com>), porém seu projeto encontra-se ainda em fase de projetos e pesquisas.

O fundamento físico básico, nesta aplicação, explora a força de atração que existe entre um ímã ou eletro-ímã e um material ferromagnético. A estabilização, neste caso, só é possível com uma malha de realimentação e regulador devidamente sintonizado.

Este sistema regulador e de estabilização (Fig.6) é complexo e muito preciso e está presente ao longo de toda a via, tornando-se uma carga adicional à estrutura. Em termos estruturais um aspecto negativo deste sistema de levitação são as flechas admissíveis nas vigas, flechas estas muito rigorosas para garantir a eficiência de todo o sistema. Com isso as seções transversais das vigas ficam superdimensionadas em relação à segurança em estados limites últimos (ELU) pois a rigidez da estrutura é o fator determinante no dimensionamento.



Figura 4 - Sistema Transrapid em operação na China (www.transrapid.de, 2007)



Figura 5 – Protótipo de demonstração do Transrapid em Munique, Alemanha (www.transrapid.de)

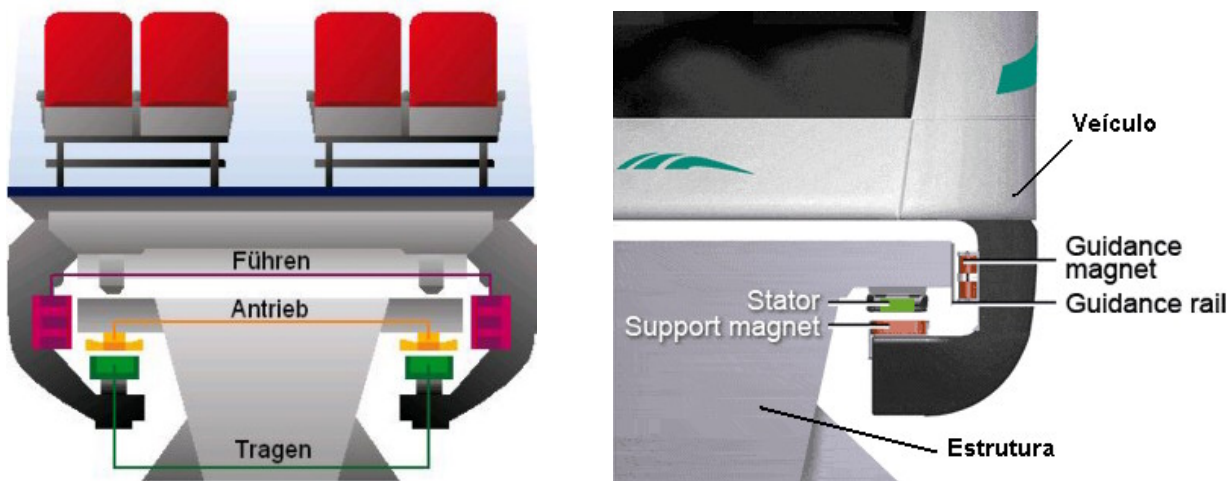


Figura 6 - Sistema regulador e de estabilização do Transrapid (www.transrapid.de, 2007)

Na prática, o sistema Transrapid originou em termos estruturais pouca vantagem sobre os demais sistemas concorrentes (ferroviário, metroviário, VLT, etc...) pois num vão de 25m de comprimento são utilizadas grandes vigas contínuas, metálicas ou em concreto, de cerca de 2 m de altura, e pilares bastante robustos, encarecendo os custos com infra-estrutura (Fig. 7). Isto dificulta a implantação de um projeto deste porte em países de orçamento mais limitado, pois seu único atrativo seria o baixo consumo energético e a não-emissão de resíduos, porém os custos de implantação não seriam competitivos com outras alternativas mais econômicas, como a dos sistemas tradicionais de transporte coletivo.

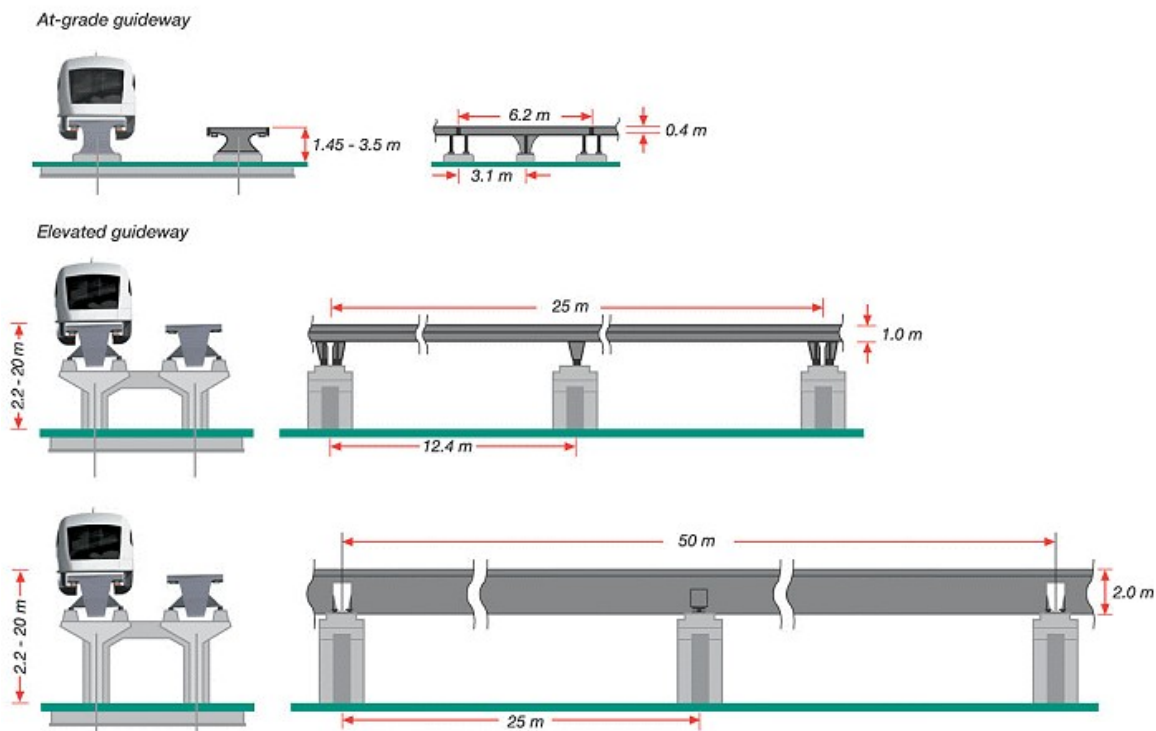


Figura 7 - Esquema estrutural do Transrapid: vigas contínuas de até 60m e até 2m de altura, em vãos de até 25 metros (www.transrapid.de, 2007).

3.2.3 Tecnologia de Levitação Supercondutora (SQL - Superconducting Quantum Levitation)

O estudo da eletricidade mostra que a resistividade de um condutor é uma função da sua temperatura. Desta maneira, seria de se esperar que a resistividade se tornasse cada vez menor, à medida que a temperatura do condutor caísse, até que não houvesse resistência alguma à passagem dos elétrons. Ao fazer experiências com vários condutores, o físico holandês Heike Kamerlingh Onnes (1853 - 1926) descobriu que a resistividade, de fato, continuava a cair com a queda da temperatura. Entretanto, em vez de se aproximar gradativamente da resistividade zero, cada material tinha uma temperatura específica na qual a resistividade caía subitamente para zero. Essa temperatura é chamada temperatura de

transição. A condição de resistividade zero abaixo da temperatura de transição de uma substância é chamada supercondutividade (www.superconductors.org, 2007).

Um supercondutor se assemelha bastante a uma máquina de movimento perpétuo. No Instituto de Tecnologia de Massachusetts, uma corrente foi induzida num anel metálico enquanto estava abaixo da sua temperatura de transição. O anel foi então armazenado na mesma temperatura baixa. Um ano depois a corrente induzida ainda estava presente no anel, sem nenhuma perda de energia.

Outra propriedade das substâncias esfriadas abaixo das suas temperaturas de transição é a sua impermeabilidade magnética. Em vez de concentrar as linhas magnéticas de força, como no caso dos metais ferromagnéticos em temperaturas ordinárias, uma substância supercondutora repele um campo magnético externo. Em outras palavras, o super-resfriamento produz uma propriedade que é o oposto do ferromagnetismo. Essa propriedade é chamada efeito *Meissner* (Fig. 8 e 9), em homenagem aos físicos alemães Walter Meissner e Robert Ochsenfeld que a descobriram em 1933. A figura 6 mostra um ímã suspenso, pelo efeito Meissner, acima de um material supercondutor.



Figura 8 - Demonstração do efeito Meissner em supercondutores (www.superconductors.org, 2007)

As pesquisas no campo das temperaturas ultra-baixas começaram com a liquefação do hélio, realizada em 1908 pelo físico holandês Heike Kamerlingh Onnes (1853 - 1926). O ponto de ebulição do hélio líquido é de cerca de 4° K (-269° C). Porém, no final dos anos 80, uma nova classe de supercondutores havia sido descoberta. Nesta classe, dos supercondutores do tipo II, esta exclusão do campo magnético é parcial, o que diminui a força de levitação mas conduz à estabilidade da levitação. Este fenômeno só pôde ser devidamente explorado a partir do final do século XX com o advento de novos materiais magnéticos e pastilhas supercondutoras de alta temperatura crítica, como o YBa₂Cu₃O_x (ítrio-bário-cobre-oxigênio, ou YBCO), que se tornam supercondutoras a temperaturas muito mais elevadas que

os supercondutores convencionais. Os supercondutores de alta temperatura crítica podem ser resfriados com nitrogênio líquido (temperatura de ebulição de -196°C), o que torna o custo da refrigeração muito menor. Estes novos supercondutores estão sendo usados na pesquisa de um novo tipo de trem de levitação em diferentes países, incluindo China, Japão, Alemanha (<http://www.evico.cc/magnetic.html>) e Brasil (<http://www.dee.ufrj.br/lasup/>), através da UFRJ.

Esta solução tecnológica ainda não foi implementada em escala real em nenhum lugar. Deve-se registrar que, na ocasião em que Alemanha e Japão iniciaram seus programas de trem de levitação eletromagnética, Transrapid, a tecnologia SQL não estava ainda disponível.

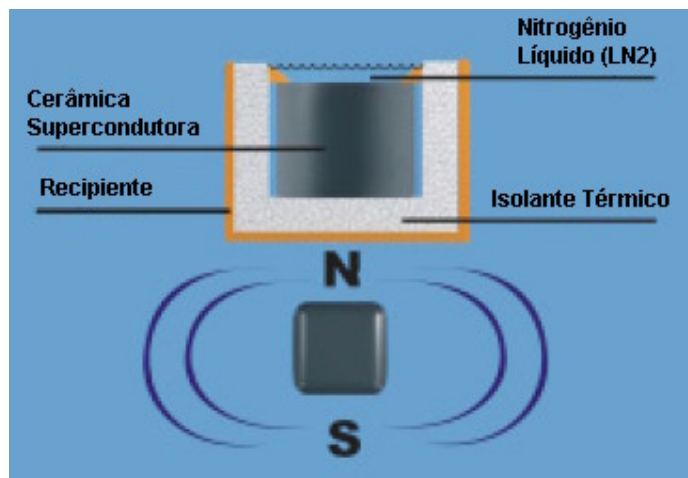


Figura 9 - Esquema do princípio de levitação supercondutora (Stephan, 2003).

3.2.4 A Tecnologia MAGLEV SQL-HTS desenvolvida pelo LASUP/UFRJ

O uso potencial de um trem MAGLEV, baseado em supercondutores de elevada temperatura crítica (*High Temperature Superconductings*, ou HTS), foi demonstrado em um protótipo em escala reduzida e em operação na UFRJ desde 2005, através do Laboratório de Aplicação de Supercondutores (LASUP, www.dee.ufrj.br/lasup). Por se tratar de tecnologia mais recente, ainda não existe linha de teste em escala real. Em outros países, como o Brasil, limitou-se a linhas em modelo reduzido, como a do LASUP, em formato oval com 30 metros de extensão (Fig. 10), guia linear formada por ímãs permanentes de Neodímio-Ferro-Boro (Nd-Fe-B) compondo o circuito magnético (interagindo com os supercondutores) para levitação. O MAGLEV é acionado por motor linear de primário longo, alimentado com inversor de frequência de fabricação nacional.

O LASUP além de acompanhar os aspectos mais relevantes dos sistemas de levitação eletromagnética e eletrodinâmica, pesquisa outros produtos baseados em supercondutores, como mancal axial, armazenador de energia cinética (flywheel, ou volante inercial) provido de motor/gerador de relutância chaveada, produção de amostras de bloco YBCO por texturização

em fusão e com semente. Quatro teses de doutorado, quatro de mestrados, dois projetos de fim de curso e dez trabalhos de iniciação científica além de organização de seminário internacional e publicação de dezenas de artigos em seminários nacionais, internacionais e revistas especializadas completam os trabalhos na área de formação de recursos humanos voltadas para aplicação de supercondutores. Naturalmente, o próximo passo consiste na construção de protótipos em escala real, envolvendo centros de pesquisas e indústrias, combinando conhecimentos já existentes no nosso país, mas ainda não efetivamente explorados, porém com um grande potencial de redução no consumo de energia e na emissão de gases do efeito estufa (Stephan, *et al*, 2003).

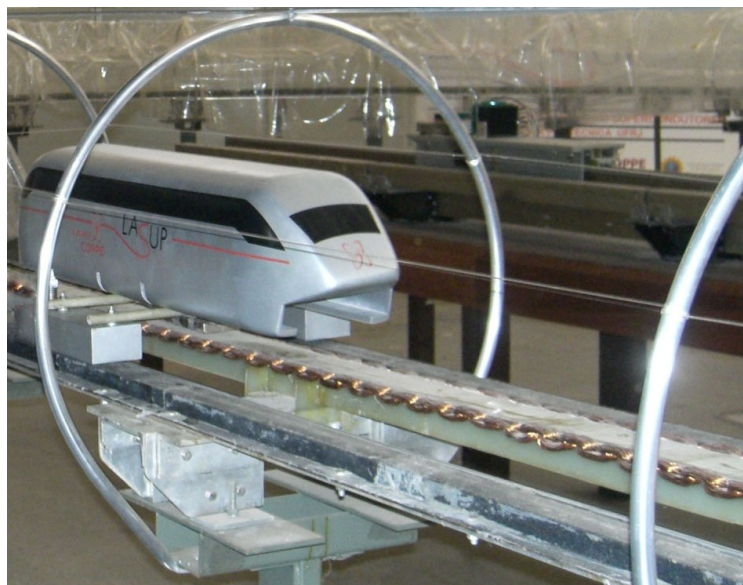


Figura 10 - Protótipo do sistema MAGLEV, em escala reduzida, no LASUP-UFRJ. (Stephan, 2003)

3.2.4.1 Trilho de Levitação

O trilho de levitação desenvolvido pelo LASUP, uma liga de Neodímio-Ferro-Boro (Nd-Fe-B) (ver ilustração na Fig. 11), foi estudado com a ajuda de um modelo utilizando um programa de elementos finitos. O supercondutor foi representado no estado de resfriamento na presença de campo, utilizando modelo de viga, representado abaixo.

Para os cálculos foi admitido um espaçamento entre o trilho e o veículo (*gap*) de 10mm.

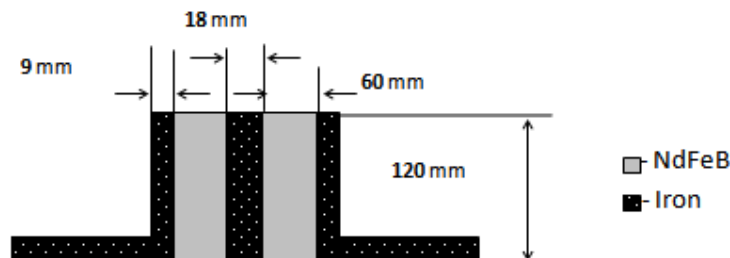


Figura 11 - Modelo de trilhos em Nd-Fe-B (Stephan, 2003) .

3.2.4.2 Motor Linear do Maglev

Motores lineares são motores que impõe diretamente um movimento de translação à carga acionada, sem necessidade de dispositivos para adaptação. O movimento de translação pode ser obtido através da força eletromagnética induzida ao veículo de um modo similar ao que gera o movimento rotativo. No caso do MAGLEV, são utilizados como dispositivo de propulsão, pois não há contato entre rodas e pista para gerar tração no mesmo.

Os motores lineares de corrente alternada podem ser divididos em: indução e síncrono. No momento, o LASUP estuda a aplicação dos motores de indução para a propulsão dos trens MAGLEV, os mesmos podem ser entendidos através de um corte ao longo do eixo central de motores rotativos de indução gaiola ou de rotor bobinado, após o corte o motor é planificado. Nessa transformação, o estator passa a ser chamado de primário e o rotor de secundário, dependendo da configuração do motor linear a parte móvel pode ser tanto o primário quanto o secundário. O campo girante torna-se o campo viajante ou tráfegante, pois o movimento do campo é na direção do deslocamento do secundário.

O projeto do motor linear do MAGLEV ainda está em desenvolvimento, o protótipo em escala reduzida do LASUP (ver esquema na Fig. 12) utiliza ainda um motor linear síncrono, de primário longo e face simples, ou seja, o primário seria uma linha contínua de condutores energizados ao longo da via (uma espécie de 3º trilho), e o secundário estaria no próprio trem.

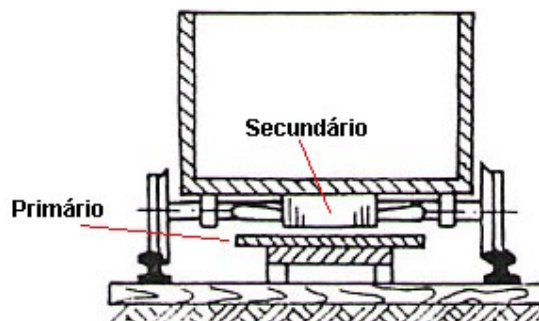


Figura 12 – Esquema de um motor linear de primário longo e face simples. (Roberto, 2006)

4. DESIGN DO MAGLEV COBRA

A tecnologia do MAGLEV HTS ainda não possui um protótipo em escala real. Entretanto, pela relativa facilidade de implantar modelos em escala reduzida, vários centros de pesquisas já realizam experimentos, como o LASUP-UFRJ.

Quando se pesquisa um modelo em escala real do MAGLEV, com carga distribuída ao longo do trilho ao invés de concentrada em um eixo, a primeira dificuldade deve-se ao efeito de flecha nas curvas de raio reduzido (típicas das vias urbanas). A solução adotada, de caráter inovador e original, consistiu em dividir o veículo em módulos de dimensões mais curtas e articulá-los, formando um trem. Três módulos básicos foram criados: 1) Módulo

Cabine; 2) Módulo de Assentos e 3) Módulo de Portas (ver ilustrações nas fig. 13, 14 e 15) . Desta forma, um trem pode ter o comprimento variável em função da demanda e do tipo de serviço, já que cada módulo constitui uma unidade independente. Visualmente, é como se o MAGLEV HTS se comportasse como uma serpente, com várias articulações; daí sua designação de MAGLEV COBRA.

Uma contribuição decorrente desta técnica é a redução de custo, já que por suas pequenas dimensões e alta padronização, uma instalação industrial que trabalhe com fibra de vidro (ou até fibra de carbono) poderá industrializar os veículos.

Uma parceria do proponente com técnicos do INT (Instituto Nacional de Tecnologia) resultou na concepção de três modelos seguintes para o MAGLEV COBRA com as configurações para diversos mercados (alta, média e baixa velocidade):



Figura 13 – Projeto conceitual do Maglev Cobra para velocidade > 100 km/h (David, 2006)



Figura 14 – Projeto conceitual do Maglev Cobra para velocidade entre 30-90 km/h (David, 2006)



Figura 15 – Projeto conceitual do Maglev Cobra para velocidade até 30 km/h (David, 2006)

Este último modelo, para o mercado de baixa velocidade, seria utilizado na interligação entre Pólos Geradores de Viagens (PGV), podendo-se prever a operação automática, como dos People Mover, num lay-out que prioriza a rapidez de embarque e desembarque.

Um modelo em escala deste conceito foi desenvolvido no INT e testado em Túnel de Vento da PUC-RJ, para determinação de dados quantitativos, especialmente o número de Reynolds (turbulência) e da geração de ruído e resistência do ar ao movimento em função da aerodinâmica. A figura 16 apresenta o modelo em escala 1:10.

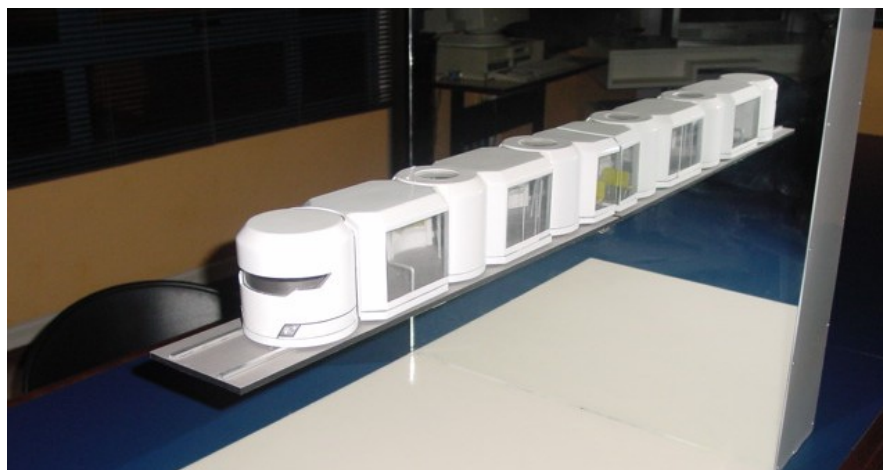


Figura 16 – Maquete do MAGLEV COBRA 3 construído no INT para ensaios em túnel de vento na PUC-RJ (David, 2006)

5. COMPARATIVO DAS VANTAGENS DA TECNOLOGIA MAGLEV COBRA X TECNOLOGIA VLT

5.1 Introdução

David (2005) apresenta um estudo comparativo de estimativa de custos entre a super e infra-estruturas de linhas de VLT e MAGLEV. À seguir apresenta-se um resumo deste estudo.

5.2 Peso dos Veículos

Os veículos rodoviários e ferroviários utilizados no transporte público têm seu peso total transmitido aos trilhos através de seus eixos, resultando em cargas concentradas sobre as vigas. No MAGLEV HTS, o peso total do veículo é distribuído ao longo dos blocos supercondutores sobre os quais o trem está percorrendo, resultando em cargas distribuídas ao longo das vigas. Além disso, como o MAGLEV HTS não possui eixos, motores e chassis, seu peso é pelo menos 40% inferior ao de um Veículo Leve sobre Trilhos (ver Fig. 1), por exemplo, com a mesma capacidade de passageiros, como na Tabela 1.

Especificação	Unidade	MAGLEV	VLT
Densidade de Passageiros	Pessoas / m ²	4,00	4,00
Peso do Passageiro	kN	0,74	0,74
Largura interna	m	2,50	2,50
Carga de passageiros	kN/m	7,40	7,40
Tara do veículo	kN/m	1,96	2,94
Carga Total por metro	kN/m	9,36	10,34
Comprimento do veículo	m	40,00	40,00
Truques por veículo	un.	-	2,00
Peso dos truques e motores / eixo	kN	-	117,68
TOTAL Peso do Veículo sem passageiros	kN	78,40	352,96
TOTAL Peso do Veículo com passageiros	kN	374,40	648,96

Tabela 1 – Comparação de cargas dos sistemas Maglev e VLT sobre a superestrutura (adaptado de David, 2005)

5.3 *Peso da Superestrutura da Via Permanente*

Devido à toda otimização de peso do veículo MAGLEV toda a superestrutura e infraestrutura da via serão beneficiadas, ou seja, teremos uma redução considerável de volume de concreto e aço das peças: vigas, pilares, lajes, travessas e sapatas. Esta diminuição de volume gerará reduções de custos de material diretamente proporcionais, fato este colaborará muito para o sucesso de todo o sistema MAGLEV, haja visto que os custos de infra-estrutura e obras civis de uma via expressa chegam a mais de 70% de todo o custo de implementação do sistema.

Olhando-se um sistema concorrente, como o VLT, este é um veículo que está sujeito às normas ferroviárias e, portanto, a superestrutura da via não é muito diferente dos sistemas ferroviários convencionais. Considerando uma linha assentada sobre lastro de brita, dormentes de concreto bi-bloco, trilho TR-45, o peso deste conjunto é superior a 15 kN por metro linear.

Comparativamente, a superestrutura da via para um veículo MAGLEV compõe-se de duas linhas de ímãs com altura de 120 mm e 160 mm de largura que, multiplicada pelo peso específico do material (Nd-Fe-B) corresponde a um peso por metro linear inferior a 3 kN, ou seja, 20% do peso da superestrutura do VLT. Soma-se ainda à superestrutura da via o peso dos componentes do motor linear, responsável pelo movimento longitudinal do veículo, estimado, em estudos prévios, em um peso inferior à 0,15 kN por metro linear.

Todas estas reduções de peso do veículo e da superestrutura da linha serão fundamentais para diminuição de custos de toda a estrutura portante da via.

5.4 Efeito Dinâmico

Geralmente os projetistas de estruturas evitam a complexidade das equações diferenciais dos sistemas dinâmicos pela adoção de coeficientes que majoram as cargas acidentais, reduzindo o problema a um conjunto de equações algébricas, ou a um problema estático. No caso das pontes ferroviárias, as vibrações induzidas na estrutura pela passagem do trem são muito fortes devido ao contato duro entre rodas e trilhos de aço, todos com irregularidades geométricas, rugosidades inerentes aos processos de fabricação e desgaste em serviço. Novas estruturas ferroviárias construídas com aço de alta resistência tendem a ser mais leves que as convencionais, resultando em razões entre as cargas-móveis e o peso-próprio relativamente pequenas. As amplitudes das respostas dinâmicas nestes casos passam a ser significativas e o dimensionamento à fadiga passou a ser uma exigência, considerado nas normas da ABNT (NBR 7189).

Como o MAGLEV COBRA levita sobre um campo magnético linear ao longo da linha de trilhos, não existindo o contato físico entre superfícies, a transmissão das vibrações para a estrutura é reduzida. O mesmo efeito se verifica no próprio veículo, que permite, da mesma forma, projetar a utilização de componentes mais esbeltos e leves do que os necessários nos veículos tradicionais, ferroviários e rodoviários, devido à baixa ocorrência de fadiga dos materiais.

Contudo, estudos futuros em escala reduzida e real deverão ser feitos de forma a se ter total dimensão dos reais efeitos dinâmicos do sistema Maglev sobre a superestrutura, com medições em campo das vibrações, das flechas e dos esforços sobre toda a estrutura.

5.5 Resistência ao Movimento

Geralmente, as metodologias de cálculo da resistência ao movimento dos veículos rodoviários e ferroviários classificam essas resistências em normais e acidentais. As resistências acidentais são devidas às características da geometria da linha: rampas e curvas.

As resistências normais são:

- Resistência de inércia, devido ao peso total do veículo;
- Resistência dos mancais, massas girantes, devido às características construtivas;
- Resistência ao rolamento, que no caso ferroviário roda/trilho é geralmente oito vezes inferior ao do rodoviário pneu/pavimento;
- Resistência do ar, que é uma função do quadrado da velocidade de deslocamento do veículo, que depende da aerodinâmica dos veículos.

O MAGLEV HTS leva a seguinte vantagem sobre os demais tipos de veículos terrestres:

- Rampas mais íngremes – tracionado por indução (motor linear), têm os limites de rampa fixados pelo conforto nos usuários, podendo-se supor uma inclinação de até 30% como verificada nos sistemas de cremalheira (caso do trem do Corcovado, no Rio de Janeiro).
- Menor inércia - pela tara menor, decorrente sub-dimensionamento quanto à fadiga, ausência de motor de tração, eixos, rodas e sistema de amortecimento no veículo e pela possível utilização de materiais leves como fibra de vidro e de carbono, por exemplo.
- Sem limitação de raio de curva – já que o limite técnico de 1/8 da bitola para diferença de nível entre os trilhos pode ser ultrapassado pois não existe o problema do Maglev tombar para o lado interno da curva, caso a velocidade seja nula. Em função disso, a própria fórmula prática de velocidade máxima (km/h) em função do raio da curva (metros) pode ser ultrapassada, reduzindo o investimento e a adoção de curvas de raio mais apertado, como nos trechos urbanos.
- Mínima resistência interna e resistência ao rolamento, pelo fato do veículo estar levitando sobre um campo magnético, que apenas penetra parcialmente nos blocos supercondutores de YBaCO. Isto significa também ausência de desgaste de pneus, rodas e trilhos e um transporte silencioso.

5.6 Desempenho Energético

A questão energética-ambiental está muito em foco nos dias de hoje. Primeiro devido ao fato das previsões de futura escassez de fontes tradicionais de energia como o petróleo e o gás-natural, segundo devido à questão do aquecimento global e do “efeito-estufa” ocasionado principalmente pela queima de combustíveis fósseis (hidrocarbonetos) e de carvão vegetal e mineral. Os atuais conflitos geo-políticos e o contínuo aumento da demanda por combustíveis contribuem para um cenário nada animador para o setor energético, e esta energia é que abastece toda a matriz de transportes mundial, rodoviário e ferroviário em especial.

Como o setor de transporte pode representar até 50% do consumo de energia mundial, qualquer economia nesta área é produtiva, já que o suprimento regular de energia será a maior ameaça para os próximos anos.

Logo a busca por fontes alternativas de energia limpa, sustentáveis e de baixo custo, tem sido procuradas para substituir progressivamente as já existentes. O projeto do MAGLEV COBRA HTS já busca desde o início incorporar soluções sustentáveis ou de baixo consumo energético para todo o sistema. Desde os terminais de passageiros até o suprimento de energia para os trens e principalmente para o motor linear, localizado nas vias, que seria

alimentado somente nos trechos por onde o trem estivesse passando, num sistema inteligente e integrado. Projetos futuros prevêem a introdução de células solares foto-voltaicas para substituir as fontes convencionais.

Cálculos teóricos indicam que um MAGLEV, transportando 360 passageiros necessitaria de uma potência inferior a 50 HP para ter uma aceleração de $1,0 \text{ m/s}^2$ e manter uma velocidade constante de 100 km/h no plano e tangente; 10% da potência exigida pelo sistema VLT para o mesmo desempenho.

Estes números demonstram o apelo energético que o sistema MAGLEV pode ter no mercado mundial de transportes, como uma fonte barata e sustentável para as cidades.

6. A CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA EM VIA ELEVADA

Buscou-se neste trabalho uma solução prática do ponto de vista do sistema estrutural e do sistema construtivo, que inclui a fabricação, transporte e montagem em seu local de destino. Uma solução em vigas biapoiadas foi adotada pensando-se na rapidez e facilidade de transporte e de montagem, causando poucos distúrbios em meios urbanos e nas vias de tráfego adjacentes à implantação da linha elevada. A escolha do tipo de seção transversal e tipo de material utilizados foi baseada em critérios funcionais, estéticos e principalmente orçamentários, de forma a se utilizar uma menor quantidade de material e obtendo ao mesmo tempo uma estrutura leve e bem dimensionada.

As estruturas mistas em aço e concreto são atualmente muito empregadas em edifícios, galpões industriais e em pontes rodoviárias e ferroviárias. A opção por seções celulares apresenta muitas vantagens no que diz respeito ao total aproveitamento da área da seção transversal para combater momentos torsores, conduzindo a alturas totais de seção menores em relação a uma solução de vigas “I”, reduzindo-se assim o peso, os esforços na infra-estrutura e conseqüentemente o custo global da obra. Além disso, a seção celular possui metade da superfície de aço no interior da célula, ou seja, apresenta-se menos vulnerável à corrosão do que as seções “I”. Por outro lado, a análise estrutural é mais complexa quando há distorção da seção sob ação de momentos torsores.

Como ponto de partida foram adotados os dados geométricos representados no desenho da figura 17 e em esquema tridimensional na figura 18 (com os trilhos de levitação e componentes do motor linear):

- Vão das vigas:

Foi adotado um vão padrão de 30m entre eixo de pilares.

- Altura dos Pilares:

Por falta de dados mais precisos da via foi adotada uma altura de 10 m do topo das fundações até o início das travessas, com o topo das fundações assente à uma profundidade de 1 m abaixo do nível do terreno.

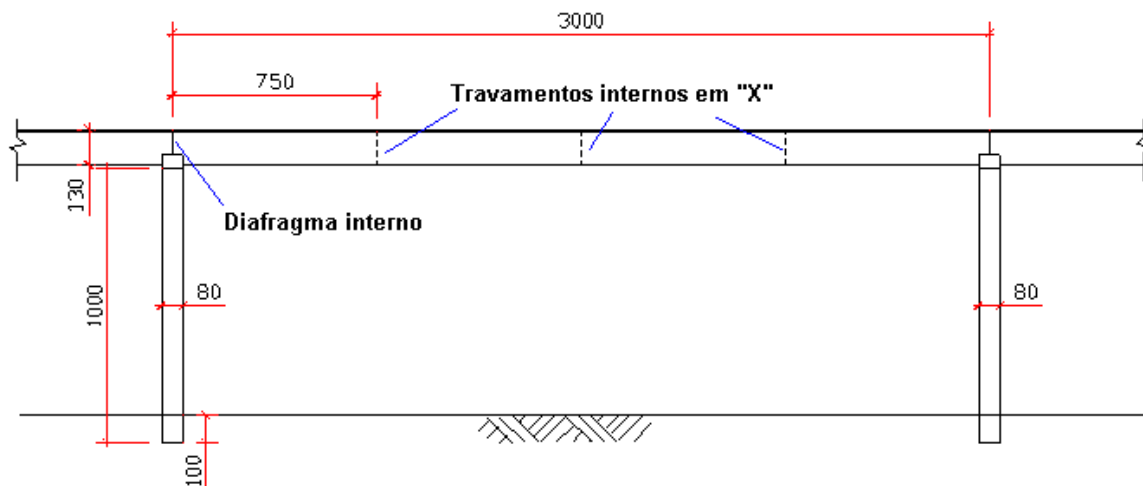


Figura 17 – Desenho estrutural: vão das vigas e altura dos pilares (dimensões em cm.)

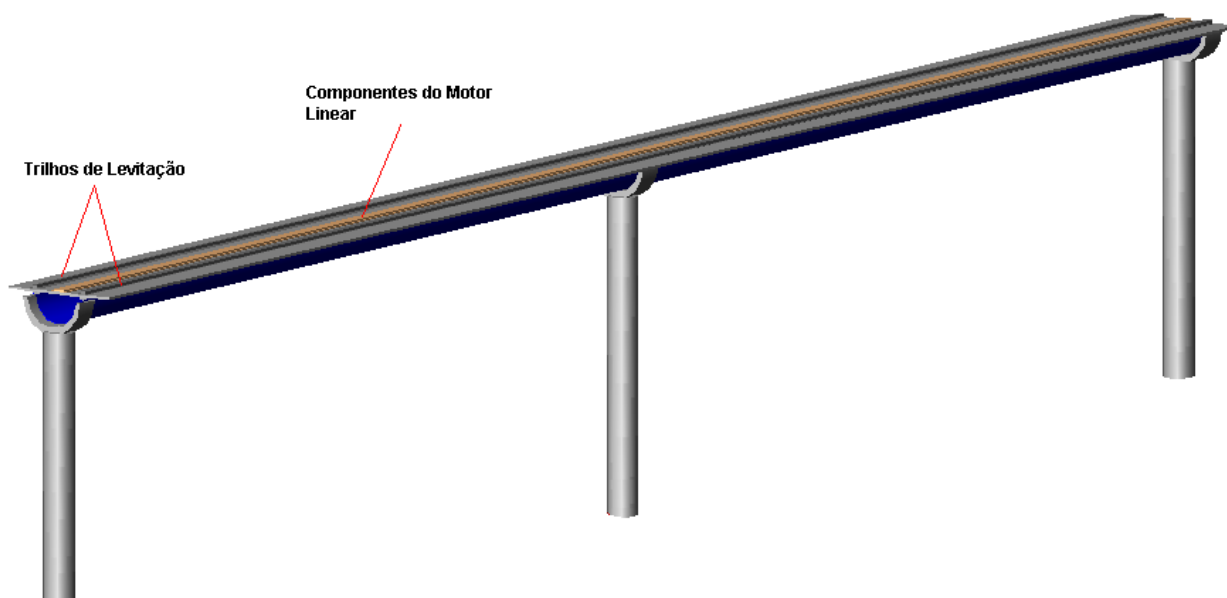


Figura 18 – Projeção 3D da estrutura em via elevada para trens MAGLEV.

Serão apresentadas neste projeto duas soluções em vigas mistas de aço-concreto, bi-apoiadas, em seção celular. Ambas as soluções são pré-fabricadas e visam a facilidade de fabricação, transporte e montagem no local da obra.

A 1ª opção (Fig. 19) é em seção-caixão trapezoidal, utilizando chapas de aço ASTM 242 soldadas, mesa superior em concreto armado, com travessas em concreto-armado em

formato acompanhando a seção trapezoidal da viga e pilares em concreto armado, de seção retangular vazada.

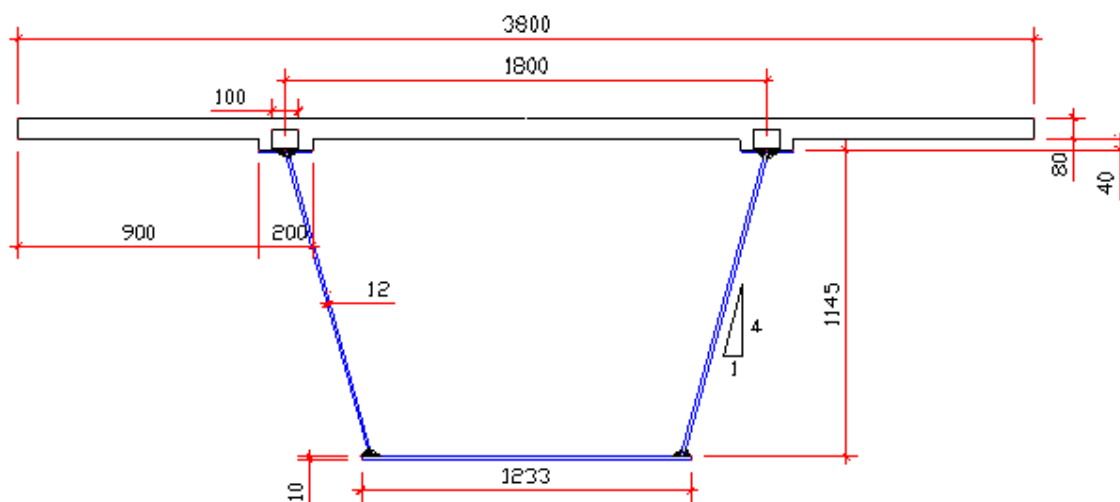


Figura 19 – 1ª Opção de viga, desenho da seção transversal trapezoidal (dimensões em mm)

A 2ª opção (Fig. 20) utiliza uma seção fechada em formato semi-circular de chapas de aço ASTM 242 calandradas (processo industrial de dobragem de chapas por prensas especiais denominadas de calandras) com mesa superior em concreto armado fechando a seção.

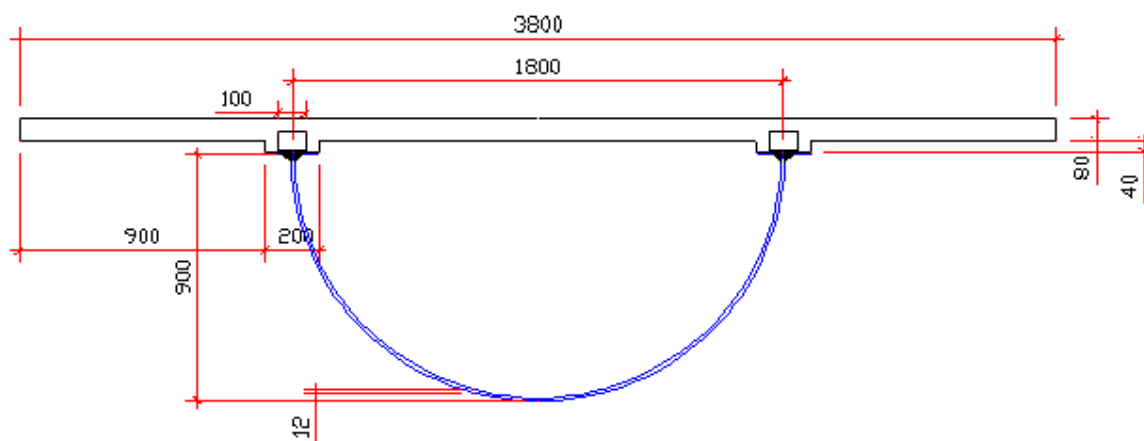


Figura 20 – 2ª Opção de viga, em seção semi-circular (em milímetros)

Os balanços laterais da mesa superior em concreto armado foram adotados como previsão para uma área de escape dos passageiros em caso de pane ou acidente. Entretanto, em um estágio futuro do projeto, estes balanços poderiam ser reduzidos e a rota de escape ser prevista ao longo do trem com saídas de emergência pelas suas extremidades.

O apoio das vigas sobre as travessas será feito mediante aparelhos de apoio de neoprene fretado. O acesso ao interior da célula das vigas, em ambas as opções, para serviços de inspeção e manutenção, se dará por uma pequena no tauleiro entre trilhos (em

região próxima ao apoio) e a passagem de uma viga a outra por aberturas nos diafragmas das extremidades das vigas, de forma a permitir a passagem de um operário.

Os pilares e as travessas serão em concreto armado; as travessas para as opções 1 e 2 de seção transversal estão ilustradas na figura 23. Os pilares foram idealizados com seção retangular vazada para a opção 1 e com seção circular vazada para a opção 2.

As figuras 21 e 22 apresentam perspectivas das estruturas idealizadas para a via elevada do MAGLEV COBRA:

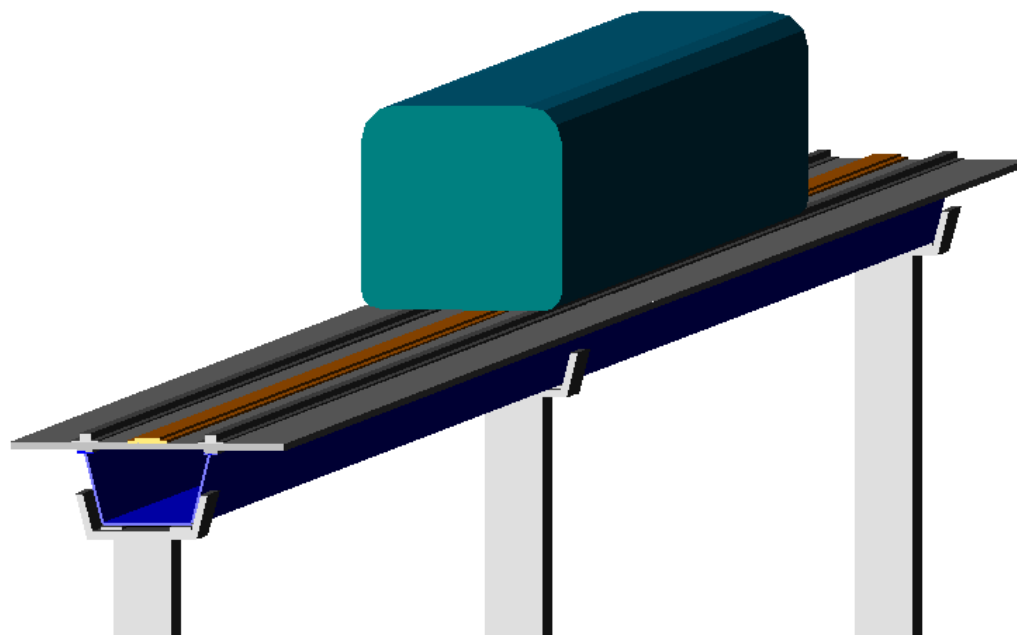


Figura 21 – Vista tridimensional, 1ª Opção: vigas em seção trapezoidal e pilares retangulares vazados.

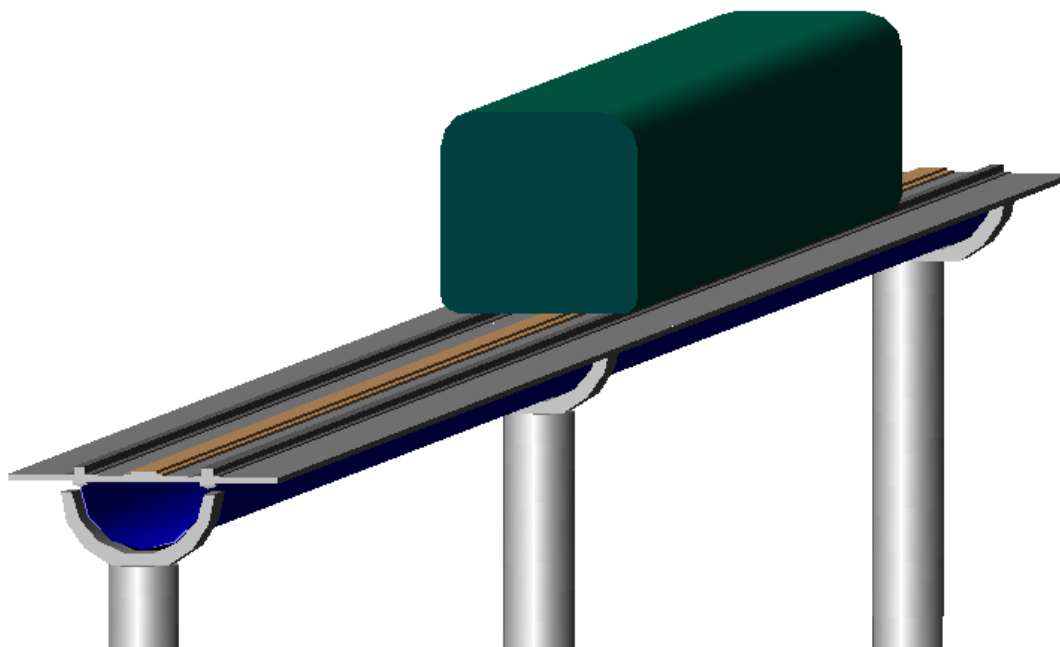


Figura 22 – Vista tridimensional, 2ª Opção: vigas em seção semi-circular e pilares circulares vazados.

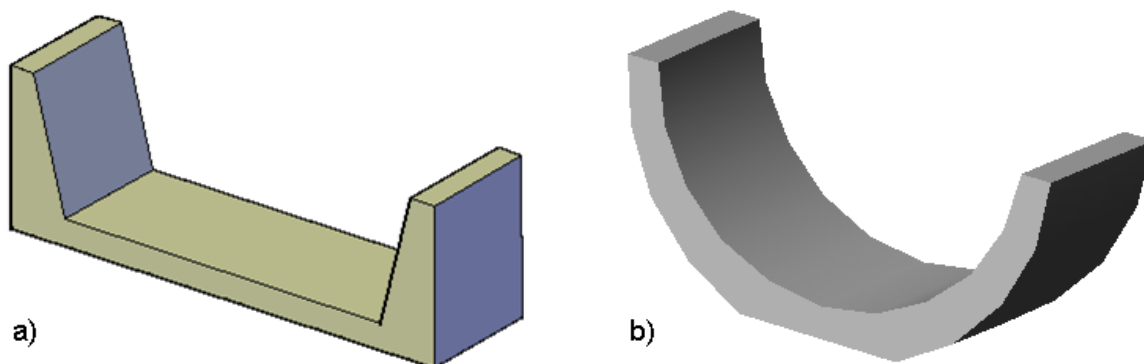


Figura 23 – Travessas em concreto armado para as opções 1 (a) e 2 (b) de seção das vigas.

7. A METODOLOGIA CONSTRUTIVA

7.1 Das Vigas

A metodologia de construção das vigas para a via elevada será baseada na fabricação de toda a super-estrutura em indústria, visando uma maior rapidez de execução, melhor controle de qualidade de todo o processo e dos materiais, além da facilidade de montagem em campo com um mínimo de impacto nas vias vizinhas e todas as adjacências da obra.

O processo se divide em 3 etapas: fabricação, transporte e montagem, descritos à seguir:

1 – Fabricação:

- Etapa de fabricação da seção de aço – Opção 1:
 - Corte das chapas de alma, das mesa superior e inferior, do enrijecedor superior e dos componentes de contraventamento internos à seção.
 - Execução de soldas longitudinais de filete para compor a seção transversal.
 - Execução de soldas transversais de entalhe para emenda.
 - Execução dos contraventamentos, diafragmas de fechamento e soldagem dos conectores de cisalhamento.
- Etapa de fabricação da seção de aço – Opção 2:
 - Corte das chapas de alma e do enrijecedor superior e dos componentes de contraventamento internos à seção.
 - Calandragem da alma para formar a seção semi-circular.
 - Execução de soldas longitudinais de filete para ligar as chapas de mesa superior.

- Execução de soldas transversais de entalhe para emenda.
- Execução dos contraventamentos, diafragmas de fechamento e soldagem dos conectores de cisalhamento.

Outra opção para formação da seção semi-circular é a fabricação de um tubo de mesmo diâmetro, por solda helicoidal, de chapas fornecidas em bobinas e depois corte longitudinal, obtendo-se assim duas vigas semi-circulares.

- Etapa de fabricação da seção-mista de aço-concreto (Opções 1 e 2):
 - Preparação das formas de madeira.
 - Colocação das armaduras de aço.
 - Posicionamento da seção de aço (invertida) sobre apoios discretos (Fig. 24).
 - Concretagem e cura.
 - Colocação dos trilhos de levitação e demais equipamentos elétricos por ligações aparafusadas

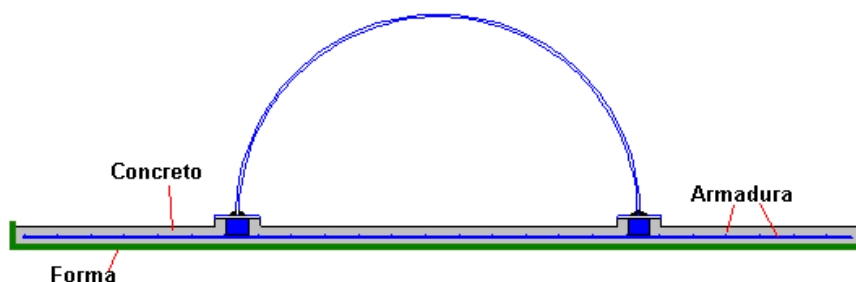


Figura 24 – Exemplo de concretagem da viga-mista.

2 – Transporte:

Será feito da fábrica das vigas até o local da obra, através de tratores mecânicos (cavalos) e reboques de apoio (Fig. 26), formando assim um esquema bi-apoiado semelhante ao que será imposto às vigas após a montagem. Existe a possibilidade de transporte de até 2 vigas por vez, apenas colocando uma viga contra a outra apoiadas em borrachas, conforme esquema da figura 25.

As vigas tem 30m de comprimento e pesam cerca de 35 toneladas cada. Toda a logística do transporte deverá estar de acordo com as normas municipais e, se for o caso, de estradas de rodagens pelo DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes).

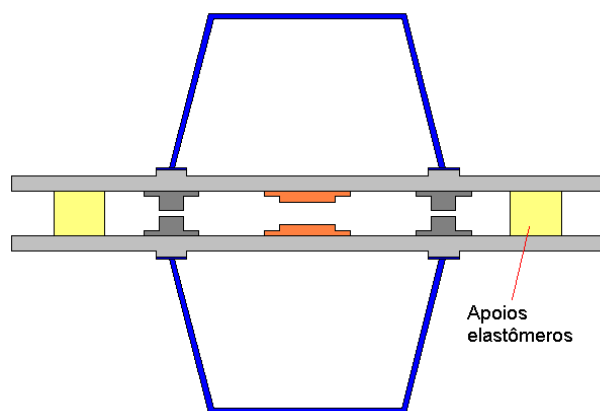


Figura 25 - Esquema de transporte de 2 vigas simultâneas



Figura 26 - Exemplos de transporte de vigas bi-apoiadas pelo sistema cavalo-reboque (site da Premag, www.premag.com.br – RJ, 2007)

3 – Montagem:

A montagem das vigas sobre os pilares e aparelhos-de-apoio será executada por guindastes de média-capacidade (cerca de 50 t), situados no local da obra, para o devido içamento e alocação sobre os devidos pontos de apoio. A figura 27 ilustra um içamento de viga pré-moldada.



Figura 27 - Exemplo de içamento de viga no local da obra (site da Premag – RJ, 2007)

7.2 Dos Pilares e Travessas

Os pilares da via e os elementos de ligação entre os aparelhos de apoio e os pilares, conhecidos como travessas, serão elementos de concreto armado, moldados no local através de formas de madeira ou formas metálicas.

7.3 Das Fundações em Sapata

Todas as fundações serão executadas “*in loco*”, com escavação mecânica do terreno e concretagem utilizando formas de madeira e devido rebaixamento do lençól-freático quando necessário.

Alternativamente os pilares, travessas e fundações poderiam ser também pré-fabricados e transportados à obra para montagem, agilizando a construção e aumentando o controle de qualidade da obra.

8. RESUMO DA ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

Aqui será feito um resumo explicativo dos critérios de cálculo utilizados para a elaboração das memórias de cálculo anexas. A 1ª memória diz respeito à seção trapezoidal da viga mista, esta memória contém o dimensionamento das vigas, pilares, sapatas e aparelho de apoio. A 2ª memória diz respeito à seção semi-circular em chapa calandrada, e contém somente o dimensionamento da viga-mista. Para efeitos de orçamento o restante da estrutura assemelha-se muito à da 1ª opção e por este fato foi omitido o restante da memória de cálculo.

Na ausência de uma norma brasileira para projetos de pontes em aço foram adotados os critérios de dimensionamento para seções-mistas da norma norte-americana AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, “*Standard Specifications for Highway Bridges*”), seção 6, de 2005.

As normas brasileiras utilizadas para elaboração das memórias de cálculo foram:

- NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
- NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Texto base de revisão de abril de 2006;
- NBR 6123: Forças Devido ao Vento em Edificações;
- NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes em Concreto Armado – Procedimento.
- NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento

8.1 Materiais

Chapas de aço para as vigas: ASTM 242

Concreto armado para a viga-mista, travessas e pilares: $f_{ck} = 30$ MPa

Concreto armado para as sapatas: $f_{ck} = 20$ MPa

Tensão admissível do neoprene: 13,5 Mpa

Tensão admissível do solo: 300 kPa

8.2 Ações

8.2.1 Ações Verticais

- Cargas Permanentes (G): Foram consideradas aqui cargas de peso-próprio da estrutura e dos trilhos e outros equipamentos do sistema MAGLEV como os condutores de cobre do sistema do motor linear.
- Cargas Móveis (Q): Aqui foi considerado o peso do veículo em fibra de carbono, das pastilhas supercondutoras de YBCO e de todo o sistema de refrigeração em nitrogênio líquido. A outra carga móvel é a de passageiros, estimando-se uma densidade máxima de 4 passageiros por metro quadrado do veículo.

Foi previsto também um coeficiente de impacto, arbitrado em 1,2, devido à ausência de ensaios e testes para determinação do real efeito dinâmico sobre a estrutura. Em função da ausência de contato entre veículo e estrutura, estima-se que o coeficiente de impacto seja bem menor do que nos casos de veículos rodoviários e ferroviários, os quais para um vão de 30 m valeria 1,34 tanto para obras ferroviárias quanto rodoviárias.

Carga		Descrição	Valor (kN/m)	
G	g1	Peso-próprio da seção de aço	3,53	14,37
	g2	Peso-próprio da laje de concreto	7,75	
	g3	Peso-próprio dos trilhos de levitação	2,94	
	g4	Peso-próprio dos componentes do motor-linear	0,15	
Q	q1	Tara do veículo MAGLEV	1,96	11,17
	q2	Carga de passageiros	7,35	

Tabela 2 – Ações Verticais na super-estrutura (A carga Q está multiplicada pelo coeficiente de impacto de 1,2.)

8.2.2 Ações Horizontais

- Carga de Vento (Vt): Foi adotada uma velocidade de projeto (V0) de 35m/s para a cidade do Rio de Janeiro, considerou-se uma região de terreno plano, fracamente acidentado num centro urbano com edificações ao redor entre 20 m e 50 m. A carga de vento final é de 2,12 kN/m.
- Frenagem e Aceleração: Por falta de dados experimentais detalhados sobre a real força de frenagem e aceleração do motor linear sobre a estrutura, será adotado o recomendado pela NBR 7187 para pontes rodoviárias: a força de frenagem é igual a 30% da carga móvel, sem o efeito do impacto. A carga encontrada é de 167,69 kN, para um veículo de 60 metros de comprimento, no sentido longitudinal da via. Para o caso de pontes ferroviárias a NBR 7187 calcula a aceleração com base no peso dos eixos motores, o que não pode ser considerado no caso do Maglev.
- Temperatura: Por se tratar de uma estrutura isostática os efeitos de temperatura não implicam em esforços nas vigas e o efeito do gradiente de temperatura será desprezado.
- Choque Lateral de Veículos: Não foi considerado por se tratar de um projeto-piloto, que não possui interferências de vias.

8.3 Combinações de Ações

As combinações seguem os valores dos coeficientes de ponderação das ações recomendados pela NBR 8681 “Ações e Segurança nas Estruturas”.

Serão combinadas aqui as cargas de passageiro com todo o vagão carregado, e também a hipótese do vagão 50% carregado com uma carga excêntrica em relação ao centro de gravidade da viga-mista, com o carregamento de vento.

Os coeficientes são:

- Peso-próprio da estrutura (G): 1,3
- Peso-próprio do trem (q1): 1,3
- Carga de Vento (Vt): 1,4
- Carga de Passageiros (q2): 1,5
- Peso-próprio da estrutura em situação favorável (G): 1,0

As combinações são (ver figuras 28, 29 e 30):

- Combinação 1 = Peso Próprio + Vento (dom.) + Peso do trem + Sobrecarga

- Combinação 2 = Peso Próprio + Vento (dom.) + Peso do trem + meia Sobrecarga
- Combinação 3 = Peso Próprio (desfavorável) + Vento (domin.) + Peso do trem
- Combinação 4 = Peso Próprio + Peso do trem + Sobrecarga (dom.) + Vento
- Combinação 5 = Peso Próprio + Peso do trem (q_1) + Sobrecarga (dom.)
- Combinação 6 = Peso Próprio + Peso do trem + Sobrecarga 2 (dom.) + Vento (V)

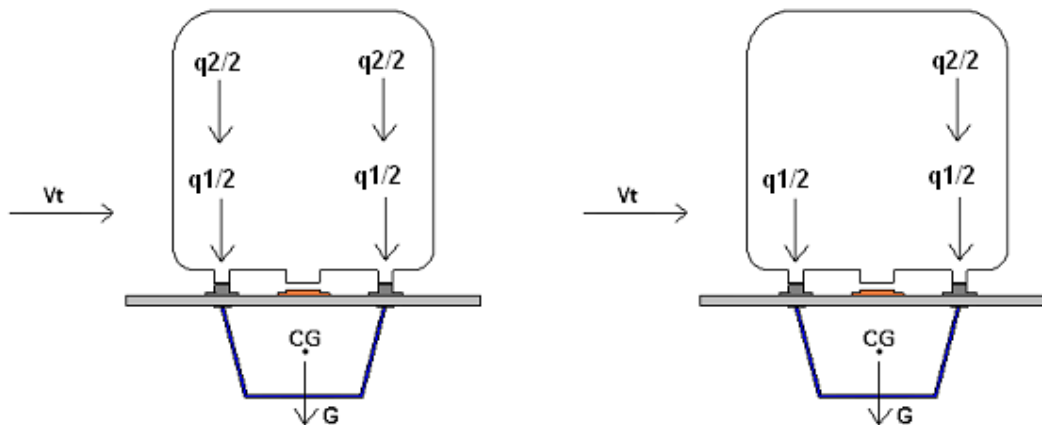


Figura 28 – Combinações de ações 1 e 2

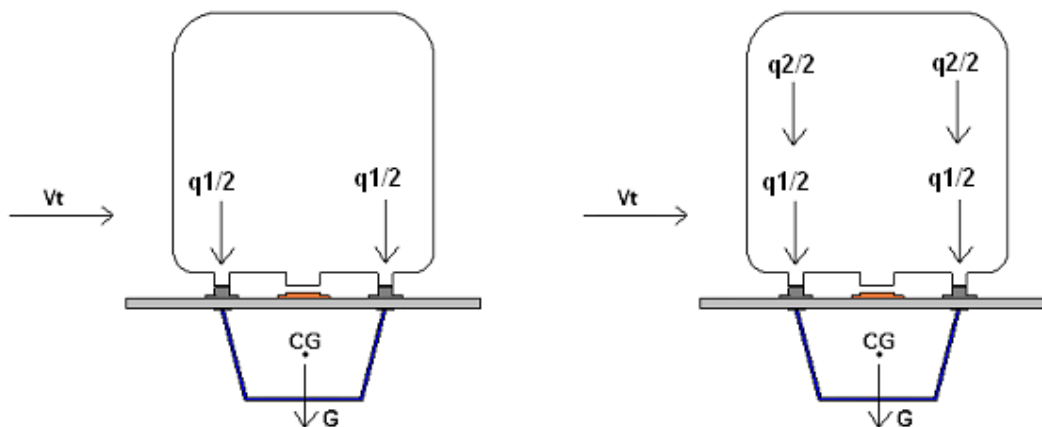


Figura 29 - Combinações de ações 3 e 4

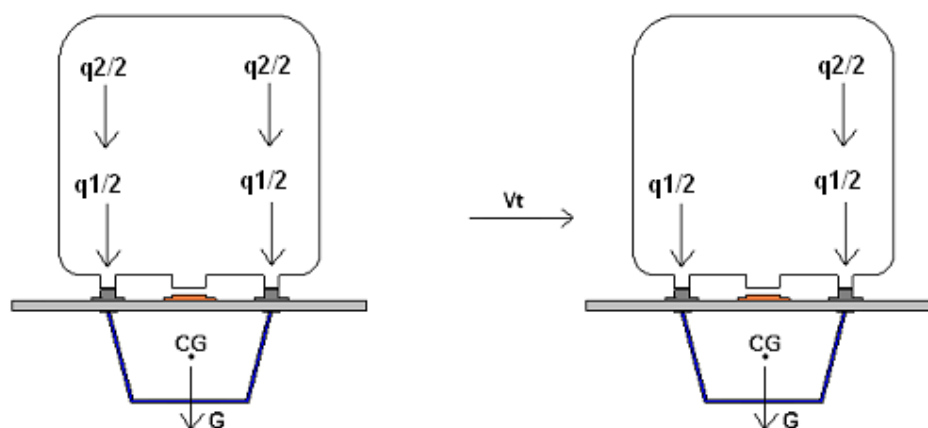


Figura 30 - Combinações de ações 5 e 6

8.4 Esforços Solicitantes na Seção Transversal da Viga-Mista

- Neste ítem são descritos os esforços solicitantes críticos na superestrutura e reações de apoio (Fig. 31), sendo:

- M_i - Momento fletor máximo no meio do vão da viga mista
- T_i - Momento torsor máximo nas extremidades da viga mista
- V_i - Esforço cortante máximo nas extremidades da viga mista
- V_t – Esforço cortante horizontal
- R_{ai} - Reação de apoio vertical sob a alma esquerda da seção
- R_{bi} - Reação de apoio vertical sob a alma direita da seção
- H_{ai} – Reação de apoio horizontal sob a alma esquerda da seção
- H_{bi} – Reação de apoio horizontal sob a alma direita da seção

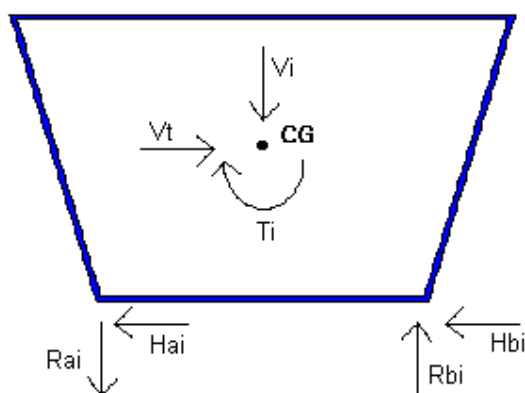


Figura 31 – Representação das forças resultantes na seção, nos apoios

8.5 Verificação ao Tombamento da Seção Transversal

Verificou-se neste item a possibilidade de tombamento da seção devido ao momento de tombamento em torno do ponto O ($M_{resist} > M_{tomb}$) (Fig. 32). A combinação 2 é a mais desfavorável neste caso e verificou-se que há segurança em relação a este estado limite.

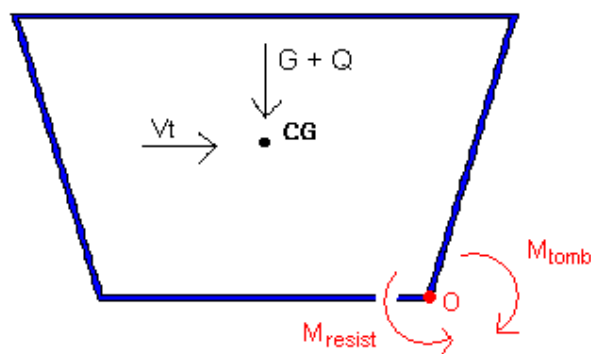


Figura 32 – Momento de tombamento e momento resistente da seção

8.6 Empenamento e Distorção da Seção Transversal

A ação de momento tursor em projeto de seção aberta causa o empenamento da seção impondo tensões normais σ_w acompanhadas de tensões cisalhantes. No caso de seções celulares, o efeito da torção pode ser analisado pela teoria de Saint-Venant, desprezando-se as tensões normais (Fig.33) e cisalhantes decorrentes do empenamento (Mason, 1973; AASHTO C6.11.1.1, 2005).

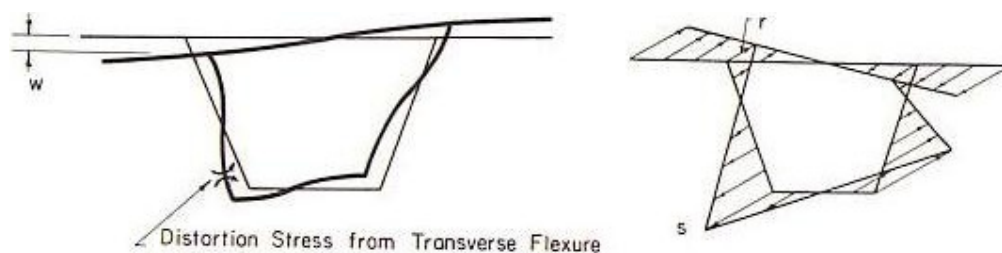


Figura 33 – Distorção e empenamento da seção

Podem ocorrer solicitações de flexão transversal devidas à distorção de seção, uma vez que apenas a rigidez das chapas de alma e de mesa não são suficientes para manter a geometria do perfil. Para controlar esta distorção e as tensões de flexão transversal σ_t devem ser introduzidos travamentos internos ou diafragmas com espaçamento inferiores a 9000 mm e que mantenham as tensões σ_t menores que 135 MPa para ação de cargas majoradas (AASHTO, 2005). Estas tensões podem ser calculadas por analogia ao equilíbrio de vigas sob base elástica (Wright & Addel Samad, 1968). As solicitações de flexão transversal são motivo

de preocupação em seções celulares sujeitas a momentos torsores elevados como por exemplo em pontes esconsas (AASHTO C6.11.1.1, 2005), não tendo sido consideradas no presente trabalho. Para este projeto estão previstos diafragmas nas extremidades de cada vão e três travamentos internos, em “X”, espaçados de 7500 mm (ver Fig. 17).

8.7 Verificação à Flexão da Viga-Mista

Adotar-se-á aqui o procedimento de cálculo de acordo com a norma americana para pontes rodoviárias e ferroviárias AASHTO, seção 6, para vigas-mistas em seção celular.

a) Deformações Permanentes (Estado Limite de Serviço com carga móvel majorada)

- Combinação em Serviço: 1,0 G + 1,3 Q
- Tensões elásticas nos bordos superior e inferior: $\sigma_{sup} \leq 0,95 f_{yd}$;
 $\sigma_{inf} \leq 0,95 f_{yd}$

b) Resistência à flexão no estado limite último (ELU)

- Classificação da Seção como compacta:
 - Tensão de escoamento de projeto: $f_{yd} \leq 485 \text{ MPa}$
 - Esbeltez das almas: $h_0 / t_0 < 150$
 - Largura da laje de concreto: $b_c < L / 5$
 - Duas vezes a esbeltez da parte comprimida da alma no ELU:

$$2 \cdot D_p \leq t_o \cdot 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$$

- Momento resistente nominal:

Em geral, as seções compactas são definidas como aquelas em que a flambagem local não se manifesta antes do momento de plastificação total M_p ser atingido e, portanto, o momento resistente nominal $M_n = M_p$. Entretanto, nos casos em que a profundidade da linha neutra plástica exceda um certo valor não há garantia de um colapso dútil e por isso a norma AASHTO impõe uma redução em M_n conforme indicado a seguir:

- Se $D_p \leq 0,1 D_t \rightarrow M_n = M_p$
- Se $0,1 D_t < D_p < 0,42 D_t \rightarrow M_n = M_p \cdot (1,07 - 0,7 D_p / D_t)$

- o Condição de ductilidade: $D_p \leq 0,42 D_t$

Onde: D_t = Altura total da seção e D_p = altura da L.N. plástica da seção

8.8 Resistência ao Cisalhamento na Viga-Mista

Neste ítem foram verificadas as tensões cisalhantes superpondo-se os efeitos de torção e esforço cortante. As tensões devidas à torção de Saint-Venant, foram determinadas através da fórmula de Bredt, e as tensões devidas ao esforço cortante na seção, através do cálculo dos fluxos cisalhantes numa seção fechada, segundo procedimento descrito em Mason (1973). O cálculo do esforço resistente das almas segue as recomendações da NBR 8800, que são semelhantes às da AASHTO.

As almas foram dimensionadas de forma a dispensar o uso de enrijecedores transversais intermediários.

A tensão resistente a cisalhamento na mesa tracionada (inferior) é dada pela condição de plastificação a cisalhamento afetada de um coeficiente de minoração igual a 0,75. A torção de seção introduz cisalhamento horizontal na laje de concreto que deve ser verificada e ter armadura adequada para este efeito.

8.9 Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento

Serão utilizados conectores de cisalhamento do tipo Perfil U formado à frio, ou tipo pino com cabeça, totalmente embutidos em laje maciça de concreto e soldados à viga de aço.

O esforço cortante solicitante nos conectores deve ser obtido pela soma vetorial dos efeitos de flexão e de torção de Saint-Venant.

A força resistente de cálculo, Q_{rd} , é dada pela NBR 8800, segundo o ítem Q.4.3.2.1. Esta força consiste no somatório das forças em cada conector de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo, ou seja, para metade da viga no caso de vigas bi-apoiadas.

Adicionalmente deve-se transferir o esforço cisalhante transversal devido à torção.

8.10 Verificação da Flecha da Viga

Como dito anteriormente, as normas brasileiras não prevêm o dimensionamento de pontes de aço ou em viga-mista. Logo não há parâmetros de flecha admissível para serem comparados.

Já a norma americana AASHTO possui diretrizes para pontes rodoviárias e ferroviárias em seção-mista que recomendam uma flecha máxima de $L / 800$ (sendo L o vão entre eixos dos pilares). Esta recomendação não precisa ser seguida à risca neste trabalho devido ao fato de não se estar utilizando as cargas móveis recomendadas pela AASHTO (trens-tipo) pois as

mesmas não se aplicam ao caso de um viaduto para trens MAGLEV, onde as cargas atuantes são muito diferentes.

Os deslocamentos verticais reais foram calculados pelas fórmulas clássicas para vigas bi-apoiadas da Resistência dos Materiais, utilizando a inércia da seção transversal homogeneizada mista para as duas situações seguintes:

- Ações Permanentes: homogeneização da seção com o módulo E_c de elasticidade do concreto multiplicado por 3 para levar em conta a fluência do material.
- Ações Variáveis: homogeneização da seção com o módulo E_c de elasticidade do concreto.

8.11 Verificação à Fadiga nos Detalhes de Juntas Soldadas

Neste ítem foram supostas algumas situações de carregamento para o trem MAGLEV em operação numa linha hipotética urbana, com horário de funcionamento semelhante ao dos trens urbanos e metrô. Construiu-se assim um espectro de carga para determinação da vida útil à fadiga dos detalhes soldados.

Para dias úteis o horário de funcionamento é das 5 às 22h e foram considerados trens a cada 30 minutos, em horário normal, e a cada 15 minutos em horários de pico.

Já em finais-de-semana e feriados (dias não-úteis) foi considerada a passagem de trens à cada meia-hora, funcionando das 7h às 22h. Abaixo encontra-se um quadro com o número de viagens e carga de passageiros média transportada.

- Num dia útil: trens a cada 30 min em horário normal e a cada 15 min em horários de pico.

5h às 6h - 1/4 carregado - 6 viagens
 6h às 9h - todo carregado - 24 viagens
 9h às 17h - 1/2 carregado - 64 viagens
 17h às 19h - todo carregado - 16 viagens
 19h às 22h - 1/4 carregado - 12 viagens

Total em um dia útil:

1/4 carregado - 18 viagens
 1/2 carregado - 64 viagens
 todo carregado - 40 viagens

- Num dia não-útil: trens a cada 30 min.

5h às 7h - não opera - 0 viagem
 7h às 9h - 1/4 carregado - 6 viagens
 9h às 20h - 1/2 carregado - 44 viagens
 20h às 22h - 1/4 carregado - 8 viagens

Total em um dia não-útil:

1/4 carregado - 14 viagens
 1/2 carregado - 44 viagens
 todo carregado - 0 viagem

Em um ano (250 dias úteis):

1/4 carregado - 4500 viagens
 1/2 carregado - 16000 viagens
 todo carregado - 10000 viagens

Em um ano (115 dias não-úteis):

1/4 carregado - 1610 viagens
 1/2 carregado - 5060 viagens
 todo carregado - 0 viagem

TOTAL (por ano):

n 1/4 carregado - 6110 viagens
 n 1/2 carregado - 21060 viagens
 n todo carregado - 10000 viagens

Para cada uma das 3 situações de carregamento calculam-se as variações de tensões associadas aos detalhes soldados a serem verificados à fadiga e aplicou-se a regra de Palmgren-Miner para cálculo do dano acumulado por ano de uso da estrutura:

$$D := \sum_{i=1}^3 \left(\frac{n_i}{N_i} \right)$$

Onde: i é o número de situações de carregamento; n_i é o número de ciclos solicitando a estrutura com uma certa variação $\Delta\sigma_i$ de tensões; N_i é o número de ciclos necessários para a iniciação da fratura devido à variação $\Delta\sigma_i$ dado pela curva SN apropriada.

8.12 Dimensionamento das Colunas

8.12.1 Definição e Geometria do Pilar

Para a opção 1 de vigas, foi escolhida uma seção retangular vazada em concreto armado de 1,0 m x 0,80 m (Fig. 33), e paredes de 15 cm de espessura. O dimensionamento será feito para uma altura total do pilar de 10 m. O pilar será modelado como engastado na base e livre no topo e será dimensionado de acordo com a NBR 6118.

Será verificada a esbelteza limite, de acordo com o item 15.8.1 da NBR 6118 e serão consiçadas as imperfeições geométricas globais em ambos os sentidos do pilar.

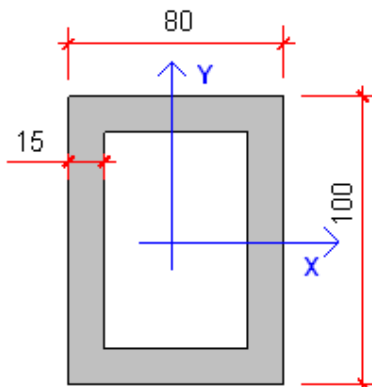


Figura 33 – Esquema da seção transversal do pilar (para a opção 1), dimensões em centímetros.

8.12.2 Solicitações nos Pilares

As solicitações que serão consideradas sobre os pilares são:

- Reação vertical das vigas no topo dos pilares
- Momento devido ao vento e à carga de passageiros excêntrica, na base do pilar
- Peso das travessas
- Peso-próprio do pilar

8.12.3 Dimensionamento à Flexo-Compressão nos Pilares

De acordo com a NBR 6118 serão calculadas as excentricidades de 1ª ordem, a esbeltez limite para dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem (item 15.8.2), e os efeitos de 2ª ordem pelo método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (item 15.8.3.3.2).

Para o cálculo da armadura longitudinal será utilizada uma armadura simétrica para flexão composta oblíqua utilizando o diagrama de interação para seção retangular sob flexão bi-axial e carga axial, que encontra-se anexo à este trabalho.

Na verificação ao esforço cortante dos pilares, será calculada uma armadura de cisalhamento utilizando o modelo de cálculo II da NBR 6118, item 17.4.2.3 .

O diâmetro de barra escolhido para a armadura longitudinal será de barras de 25 mm, e para a armadura transversal será de 16 mm.

8.13 Verificação da Laje (Mesa Superior da Viga-Mista)

A laje de concreto, ou mesa superior da viga-mista, em concreto, será verificada recebendo somente o carregamento de peso-próprio da mesma, pois as tensões finais na seção-mista já foram anteriormente verificadas.

A estrutura foi modelada como uma viga bi-apoiada sujeita apenas à seu peso-próprio. A armadura adotada para a laje segue também a NBR 6118, itens 19.3 e 19.4.

8.14 Aparelhos de Apoio

Foram escolhidos aparelhos de apoio de articulação elástica, do tipo elastômero fretado (neoprene), em cada apoio para as vigas, sendo 2 aparelhos por extremidade da viga.

O dimensionamento determinou então a serem usadas três camadas de 6 mm de neoprene, separadas por duas chapas internas de 3 mm, duas chapas externas de 2 mm e

cobertura de 2 mm de neoprene, totalizando 32 mm. A altura útil final é de 18 mm, conforme figura abaixo.

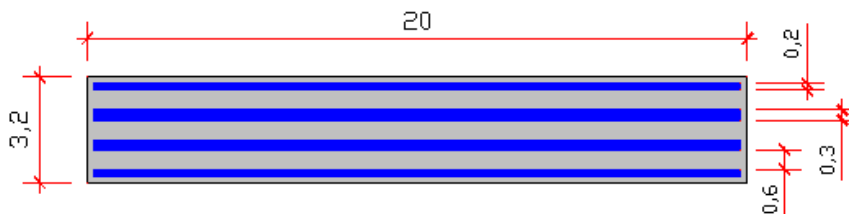


Figura 34 – Desenho dos aparelhos de apoio de neoprene fretado, dimensões em centímetros.

8.15 Fundações

Como já mencionado anteriormnete, por tratar-se de um projeto básico, ou seja, não há ainda dados geotécnicos do terreno, será adotado aqui um terreno de areia mediana com tensão admissível de 300 kPa. Para este tipo de terreno adotou-se uma solução em fundação rasa em sapatas de concreto armado. A altura de assentamento da base da fundação é de 2 metros, com 1 m de cobrimento para as sapatas.

8.15.1 Solicitações nas Fundações

As solicitações que serão consideradas sobre as sapatas são:

- Cargas totais provenientes dos pilares
- Peso de terra sobre a sapata
- Peso-próprio da sapata

8.15.2 Dimensionamento das Sapatas

Para o dimensionamento das sapatas foi utilizada a NBR 6122, para a determinação de suas dimensões através da área efetiva de fundação com carga excêntrica (item 6.3.2).

Será verificada a rigidez da sapata, sua altura necessária e devidas dimensões através de um cálculo iterativo. A verificação ao puncionamento seguirá o prescrito pela NBR 6118 (capítulo 19).

O dimensionamento da armadura também será pela NBR 6118.

A verificação ao deslizamento será realizada considerando a força de atrito que se opõe ao movimento horizontal imposto pelas cargas à estrutura. Esta força de atrito será função do ângulo de atrito do solo, adotado como 30 graus, e da força normal exercida pelo peso da estrutura.

9. ORÇAMENTO DA ESTRUTURA

Esta fase é de extrema importância para a viabilidade de todo o projeto do MAGLEV COBRA, pois, como mencionado anteriormente, o valor do custo de infra-estrutura e obras civis chega a mais de 70% do valor de todo o custo de implantação do sistema.

Serão elaborados aqui 2 orçamentos: o primeiro para uma linha teste de aproximadamente 100 metros de extensão para execução no próprio campus da UFRJ, para servir de laboratório em escala real do sistema para as devidas medições e análises pertinentes; o segundo orçamento será para um trecho de 3 quilômetros à ser implantado num centro urbano de uma grande cidade, haja visto o já real interesse de cidades como Rio de Janeiro e Salvador de implantarem o sistema Maglev como uma solução rápida e mais econômica para seus sistemas de transportes municipais.

Os quantitativos de material se referem aos valores de peso e volume encontrados na memória de cálculo anexa e se referem à opção 1 de viga em seção trapezoidal. Pela semelhança de pesos entre as duas opções, vemos que estes valores serão muito semelhantes se for escolhida a opção 2 para o projeto.

Para 1 vão de 30m				
Ítem	Un.	Quant.	Preço Unitário	Total
Vigas de aço	kg	10.787,00	R\$ 10,00	R\$ 107.870,00
Laje em CA	m ³	9,30	R\$ 1.000,00	R\$ 9.300,00
Pilares em CA	m ³	9,00	R\$ 1.000,00	R\$ 9.000,00
Travessas em CA	m ³	0,64	R\$ 1.000,00	R\$ 640,00
Sapatas em CA	m ³	40,50	R\$ 1.000,00	R\$ 40.500,00
Aparelhos de apoio em neoprene	dm ³	2,56	R\$ 50,00	R\$ 128,00
Escavação mecânica	m ³	100,00	R\$ 10,35	R\$ 1.035,00
Transporte das vigas	un	1,00	R\$ -	R\$ -
lçamento e montagem	un	1,00	R\$ -	R\$ -
TOTAL				R\$ 168.473,00

Para 100 vãos de 30m (3 km de linha)				
Ítem	Un.	Quant.	Preço Unitário	Total
Vigas de aço	kg	1.078.700,00	R\$ 10,00	R\$ 10.787.000,00
Laje em CA	m ³	930,00	R\$ 1.000,00	R\$ 930.000,00
Pilares em CA	m ³	454,50	R\$ 1.000,00	R\$ 454.500,00
Travessas em CA	m ³	32,32	R\$ 1.000,00	R\$ 32.320,00
Sapatas em CA	m ³	2.045,25	R\$ 1.000,00	R\$ 2.045.250,00
Aparelhos de apoio em neoprene	dm ³	129,28	R\$ 50,00	R\$ 6.464,00
Escavação mecânica	m ³	5.050,00	R\$ 10,35	R\$ 52.267,50
Transporte das vigas	un	100,00	R\$ -	R\$ -
Içamento e montagem	un	100,00	R\$ -	R\$ -
TOTAL				R\$ 14.307.801,50

Tabelas 3a e 3b – Levantamento orçamentário da super e infra-estruturas de uma via elevada para trens MAGLEV.

10. CONCLUSÕES

Com o dimensionamento das duas opções de vigas-mistas, em seção trapezoidal e em seção semi-circular, percebe-se que ambas apresentam ótima resistência à torção, além de resistências à flexão e a esforços cortantes semelhantes, o que leva a seções com quase a mesma quantidade de aço, ou seja, a escolha da melhor seção cairá em critérios estéticos ou de facilidade de fabricação de cada seção.

Já o levantamento orçamentário comprova a real vantagem econômica do sistema MAGLEV, pois seu custo por quilômetro de linha, não contabilizando os custos das estações, é de U\$2,5 milhões/km, número muito inferior frente à seus potenciais concorrentes como o metrô, cerca de U\$30 milhões/km (David, 2005).

Esta diminuição dos custos de implantação da linha, que é o fator determinante no critério de escolha de implantação de um sistema pelo poder público, aliado às já citadas vantagens do MAGLEV frente aos sistemas concorrentes, nos leva a acreditar que é apenas uma questão de tempo a chegada deste sistema nos grandes centros urbanos brasileiros e do mundo.

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. David, E.G. / Stephan, R.M. / David, R.K. – “*Vantagens do Trem de Levitação Magnética na Interligação de Pólos Geradores de Viagens*” – LESFER/COPPE/UFRJ, LASUP/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 2007.
2. David, Eduardo G. – “*Estimativa de Custo Comparativo entre a Super e Infra-Estrutura de Linha de VLT e MAGLEV*” – LESFER/COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 2005.
3. David, Eduardo G., *et al* – “*Feasibility Study of an HTS-MAGLEV Line at the Federal University of Rio de Janeiro*” - International Conference on Magnetically Levitated Systems and Linear Drives MAGLEV, Dresden, pp.749-752, 2006.
4. Roberto, Karla C. P. – “*Ajuste de Partida de um Motor Linear à Partir da Rampa de Aceleração*” – Projeto Final de Curso em Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 2006.
5. Site: Superconductors.org - www.superconductors.org, acessado em abril de 2007.
6. Stephan, Richard M., *et al* – “*Um Protótipo de Trem de Levitação Magnética*”, Revista Eletrônica de Potência, V.8, no. 1, pp.1-8, 2003.

12. BIBLIOGRAFIA DA MEMÓRIA DE CÁLCULO

7. AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, “*Standard Specifications for Highway Bridges*”, USA, 2005.
8. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*”, 2003.
9. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações*”, 1996.
10. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 6123: Forças devido ao Vento em Edificações*”, 1988.
11. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes em Concreto Armado - Procedimento*” – 1987 e 2003.
12. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento*”, 2003

13. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, “*NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*” - Texto base de revisão de abril de 2006.
14. Brockenbrought, Roger L. / Merrit, Frederick S. – “*Structural Steel Designer's Handbook*”, McGraw-Hill Handbook, USA, 2003.
15. Costa-Reis, Francisco / Uchôa, Fernando – *Notas de aula das disciplinas de Pontes I e II* - Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 2006.
16. Gere, James M. – “*Mecânica dos Materiais*”, Pioneira Thomson Learning, Rio de Janeiro, RJ, 2003.
17. Mason, Jayme – “*Pontes Metálicas e Mistas em Viga Reta*”, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 1973.
18. Pfeil, Michèle S. / Pfeil, Walter – “*Estruturas de Aço*”, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 2000.
19. Wright, Richard N., *et al* – “*Beam on Elastic Foundation Analogy for Analysis of Box Girders*” – Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, USA, 1968.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.

ANEXO I: MEMÓRIA DE CÁLCULO 1:
VIGA DE SEÇÃO TRANSVERSAL TRAPEZOIDAL

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO	4
II - CRITÉRIOS DE PROJETO	4
III - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	4
IV - ESQUEMA DA ESTRUTURA EM 3D	5
V - CÁLCULOS REALIZADOS	6
1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	6
1.1. Escolha da seção da viga	6
1.2. Cálculo da largura efetiva da mesa colaborante de concreto	7
1.3. Ações nas Vigas	9
1.3.1. Ações Verticais	9
1.3.1.1. Cargas Permanentes	9
1.3.1.2. Cargas Móveis	10
1.3.2. Ações Horizontais	11
1.3.2.1. Carga de Vento (NBR 6123)	11
1.3.2.2. Frenagem e Aceleração	12
1.3.3. Temperatura	13
1.4. Combinações de Ações	14
1.5. Resumo dos Esforços	16
1.6. Esforços Solicitantes Máximos	16
1.7. Verificação ao Tombamento da Seção	17
1.8. Verificação à Flexão	18
1.8.1. Deformações Permanentes (ELS):	18
1.8.2. Resistência à flexão (ELU):	19
1.9. Tensões Cisalhantes na Viga	20
1.9.1. Tensão Cisalhante devido à Torção de Saint-Venant:	21
1.9.2. Tensão Cisalhante devido ao Esforço Cortante:	22
1.9.3. Verificação das Tensões nas Almas:	24
1.9.4. Verificação das Tensões na Mesa Inferior:	24
1.9.5. Verificação das Tensões na Mesa Superior em Concreto:	25

1.10. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento	25
1.11. Verificação da flecha da viga:	26
1.12. Verificação à Fadiga nas soldas da viga:	27
2. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS	27
2.1. Definição e Geometria do Pilar	27
2.2. Solicitações nos Pilares	31
2.3. Dimensionamento à Flexo-Compressão	32
2.4. Armadura Longitudinal	344
2.5. Verificação ao Esforço Cortante	36
3. VERIFICAÇÃO DA LAJE	38
3.1 Verificação à Flexão Simples	38
3.2. Verificação ao Cisalhamento	40
4. APARELHOS DE APOIO	41
4.1. Determinação da Área S:	41
4.2. Determinação da Altura d:	41
5. FUNDAÇÕES	42
5.1. Cálculo das dimensões da sapata	43
5.1.1. Cálculo das cargas na base da sapata	43
5.1.2. Cálculo das excentricidades de carga	43
5.1.3. Cálculo da área efetiva e base da sapata	44
5.1.4. Verificação da rigidez	44
5.1.5. Cálculo da distância c	45
5.2. Verificação ao Puncionamento	45
5.2.1. Cálculo das Tensões Resistentes	45
5.2.2. Cálculo das Tensões Atuantes	46
5.3. Cálculo da Armadura	47
5.4 Verificação ao deslizamento	49

I - INTRODUÇÃO

Esta memória de cálculo tem como objetivo o dimensionamento da super e infra-estruturas de uma via elevada para trens de levitação magnética, denominada tecnologia MAGLEV, desenvolvida pelos laboratórios LASUP e LESFER da COPPE/UFRJ. A memória refere-se à 1a. opção de viga-mista descrita no memorial descritivo deste trabalho.

II - CRITÉRIOS DE PROJETO

• Dados de Projeto:

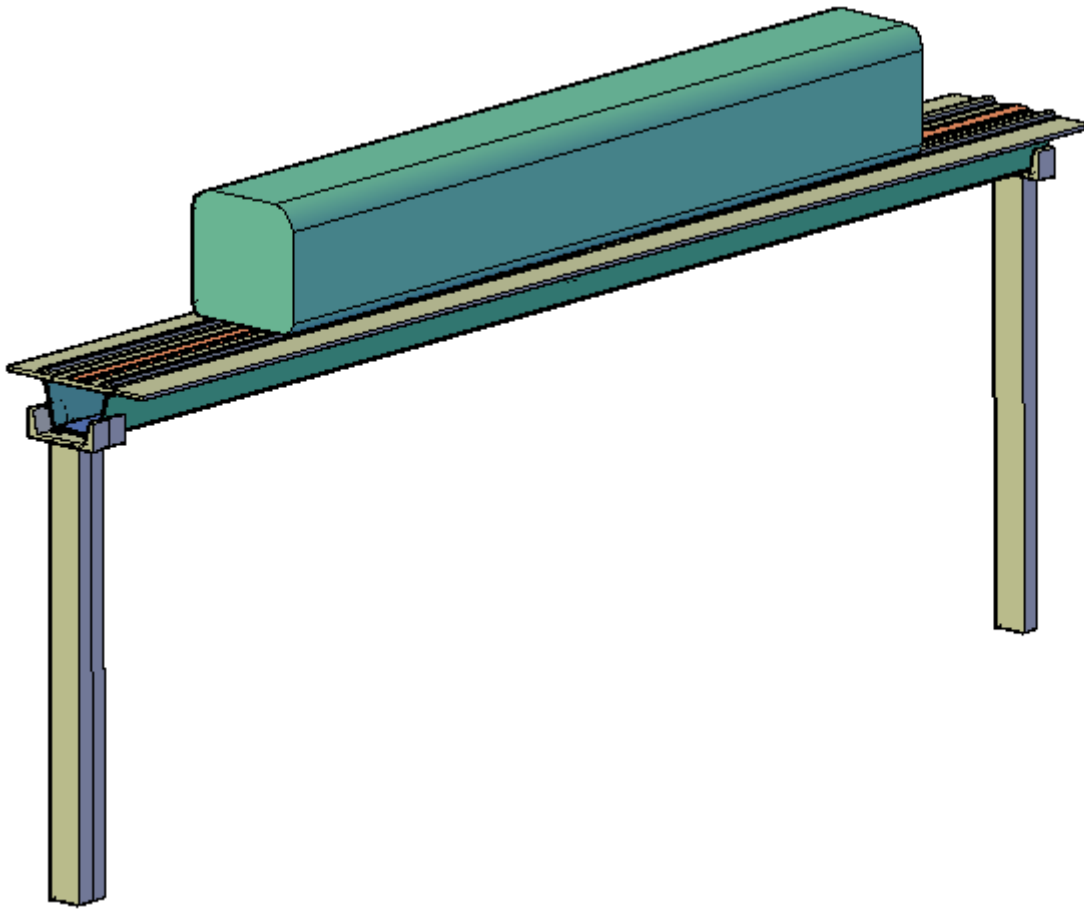
- Distância entre eixos dos pilares (vão): $L := 30\text{m}$
- Altura dos Pilares: $l_p := 10\text{m}$

III - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

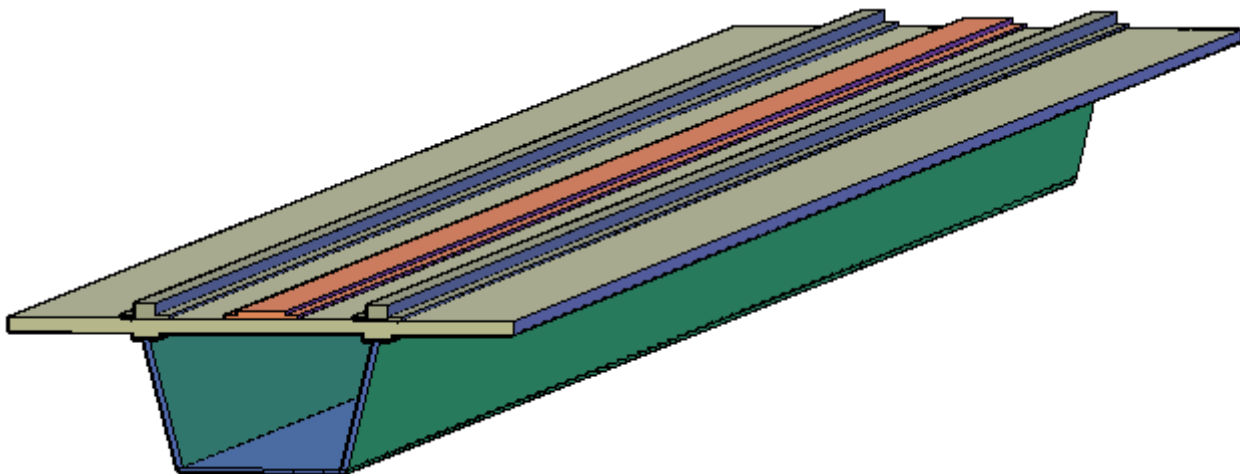
• Propriedades dos Materiais aço e concreto:

- Resistência característica do aço ASTM-242 ao escoamento: $f_{yk} := 345\text{MPa}$
 $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15}$
- Resistência característica do concreto à compressão: $f_{ck} := 30\text{MPa}$
 $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4}$
- Coeficiente de expansão térmica do concreto: $\alpha_c := 10 \cdot \frac{10^{-6}}{\Delta^\circ\text{C}}$
- Coeficiente de expansão térmica do aço: $\alpha_a := 12 \cdot \frac{10^{-6}}{\Delta^\circ\text{C}}$
- Módulo de elasticidade do concreto: $E_c := 5600 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa}$
- Módulo de elasticidade do aço estrutural: $E := 205 \cdot \text{GPa}$
- Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto: $n := \frac{E}{E_c} \quad n = 7.86$
- Peso Específico do aço: $\gamma_{aço} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Peso Específico do concreto: $\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

IV - ESQUEMA DA ESTRUTURA EM 3D



Detalhe da Seção-Caixa da Estrutura em 3D:

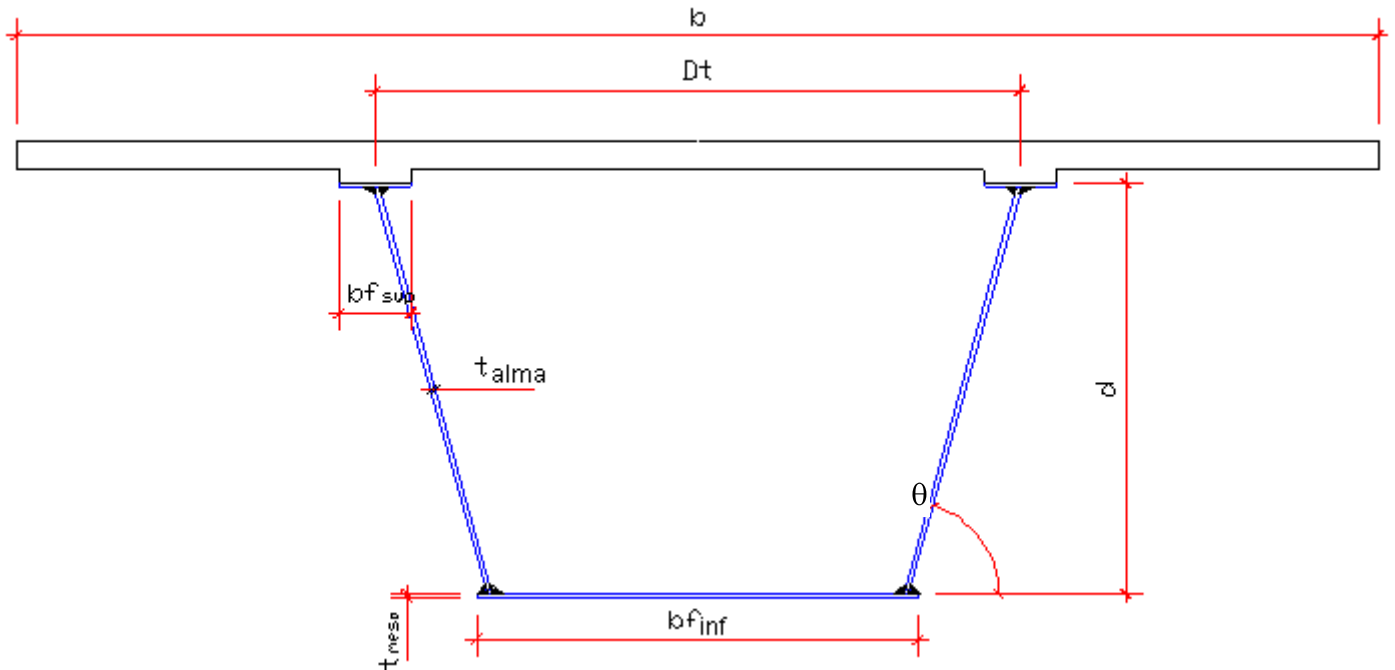


V - CÁLCULOS REALIZADOS

1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

1.1. Escolha da seção da viga

- Foi adotado um perfil em seção-caixão mista, utilizando chapas de aço soldadas e mesa superior em laje de concreto armado:



- Espessura da alma:

$$t_{\text{alma}} := 12.5\text{mm}$$

- Espessura da mesa de aço inferior:

$$t_{\text{mesa}} := 10\text{mm}$$

- Altura da Seção:

$$d := 1155\text{mm}$$

- Largura da mesa de aço superior:

$$b_{f_{\text{sup}}} := 200\text{mm}$$

- Inclinação da alma:

$$\theta := 75\text{deg}$$

- Largura da mesa inferior:

$$b_{f_{\text{inf}}} := 1233\text{mm}$$

1.2. Cálculo da largura efetiva da mesa colaborante de concreto

- Altura da laje de concreto:

$$t_c := 80\text{mm}$$

- Largura da laje de concreto:

$$b := 3800\text{mm}$$

- Altura do dente de concreto:

$$h_{\text{dente}} := 40\text{mm}$$

- Largura do dente de concreto:

$$b_{\text{dente}} := 200\text{mm}$$

- Distância entre os trilhos:

$$d_t := 1800\text{mm}$$

- **Vigas mistas biapoçadas:** A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores (item Q.2.2.1):

a) 1/8 do vão da viga mista:

$$L = 30 \text{ m}$$

$$b_1 := \frac{L}{8} \quad b_1 = 3.75 \text{ m}$$

b) Metade da distância entre as linhas de centro da viga analisada e da viga adjacente:

$$b_2 := \frac{d_t}{2} \quad b_2 = 0.9 \text{ m}$$

c) Distância da linha de centro da viga analisada à borda de uma laje em balanço:

$$b_3 := \frac{b - d_t}{2}$$

d) Lagura Efetiva de cada mesa colaborante

$$b_{ef} := 2 \min(b_1, b_2, b_3) \quad b_{ef} = 1.8 \text{ m}$$

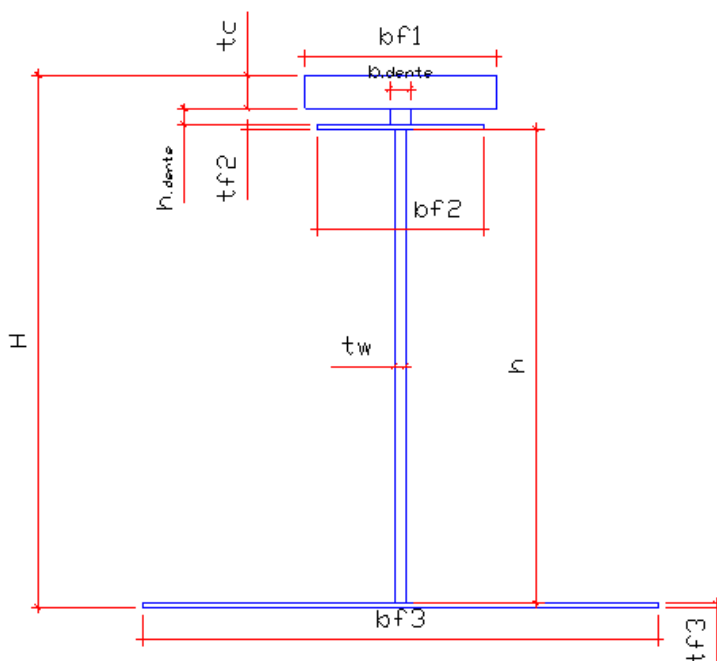
$$n = 7.86$$

1.2. Cálculo da largura efetiva equivalente da mesa colaborante de concreto

$$b_{eq} := \frac{b_{ef}}{n} \quad b_{eq} = 0.23 \text{ m}$$

• Propriedades geométricas da viga-mista:

- Utilizando-se uma seção transversal equivalente para a viga:



$$d = 1155 \text{ mm}$$

$$bf1 := 2 \cdot b_{eq} \quad bf1 = 457.84 \text{ mm}$$

$$tf1 := tc \quad tf1 = 80 \text{ mm}$$

$$bf2 := 2 \cdot bf_{sup} \quad bf2 = 400 \text{ mm}$$

$$tf2 := t_{mesa} \quad tf2 = 10 \text{ mm}$$

$$bf3 := bf_{inf} \quad bf3 = 1233 \text{ mm}$$

$$tf3 := t_{mesa} \quad tf3 = 10 \text{ mm}$$

$$tw := 2 \cdot t_{alma} \quad tw = 25 \text{ mm}$$

$$h := d - tf2 - tf3 \quad h = 1135 \text{ mm}$$

$$H := d + tc + h_{dente} \quad H = 1275 \text{ mm}$$

- **Área da Seção de aço:**

$$\text{Area}_{\text{aço}} := h \cdot t_w + t_f2 \cdot b_f2 + t_f3 \cdot b_f3$$

$$\text{Area}_{\text{aço}} = 447.05 \text{ cm}^2$$

- **Área da Seção de concreto:**

Real: $\text{Area}_{\text{conc}} := b \cdot t_c + h_{\text{dente}} \cdot b_{\text{dente}}$

$$\text{Area}_{\text{conc}} = 3120 \text{ cm}^2$$

Efetiva: $\text{Area}_{\text{conc.ef}} := 2 \cdot b_{\text{ef}} \cdot t_c$

$$\text{Area}_{\text{conc.ef}} = 2880 \text{ cm}^2$$

Equivalente: $\text{Area}_{\text{conc.eq}} := 2b_{\text{eq}} \cdot t_c + h_{\text{dente}} \cdot b_{\text{dente}} \cdot \frac{1}{n}$

$$\text{Area}_{\text{conc.eq}} = 376.45 \text{ cm}^2$$

- **Área da Seção mista:**

$$\text{Area}_{\text{mista}} := \text{Area}_{\text{aço}} + \text{Area}_{\text{conc.eq}}$$

$$\text{Area}_{\text{mista}} = 823.5 \text{ cm}^2$$

- **Distâncias ao Centróide da Seção Mista:**

$$y_s = 45.48 \text{ cm}$$

$$y_i = 82.02 \text{ cm}$$

- **Momento de Inércia da seção mista em relação ao eixo X:**

$$I_x = 204.85 \text{ dm}^4$$

- **Momento de Inércia da seção mista homogeneizada em relação ao eixo X:**

$$I_{tr} = 141.63 \text{ dm}^4$$

- **Módulo Elástico superior da seção:**

$$W_{\text{sup}} := \frac{I_x}{y_s}$$

$$W_{\text{sup}} = 45036.8 \text{ cm}^3$$

- **Módulo Elástico inferior da seção:**

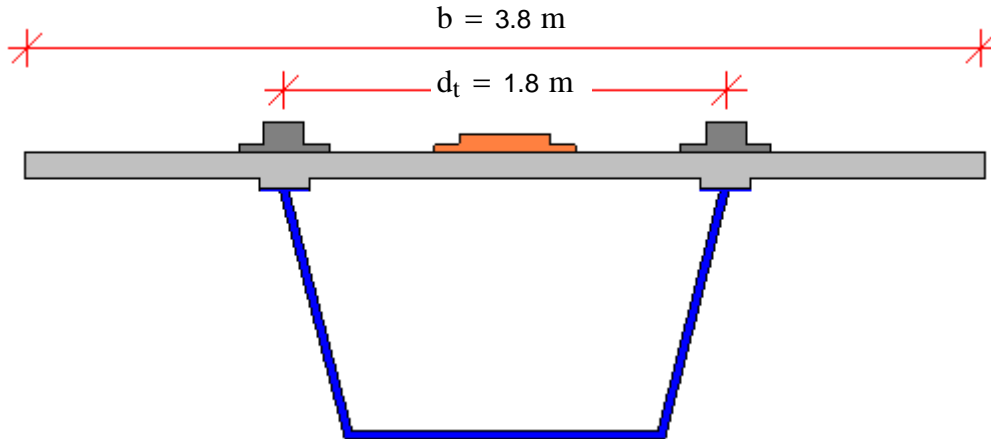
$$W_{\text{inf}} := \frac{I_x}{y_i}$$

$$W_{\text{inf}} = 24976.74 \text{ cm}^3$$

1.3. Ações nas Vigas

1.3.1. Ações Verticais

1.3.1.1. Cargas Permanentes

Detalhe da Seção Transversal**a) Peso Próprio da seção-caixão em aço estrutural**

$$g1 := \text{Area}_{\text{aço}} \cdot \gamma_{\text{aço}} \cdot 1.03 \quad g1 = 361.55 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g1 = 3.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Peso Próprio da laje de concreto pré-moldada

$$g2 := \text{Area}_{\text{conc}} \cdot \gamma_c \quad g2 = 795.38 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g2 = 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c) Peso Próprio dos trilhos de magneto permanente

- Considerando 2 trilhos de NdFeB na via.

$$g3 := 2 \cdot 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g3 = 2.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

d) Peso do 3º trilho de condutores de cobre (sistema elétrico de propulsão do Maglev)

$$g4 := 15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g4 = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

e) Carga permanente Total

$$G_{\text{www}} := g1 + g2 + g3 + g4 \quad G = 1471.92 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad G = 14.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.1.2. Cargas Móveis**a) Veículo (Tara)**

- Considerando o peso da carroceria em fibra de vidro, as pastilhas supercondutoras de YBCO e o sistema de refrigeração em nitrogênio líquido (LN2).

$$q1 := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q1 = 1.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Passageiros

- Considerando uma densidade de 4 passageiros/metro².

$$q2 := 4 \cdot 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 2.5\text{m}$$

$$q2 = 750 \text{ m}^{-1} \text{ kgf}$$

$$q2 = 7.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c) Carga móvel Total

$$q := q1 + q2$$

$$q = 950 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q = 9.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Efeito dinâmico da carga móvel em elementos estruturais:

- São desconhecidos os reais efeitos da carga móvel do Maglev sobre a estrutura, necessitando-se futuramente de ensaios reais na estrutura. Logo adotaremos um coeficiente de majoração arbitrário, porém, à favor da segurança.

$$\phi := 1.2$$

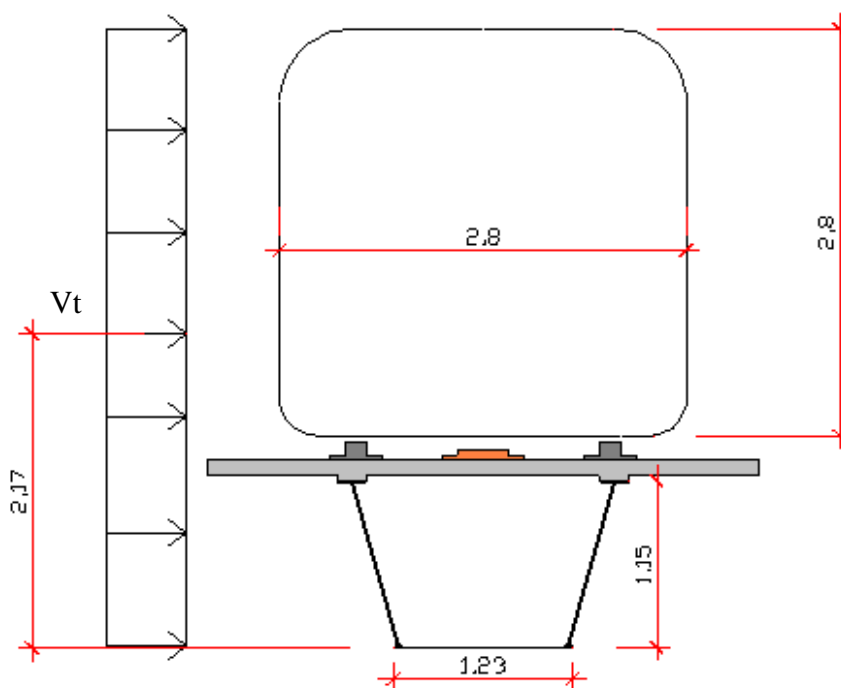
$$Q := \phi \cdot q$$

$$Q = 1140 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Q = 11.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2. Ações Horizontais

1.3.2.1. Carga de Vento (NBR 6123)



• **Cálculo do Efeito do Vento**

Velocidade de projeto:

$$V_0 := 35 \frac{m}{s}$$

(na cidade do Rio de Janeiro)

• **S1 = Coeficiente Topográfico**

S1 := 1 (Terreno Plano / Fracamente Acidentado)

• **S2 = Coeficiente de Rugosidade do Terreno**

Categoria V: Centros de grandes cidades

Classe B: Toda a edificação ou parte dela para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m;

S2 := 0.72 (Valor retirado de tabela - NBR 6123)

• **S3 = Fator Estatístico**

Grupo 2: Instalações com alto fator de ocupação.

S3 := 1

• **Velocidade Básica do Vento**

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

$$V_k = 25.2 \frac{m}{s}$$

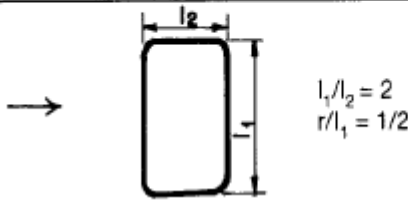
• **Pressão Dinâmica do Vento**

$$q_v := 0.613 \cdot V_k^2 \cdot \frac{N}{m^2}$$

$$q_v = 0.39 \frac{kN}{m^2}$$

• **Coeficientes Aerodinâmicos: Coeficiente de Arrasto (Ca)**

- Superestrutura + Maglev:

Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
	Todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9

- Comprimento do veículo: $L_v := 60\text{m}$
- Altura do veículo + estrutura: $L1 := 4\text{m}$ $\frac{L_v}{L1} = 15$
- Número de Reynolds: $Re := 70000 \frac{\text{s}}{\text{m}^2} \cdot V_k \cdot L1$ $Re = 7056000$
- Coeficiente de Arrasto: $Ca := 1.35$

• Forças de Vento

$$V_t := q_v \cdot Ca \cdot (2.8\text{m} + d + t_c)$$

$$V_t = 2.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2.2. Frenagem e Aceleração

- Não há dados experimentais concretos sobre a real força de frenagem e aceleração do motor linear sobre a estrutura. Será, então, adotado o recomendado pela NBR 7187 para pontes rodoviárias.

- Frenagem = Aceleração = 30% do peso da carga móvel (sem o efeito de impacto).

- Adotando-se um veículo de 60m de comprimento: $L_v = 60\text{ m}$

- Carga Móvel (sem efeito de impacto): $q = 9.32\text{ m}^{-1}\text{ kN}$

$$F_{\text{fren}} := 0.3 \cdot q \cdot L_v$$

$$F_{\text{fren}} = 167.69\text{ kN}$$

- Esta carga não causará tensões na superestrutura, porém na infraestrutura será considerado uma distribuição desta carga longitudinalmente, num trecho hipotético de 2 km de linha, com uma carga máxima de 1/10 da força de frenagem na cabeça do pilar.

1.3.3. Temperatura

- Por se tratar de uma estrutura isostática os efeitos de temperatura não implicam em esforços nas vigas..

- O gradiente de temperatura será desprezado.

1.4. Combinações de Ações

- Neste ítem serão determinados os esforços solicitantes últimos na superestrutura (ELU), sendo:

Mi - Momento fletor máximo no meio do vão da viga mista

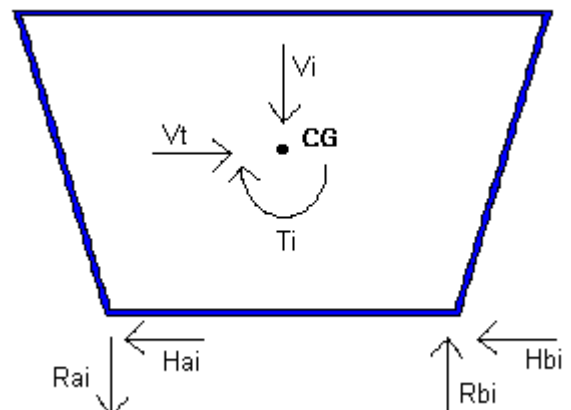
Ti - Momento torsor máximo nas extremidades da viga mista

Vi - Esforço cortante máximo nas extremidades da viga mista

Vt - Força de vento no CG da seção

Rai - Reação de apoio sob a alma esquerda da seção

Rbi - Reação de apoio sob a alma direita da seção

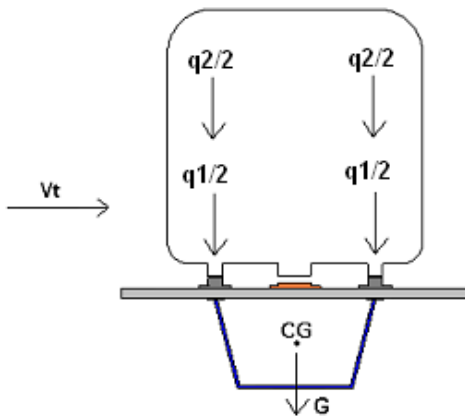


Hai Reação de apoio horizontal sob a alma esquerda da seção

Hbi Reação de apoio horizontal sob a alma direita da seção

1.4.1. Combinação 1: Vento (dominante) com todo o vagão carregado

- C1 = Peso Próprio (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (q2)



$$M_1 := \frac{[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot L^2}{8}$$

$$T_1 := (1.4 \cdot Vt \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

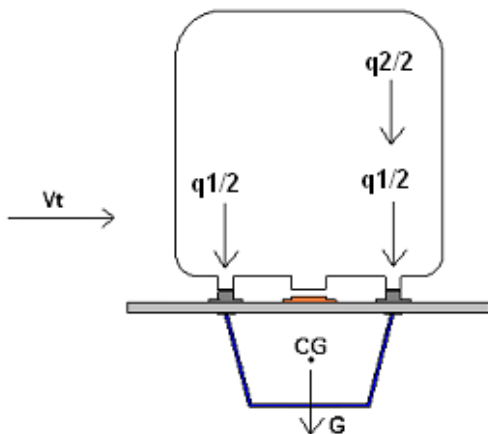
$$V_1 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_1 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_1}{bf3}$$

$$Rb_1 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_1}{bf3}$$

• Combinação 2: Vento (dominante) com meio vagão carregado

- C2 = Peso Próprio (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1) + meia Sobrecarga (q2)



$$M_2 := \frac{\left(1.3G + 1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot \frac{q2}{2}\right) \cdot L^2}{8}$$

$$T_2 := \left[1.4 \cdot Vt \cdot 1.56m + 1.5 \cdot 0.65 \cdot \left(\phi \cdot \frac{q2}{2}\right) \cdot 0.9m\right] \cdot \frac{L}{2}$$

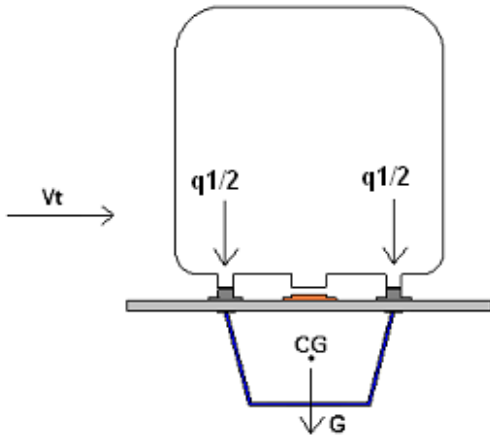
$$V_2 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot \frac{q2}{2}\right)\right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_2 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot \frac{q2}{2}\right)\right] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_2}{bf3}$$

$$Rb_2 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot \frac{q2}{2}\right)\right] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_2}{bf3}$$

• **Combinação 3: Vento sem sobrecarga de passageiros**

- C3 = Peso Próprio (desfavorável) (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1)



$$M_3 := \frac{(0.9G + 0.9 \cdot q1) \cdot L^2}{8}$$

$$T_3 := (1.4 \cdot Vt \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

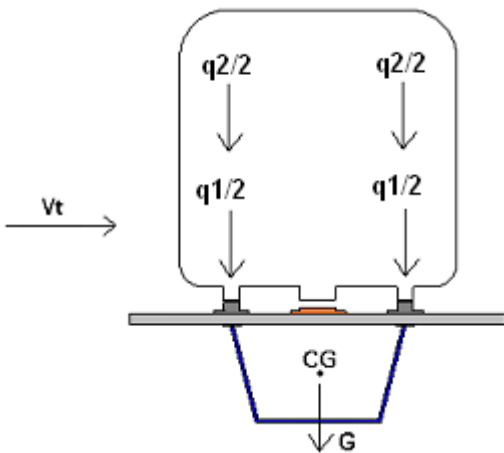
$$V_3 := (0.9G + 0.9q1) \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_3 := (0.9G + 0.9q1) \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_3}{bf3}$$

$$Rb_3 := (0.9G + 0.9q1) \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_3}{bf3}$$

• **Combinação 4: Todo o vagão carregado (dominante) com vento**

- C4 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (dom.) (q2) + Vento (V)



$$M_4 := \frac{[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q2)] \cdot L^2}{8}$$

$$T_4 := (1.4 \cdot 0.6Vt \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

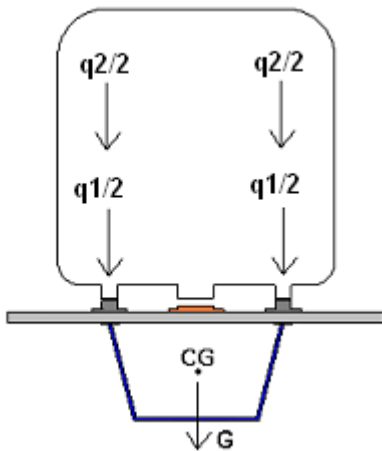
$$V_4 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_4 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_4}{bf3}$$

$$Rb_4 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_4}{bf3}$$

• **Combinação 5: Todo o vagão carregado (dominante) sem vento**

- C5 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (dom.) (q2)



$$M_5 := \frac{(1.3G + 1.3\phi q_1 + 1.5\phi \cdot q_2) \cdot L^2}{8}$$

$$T_5 := 0$$

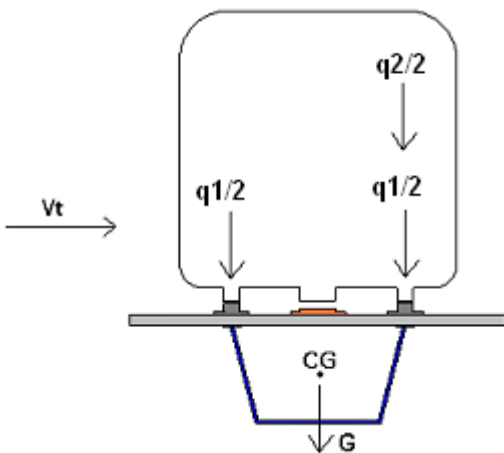
$$V_5 := (1.3G + 1.3\phi q_1 + 1.5\phi \cdot q_2) \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_5 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_5}{bf3}$$

$$Rb_5 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_5}{bf3}$$

• **Combinação 6: Meio vagão carregado (dominante) com vento**

- C6 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga 2 (dom.)(q2) + Vento (V)



$$M_6 := \frac{[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot L^2}{8}$$

$$T_6 := \left(1.4 \cdot 0.6 V_t \cdot 1.56m + 1.5 \cdot \phi \cdot \frac{q_2}{2} \cdot 0.9m \right) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_6 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_6 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{T_6}{bf3}$$

$$Rb_6 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5\phi \cdot q_2)] \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{T_6}{bf3}$$

1.5. Resumo dos Esforços

$M_i =$		$T_i =$		$V_i =$		$Ra_i =$		$Rb_i =$	
3423.38	kN·m	69.47	kN·m	456.45	kN	284.57	kN	171.89	kN
2939.33		127.55		391.91		299.41		92.51	
1660.09		69.47		221.35		167.01		54.33	
3944.67		41.68		525.96		296.78		229.17	
3944.67		0		525.96		262.98		262.98	
3944.67		131.04		525.96		369.26		156.7	

1.6. Esforços Solicitantes Máximos

- **Momento fletor máximo de cálculo:**

$$M_{sd} := \max(M)$$

$$M_{sd} = 3944.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Momento torsor máximo de cálculo:**

$$T_{sd} := \max(T)$$

$$T_{sd} = 131.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Esforço cortante máximo de cálculo:**

$$V_{sd} := \max(V)$$

$$V_{sd} = 525.96 \text{ kN}$$

- **Reação de Apoio máxima de cálculo:**

$$R_{sd_{\max}} := \max(R_a)$$

$$R_{sd_{\max}} = 369.26 \text{ kN}$$

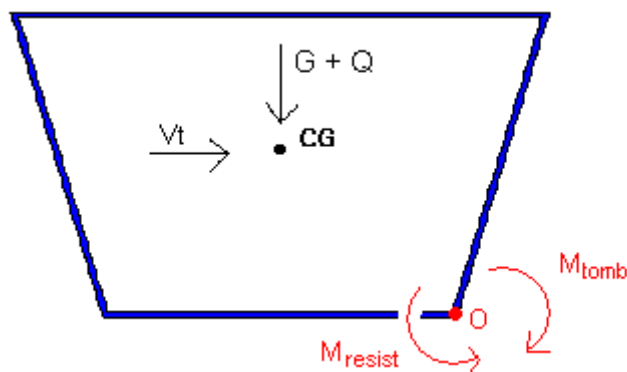
- **Reação de Apoio mínima de cálculo:**

$$R_{sd_{\min}} := \min(R_b)$$

$$R_{sd_{\min}} = 54.33 \text{ kN}$$

1.7. Verificação ao Tombamento da Seção

- Será verificado aqui a possibilidade de tombamento da seção devido ao momento de tombamento em torno do ponto O.



- **Combinação 1**

$$M_{tomb.1} := 1.4 \cdot V_t \cdot 2.17 \text{ m}$$

$$M_{resist.1} := \left[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \cdot 0.65 \phi \cdot q_2) \right] \cdot \frac{bf^3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{resist.1} > M_{tomb.1} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tombamento}_1 = \text{"OK"}$$

- **Combinação 2**

$$M_{\text{tomb.2}} := 1.4 \cdot Vt \cdot 2.17\text{m} + 1.5 \cdot 0.65 \cdot \left(\phi \cdot \frac{q2}{2} \right) \cdot 0.25\text{m}$$

$$M_{\text{resist.2}} := \left[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1) \right] \cdot \frac{bf3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{resist.2}} > M_{\text{tomb.2}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tombamento}_2 = \text{"OK"}$$

- **Combinação 3**

$$M_{\text{tomb.3}} := 1.4 \cdot Vt \cdot 2.17\text{m}$$

$$M_{\text{resist.3}} := (0.9G + 0.9q1) \cdot \frac{bf3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{resist.3}} > M_{\text{tomb.3}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tombamento}_3 = \text{"OK"}$$

- **Combinação 4**

$$M_{\text{tomb.4}} := 1.4 \cdot 0.6Vt \cdot 2.17\text{m}$$

$$M_{\text{resist.4}} := \left[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q2) \right] \cdot \frac{bf3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_4 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{resist.4}} > M_{\text{tomb.4}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tombamento}_4 = \text{"OK"}$$

- **Combinação 5**

$$M_{\text{tomb.5}} := 0$$

$$M_{\text{resist.5}} := (1.3G + 1.3\phi q1 + 1.5\phi \cdot q2) \cdot \frac{bf3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_5 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{resist.5}} > M_{\text{tomb.5}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tombamento}_5 = \text{"OK"}$$

• **Combinação 6**

$$M_{\text{tomb.6}} := 1.4 \cdot 0.6 V_t \cdot 2.17\text{m} + 1.5 \cdot \phi \cdot \frac{q^2}{2} \cdot 0.9\text{m}$$

$$M_{\text{resist.6}} := \left[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \phi \cdot q_2) \right] \cdot \frac{bf^3}{2}$$

$$\text{Tombamento}_6 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{\text{resist.6}} > M_{\text{tomb.6}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tombamento}_6 = \text{"OK"}$$

1.8. Verificação à Flexão

Adotar-se-á aqui o procedimento de cálculo de acordo com a norma americana para pontes rodoviárias e ferroviárias AASHTO, seção 6, para vigas-mistas em seção celular.

1.8.1. Deformações Permanentes (ELS):

- Combinação em Serviço: 1,0 G + 1,0 φ q1 + 1,3 φ q2

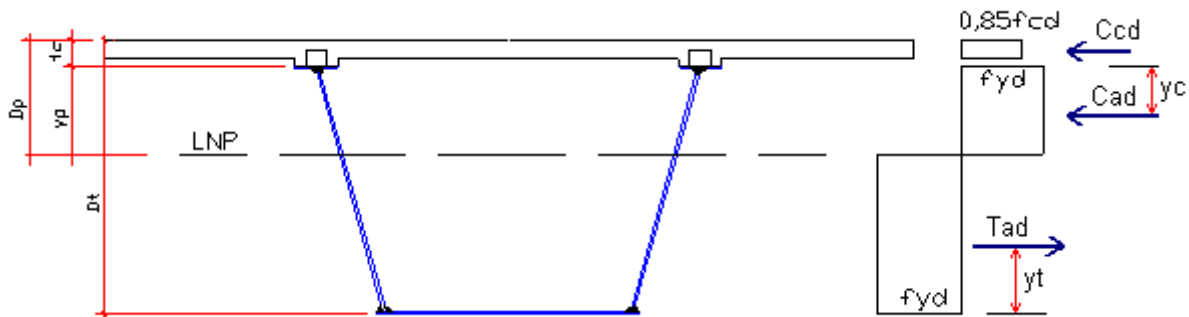
$$M_{\text{ELS}} := \frac{(G + \phi \cdot q_1 + \phi \cdot 1.3 \cdot q_2) \cdot L^2}{8} \quad M_{\text{ELS}} = 3179.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{ELS.sup}} := \frac{M_{\text{ELS}}}{W_{\text{sup}}} \quad \sigma_{\text{ELS.inf}} := \frac{M_{\text{ELS}}}{W_{\text{inf}}}$$

$$\sigma_{\text{ELS.sup}} = 70.6 \text{ MPa} \quad \sigma_{\text{ELS.inf}} = 127.3 \text{ MPa}$$

$$\text{Verificação}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{\text{ELS.sup}} \wedge \sigma_{\text{ELS.inf}} < f_{yd} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Verificação}_1 = \text{"OK"}$$

1.8.2. Resistência à flexão (ELU):



• **Forças Resultantes na seção no ELU:**

$$C_{cd} := 0.85 f_{cd} \cdot 2 \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad C_{cd} = 5245.71 \text{ kN}$$

$$C_{ad} := \frac{1}{2} \cdot (Area_{aço} \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad C_{ad} = 4082.89 \text{ kN}$$

$$T_d := C_{cd} + C_{ad} \quad T_d = 9328.61 \text{ kN}$$

- **Altura da linha neutra plástica:**

$$y_p := t_{f2} + h \cdot \left[\frac{C_{ad} - (t_{f2} \cdot b_{f2}) \cdot f_{yd}}{h \cdot t_w \cdot f_{yd}} \right] \quad y_p = 39.44 \text{ cm}$$

- **Altura total da seção: Dt**

$$D_t := t_c + d \quad D_t = 1.24 \text{ m}$$

- **Altura da seção comprimida total:**

$$D_p := t_c + y_p \quad D_p = 0.47 \text{ m}$$

- **Classificação da seção como compacta:**

$$\text{Verificação}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (f_{yd} \leq 485 \cdot \text{MPa}) \wedge \left(\frac{h}{t_{alma}} < 150 \right) \wedge \left(b < \frac{L}{5} \right) \wedge \left(\frac{2 \cdot D_p}{t_{alma}} \cdot \frac{1}{\sin(\theta)} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} \right) \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_2 = \text{"OK"}$$

- **Altura da resultante de tração no aço:**

$$M_{1t} := \left[\frac{(d - y_p - t_{f3})^2}{2} \cdot t_w \right] + (b_{f3} \cdot t_{f3}) \cdot \left(d - y_p - \frac{t_{f3}}{2} \right) \quad M_{1t} = 16359.5 \text{ cm}^3$$

$$A_t := t_{f3} \cdot b_{f3} + (d - y_p - t_{f3}) \cdot t_w \quad A_t = 0.03 \text{ m}^2$$

$$y_t := \frac{M_{1t}}{A_t} \quad y_t = 52.61 \text{ cm}$$

- **Altura da resultante de compressão no aço:**

$$M_{1c} := t_w \cdot \frac{(y_p - t_{f2})^2}{2} + t_{f2} \cdot b_{f2} \cdot \left(y_p - \frac{t_{f2}}{2} \right) \quad M_{1c} = 3404.45 \text{ cm}^3$$

$$A_c := (y_p - t_{f2}) \cdot t_w + t_{f2} \cdot b_{f2} \quad A_c = 0.01 \text{ m}^2$$

$$y_c := \frac{M_{1c}}{A_c} \quad y_c = 25.01 \text{ cm}$$

- **Momento de Plastificação da Seção:**

$$\beta_{vm} := 1 \quad (\text{vigas bi-apoiadas})$$

$$M_p := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + h_{dente} + d - y_t \right) \right] \quad M_p = 5265.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• **Momento Resistente Nominal**

$$M_n := \begin{cases} M_p & \text{if } D_p \leq 0.1 \cdot D_t \\ M_p \cdot \left(1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) & \text{if } 0.1 \cdot D_t \leq D_p < 0.42 \cdot D_t \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$M_n = 4217.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\frac{M_n}{M_{sd}} = 1.069$

Verificação₃ := $\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_n}{M_{sd}} \geq 1 \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Verificação₃ = "OK"

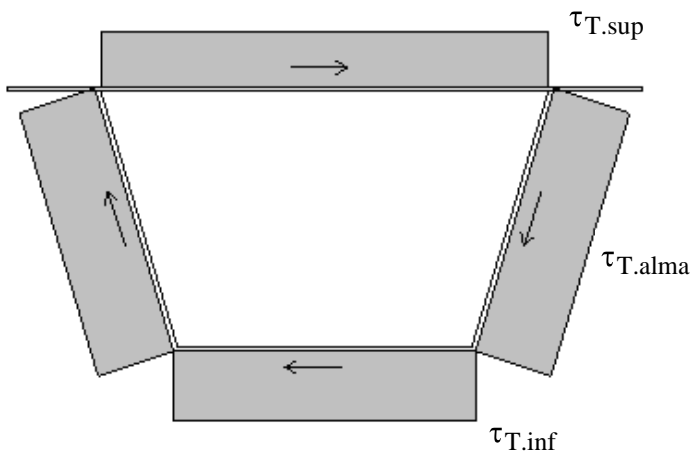
1.9. Tensões Cisalhantes na Viga

1.9.1. Tensões Cisalhantes devidas à Torção de Saint-Venant:

- **Área envolvida pela linha mediana da seção:**

$$A_m := \frac{[(bf2 - tw) + (bf1 - tw)] \cdot \left[d - \left(\frac{tf1 + tf2}{2} \right) \right]}{2}$$

- **Fórmula de Bredt para tubos de paredes finas:** (Gere, 2003)



$\tau_{T.sup} := \frac{T_{sd}}{2 \cdot A_m \cdot tf1}$ $\tau_{T.sup} = 3461.63 \text{ kPa}$

$\tau_{T.alma} := \frac{T_{sd}}{2 \cdot A_m \cdot \left(\frac{tw}{2} \right)}$ $\tau_{T.alma} = 22154.43 \text{ kPa}$

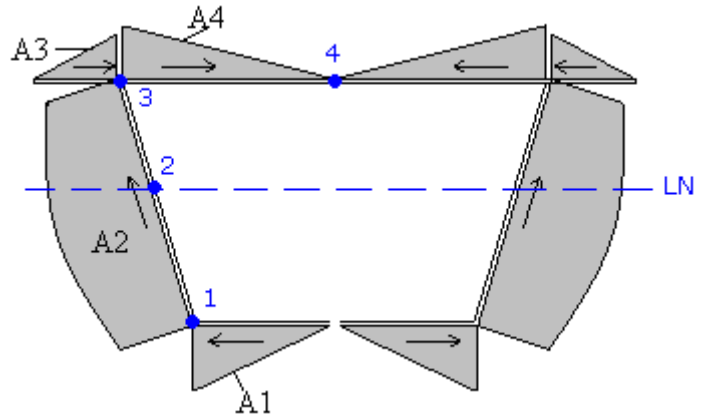
$\tau_{T.inf} := \frac{T_{sd}}{2 \cdot A_m \cdot tf2}$ $\tau_{T.inf} = 27693.04 \text{ kPa}$

1.9.2. Tensões Cisalhantes devidas ao Esforço Cortante:

- **Determinação dos Fluxos Cisalhantes Devidos ao Corte:** (Mason, 1973)

Considerando-se: $q_0 := \frac{V_{sd} \cdot S}{I_x}$ $\int \frac{q_0}{t} ds + q_1 \int \frac{1}{t} ds = 0$ $q_{total} := q_0 + q_1$

• **Fluxo Cisalhante q_0 nos pontos 1,2,3 e 4:**



$$q_{01} := \frac{bf_2}{2} \cdot tf_3 \cdot y_i \cdot \left(\frac{V_{sd}}{I_x} \right)$$

$$q_{02} := q_{01} + t_{alma} \cdot \frac{(y_i - tf_3)^2}{2} \cdot \left(\frac{V_{sd}}{I_x} \right)$$

$$q_{03.abaixo} := q_{02} - t_{alma} \cdot \frac{(y_s - tf_1)^2}{2} \cdot \left(\frac{V_{sd}}{I_x} \right)$$

$$q_{03.esq} := \frac{b - bf_1}{2} \cdot tf_1 \cdot y_s \cdot \left(\frac{V_{sd}}{I_x} \right)$$

$$q_{03.dir} := |q_{03.abaixo} - q_{03.esq}|$$

$$q_{04} := q_{03.dir} + bf_1 \cdot tf_1 \cdot y_i \cdot \left(\frac{V_{sd}}{I_x} \right)$$

• **Áreas do Diagrama:**

$$A_1 := \frac{1}{2} \cdot \frac{q_{01} \cdot \frac{bf_2}{2}}{tf_2}$$

$$A_3 := \frac{1}{2} \cdot q_{03.esq} \cdot \frac{bf_1}{2} \cdot \frac{1}{tf_1}$$

$$A_2 := \frac{q_{01} + q_{03.abaixo}}{2} \cdot h \cdot \frac{1}{tw} + \frac{2}{3} \cdot \left(q_{02} - \frac{q_{01} + q_{03.abaixo}}{2} \right) \cdot h \cdot \frac{1}{tw}$$

$$A_4 := \frac{1}{2} \cdot q_{03.dir} \cdot \frac{bf_1}{2} \cdot \frac{1}{tf_1}$$

• **Fluxo Cisalhante q_1 na seção:**

$$\oint q_0 \cdot \frac{ds}{t} = \text{Integral}_{q_0} := (A_1 + A_2 + A_3 + A_4 - A_1 + A_2 - A_3 - A_4) \quad \text{Integral}_{q_0} = 11452.5 \text{ mkPa}$$

$$\oint \frac{ds}{t} = \text{Integral}_{q_1} := \frac{bf_3}{tf_2} + \frac{h}{tw} + \frac{b}{tf_1} \quad \text{Integral}_{q_1} = 216.2$$

$$q_1 := \frac{\text{Integral}_{q_0}}{\text{Integral}_{q_1}} \quad q_1 = 52.97 \text{ mkPa}$$

- **Tensões cisalhantes devidas ao cortante na seção:**

$$\tau_{V.sup} := \frac{q0_{3.dir} + q_1}{tf1} \quad \tau_{V.sup} = 20844.27 \text{ kPa}$$

$$\tau_{V.alma} := \frac{q0_2 + q_1}{\frac{tw}{2}} \quad \tau_{V.alma} = 16033.02 \text{ kPa}$$

$$\tau_{V.inf} := \frac{q0_1 + q_1}{tf2} \quad \tau_{V.inf} = 9508.74 \text{ kPa}$$

- **Tensões cisalhantes totais na seção (valores máximos):**

$$\tau_{sup} := \tau_{T.sup} + \tau_{V.sup} \quad \tau_{sup} = 24305.9 \text{ kPa}$$

$$\tau_{alma} := \tau_{T.alma} + \tau_{V.alma} \quad \tau_{alma} = 38187.46 \text{ kPa}$$

$$\tau_{inf} := \tau_{T.inf} + \tau_{V.inf} \quad \tau_{inf} = 37201.78 \text{ kPa}$$

1.9.3. Verificação das Tensões nas Almas:

- **Esforço cortante na alma mais carregada:**

$$V_{sd2} := (\tau_{alma} \cdot t_{alma} \cdot h) \cdot \frac{1}{\sin(\theta)} \quad V_{sd2} = 560.9 \text{ kN}$$

- **Esforço cortante resistente de cálculo (NBR8800 - 5.4.3):**

- Distância entre enrijecedores: $a := 7.5 \text{ m}$

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{a}{h} > 3 \vee \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{\frac{h}{t_{alma}}} \right)^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_v = 5$$

$$\lambda_p := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \quad \lambda_p = 59.96$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \quad \lambda_r = 74.67$$

$$\lambda := \frac{h}{t_{alma}} \cdot \frac{1}{\sin(\theta)} \quad \lambda = 94$$

$$V_{pl} := 0.6 \cdot h \cdot t_{alma} \cdot \frac{f_{yk}}{1.1} \quad V_{pl} = 2669.83 \text{ kN}$$

$$V_{rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{1.1} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{1.1} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{1.1} & \end{cases} \quad \begin{array}{l} V_{rd} = 1263.88 \text{ kN} \\ \text{Verificação}_4 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{rd} \geq V_{sd} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \\ \text{Verificação}_4 = \text{"OK"} \end{array}$$

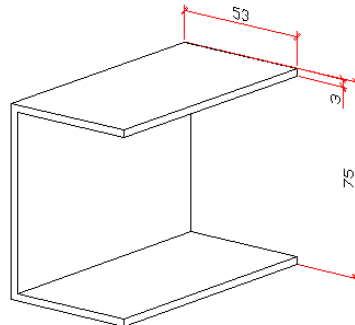
1.9.4. Verificação das Tensões na Mesa Inferior (AASHTO):

$$\text{Verificação}_5 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \tau_{inf} \leq 0.75 \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Verificação}_5 = \text{"OK"}$$

1.10. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento

- Serão utilizados conectores de cisalhamento do tipo Perfil U formado à frio, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço.

A força resistente de cálculo, Q_{rd} , é dada pela formulação abaixo, segundo o item Q.4.3.2.1. Esta força consiste no somatório das forças em cada conector de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo, ou seja, para metade da viga no caso de vigas biaopiadas.



- Coeficiente de ponderação da resistência do conector: $\gamma_{cs} := 1.25$
- Espessura da mesa do conector: $t_{fcs} := 3 \text{ mm}$
- Espessura da alma do conector: $t_{wcs} := 3 \text{ mm}$
- Comprimento do perfil "U": $L_{cs} := 10 \text{ cm}$

- **Força resistente de cálculo dos conectores:**

$$Q_{rd} := 0.3(t_{fcs} + 0.5t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad Q_{rd} = 119.39 \text{ kN}$$

- **Força a ser resistida pelos conectores (entre a seção de momento máximo e mom. nulo)**

$$Q_n := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad Q_n = 3672 \text{ kN}$$

- **Número de conectores:**

$$N_c := \frac{Q_n}{Q_{rd}}$$

$$N_c = 30.76$$

$$N_{c_{adot}} := 24$$

- **Número total de conectores no vão:**

$$N_{c_{tot}} := 2 \cdot N_{c_{adot}}$$

$$N_{c_{tot}} = 48$$

- **Espaçamento dos conectores no vão:**

$$esp_{conec} := \frac{30m}{N_{c_{tot}}}$$

$$esp_{conec} = 62.5 \text{ cm}$$

1.11. Verificação da flecha da viga:

Os carregamentos atuantes nas vigas são:

$$F_1 := G \quad F_1 = 14.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{carga permanente})$$

$$F_3 := Q \quad F_3 = 11.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{sobrecarga})$$

- **Flecha para as ações permanentes**

$$\delta_1 := \frac{5 \cdot F_1 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tr}} \quad \delta_1 = 52.43 \text{ mm}$$

- **Flecha para as cargas móveis**

$$\delta_3 := \frac{5 \cdot F_3 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \delta_3 = 28.08 \text{ mm} < \frac{L}{800} = 37.5 \text{ mm} \quad (\text{Flecha admissível pela AASHTO})$$

1.12. Verificação à Fadiga nas soldas da viga:

- Supondo as seguintes condições de carregamento (passageiros) do trem em operação:

- Num dia útil: trens a cada 30 min em horário normal e a cada 15 min em horários de pico.

5h às 6h - 1/4 carregado - 6 viagens
 6h às 9h - todo carregado - 24 viagens
 9h às 17h - 1/2 carregado - 64 viagens
 17h às 19h - todo carregado - 16 viagens
 19h às 22h - 1/4 carregado - 12 viagens

Total em um dia útil:

1/4 carregado - 18 viagens
 1/2 carregado - 64 viagens
 todo carregado - 40 viagens

Em um ano (250 dias úteis):

1/4 carregado - 4500 viagens
 1/2 carregado - 16000 viagens
 todo carregado - 10000 viagens

- Num dia não-útil: trens a cada 30 min.

5h às 7h - não opera - 0 viagem
 7h às 9h - 1/4 carregado - 6 viagens
 9h às 20h - 1/2 carregado - 44 viagens
 20h às 22h - 1/4 carregado - 8 viagens

Total em um dia não-útil:

1/4 carregado - 14 viagens
 1/2 carregado - 44 viagens
 todo carregado - 0 viagem

Em um ano (115 dias não-úteis):

1/4 carregado - 1610 viagens
 1/2 carregado - 5060 viagens
 todo carregado - 0 viagem

TOTAL (por ano):

n 1/4 carregado - 6110 viagens
 n 1/2 carregado - 21060 viagens
 n todo carregado - 10000 viagens

- **Momentos fletores em serviço nas vigas devido à carga móvel:**

$$M_q(x) := \frac{(\phi \cdot q_1 + x \cdot \phi \cdot q_2) \cdot L^2}{8}$$

$$M_q\left(\frac{1}{4}\right) = 513.01 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_q\left(\frac{1}{2}\right) = 761.24 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_q(1) = 1257.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1.12.1 Fadiga nas soldas:

- **Variação de tensões em serviço nas vigas (abaixo da LN):**

$$\sigma(x) := \frac{M_q(x)}{W_{\text{inf}}} \quad \sigma\left(\frac{1}{4}\right) = 20.54 \text{ MPa} \quad \sigma\left(\frac{1}{2}\right) = 30.48 \text{ MPa} \quad \sigma(1) = 50.35 \text{ MPa}$$

- **Cálculo do número N de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura (NBR 8800):**

$$C_f := 22 \cdot 10^8 \quad (\text{categoria D})$$

$$N(x) := \frac{327 \cdot C_f}{\left(\frac{\sigma(x)}{\text{MPa}}\right)^3} \quad N\left(\frac{1}{4}\right) = 83023177.81 \quad N\left(\frac{1}{2}\right) = 25410367.08 \quad N(1) = 5634347.87$$

- **Dano D total sobre a estrutura:**

$$D := \frac{6110}{N\left(\frac{1}{4}\right)} + \frac{21060}{N\left(\frac{1}{2}\right)} + \frac{10000}{N(1)} \quad D = 0.00268$$

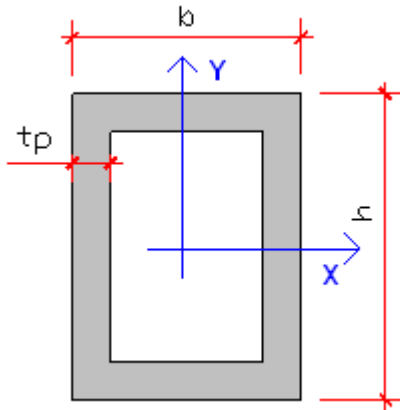
$$\text{Vida_Útil} := \frac{1}{D} \quad \text{Vida_Útil} = 373.52 \text{ (anos)}$$

2. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS

2.1 - Definição e Geometria do Pilar

- Serão utilizados para as colunas seções retangulares, vazadas, em concreto armado.

- Altura do Pilar: $l_p = 10 \text{ m}$
- Comprimento de Flambagem do pilar: $l_e := 2 \cdot l_p$ $l_e = 20 \text{ m}$
- Dimensões do Pilar:



$$b_p := 0.8 \text{ m}$$

$$h_p := 1 \text{ m}$$

$$t_p := 15 \text{ cm}$$

- **Área do Pilar:**

$$A_p := 2 \cdot h_p \cdot t_p + 2 \cdot (b_p - 2t_p) \cdot t_p \quad A_p = 0.45 \text{ m}^2$$

- **Peso do Pilar:**

$$P_p := A_p \cdot l_p \cdot \gamma_c \quad P_p = 112.5 \text{ kN}$$

- **Momentos de Inércia:**

$$I_y := \frac{h_p \cdot b_p^3}{12} - \frac{(h_p - 2t_p) \cdot (b_p - 2t_p)^3}{12} \quad I_y = 353.75 \text{ dm}^4$$

$$I_x := \frac{b_p \cdot h_p^3}{12} - \frac{(b_p - 2t_p) \cdot (h_p - 2t_p)^3}{12} \quad I_x = 523.75 \text{ dm}^4$$

- **Raios de Giração**

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_p}} \quad i_y = 0.28 \text{ m}$$

$$i_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_p}} \quad i_x = 0.34 \text{ m}$$

- **Esbeltez Limite para pilares (15.8.1)**

$$\lambda_y := \frac{l_e}{i_y} \quad \lambda_y = 71.33 \quad \lambda_x := \frac{l_e}{i_x} \quad \lambda_x = 58.62$$

$$\text{Verificação}_7 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \lambda_x \wedge \lambda_y \leq 200 \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Verificação}_7 = \text{"OK"}$$

- **Imperfeições Geométricas Globais (11.3.3.4.1)**

$$H := l_p \quad (\text{altura do pilar})$$

$$n := 1 \quad (\text{número de prumadas})$$

$$\theta_1 := \frac{1 \cdot \text{rad}}{100 \cdot \sqrt{\frac{H}{m}}} \quad \theta_1 = 0 \quad \theta_{1\min} := \frac{1}{200} \quad \theta_{1\min} = 0.01$$

$$\theta_{1\max} := \frac{1}{400} \quad \theta_{1\max} = 0$$

$$\theta_a := \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad \theta_a = 0$$

$$\text{Desaprumo} := \theta_a \cdot l_p \quad \text{Desaprumo} = 3.16 \text{ cm}$$

obs: O desaprumo foi considerado nas duas direções do pilar: longitudinal e transversal.

- **Propriedades do Concreto**

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} \quad f_{ctkinf} := 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctksup} := 1.3 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{1.4} \quad f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd}$$

2.2. Solicitações nos Pilares

- Aqui serão calculados os esforços na base do pilar decorrente das 6 combinações de ações calculadas anteriormente.

2.2.1. Reação vertical das vigas no topo dos pilares:

$$V_i =$$

C1 =	456.45	kN
C2 =	391.91	
C3 =	221.35	
C4 =	525.96	
C5 =	525.96	
C6 =	525.96	

2.2.2. Momento Resultante na base do pilar

$$M_{\text{base}_1} := 1.4 \cdot V_t \cdot (2.17 \text{ m} + 10 \text{ m}) \cdot \frac{L}{2} \cdot 2 \quad M_{\text{base}_1} = 1083.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{base}_2} := \left[1.4 \cdot V_t \cdot (2.17 \text{ m} + 10 \text{ m}) + 1.5 \cdot 0.65 \cdot \left(\phi \cdot \frac{q^2}{2} \right) \cdot 0.9 \text{ m} \right] \cdot \frac{L}{2} \cdot 2 \quad M_{\text{base}_2} = 1200.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{base_3} := [1.4 \cdot Vt \cdot (2.17m + 10m)] \cdot \frac{L}{2} \cdot 2$$

$$M_{base_3} = 1083.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{base_4} := [1.4 \cdot 0.6Vt \cdot (2.17m + 10m)] \cdot \frac{L}{2} \cdot 2$$

$$M_{base_4} = 650.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{base_5} := 0$$

$$M_{base_5} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{base_6} := \left[1.4 \cdot 0.6Vt \cdot (2.17m + 10m) + 1.5 \cdot \phi \cdot \frac{q^2}{2} \cdot 0.9m \right] \cdot \frac{L}{2} \cdot 2$$

$$M_{base_6} = 829.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.2.3. Peso das travessas (em concreto armado):

- Área estimada da travessa (seção):

$$A_{trav} := 0.4m^2$$

- Espessura estimada da travessa:

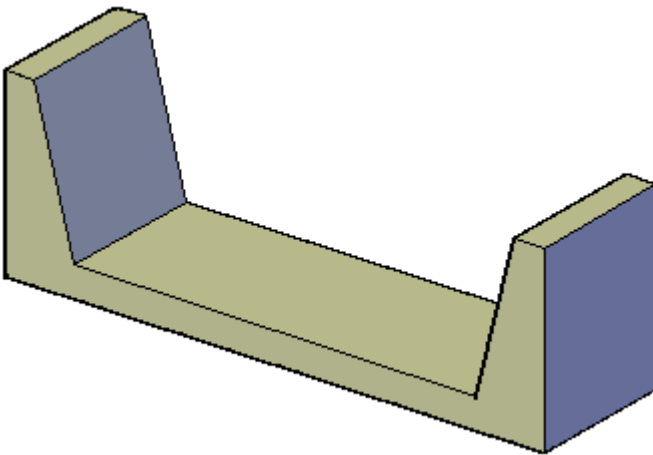
$$e_{trav} := b_p$$

$$e_{trav} = 0.8 \text{ m}$$

- Peso estimado da travessa:

$$P_{trav} := A_{trav} \cdot e_{trav} \cdot \gamma_c$$

$$P_{trav} = 8 \text{ kN}$$



(Modelo de Travessa em Concreto Armado)

2.2.4. Combinação Excepcional - Choque de objetos móveis nos pilares

- Não será tratado aqui o caso de choque de veículos descontrolados sobre os pilares, por se tratar apenas de um projeto básico, no qual não há definição do posicionamento da via na malha urbana..

2.3 - Dimensionamento à Flexo-Compressão

- Esforço Normal de Cálculo nos Pilares:

$$Nd_i := 2 \cdot V_i + P_p + P_{trav}$$

- Momento Fletor ao longo da direção longitudinal:

$$Mdl_i := 2 \cdot M_{base_1} + Nd_i \cdot \text{Desaprumo}$$

- Momento Fletor ao longo da direção transversal:

$$Mdt_i := Nd_i \cdot \text{Desaprumo}$$

2.3.1 - Na Direção Transversal (menor inércia):

- **Excentricidade de 1ª Ordem**

$$e1_i := \frac{Mdt_i}{Nd_i}$$

- **Esbeltez Limite para dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem (15.8.2)**

$$Ma_i := Mdt_i$$

$$Mc_i := \frac{Mdt_i}{2}$$

$$\alpha_{b_i} := 0.8 + 0.2 \cdot \frac{Mc_i}{Ma_i}$$

$$0.4 \leq \alpha_b \leq 1 \quad (\text{pilares em balanço})$$

$$\lambda_{lim_i} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e1_i}{b_p}}{\alpha_{b_i}}$$

$$\lambda1_i := \max(\lambda_{lim_i}, 35)$$

$$35 < \lambda1 < 90$$

$$\text{Dispensa}_i := \begin{cases} \text{"Sim"} & \text{if } \lambda_x < \lambda1_i \\ \text{"Não"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Dispensa}_i = \begin{pmatrix} \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \end{pmatrix} \begin{matrix} :1 \\ :2 \\ :3 \\ :c4 \\ :c5 \\ :c6 \end{matrix}$$

- **Efeitos de 2ª Ordem - Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (15.8.3.3.2)**

$$v_i := \frac{Nd_i}{b_p \cdot h_p \cdot fcd}$$

$$\rho_{trans_i} := \min \left[\frac{0.005}{b_p}, \frac{0.005}{b_p \cdot (v_i + 0.5)} \right]$$

$$Mdt_{tot_{trans_i}} := \begin{cases} \alpha_{b_i} \cdot Mdt_i + Nd_i \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \rho_{trans_i} & \text{if } \text{Dispensa}_i = \text{"Não"} \\ Mdt_i & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\mu_i := \frac{Mdt_{tot_{trans_i}}}{b_p^2 \cdot h_p \cdot fcd}$$

2.3.2 - Na Direção Longitudinal (maior inércia):

- **Excentricidade de 1ª Ordem**

$$e1_i := \frac{Mdl_i}{Nd_i}$$

- **Esbeltez Limite para dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem (15.8.2)**

Sendo: $Ma_i := Mdl_i$ $Mc_i := \frac{Mdl_i}{2}$

$$\alpha_{b_i} := 0.8 + 0.2 \cdot \frac{Mc_i}{Ma_i} \quad 0.4 \leq \alpha_b \leq 1 \quad (\text{pilares em balanço})$$

$$\lambda_{lim_i} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_{l_i}}{h_p}}{\alpha_{b_i}}$$

$$\lambda_{1_i} := \max(\lambda_{lim_i}, 35) \quad 35 < \lambda_1 < 90$$

$$Dispensa_i := \begin{cases} \text{"Sim"} & \text{if } \lambda_y < \lambda_{1_i} \\ \text{"Não"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Dispensa_i = \begin{pmatrix} \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Sim"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \\ \text{"Não"} \end{pmatrix} \begin{matrix} c1 \\ c2 \\ c3 \\ c4 \\ c5 \\ c6 \end{matrix}$$

• **Efeitos de 2ª Ordem - Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (15.8.3.3.2)**

$$v_i := \frac{Nd_i}{b_p \cdot h_p \cdot fcd}$$

$$\rho_{long_i} := \min \left[\frac{0.005}{h_p}, \frac{0.005}{h_p \cdot (v_i + 0.5)} \right]$$

$$Mdtot_{long_i} := \begin{cases} \alpha_{b_i} \cdot Mdl_i + Nd_i \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \rho_{trans_i} & \text{if } Dispensa_i = \text{"Não"} \\ Mdl_i & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\mu_i := \frac{Mdtot_{long_i}}{h_p \cdot b_p^2 \cdot fcd}$$

2.4 - Armadura Longitudinal

- **Armadura Simétrica para Flexão Composta Oblíqua** - Utilizando diagrama de interação para seção retangular sob flexão biaxial e carga axial.

	$v_i =$	$\mu_i =$	$\mu_{l_i} =$
C1 =	0.06	0.02	0.16
C2 =	0.05	0.02	0.18
C3 =	0.03	0.01	0.16
C4 =	0.07	0.02	0.11
C5 =	0.07	0.02	0.02
C6 =	0.07	0.02	0.13

- Pelo ábaco: $\omega_{tot1} := 0.3$ $\omega_{tot3} := 0.3$ $\omega_{tot5} := 0$
 $\omega_{tot2} := 0.3$ $\omega_{tot4} := 0.1$ $\omega_{tot6} := 0.2$

• **Armadura Necessária Total:**

$$A_{Stot_i} := \omega_{tot_i} \cdot b_p \cdot h_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{Stot_i} =$$

171.43
171.43
171.43
57.14
0
114.29

cm^2

• **Diâmetro de barra escolhido:** $\phi_s := 25mm$

• **Área de uma barra:** $Area_{1barra} := \phi_s^2 \cdot \frac{\pi}{4}$ $Area_{1barra} = 4.91 cm^2$

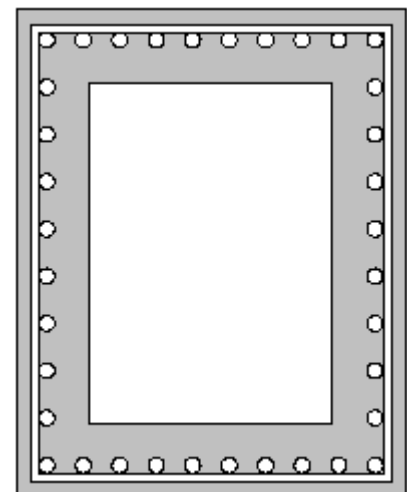
• **Número de barras:** $nb_i := \frac{A_{Stot_i}}{Area_{1barra}}$ $nb_i =$

34.92
34.92
34.92
11.64
0
23.28

• **Armadura Adotada:**

Serão adotadas 9 barras de 25mm em cada face do pilar.

$$A_{S_{adot}} := 4 \cdot 9 \cdot Area_{1barra} \quad A_{S_{adot}} = 176.71 cm^2$$



2.5. Verificação ao Esforço Cortante

2.5.1. Armadura de Cisalhamento - Pelo Modelo de Cálculo II (17.4.2.3)

• **Esforço Cortante de Cálculo**

$$V_{sd} := 2 \cdot \frac{M_{dl_i}}{l_e}$$

$$V_{sd} := \max(V_{sd})$$

$$V_{sd} = 242.87 kN$$

- **Ângulo das diagonais de compressão:**

$$\theta := 37.5\text{deg}$$

- **Ângulo dos estribos:**

$$\alpha := 90\text{deg}$$

- **Cálculo da Armadura Transversal Mínima**

$$A_{st.min} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_p \cdot \sin(\alpha) \qquad A_{st.min} = 13.43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2.5.1.1 Na direção longitudinal (eixo x)

- **Estimativa da altura útil da seção transversal:**

$$d := b_p - 0.04\text{m} \qquad d = 0.76 \text{ m}$$

- **Verificação da compressão diagonal do concreto:**

$$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) \qquad \alpha_{v2} = 0.88$$

$$V_{rd2} := 0.54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta))$$

$$V_{rd2} = 2990.11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{rd2} \qquad \text{OK}$$

- **Cálculo de M0 (mom. fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção)**

$$N_s := (G + Q) \cdot \frac{L}{2} \cdot 2 \qquad (\text{Esforço Normal em Serviço})$$

$$\sigma_n := \frac{N_s}{A_p} \qquad \sigma_n = 1.71 \text{ MPa} \qquad (\text{Tensão Normal em Serviço})$$

$$W_y := \frac{2I_y}{h_p} \qquad W_y = 70750 \text{ cm}^3 \qquad (\text{Módulo Elástico da Seção Transversal})$$

$$M_0 := \sigma_n \cdot W_y \qquad M_0 = 120.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Cálculo da Armadura Transversal:**

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_p \cdot d \qquad V_{c0} = 528.32 \text{ kN}$$

$$V_{c1} := V_{c0} \cdot \frac{V_{rd2} - V_{sd}}{V_{rd2} - V_{c0}} \qquad V_{c1} = 589.57 \text{ kN}$$

$$V_c := \min \left[V_{c1} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{\max(M_{dt})} \right), 2V_{c1} \right]$$

$$V_c = 1179.15 \text{ kN}$$

$$A_{st.nec} := \frac{V_{sd} - V_c}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha)}$$

$$A_{st.nec} = -35.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)$$

- **Diâmetro de barra para estribos escolhido:**

$$\phi_{st} := 16 \text{ mm}$$

- **Espaçamento máximo entre estribos (18.4.3):**

$$s_{max} := \min(20 \text{ cm}, b_p, 12\phi_{st})$$

$$s_{max} = 19.2 \text{ cm}$$

- **Espaçamento adotado para os estribos:**

$$s_t := 10 \text{ cm}$$

- **Armadura de Cisalhamento Adotada:**

$$A_{st.adot} := \phi_{st} \cdot \frac{2 \pi}{4} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{s_t} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{st.adot} = 20.11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_{sw} := A_{st.adot} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_{sw} = 537.68 \text{ kN}$$

$$V_{rd3} := V_c + V_{sw}$$

$$V_{rd3} = 1716.83 \text{ kN}$$

- **Proteção contra a flambagem das barras (18.2.4):**

- Os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20\phi_t$ do canto.

$$\text{dist} := 20 \cdot \phi_{st}$$

$$\text{dist} = 32 \text{ cm}$$

3. VERIFICAÇÃO DA LAJE

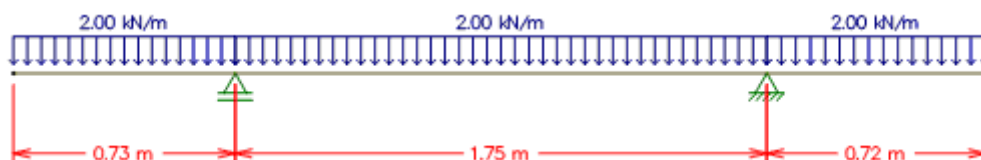
3.1 Verificação à Flexão Simples

- **Carregamento:**

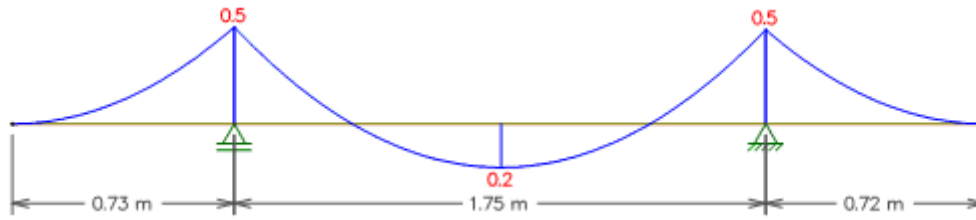
A laje será verificada recebendo somente o carregamento de peso-próprio

$$q_{laje} := t_c \cdot \gamma_c \cdot 1 \text{ m} \quad q_{laje} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Modelo Estrutural (Programa Ftool, Puc-RJ):**



• **Diagrama de Momentos Fletores:**



• **Momentos Fletores de Cálculo:**

$$M_{\max.\text{pos}} := 0.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{d\max.\text{pos}} := 1.4 M_{\max.\text{pos}} \quad M_{d\max.\text{pos}} = 0.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max.\text{neg}} := 0.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad M_{d\max.\text{neg}} := 1.4 M_{\max.\text{neg}} \quad M_{d\max.\text{neg}} = 0.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

• **Armadura mínima positiva e negativa para lajes armadas em 1 direção:**

$$A_{s\min} := t_c \cdot 0.15\% \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad A_{s\min} = 1.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{espaçamento} := 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura}_{\min} := \frac{\pi \cdot (5 \text{ mm})^2}{4} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{\text{espaçamento}} \quad \text{Armadura}_{\min} = 1.31 \text{ cm}^2$$

• **Cobrimento das Armaduras:**

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

- Classe de Agressividade Ambiental: CIII (Ambiente Marinho)

- Cobrimento Nominal: $cob := 35 \text{ mm}$

• **Armadura para momentos positivos**

$$M_{d\text{pos}} := M_{d\max.\text{pos}} \quad b_{\text{vw}} := 1 \text{ m} \quad d_{\text{vw}} := t_c - cob$$

$$K_{md} := \frac{|M_{d\text{pos}}|}{b \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}} \quad K_{md} = 0.006$$

$$K_x := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_{md}}{0.85}}}{0.8} \quad K_x = 0.01 \quad x := K_x \cdot d \quad x = 0.04 \text{ cm}$$

$$K_z := 1 - 0.4 \cdot K_x \quad K_z = 0.996 \quad z := K_z \cdot d \quad z = 4.48 \text{ cm}$$

$$A_{slaje.pos} := \frac{Md_{pos}}{K_z \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{1.15}} \cdot \frac{1}{m} \quad A_{slaje.pos} = 0.21 \frac{cm^2}{m}$$

- **Armadura para momentos negativos**

$$Md_{neg} := Md_{max.neg} \quad \underline{b} := 1m \quad \underline{d} := tc - cob$$

$$\underline{K}_{md} := \frac{|Md_{neg}|}{b \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}} \quad K_{md} = 0.016$$

$$\underline{K}_x := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_{md}}{0.85}}}{0.8} \quad K_x = 0.024 \quad \underline{x} := K_x \cdot d \quad x = 0.11 \text{ cm}$$

$$\underline{K}_z := 1 - 0.4 \cdot K_x \quad K_z = 0.99 \quad \underline{z} := K_z \cdot d \quad z = 4.46 \text{ cm}$$

$$A_{slaje.neg} := \frac{Md_{neg}}{K_z \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{1.15}} \cdot \frac{1}{m} \quad A_{slaje.pos} = 0.21 \frac{cm^2}{m}$$

- **Armadura Adotada para momentos positivos e negativos:**

$$\underline{A}_{s_{adot}} := \max(A_{s_{min}}, A_{slaje.pos}, A_{slaje.neg})$$

$$A_{s_{adot}} = 1.2 \frac{cm^2}{m}$$

3.2. Verificação ao Cisalhamento

$$\underline{f}_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$\underline{f}_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} \quad f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\underline{f}_{ctkinf} := 0.7 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctkinf} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\underline{f}_{ctksup} := 1.3 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctksup} = 3.77 \text{ MPa}$$

$$\underline{f}_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{1.4} \quad f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\underline{f}_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd} \quad f_{bd} = 3.26 \text{ MPa}$$

- **Resistência de projeto do concreto ao cisalhamento:**

$$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} \quad \tau_{Rd} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$k := \left| 1.6 - \frac{d}{m} \right| \quad bw := 1m \quad Vt = 2120.5 \text{ s}^{-2} \cdot \text{kg}$$

$$As_1 := As_{adot} \cdot bw$$

$$\rho_1 := \max\left(\frac{As_1}{bw \cdot d}, 0.02\right) \quad \rho_1 = 0.02$$

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$V_{Rd1} := \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot bw \cdot d \quad V_{Rd1} = 50.67 \text{ kN}$$

• **Esforço cortante máximo no concreto:**

$$V_{sd_{laje}} := \left(\frac{1.4 \cdot 0.6 \cdot Vt \cdot 0.9 \cdot m}{1.8 \cdot m} + \frac{1.3 \cdot \phi q1}{2} + \frac{1.5 \cdot \phi q2}{2} \right) \cdot 1m \quad V_{sd_{laje}} = 9.04 \text{ kN}$$

$$\text{Verificação8} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{Rd1} > V_{sd_{laje}} \\ \text{"NÃO PASSOU"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Verificação8} = \text{"OK"}$$

4. APARELHOS DE APOIO

- Serão utilizados aparelhos de apoio de articulação elástica, do tipo elastômero (neoprene), em cada apoio para as vigas, sendo 2 aparelhos por extremidade da viga.

4.1. Determinação da Área S:

- Tensão admissível do material de elastômero (neoprene): $\sigma_n := 13.5 \text{ MPa}$
- Reação máxima sobre o aparelho: $R_{max} := \max(Ra)$
- Área necessária do aparelho de apoio: $S_{\text{ww}} := \frac{R_{max}}{\sigma_n} \quad S = 273.52 \text{ cm}^2$
- Dimensão quadrada do aparelho: $a_{\text{ww}} := \sqrt{S} \quad a = 16.54 \text{ cm}$
- Dimensão adotada: $a_{\text{ww}} := 20 \text{ cm}$

4.2. Determinação da Altura d:

• **Deslocamento no topo do apoio devido à temperatura:**

Variação de Temperatura: $\Delta T := 20 \Delta^\circ \text{C}$

Comprimento da Viga: $L = 30 \text{ m}$

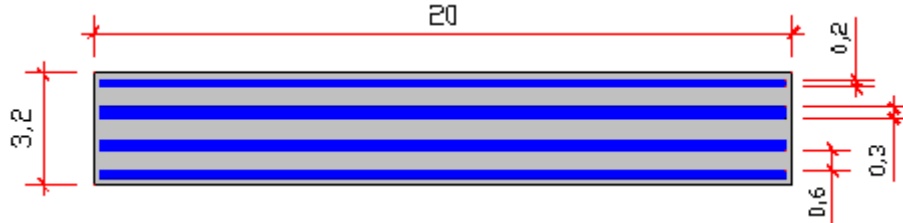
$\Delta n := \alpha_a \cdot \Delta T \cdot L \quad \Delta n = 7.2 \text{ mm}$

• **Altura útil:**

$$d_w := 2.5 \cdot \Delta n$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

- Foram então usadas três camadas de 6mm de neoprene, separadas por duas chapas internas de 3mm, duas chapas externas de 2mm e cobertura de 2mm de neoprene, totalizando 32mm. A altura útil final é de 18mm.



(Dimensões em cm)

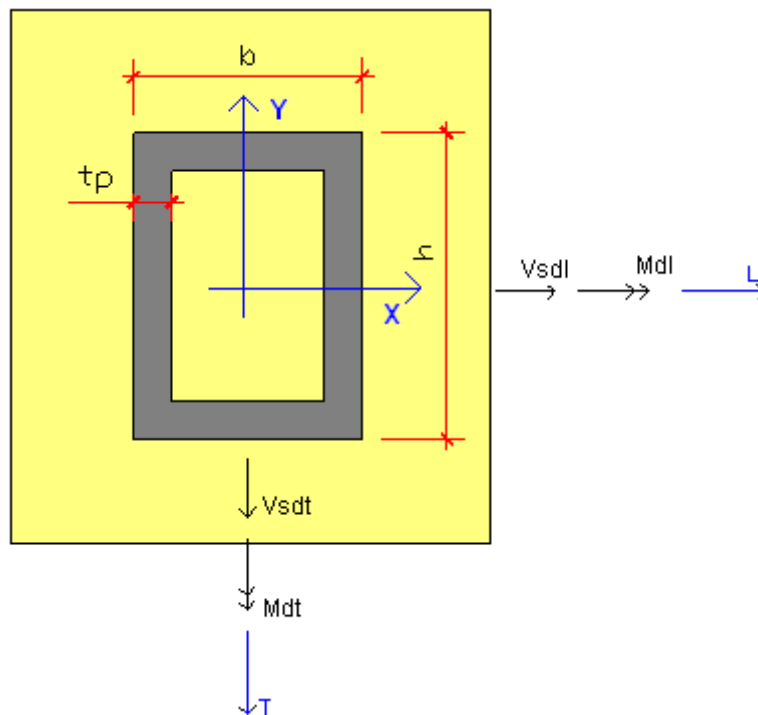
5. FUNDAÇÕES

- Fundação Superficial: Sapatas

• **Combinação de esforços no topo da fundação:**

	$Nd_i =$		$Mdl_i =$		$Mdt_i =$		$Vsdl_i =$		$Vsdt_i =$	
C1 =	1033.4	kN	2200.43	kN·m	32.68	kN·m	220.04	kN	3.27	kN
C2 =	904.32		2428.69		28.6		242.87		2.86	
C3 =	563.19		2185.56		17.81		218.56		1.78	
C4 =	1172.41		1337.72		37.07		133.77		3.71	
C5 =	1172.41		37.07		37.07		3.71		3.71	
C6 =	1172.41		1695.18		37.07		169.52		3.71	

• **Características e Geometria da Sapata:**



- Resistência do concreto das sapatas à compressão: $f_{ck} := 20\text{MPa}$
- Barras de aço: CA 50
- Base da sapata assente a 2m da superfície (altura de escavação = 2,0m):
- Tensão admissível do terreno: $\sigma_{adm} := 300\cdot\text{kPa}$
- Estimando iterativamente uma altura total para a sapata: $h_{tot} := 100\text{cm}$

5.1. Cálculo das dimensões da sapata

5.1.1. Cálculo das cargas na base da sapata

- **Peso próprio da sapata:**

- Estimando-se iterativamente uma sapata de dimensões na base de 4.5m x 4.5m:

$$P_{psap} := 4.5\text{m} \cdot 4.5\text{m} \cdot h_{tot} \cdot \gamma_c \quad P_{psap} = 506.25\text{ kN}$$

- **Peso de terra:**

$$P_{terra} := (2.1\text{m} - h_{tot}) \cdot 4.5\text{m} \cdot 4.5\text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad P_{terra} = 400.95\text{ kN}$$

- **Carregamentos totais na base da sapata:**

$$N_{total_i} := Nd_i + P_{psap} + P_{terra}$$

$$M_{Ltotal_i} := Mdl_i + (h_{tot} \cdot Vsdl_i)$$

$$M_{Ttotal_i} := Mdt_i + (h_{tot} \cdot Vsdt_i)$$

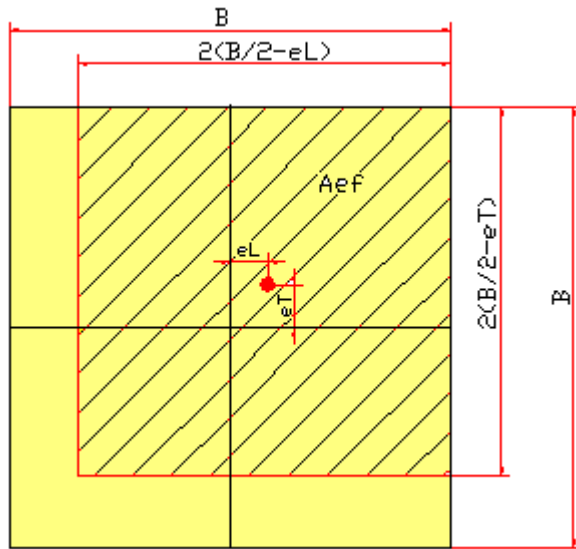
5.1.2. Cálculo das excentricidades de carga

$$e_{T_i} := \frac{M_{Ttotal_i}}{N_{total_i}} \quad e_{L_i} := \frac{M_{Ltotal_i}}{N_{total_i}}$$

$e_{T_i} =$ <table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C1 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td><td rowspan="6" style="padding-left: 10px; vertical-align: middle;">m</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C2 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C3 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.01</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C4 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C5 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C6 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td></tr> </table>	C1 =	0.02	m	C2 =	0.02	C3 =	0.01	C4 =	0.02	C5 =	0.02	C6 =	0.02	$e_{L_i} =$ <table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C1 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">1.25</td><td rowspan="6" style="padding-left: 10px; vertical-align: middle;">m</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C2 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">1.47</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C3 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">1.64</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C4 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.71</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C5 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.02</td></tr> <tr><td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C6 =</td><td style="border: 1px solid black; padding: 2px; text-align: center;">0.9</td></tr> </table>	C1 =	1.25	m	C2 =	1.47	C3 =	1.64	C4 =	0.71	C5 =	0.02	C6 =	0.9
C1 =	0.02	m																									
C2 =	0.02																										
C3 =	0.01																										
C4 =	0.02																										
C5 =	0.02																										
C6 =	0.02																										
C1 =	1.25	m																									
C2 =	1.47																										
C3 =	1.64																										
C4 =	0.71																										
C5 =	0.02																										
C6 =	0.9																										

5.1.3 Cálculo da área efetiva e base da sapata

- Devido à excentricidade da carga aplicada na sapata, segundo recomendações da NBR 6122, devemos considerar uma área efetiva de cálculo, como mostrado à seguir:



$$Aef_i := \frac{N_{total_i}}{\sigma_{adm}}$$

$Aef_i =$

C1 =	6.47
C2 =	6.04
C3 =	4.9
C4 =	6.93
C5 =	6.93
C6 =	6.93

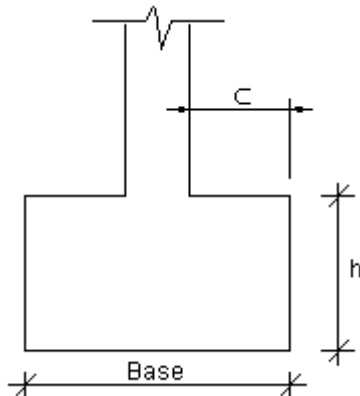
m^2

- Conhecendo-se a área efetiva, formula-se uma expressão colocando a base B como incógnita. Esta expressão é do 2º grau, sendo possível calcular B:

$$2(B/2 - eT) \times 2(B/2 - eL) = Aef$$

$$B^2 - 2B(eL + eT) + 4 eT eL - Aef = 0$$

$$Base_i := \text{root} \left[2 \left(\frac{B}{2} - e_{T_i} \right) \cdot 2 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{L_i} \right) - Aef_i, B \right]$$



$Base_i =$

C1 =	4.09
C2 =	4.35
C3 =	4.39
C4 =	3.45
C5 =	2.67
C6 =	3.69

m

5.1.4 Verificação da rigidez

- Módulo de elasticidade do concreto:

$$E_c := 0.85 \cdot 5600 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} \quad E_c = 21287.37 \text{ MPa}$$

- Coeficiente K0 do solo:

$$K_0 := 3000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{solo em areia})$$

- Momento de Inércia da Sapata:

$$I_{c_i} := \frac{0.66 \cdot K_0 \cdot \text{Base}_i \cdot (\text{Base}_i)^4}{E_c}$$

$I_{c_i} =$	
C1 =	0.11
C2 =	0.14
C3 =	0.15
C4 =	0.05
C5 =	0.01
C6 =	0.06

m⁴

- Altura necessária da sapata:

$$h_{nec_i} := \sqrt[3]{12 \cdot \frac{I_{c_i}}{\text{Base}_i}}$$

$h_{nec_i} =$	
C1 =	0.68
C2 =	0.74
C3 =	0.75
C4 =	0.54
C5 =	0.38
C6 =	0.59

m

5.1.5. Cálculo da distância c

$$c_i := \left(\frac{\text{Base}_i}{2} \right) - \frac{0.7}{2} \text{ m}$$

$c_i =$	
C1 =	1.7
C2 =	1.82
C3 =	1.85
C4 =	1.37
C5 =	0.99
C6 =	1.5

m

- Verificação se a altura da sapata está entre $c/2$ e $2c$ (segundo o CEB):

$\frac{c}{2} =$	$\begin{pmatrix} 84.76 \\ 91.23 \\ 92.32 \\ 68.71 \\ 49.3 \\ 74.78 \end{pmatrix}$	cm	$2 \cdot c =$	$\begin{pmatrix} 339.04 \\ 364.91 \\ 369.26 \\ 274.85 \\ 197.21 \\ 299.14 \end{pmatrix}$	cm
-----------------	---	----	---------------	--	----

5.2. Verificação ao Puncionamento

5.2.1. Cálculo das Tensões Resistentes

Adotando o cobrimento das armaduras de 5cm, temos uma altura útil de:

$$h_{tot} = 1 \text{ m} \quad \underline{d} := h_{tot} - 0.05 \text{ m} \quad d = 0.95 \text{ m}$$

- **Tensão resistente ao puncionamento:**

$$\xi := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} \quad \xi = 1.46$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} \quad f_{cd} = 14.29 \text{ MPa}$$

$$f_{cd2} := 0.6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250\text{MPa}} \right) \right] \cdot f_{cd} \quad f_{cd2} = 7.89 \text{ MPa} \quad \rho := \frac{0.15}{100} \quad (\text{taxa de armadura mínima})$$

$$\tau_{rd(a)} := 0.12 \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

- **Tensão resistente mínima:**

$$\tau_{rdmin} := \frac{f_{cd2}}{2} \quad \tau_{rdmin} = 3.94 \text{ MPa}$$

5.2.2. Cálculo das Tensões Atuantes

- **Dimensões do pilar:**

$$c1 := h_p \quad c1 = 1 \text{ m}$$

$$c2 := b_p \quad c2 = 0.8 \text{ m}$$

- **Perímetro puncionado:**

$$\mu(A) := 2 \cdot \pi \cdot A + 2 \cdot c1 + 2 \cdot c2$$

- **Módulo Plástico da Seção:**

$$W_{P1} := \left(\frac{c1^2}{2} \right) + (c1 \cdot c2) + (4 \cdot c2 \cdot d) + (16 \cdot d^2) + (2 \cdot \pi \cdot d \cdot c1) \quad W_{P1} = 24.75 \text{ m}^2$$

$$W_{P2} := \left(\frac{c2^2}{2} \right) + (c1 \cdot c2) + (4 \cdot c1 \cdot d) + (16 \cdot d^2) + (2 \cdot \pi \cdot d \cdot c2) \quad W_{P2} = 24.14 \text{ m}^2$$

- **Solicitação de cálculo:**

$$i := 3$$

$$\sigma_{ef_i} := \frac{N_{total_i}}{A_{ef_i}}$$

Para a relação: $\frac{c1}{c2} = 1.25$, teremos os seguintes valores retirados de tabela 19.2 (NBR6118-2003):

$$K_{ww} := 0.625$$

$$\Delta P_{sd}(A) := \sigma_{ef_i} \cdot (c1 \cdot c2 + 2 \cdot c1 \cdot A + 2 \cdot c2 \cdot A + \pi \cdot A^2)$$

$$Psd_i := N_{total_i}$$

$$\tau_{sd}(A) := \frac{Psd_i - \Delta Psd(A)}{\mu(A) \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Ttotal_i}}{W_{P1} \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Ltotal_i}}{W_{P2} \cdot d}$$

• Verificação das tensões

Será então verificada a resistência ao puncionamento para os diversos valores de a. Deveriam ser tomados valores de a para a = 0, 0.5d, 0.75d, d, 1.5d e 2d.

$\tau_{sd}(0m) = 0.43 \text{ MPa}$	$\tau_{rdmin} = 3.94 \text{ MPa}$
$\tau_{sd}(0.5 \cdot d) = 0.15 \text{ MPa}$	$\tau_{rd}(a) = 2.4 \text{ MPa}$
$\tau_{sd}(0.75 \cdot d) = 0.06 \text{ MPa}$	$\tau_{rd}(0.75 \cdot d) = 0.67 \text{ MPa}$
$\tau_{sd}(d) = -0.01 \text{ MPa}$	$\tau_{rd}(d) = 0.5 \text{ MPa}$
$\tau_{sd}(1.5d) = -0.12 \text{ MPa}$	$\tau_{rd}(1.5d) = 0.34 \text{ MPa}$
$\tau_{sd}(2d) = -0.22 \text{ MPa}$	$\tau_{rd}(2d) = 0.25 \text{ MPa}$

Está verificado então que a tensão solicitante é menor que a tensão resistente para todos os valores de a verificados.

5.3. Cálculo da Armadura

5.3.1 Para o sentido transversal:

$$d = 0.95 \text{ m} \quad b_i := 5 \text{ m} \quad (\text{base superior da sapata})$$

$$Kmd_i := \frac{Mdt_i}{b_i \cdot d^2 \cdot fcd} \quad Kx_i := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Kmd_i}{0.85}}}{0.8} \quad Kz_i := 1 - 0.4 Kx_i$$

• Armadura mínima:

$$As_{sap.trans.min_i} := 0.0015 \cdot b_i \cdot d$$

• Cálculo da seção de ferro:

$$As_{sap.trans_i} := \max\left(As_{sap.trans.min_i}, \frac{Mdt_i}{Kz_i \cdot d \cdot fyd}\right) \quad As_{sap.trans_i} = 71.25 \text{ cm}^2$$

- Adotando-se barras de 20 mm de diâmetro:

$$\phi := 20 \text{ mm} \quad As\phi := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad As\phi = 3.14 \text{ cm}^2 \quad esp_i := \max\left(\frac{As\phi \cdot b_i}{As_{sap.trans_i}}\right) \quad esp_i = 22.05 \text{ cm}$$

Espaçamento adotado: $esp := 20 \text{ cm}$

• Número de barras:

$$nt := \frac{B - 10 \text{ cm}}{esp} + 1 \quad nt = 25.5 \quad nt := 26$$

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.

ANEXO II: MEMÓRIA DE CÁLCULO 2:
VIGA DE SEÇÃO TRANSVERSAL SEMI-CIRCULAR

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO	4
II - CRITÉRIOS DE PROJETO	4
III - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	4
IV - ESQUEMA DA ESTRUTURA EM 3D	5
V - CÁLCULOS REALIZADOS	6
1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	6
1.1. Escolha da seção da viga	6
1.2. Cálculo da largura efetiva da mesa colaborante de concreto	7
1.3. Ações nas Vigas	9
1.3.1. Ações Verticais	9
1.3.1.1. Cargas Permanentes	9
1.3.1.2. Cargas Móveis	10
1.3.2. Ações Horizontais	11
1.3.2.1. Carga de Vento (NBR 6123)	11
1.3.2.2. Frenagem e Aceleração	12
1.3.3. Temperatura	13
1.4. Combinações de Ações	14
1.5. Resumo dos Esforços	16
1.6. Esforços Solicitantes Máximos	16
1.7. Verificação ao Tombamento da Seção	17
1.8. Verificação à Flexão	18
1.8.1. Deformações Permanentes (ELS):	18
1.8.2. Resistência à flexão (ELU):	19
1.9. Tensões Cisalhantes na Viga	20
1.9.1. Tensão Cisalhante devido à Torção de Saint-Venant:	21
1.9.2. Tensão Cisalhante devido ao Esforço Cortante:	22
1.9.3. Verificação das Tensões nas Almas:	24
1.9.4. Verificação das Tensões na Mesa Inferior:	24
1.9.5. Verificação das Tensões na Mesa Superior em Concreto:	25

1.10. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento	25
1.11. Verificação da flecha da viga:	26
1.12. Verificação à Fadiga nas soldas da viga:	27

I - INTRODUÇÃO

Esta memória de cálculo tem como objetivo o dimensionamento da super e infra-estruturas de uma via elevada para trens de levitação magnética, denominada tecnologia MAGLEV, desenvolvida pelos laboratórios LASUP e LESFER da COPPE/UFRJ. A memória refere-se à 1a. opção de viga-mista descrita no memorial descritivo deste trabalho.

II - CRITÉRIOS DE PROJETO

• Dados de Projeto:

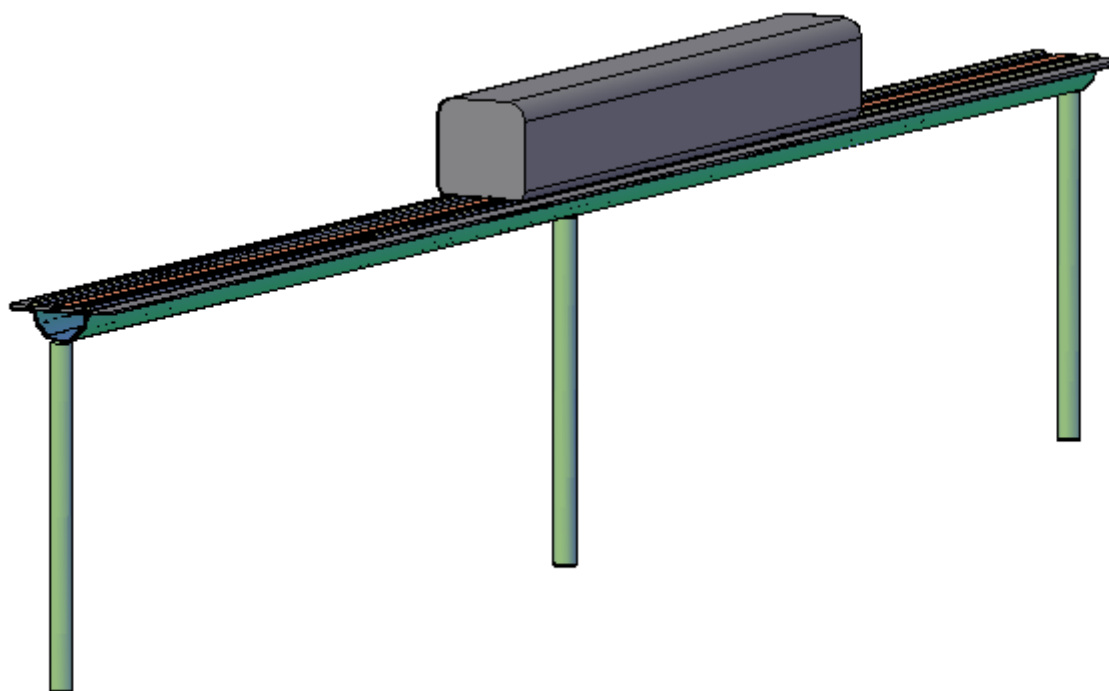
- Distância entre eixos dos pilares (vão): $L := 30\text{m}$
- Altura dos Pilares: $l_p := 10\text{m}$

III - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

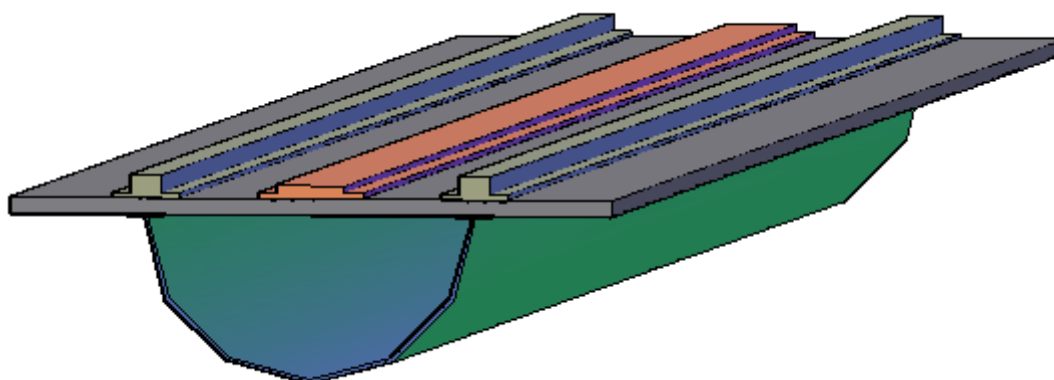
• Propriedades dos Materiais aço e concreto:

- Resistência característica do aço ASTM-242 ao escoamento: $f_{yk} := 345\text{MPa}$
- Resistência característica do concreto à compressão: $f_{ck} := 30\text{MPa}$
- Coeficiente de expansão térmica do concreto: $\alpha_c := 10 \cdot \frac{10^{-6}}{\Delta^\circ\text{C}}$
- Coeficiente de expansão térmica do aço: $\alpha_a := 12 \cdot \frac{10^{-6}}{\Delta^\circ\text{C}}$
- Módulo de elasticidade do concreto: $E_c := 5600 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa}$
- Módulo de elasticidade do aço estrutural: $E := 205 \cdot \text{GPa}$
- Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto: $n := \frac{E}{E_c} \quad n = 7.86$
- Peso Específico do aço: $\gamma_{aço} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Peso Específico do concreto: $\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

IV - ESQUEMA DA ESTRUTURA EM 3D



Detalhe da Seção-Caixa da Estrutura em 3D

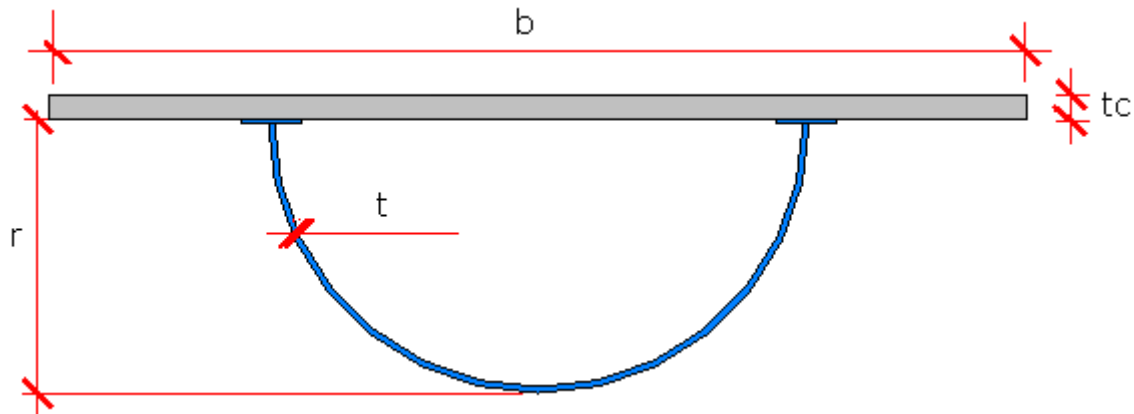


V - CÁLCULOS REALIZADOS

1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

1.1. Escolha da seção da viga

- Foi adotado um perfil em seção caixão utilizando chapas de aço soldadas



- Espessura adotada das chapas:

$$t := 12.5\text{mm}$$

- Raio da semi-circunferência:

$$r := 930\text{mm}$$

- Espessura da mesa superior de aço:

$$t_{\text{mesa}} := 10\text{mm}$$

- Largura da mesa superior de aço:

$$b_{\text{mesa}} := 200\text{mm}$$

1.2. Cálculo da largura efetiva da mesa colaborante de concreto

- Altura da laje de concreto:

$$t_c := 8\text{cm}$$

- Largura da laje de concreto:

$$b := 3.8\text{m}$$

- Altura do dente de concreto:

$$h_{\text{dente}} := 4\text{cm}$$

- Largura do dente de concreto:

$$b_{\text{dente}} := 20\text{cm}$$

- Distância entre os trilhos:

$$d_t := 1.8\text{m}$$

- Vigas mistas biapoiadas: A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores (item Q.2.2.1):

a) 1/8 do vão da viga mista:

$$L = 30\text{ m}$$

$$b_1 := \frac{L}{8} \quad b_1 = 3.75\text{ m}$$

b) Metade da distância entre as linhas de centro da viga analisada e da viga adjacente:

$$b_2 := \frac{d_t}{2} \quad b_2 = 0.9 \text{ m}$$

c) Distância da linha de centro da viga analisada à borda de uma laje em balanço:

$$b_3 := \frac{b - d_t}{2}$$

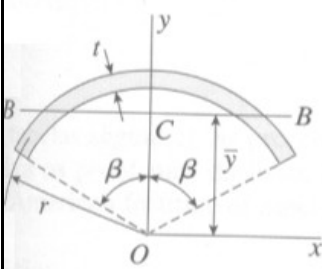
d) Lagura Efetiva de cada mesa colaborante

$$b_{ef} := 2 \min(b_1, b_2, b_3) \quad b_{ef} = 1.8 \text{ m}$$

1.2. Cálculo da largura efetiva equivalente da mesa colaborante de concreto

$$b_{eq} := \frac{b_{ef}}{n} \quad b_{eq} = 0.23 \text{ m}$$

• Propriedades geométricas da viga-mista:



$\beta := \frac{\pi}{2}$

Arco circular fino (Origem dos eixos no centro do círculo)
 Fórmulas aproximadas para o caso quando t é pequeno

$\beta = \text{ângulo em radianos} \quad (\beta \leq \pi/2)$

$A = 2\beta r t \quad \bar{y} = \frac{r \text{sen } \beta}{\beta}$

$I_x = r^3 t (\beta + \text{sen } \beta \cos \beta) \quad I_y = r^3 t (\beta - \text{sen } \beta \cos \beta)$

$I_{xy} = 0 \quad I_{BB} = r^3 t \left(\frac{2\beta + \text{sen} 2\beta}{2} - \frac{1 - \cos 2\beta}{\beta} \right)$

(Nota: Para um arco semicircular, $\beta = \pi/2$.)

• Área da Seção de Aço:

$$\text{Area}_{aço} := \pi \cdot r \cdot t + 2 \cdot t_{\text{mesa}} \cdot b_{\text{mesa}} \quad \text{Area}_{aço} = 405.21 \text{ cm}^2$$

• Área da Seção de concreto:

Real: $\text{Area}_{\text{conc}} := b \cdot t_c + h_{\text{dente}} \cdot b_{\text{dente}} \quad \text{Area}_{\text{conc}} = 3120 \text{ cm}^2$

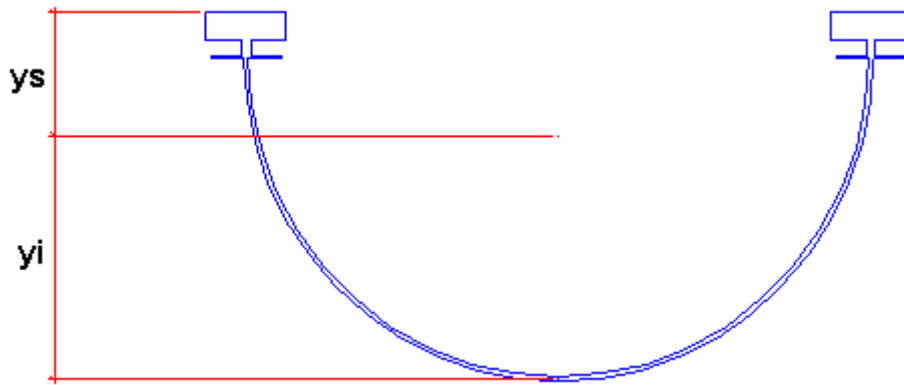
Efetiva: $\text{Area}_{\text{conc.ef}} := 2 \cdot b_{\text{ef}} \cdot t_c \quad \text{Area}_{\text{conc.ef}} = 2880 \text{ cm}^2$

Equivalente: $\text{Area}_{\text{conc.eq}} := 2b_{\text{eq}} \cdot t_c + 2h_{\text{dente}} \cdot b_{\text{dente}} \cdot \frac{1}{n} \quad \text{Area}_{\text{conc.eq}} = 386.62 \text{ cm}^2$

• Área da Seção Transversal da viga mista:

$$\text{Area}_{\text{mista}} := \text{Area}_{\text{aço}} + \text{Area}_{\text{conc.eq}} \quad \text{Area}_{\text{mista}} = 791.83 \text{ cm}^2$$

• **Distâncias ao Centróide da Seção:**



$$tf1 := tc$$

$$bf1 := 2b_{eq}$$

$$d := r + tc + h_{dente}$$

$$y_s := \frac{\left(r \cdot \frac{\sin(\beta)}{\beta} + tf1 \right) \cdot Area_{aço} + \frac{tf1}{2} \cdot Area_{conc.eq}}{Area_{mista}}$$

$$y_s = 36.34 \text{ cm}$$

$$y_i := d - y_s$$

$$y_i = 68.66 \text{ cm}$$

• **Momento de Inércia da seção homogeneizada, com $n_0 = E_0/E_c$, em relação ao eixo X:**

$$I_x = 122.11 \text{ dm}^4$$

• **Momento de Inércia da seção mista homogeneizada, com $n_{\infty} = 3n_0$, em relação ao eixo X:**

$$I_{tr} = 102.85 \text{ dm}^4$$

• **Módulo Elástico superior da seção:**

$$W_{sup} := \frac{I_x}{y_s}$$

$$W_{sup} = 33597.42 \text{ cm}^3$$

• **Módulo Elástico inferior da seção:**

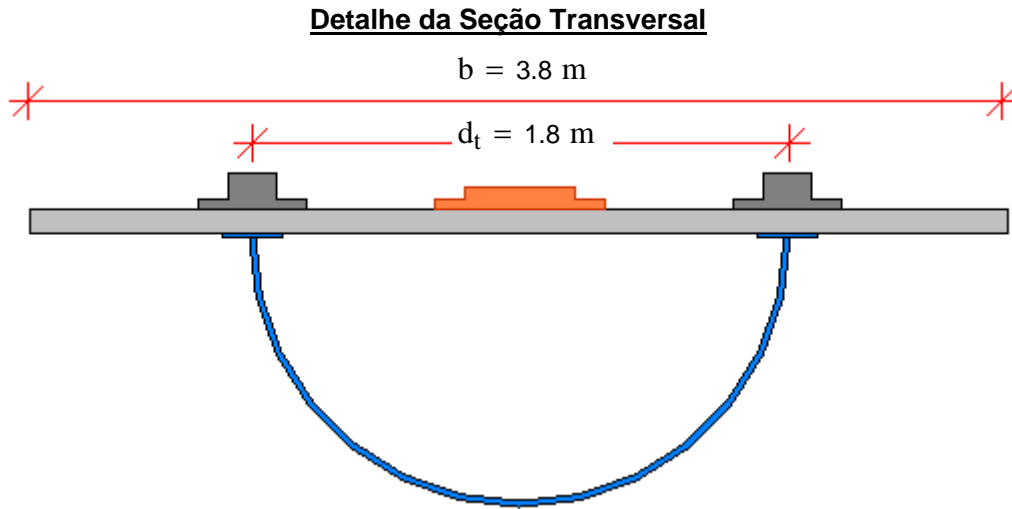
$$W_{inf} := \frac{I_x}{y_i}$$

$$W_{inf} = 17785.75 \text{ cm}^3$$

1.3. Ações nas Vigas

1.3.1. Cargas Verticais

1.3.1.1. Cargas Permanentes



a) Peso Próprio da seção-caixão em aço estrutural

$$g1 := \text{Area}_{\text{aço}} \cdot \gamma_{\text{aço}} \cdot 1.03 \quad g1 = 327.71 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g1 = 3.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Peso Próprio da laje de concreto pré-moldada

$$g2 := \text{Area}_{\text{conc}} \cdot \gamma_c \quad g2 = 795.38 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g2 = 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c) Peso Próprio dos trilhos de magneto permanente

- Considerando 2 trilhos de NdFeB na via.

$$g3 := 2 \cdot 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g3 = 2.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

d) Peso do 3º trilho de condutores de cobre (sistema elétrico de propulsão do Maglev)

$$g4 := 15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad g4 = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

e) Carga permanente Total

$$\underline{G} := g1 + g2 + g3 + g4 \quad G = 1438.09 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad G = 14.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.1.2. Cargas Móveis

a) Veículo (Tara)

- Considerando o peso da carroceria em fibra de vidro, as pastilhas supercondutoras de YBCO e o sistema de refrigeração em nitrogênio líquido (LN2).

$$q_1 := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_1 = 1.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b) Passageiros

- Considerando uma densidade de 4 passageiros/metro².

$$q_2 := 4 \cdot 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 2.5\text{m}$$

$$q_2 = 750 \text{ m}^{-1} \text{kgf}$$

$$q_2 = 7.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c) Carga móvel Total

$$q := q_1 + q_2$$

$$q = 950 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q = 9.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Efeito dinâmico da carga móvel em elementos estruturais:

- São desconhecidos os reais efeitos da carga móvel do Maglev sobre a estrutura, necessitando-se futuramente de ensaios reais na estrutura. Logo adotaremos um coeficiente de majoração arbitrário, porém, à favor da segurança.

$$\phi := 1.2$$

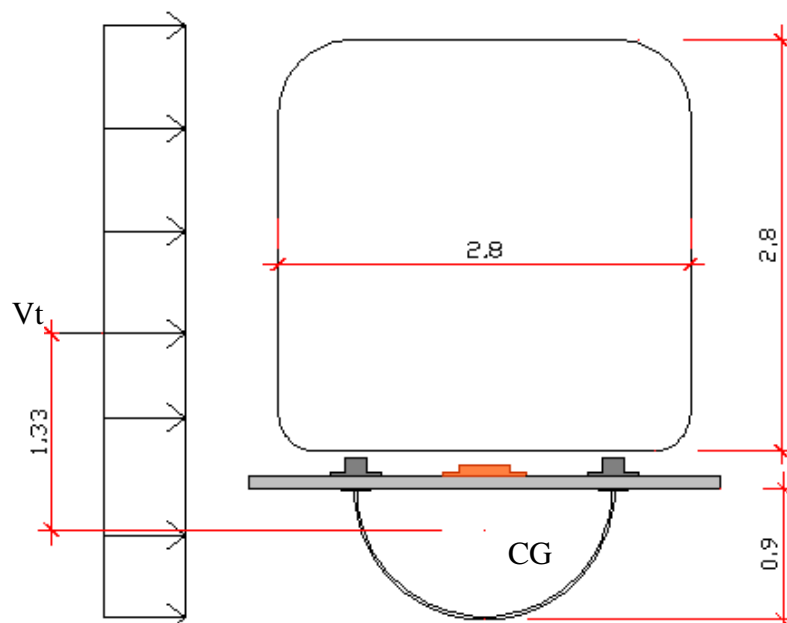
$$Q := \phi \cdot q$$

$$Q = 1140 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Q = 11.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2. Cargas Horizontais

1.3.2.1. Carga de Vento (NBR 6123)



• **Cálculo do Efeito do Vento**

Velocidade de projeto:

$$V_0 := 35 \frac{m}{s}$$

(na cidade do Rio de Janeiro)

• **S1 = Coeficiente Topográfico**

S1 := 1 (Terreno Plano / Fracamente Acidentado)

• **S2 = Coeficiente de Rugosidade do Terreno**

Categoria V: Centros de grandes cidades

Classe B: Toda a edificação ou parte dela para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m;

S2 := 0.72 (Valor retirado de tabela - NBR 6123)

• **S3 = Fator Estatístico**

Grupo 2: Instalações com alto fator de ocupação.

S3 := 1

• **Velocidade Básica do Vento**

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

$$V_k = 25.2 \frac{m}{s}$$

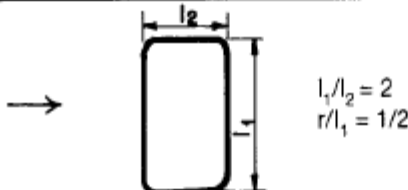
• **Pressão Dinâmica do Vento**

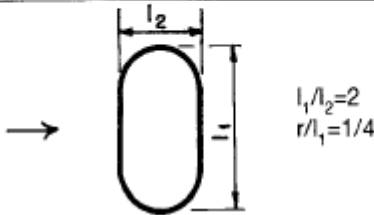
$$q_v := 0.613 \cdot V_k^2 \cdot \frac{N}{m^2}$$

$$q_v = 0.39 \frac{kN}{m^2}$$

• **Coeficientes Aerodinâmicos: Coeficiente de Arrasto (Ca)**

- Superestrutura + Maglev:

Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
	Todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9

Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
	≤ 3,5	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6
	≥ 4,2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6

- Comprimento do veículo: $L_v := 60\text{m}$ (h)
- Altura do veículo + estrutura: $L_1 := 4\text{m}$ $\frac{L_v}{L_1} = 15$
- Número de Reynolds: $Re := 70000 \frac{\text{s}}{\text{m}^2} \cdot V_k \cdot L_1$ $Re = 7056000$
- Coeficiente de Arrasto (caso 1): $Ca_1 := 1.35$
- Coeficiente de Arrasto (caso 2): $Ca_2 := 0.55$
- Coeficiente de Arrasto Final: $Ca := \frac{Ca_1 + Ca_2}{2}$ $Ca = 0.95$

• **Forças de Vento**

$$V_t := q_v \cdot Ca \cdot (2.8\text{m} + d + t_c) \quad V_t = 1.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1.3.2.2. Frenagem e Aceleração

- Não há dados experimentais concretos sobre a real força de frenagem e aceleração do motor linear sobre a estrutura. Será, então, adotado o recomendado pela NBR 7187 para pontes rodoviárias.

- Frenagem = Aceleração = 30% do peso da carga móvel (sem o efeito de impacto).

- Adotando-se um veículo de 60m de comprimento: $L_v = 60\text{ m}$

- Carga Móvel (sem efeito de impacto): $q = 9.32\text{ m}^{-1}\text{ kN}$

$$F_{fren} := 0.3 \cdot q \cdot L_v \quad F_{fren} = 167.69\text{ kN}$$

- Esta carga não causará tensões na superestrutura, porém na infraestrutura será considerado uma distribuição desta carga longitudinalmente, num trecho hipotético de 2 km de linha, com uma carga máxima de 1/10 da força de frenagem na cabeça do pilar.

1.3.3. Temperatura

- Por se tratar de uma estrutura isostática os efeitos de temperatura não implicam em esforços nas vigas..
- O gradiente de temperatura será desprezado devido a pequena altura da viga.

1.4. Combinações de Ações

- Neste ítem serão determinados os esforços solicitantes na superestrutura, sendo:

Mi - Momento fletor máximo no meio do vão da viga mista

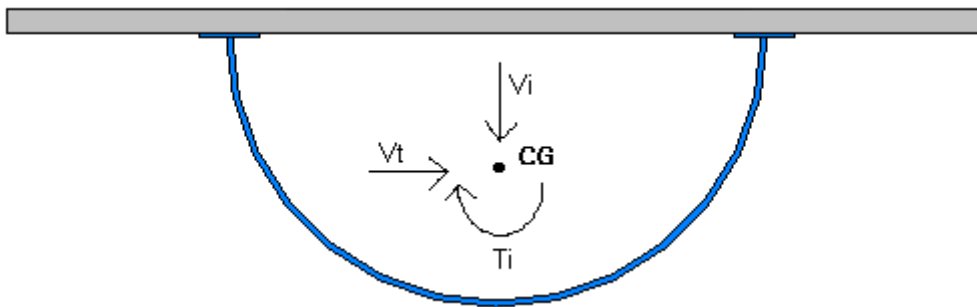
Ti - Momento torsor máximo nas extremidades da viga mista

Vi - Esforço cortante máximo nas extremidades da viga mista

Vt - Força de vento no CG da seção

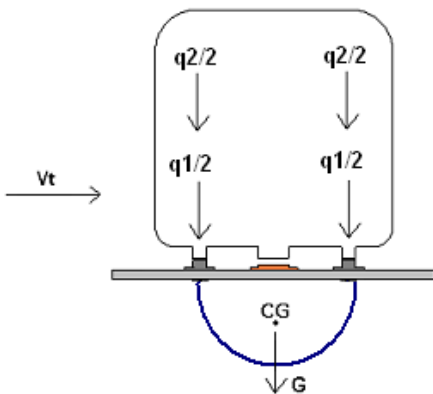
Rai - Reação de apoio sob a alma esquerda da seção

Rbi - Reação de apoio sob a alma direita da seção



1.4.1. Combinação 1: Vento (dominante) com todo o vagão carregado

- C1 = Peso Próprio (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (q2)



$$M_1 := \frac{[1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot L^2}{8}$$

$$T_1 := (1.4 \cdot Vt \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

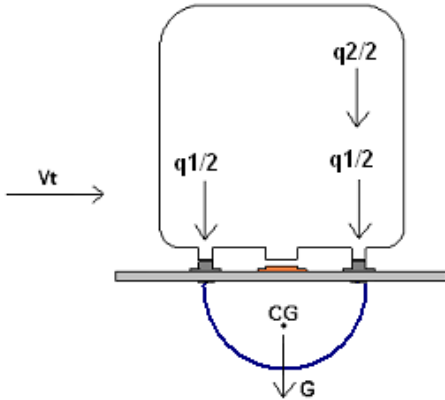
$$V_1 := [1.3G + (1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5 \cdot 0.65\phi \cdot q2)] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_1 := \blacksquare$$

$$Rb_1 := \blacksquare$$

• **Combinação 2: Vento (dominante) com meio vagão carregado**

- C2 = Peso Próprio (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1) + meia Sobrecarga (q2)



$$M_2 := \frac{\left(1.3G + 1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \cdot 0.65 \phi \cdot \frac{q_2}{2}\right) \cdot L^2}{8}$$

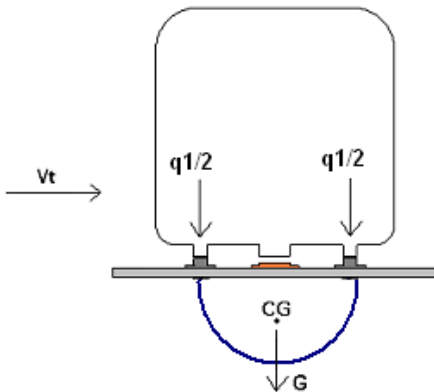
$$T_2 := \left[1.4 \cdot V_t \cdot 1.56m + 1.5 \cdot 0.65 \cdot \left(\phi \cdot \frac{q_2}{2}\right) \cdot 0.9m\right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_2 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \cdot 0.65 \phi \cdot \frac{q_2}{2}\right)\right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$R_{a2} := \blacksquare \quad R_{b2} := \blacksquare$$

• **Combinação 3: Vento sem sobrecarga de passageiros**

- C3 = Peso Próprio (desfavorável) (G) + Vento (dominante) (V) + Peso do trem (q1)



$$M_3 := \frac{(0.9G + 0.9 \cdot q_1) \cdot L^2}{8}$$

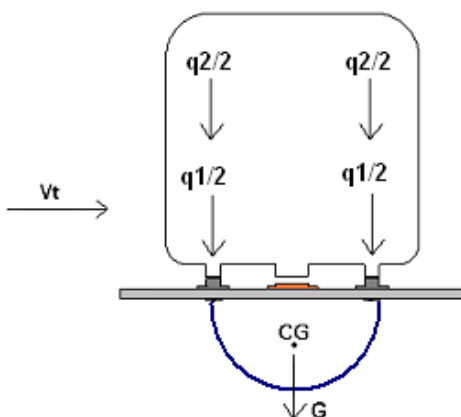
$$T_3 := (1.4 \cdot V_t \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_3 := (0.9G + 0.9q_1) \cdot \frac{L}{2}$$

$$R_{a3} := \blacksquare \quad R_{b3} := \blacksquare$$

• **Combinação 4: Todo o vagão carregado (dominante) com vento**

- C4 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (dom.) (q2) + Vento (V)



$$M_4 := \frac{\left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q_2\right)\right] \cdot L^2}{8}$$

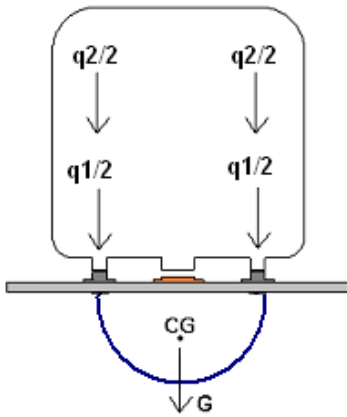
$$T_4 := (1.4 \cdot 0.6V_t \cdot 1.56m) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_4 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q_1 + 1.5 \cdot \phi \cdot q_2\right)\right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$R_{a4} := \blacksquare \quad R_{b4} := \blacksquare$$

• **Combinação 5: Todo o vagão carregado (dominante) sem vento**

- C5 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga (dom.) (q2)



$$M_5 := \frac{(1.3G + 1.3\phi q1 + 1.5\phi \cdot q2) \cdot L^2}{8}$$

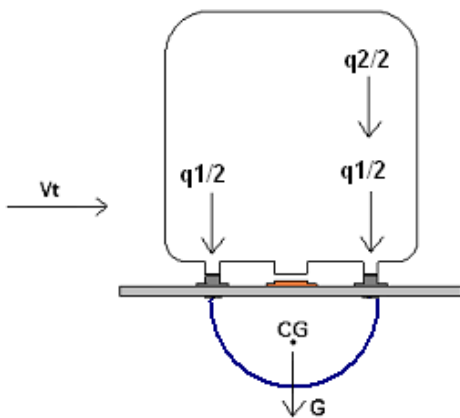
$$T_5 := 0$$

$$V_5 := (1.3G + 1.3\phi q1 + 1.5\phi \cdot q2) \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_5 := \blacksquare \quad Rb_5 := \blacksquare$$

• **Combinação 6: Meio vagão carregado (dominante) com vento**

- C6 = Peso Próprio (G) + Peso do trem (q1) + Sobrecarga 2 (dom.)(q2) + Vento (V)



$$M_6 := \frac{\left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5\phi \cdot \frac{q2}{2} \right) \right] \cdot L^2}{8}$$

$$T_6 := \left(1.4 \cdot 0.6Vt \cdot 1.56m + 1.5 \cdot \phi \cdot \frac{q2}{2} \cdot 0.9m \right) \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_6 := \left[1.3G + \left(1.3 \cdot \phi \cdot q1 + 1.5\phi \cdot q2 \right) \right] \cdot \frac{L}{2}$$

$$Ra_6 := \blacksquare$$

$$Rb_6 := \blacksquare$$

1.5. Resumo dos Esforços

$M_i =$	$T_i =$	$V_i =$	$Ra_i =$	$Rb_i =$
3374.85	47.61	449.98	■ kN	■ kN
2890.8	105.7	385.44		
1626.49	47.61	216.87		
3896.14	28.57	519.48		
3896.14	0	519.48		
3151.44	117.93	519.48		

1.6. Esforços Solicitantes Máximos

- **Momento fletor máximo de cálculo:**

$$M_{sd} := \max(M)$$

$$M_{sd} = 3896.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Momento torsor máximo de cálculo:**

$$T_{sd} := \max(T)$$

$$T_{sd} = 117.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Esforço cortante máximo de cálculo:**

$$V_{sd} := \max(V)$$

$$V_{sd} = 519.48 \text{ kN}$$

- **Reação de Apoio máxima de cálculo:**

$$R_{sd_{max}} := \max(R_a)$$

$$R_{sd_{max}} = \blacksquare \text{ kN}$$

- **Reação de Apoio mínima de cálculo:**

$$R_{sd_{min}} := \min(R_b)$$

$$R_{sd_{min}} = \blacksquare \text{ kN}$$

1.8. Verificação à Flexão

Adotar-se-á aqui o procedimento de cálculo de acordo com a norma americana para pontes rodoviárias e ferroviárias AASHTO, seção 6, para vigas-mistas em seção celular.

1.8.1. Deformações Permanentes (ELS):

- Combinação em Serviço: $1,0 G + 1,0 \phi q_1 + 1,3 \phi q_2$

$$M_{ELS} := \frac{(G + \phi \cdot q_1 + \phi \cdot 1.3 \cdot q_2) \cdot L^2}{8}$$

$$M_{ELS} = 3142.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{ELS.sup} := \frac{M_{ELS}}{W_{sup}}$$

$$\sigma_{ELS.inf} := \frac{M_{ELS}}{W_{inf}}$$

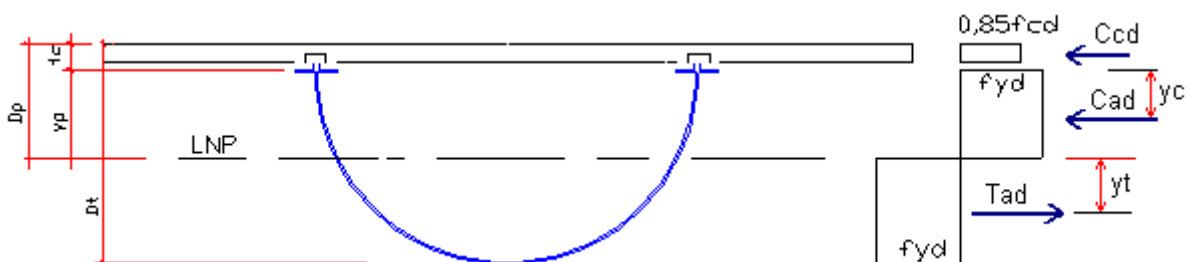
$$\sigma_{ELS.sup} = 93.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ELS.inf} = 176.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Verificação}_1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_{ELS.sup} \wedge \sigma_{ELS.inf} < f_{yd} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_1 = \text{"OK"}$$

1.8.2. Resistência à flexão (ELU):



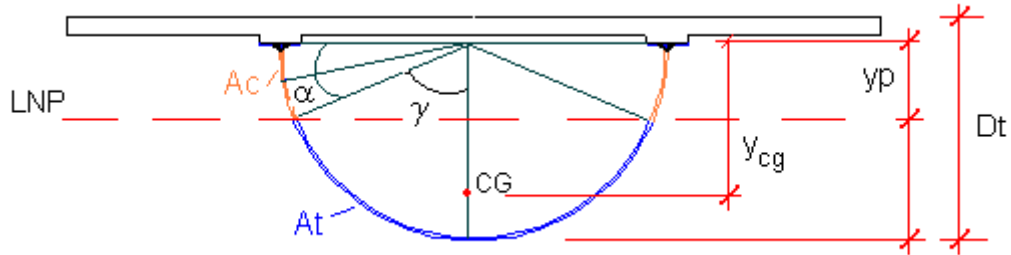
• **Forças Resultantes na seção no ELU:**

$$C_{cd} := 0.85f_{cd} \cdot 2 \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad C_{cd} = 5245.71 \text{ kN}$$

$$C_{ad} := \frac{1}{2} \cdot (Area_{aço} \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad C_{ad} = 3731.57 \text{ kN}$$

$$T_{ad} := C_{cd} + C_{ad} \quad T_{ad} = 8977.29 \text{ kN}$$

• **Altura da linha neutra plástica:**



Área de aço necessária em compressão:

$$A_c := \frac{C_{ad}}{f_{yd}} \quad A_c = 118.98 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{A_c - (2t_{\text{mesa}} \cdot b_{\text{mesa}})}{2 \cdot r \cdot t} \quad \alpha = 19.46 \text{ deg}$$

$$y_{cg} := r \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2}\right)}{\frac{\pi}{2}} \quad y_{cg} = 59.21 \text{ cm}$$

$$\gamma := 90\text{deg} - \alpha \quad \gamma = 70.54 \text{ deg}$$

$$y_p := 2 \cdot \left(r \cdot \frac{\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\frac{\alpha}{2}} \right) \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + t_{\text{mesa}} \quad y_p = 32.29 \text{ cm}$$

• **Altura total da seção: Dt**

$$Dt := t_c + h_{\text{dente}} + t_{\text{mesa}} + d \quad Dt = 118 \text{ cm}$$

• **Altura da seção comprimida total: Dp**

$$D_p := t_c + h_{\text{dente}} + t_{\text{mesa}} + y_p \quad D_p = 45.29 \text{ cm}$$

- **Classificação da seção como compacta:**

$$\text{Verificação}_2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (f_{yd} \leq 485 \cdot \text{MPa}) \wedge \left(\frac{2r}{t} < 150\right) \wedge \left(b < \frac{L}{5}\right) \wedge \left(\frac{2 \cdot D_p}{t} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}\right) \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_2 = \text{"OK"}$$

- **Braços de Alavanca:**

$$y_t := h - r \cdot \frac{\sin(\gamma)}{\gamma} \qquad y_t = 0.22 \text{ m}$$

$$y_c := \frac{b_{\text{mesa}} \cdot \frac{t_{\text{mesa}}^2}{2} + A_c \cdot \left(r \cdot \frac{\sin(\alpha)}{\alpha} \cdot \sin(\alpha) + t_{\text{mesa}} \right)}{b_{\text{mesa}} \cdot t_{\text{mesa}} + A_c} \qquad y_c = 0.27 \text{ m}$$

- **Momento Fletor Resistente de Cálculo:**

$$\beta_{vm} := 1 \quad (\text{vigas bi-apoiadas})$$

$$h_f := 0 \text{ m}$$

$$M_p := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (h - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(h + \frac{t_c}{2} + t_{\text{mesa}} + h_{\text{dente}} - y_t \right) \right] \qquad M_p = 5860.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Momento Resistente Nominal**

$$M_n := \begin{cases} M_p & \text{if } D_p \leq 0.1 \cdot D_t \\ M_p \cdot \left(1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) & \text{if } 0.1 \cdot D_t \leq D_p < 0.42 \cdot D_t \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_n = 4696.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Verificação}_3 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_n}{M_{sd}} \geq 1 \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad \text{Verificação}_3 = \text{"OK"}$$

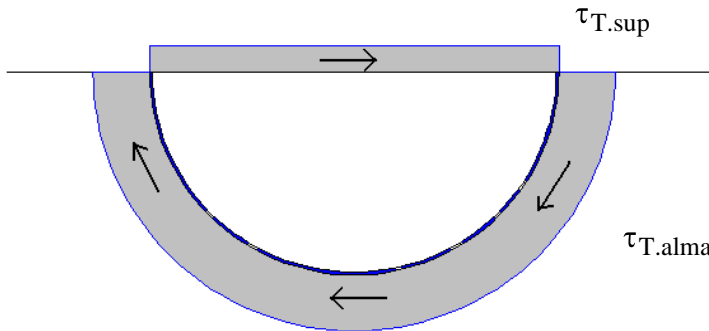
1.10. Tensões Cisalhantes na Viga

1.10.1. Tensão Cisalhante devido à Torção de Saint-Venant:

- **Área envolvida pela linha mediana da seção:**

$$A_m := \pi \cdot \left(r - \frac{t}{2} \right)^2$$

- **Fórmula de Bredt para tubos de paredes finas:** (Gere, 2003)



$$\tau_{T.sup} := \frac{Tsd}{2 \cdot A_m \cdot t}$$

$$\tau_{T.sup} = 274.95 \text{ kPa}$$

$$\tau_{T.alma} := \frac{Tsd}{2 \cdot A_m \cdot t}$$

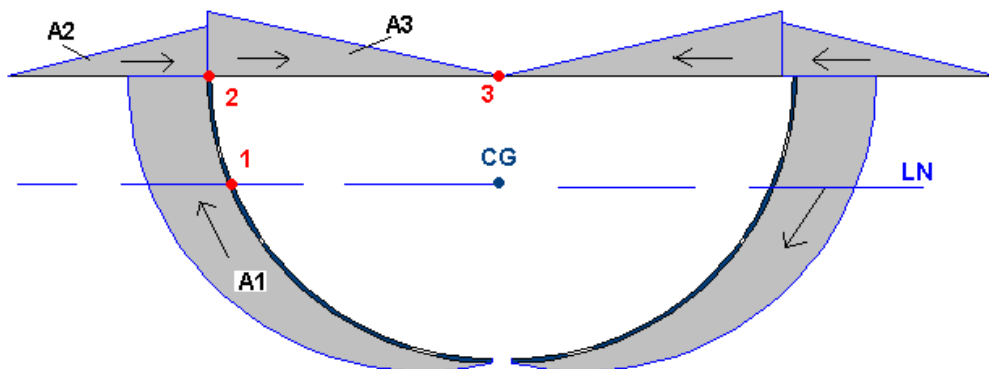
$$\tau_{T.alma} = 1759.66 \text{ kPa}$$

1.10.2. Tensão Cisalhante devido ao Esforço Cortante:

- **Determinação dos Fluxos Cisalhantes Devidos ao Corte:** (Mason, 1973)

Considerando-se: $q_0 := \frac{Vsd \cdot S}{I_x}$ $\int \frac{q_0}{t} ds + q_1 \int \frac{1}{t} ds = 0$ $q_{total} := q_0 + q_1$

- **Fluxo Cisalhante q0 nos pontos 1,2,3 e 4:**



$$q_{01} := \left(2 \cdot \gamma \cdot r \cdot t \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{r}{\sin(\gamma)} \cdot \frac{Vsd}{I_x}$$

$$q_{02.abaxo} := q_{01} + \left[\frac{\pi r^2}{4} - \left(2 \cdot \gamma \cdot r \cdot t \cdot \frac{1}{2} \right) \right] \cdot \left(r - \frac{r}{\sin(\gamma)} \right) \cdot \frac{Vsd}{I_x}$$

$$q_{02.esq} := \frac{b - bf1}{2} \cdot tf1 \cdot ys \cdot \left(\frac{Vsd}{I_x} \right)$$

$$q_{02.dir} := |q_{02.abaxo} - q_{02.esq}|$$

$$q0_3 := q0_{2.dir} + bf1 \cdot tf1 \cdot y_i \cdot \left(\frac{Vsd}{I_x} \right)$$

- **Áreas do Diagrama:**

$$A_1 := \frac{q0_1 \cdot \pi \cdot \frac{r}{4}}{t} \quad A_2 := \frac{1}{2} \cdot q0_{2.esq} \cdot \frac{bf1}{2} \cdot \frac{1}{tf1} \quad A_3 := \frac{1}{2} \cdot q0_{2.dir} \cdot \frac{bf1}{2} \cdot \frac{1}{tf1}$$

- **Fluxo Cisalhante q_1 na seção:**

$$\oint q_0 \cdot \frac{ds}{t} = \text{Integral}_{q_0} := (A_1 + A_2 + A_3 - A_1 + A_2 - A_3) \quad \text{Integral}_{q_0} = 3160.04 \text{ mkPa}$$

$$\oint \frac{ds}{t} = \text{Integral}_{q_1} := \frac{2 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot r \cdot \frac{1}{2}}{t} + \frac{b}{tf1} \quad \text{Integral}_{q_1} = 164.37$$

$$q_1 := \frac{\text{Integral}_{q_0}}{\text{Integral}_{q_1}} \quad q_1 = 19.23 \text{ mkPa}$$

- **Tensões cisalhantes devidas ao cortante na seção:**

$$\tau_{V.sup} := \frac{q0_{2.dir} + q_1}{tf1} \quad \tau_{V.sup} = 119148.8 \text{ kPa}$$

$$\tau_{V.alma} := \frac{q0_1 + q_1}{t} \quad \tau_{V.alma} = 60685.67 \text{ kPa}$$

- **Tensões cisalhantes totais na seção (valores máximos):**

$$\tau_{sup} := \tau_{T.sup} + \tau_{V.sup} \quad \tau_{sup} = 119423.75 \text{ kPa}$$

$$\tau_{alma} := \tau_{T.alma} + \tau_{V.alma} \quad \tau_{alma} = 62445.33 \text{ kPa}$$

1.9.3. Verificação das Tensões nas Almas:

- **Esforço cortante na alma mais carregada:**

$$Vsd2 := (\tau_{alma} \cdot t \cdot h) \quad Vsd2 = 725.93 \text{ kN}$$

• **Esforço cortante resistente de cálculo (NBR8800 - 5.4.3):**

- Distância entre enrijecedores: $a := 7.5\text{m}$

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{a}{h} > 3 \vee \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{\frac{h}{t}}\right)^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_v = 5$$

$$\lambda_p := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \quad \lambda_p = 59.96$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \quad \lambda_r = 74.67$$

$$\lambda := \frac{h}{t} \quad \lambda = 74.4$$

$$V_{pl} := 0.6 \cdot h \cdot t \cdot \frac{f_{yk}}{1.1} \quad V_{pl} = 2187.61 \text{ kN}$$

$$V_{rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{1.1} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{1.1} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{1.1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{rd} = 1653.23 \text{ kN}$$

$$\text{Verificação}_4 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } V_{rd} \geq V_{sd} \\ \text{"Não Passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_4 = \text{"OK"}$$

1.12. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento

- Serão utilizados conectores de cisalhamento do tipo Perfil U formado à frio, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço.

A força resistente de cálculo, Q_{rd} , é dada pela formulação abaixo, segundo o item Q.4.3.2.1. Esta força consiste no somatório das forças em cada conector de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo, ou seja, para metade da viga no caso de vigas biaopiadas.

- Coeficiente de ponderação da resistência do conector: $\gamma_{cs} := 1.25$

- Espessura da mesa do conector: $t_{fcs} := 2\text{mm}$

- Espessura da alma do conector: $t_{wcs} := 2\text{mm}$

- Comprimento do perfil "U":

$$L_{CS} := 10\text{cm}$$

• **Força resistente de cálculo dos conectores:**

$$Q_{rd} := 0.3(t_{fcs} + 0.5t_{wcs}) \cdot L_{CS} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad Q_{rd} = 79.6\text{kN}$$

• **Força a ser resistida pelos conectores (entre a seção de momento máximo e mom. nulo)**

$$Q_n := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad Q_n = 3672\text{kN}$$

• **Número de conectores:**

$$N_c := \frac{Q_n}{Q_{rd}} \quad N_c = 46.13 \quad N_{c_{adot}} := 36$$

• **Número total de conectores no vão:**

$$N_{c_{tot}} := 2 \cdot N_{c_{adot}} \quad N_{c_{tot}} = 72$$

• **Espaçamento dos conectores no vão:**

$$esp_{conec} := \frac{30\text{m}}{N_{c_{tot}}} \quad esp_{conec} = 41.67\text{ cm}$$

1.13. Verificação da flecha da viga:

Os carregamentos atuantes nas vigas são:

$$F_1 := G \quad F_1 = 14.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{carga permanente})$$

$$F_3 := Q \quad F_3 = 11.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{sobrecarga})$$

• **Flecha para as ações permanentes**

$$\delta_1 := \frac{5 \cdot F_1 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tr}} \quad \delta_1 = 70.54\text{ mm}$$

• **Flecha para as ações variáveis de longa duração**

$$\delta_3 := \frac{5 \cdot F_3 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \delta_3 = 47.1\text{ mm} < \frac{L}{800} = 37.5\text{ mm (Flecha admissível pela AASHTO)}$$

1.14. Verificação à Fadiga nas soldas da viga:

- Supondo as seguintes condições de carregamento (passageiros) do trem em operação:

- Num dia útil: trens a cada 30 min em horário normal e a cada 15 min em horários de pico.

5h às 6h - 1/4 carregado - 6 viagens
6h às 9h - todo carregado - 24 viagens
9h às 17h - 1/2 carregado - 64 viagens
17h às 19h - todo carregado - 16 viagens

- Num dia não-útil: trens a cada 30 min.

5h às 7h - não opera - 0 viagem
7h às 9h - 1/4 carregado - 6 viagens
9h às 20h - 1/2 carregado - 44 viagens
20h às 22h - 1/4 carregado - 8 viagens

19h às 22h - 1/4 carregado - 12 viagens

Total em um dia útil:

1/4 carregado - 18 viagens
1/2 carregado - 64 viagens
todo carregado - 40 viagens

Em um ano (250 dias úteis):

1/4 carregado - 4500 viagens
1/2 carregado - 16000 viagens
todo carregado - 10000 viagens

TOTAL (por ano):

n 1/4 carregado - 6110 viagens
n 1/2 carregado - 21060 viagens
n todo carregado - 10000 viagens

Total em um dia não-útil:

1/4 carregado - 14 viagens
1/2 carregado - 44 viagens
todo carregado - 0 viagem

Em um ano (115 dias não-úteis):

1/4 carregado - 1610 viagens
1/2 carregado - 5060 viagens
todo carregado - 0 viagem

- **Momentos fletores em serviço nas vigas devido à carga móvel:**

$$M_q(x) := \frac{(\phi \cdot q_1 + x \cdot \phi \cdot q_2) \cdot L^2}{8}$$

$$M_q\left(\frac{1}{4}\right) = 513.01 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_q\left(\frac{1}{2}\right) = 761.24 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_q(1) = 1257.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1.14.1 Fadiga nas soldas abaixo da Linha Neutra da viga:

- **Varição de tensões em serviço nas vigas (abaixo da LN):**

$$\sigma(x) := \frac{M_q(x)}{W_{\text{inf}}} \quad \sigma\left(\frac{1}{4}\right) = 28.84 \text{ MPa} \quad \sigma\left(\frac{1}{2}\right) = 42.8 \text{ MPa} \quad \sigma(1) = 70.71 \text{ MPa}$$

- **Cálculo do número N de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura (NBR 8800):**

$$C_f := 120 \cdot 10^8 \quad (\text{categoria B})$$

$$N(x) := \frac{327 \cdot C_f}{\left(\frac{\sigma(x)}{\text{MPa}}\right)^3} \quad N\left(\frac{1}{4}\right) = 163518640.47 \quad N\left(\frac{1}{2}\right) = 50047092.73 \quad N(1) = 11097152.96$$

- **Dano D total sobre a estrutura:**

$$D := \frac{6110}{N\left(\frac{1}{4}\right)} + \frac{21060}{N\left(\frac{1}{2}\right)} + \frac{10000}{N(1)} \quad D = 0.00136$$

$$\text{Vida_Útil} := \frac{1}{D} \quad \text{Vida_Útil} = 735.67 \text{ (anos)}$$

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.