

FLUXO BIM EM ECOSISTEMA AUTODESK APLICADO AO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PONTE VIÁRIA EM RIBEIRÃO PRETO/SP

LIMA FILHO, Luis Marcelo de¹
CAMPOS, Lucas Lippmann de²

RESUMO: No Brasil se vive um momento decisivo na gestão e modernização de Obras de Arte Especiais, área marcada por déficits de manutenção, ausência de bases de dados e métodos de projeto ainda pouco alinhados ao digital contemporâneo. Nesse cenário, esta pesquisa investiga como o ecossistema Autodesk pode estruturar, continuamente, o dimensionamento e a modelagem de uma ponte viária em ambiente BIM. A metodologia faz a aplicação das normas brasileiras como NBR 7187, 7188, 8681 e 6118, no ambiente do Autodesk Structural Bridge Design (SBD), que se baseia em códigos internacionais, percebe uma constante adaptação e equivalências para coerência normativa, revelando desafios e oportunidades. A modelagem integra Civil 3D, Revit e SBD, demonstrando um fluxo interdisciplinar consistente. Os resultados indicam ganhos de precisão, confiabilidade, organização e rastreabilidade da informação, embora também evidenciem limitações de compatibilidade normativa e carências na adoção plena da filosofia OpenBIM.

PALAVRAS-CHAVE: OAE; Infraestrutura; Autodesk; BIM.

ABSTRACT: Brazil is experiencing a decisive moment in the management and modernization of Special Engineering Structures, an area marked by maintenance deficits, a lack of databases, and design methods that are still poorly aligned with contemporary digital technology. In this context, this research investigates how the Autodesk ecosystem can continuously structure the dimensioning and modeling of a road bridge in a BIM environment. The methodology applies Brazilian standards such as NBR 7187, 7188, 8681, and 6118 within the Autodesk Structural Bridge Design (SBD) environment, which is based on international codes. A constant adaptation and equivalence for normative coherence is observed, revealing challenges and opportunities. The modeling integrates Civil 3D, Revit, and SBD, demonstrating a consistent interdisciplinary workflow. The results indicate gains in precision, reliability, organization, and traceability of information, although they also highlight limitations in normative compatibility and shortcomings in the full adoption of the OpenBIM philosophy.

KEYWORDS: SES; Infrastructure; Autodesk; BIM.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma malha rodoviária com mais de 137.000 OAE — entre pontes, passarelas e passagens inferiores — das quais cerca de 9 000 estão em rodovias concedidas, segundo levantamento apresentado por Timerman (2015) na Expo Road, em São Paulo. Em 2018, o Plano Nacional de Manutenção Rodoviária do DNIT identificou 4.707 OAE sob sua alçada, sendo 20,3 % (957 unidades) apontadas como prioritárias para manutenção (HOFFMANN; AFONSO, 2018). Apesar desse volume, não há no país um cadastro integrado que reúna informações sobre as

¹ Graduando de Engenharia Civil no Centro Universitário Campo Real. engc-luisfilho@camporeal.edu.br

² Graduado em Engenharia Civil. Especialização em Engenharia de Segurança do Trabalho e em Engenharia de Custos para Licitações e Contratos com Ênfase em BIM. Professor no Centro Universitário Campo Real. prof_lucascampos@camporeal.edu.br

condições estruturais e a vida útil dessas obras, exigindo investimento contínuo em levantamentos e profissionais especializados para gerenciamento e avaliação (COSTA E SOUZA, 2021; Revista M&T, 2022).

A fragilidade atual da infraestrutura rodoviária brasileira também se reflete na qualidade do pavimento e nas deficiências de operação. Segundo a Pesquisa CNT de Rodovias 2024, das 111.853 km avaliados, 20,8 % encontram-se em estado “ruim” e 5,8 % “péssimo”. Além disso, 85,3 % das rodovias são de pista simples e 78,5 % da malha total é não pavimentada, o que agrava riscos de segurança e reduz a capacidade de escoamento de carga.

Com projeções da UNESCO indicando que 70 % da população mundial viverá em áreas urbanas até 2050 — no Brasil, 81 % já são urbanas —, a pressão por soluções de mobilidade e por infraestrutura resiliente só tende a crescer, demandando métodos mais ágeis, precisos e integrados de projeto e gestão (UFSC, 2025).

As perspectivas futuras indicam uma necessidade de destinar cerca de 3,7% do PIB global anual para investimentos na infraestrutura, com esse cenário e desafios atuais quanto ao levantamento e desenvolvimento do status quo, evidenciasse um campo de trabalho promissor para Engenheiros Civis e de Infraestrutura de Transporte, com oportunidades para planejamento, projetos, execução e manutenção de obras (UFSC, 2025).

O Contorno Viário da Grande Florianópolis é uma das mais relevantes obras de infraestrutura da atualidade, com 50 quilômetros de extensão, cortando quatro municípios e incluindo quatro túneis duplos, seis trevos de acessos, sete pontes e 20 passagens em desnível (MONITORAFIESC, 2024).

Porém, em contrapartida a importância e relevância da obra do Contorno Viário de Florianópolis, a mesma teve pouco mais de 12 anos de atraso na sua conclusão, iniciada em 2010 com previsão de finalização em 2012, foi entregue apenas em agosto de 2024, em laudo técnico feito no processo movido pela Prefeitura Municipal de Palhoça contra a concessionária responsável pela obra, a Arteris Litoral Sul, foi evidenciado o atraso por falta de definição inicial de traçado, falta de projeto executivo, necessidade de readequações para mitigação de impactos sobre loteamentos autorizados pelos municípios entre outros fatores (LEAL, 2025).

Diante desse cenário, observa-se um gap entre o volume de OAE que requer manutenção e a capacidade de gerenciar esse patrimônio de forma unificada e digital, conquanto os métodos clássicos de dimensionamento manual sejam bem

estabelecidos e confiáveis, a automatização via Building Information Modeling (BIM) tem potencial para otimizar a precisão dos modelos estruturais, reduzindo retrabalhos e melhorando a coordenação entre as disciplinas (NASCIMENTO et al., 2021).

Este trabalho parte da hipótese de que, evoluindo do cálculo manual e de planilhas, a adoção de um fluxo de trabalho integrado em ambiente BIM pode ampliar a precisão, rastreabilidade e a eficiência no desenvolvimento de projetos de infraestrutura. Em tal contexto, o objetivo geral desta pesquisa é dimensionar e modelar uma obra de arte especial (OAE) utilizando exclusivamente do ecossistema de softwares da Autodesk, explorando assim a interoperabilidade e a continuidade das informações entre as plataformas do InfraWorks, Civil3D, Revit, Robot Structural Analysis e Structural Bridge Design. Busca-se, de tal modo, demonstrar como o fluxo BIM permite a integração entre as etapas de concepção geométrica, análise estrutural e detalhamento executivo, alinhando-se aos princípios de gestão de informação definidos pela ISO 19650 e promovendo maior consistência e confiabilidade no desenvolvimento do projeto.

Os objetivos específicos incluem:

- Compreender e aplicar os parâmetros de dimensionamento conforme normativas aplicáveis;
- Utilizar softwares pré-determinados para gerar resultados de cálculo estrutural;
- Projetar as etapas antecessoras e propriamente a ponte com Autodesk InfraWorks, Civil 3D, Revit e Structural Bridge Design;
- Avaliar a capacidade de interoperabilidade BIM entre os softwares.

O presente estudo concentra-se na construção de duas obras de arte especiais (OAE) para adequação viária nas interseções da Avenida Maurílio Biagi com a Avenida Leão XIII, Rua Domingos Adilson Canesin e Rua Olderige Margarido, no município de Ribeirão Preto, estado de São Paulo. Situada na região nordeste do estado, a cidade de Ribeirão Preto destaca-se por seu intenso tráfego de veículos de carga e de passageiros, demandando soluções estruturais que garantam a fluidez viária e a segurança dos usuários, apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Situação OAE - Ribeirão Preto/SP



Fonte: Google Earth (2024)

Para alcançar o objetivo desse trabalho, a Metodologia foi organizada em sete subitens (2.1 a 2.7), englobando desde a definição conceitual de supraestrutura, infraestrutura e mesoestrutura — optando-se pela classificação prática de Cavalcante — até os critérios e parâmetros para dimensionamento, passando pelo dimensionamento normativo e modelagem detalhada. Em especial, no item 2.7 (“Escopo de Desenvolvimento e Aplicação Prática”) onde é definido os limites do presente estudo, que se restringe a análise e modelagem estrutural da obra de arte especial. Aspectos geotécnicos, geométricos, drenagem etc. não serão objeto de avaliação desta pesquisa.

Esta pesquisa está estruturada da seguinte forma:

- Capítulo 1 apresenta a introdução, contextualizando o problema e justificando a relevância do estudo;
- Capítulo 2 detalha o referencial teórico (itens 2.1 a 2.7);
- Capítulo 3 apresenta o processo de modelagem nos softwares Autodesk;
- Capítulo 4 traz as conclusões, limitações e recomendações para pesquisas futuras.

Com essa organização, busca-se não apenas cumprir as exigências acadêmicas, mas também fornecer um guia prático para engenheiros que desejam

integrar processos de cálculo e modelagem em ambientes BIM, contribuindo para a modernização da gestão das OAE no Brasil.

2 METODOLOGIA

2.1 DEFINIÇÕES TÉCNICA

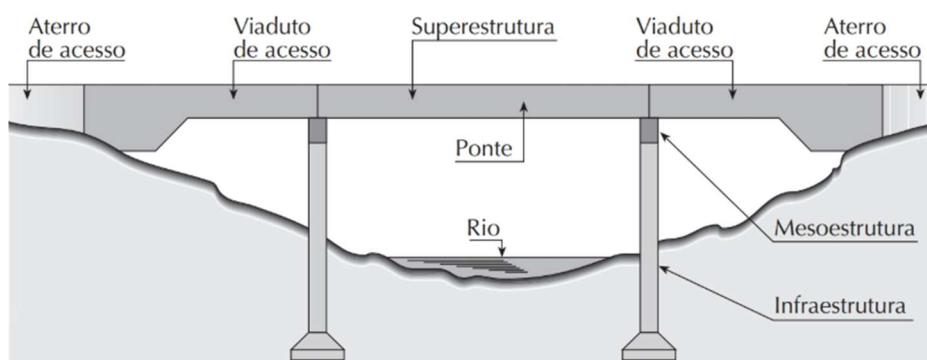
Denominasse como ponte a estrutura que permite a continua travessia e transposição de obstáculos, como rios braços de mar, vales profundos etc. Vale ressaltar que 'ponte' destinasse especificamente para quando o obstáculo é um curso d'água, outrora quando se trata de um vale ou outro elemento sólido denominamos como *viaduto*. (MARCHETTI, 2018)

Devido ao alto custo e técnicas limitadas as obras de artes especiais costumavam determinar o traçado do projeto geométrico, com os obstáculos sendo transpostos em ângulos retos e com o menor comprimento possível (DNER, 1996).

Somente com o avanço da tecnologia e técnicas de construção aprimoradas que passou a se integrar tais estruturas ao meio ambiente e na sua estética arquitetônico, mesmo assim ainda se evita projetos desnecessariamente longos, travessias em pontos desfavoráveis etc. (DNER, 1996).

A linha de pensamento quanto as definições dos elementos de uma ponte se dividem em duas principais correntes, usuais em sentido do contexto acadêmico, da usabilidade no mercado e funcionalidade com praticidade na execução em obra. Marchetti (2018) define a infraestrutura como elementos de fundações, a mesoestrutura constituída pelos pilares e aparelho de apoio e a superestrutura sendo as lajes e vigas do tabuleiro da estrutura, conforme Figura 2.

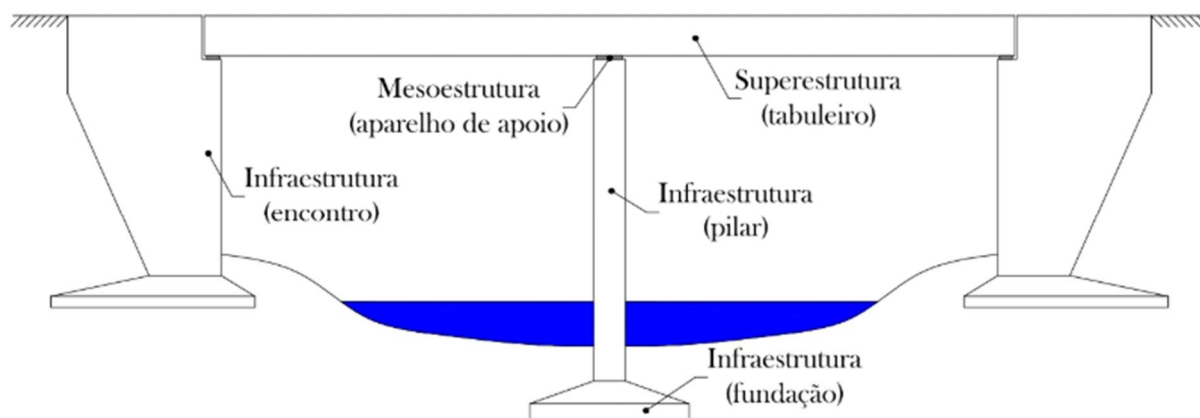
Figura 2 - Separação das estruturas de pontes conforme Marchetti



Fonte: Marchetti (2018, p. 9).

Cavalcante (2019), por sua vez, define como infraestrutura todo o conjunto de sapata, pilares e os encontros, com a mesoestrutura composta apenas pelo aparelho de apoio, adaptando o esquema ilustrativo de El Debs e Takeya (2009, apud Cavalcante, 2019) disposto na Figura 3.

Figura 3 - Composições de pontes conforme Cavalcante



Fonte: Cavalcante (2019, p. 20)

Considerando o foco dessa pesquisa, voltada a aplicação prática do dimensionamento em softwares especializados no contexto de projetos, ela irá se desenvolver a partir da definição de Cavalcante (2019).

Conforme El Debs e Takeya (2009) há ainda distintas nomenclaturas para as pontes segundo o seu comprimento, elencando a falta de um consenso e tão pouca importância para a mesma. Definindo assim como *Galerias* estruturas de 2 a 3 metros, *Pontilhões* para vão de 3 a 10 metros e quando superior aí então denomina-se ponte.

Para vãos de até 30 metros se classificam como pequenos vãos, de 30 m a 60 m é classificada como médio vão e superiores a vãos livres de 60 metros temos as pontes de grandes vãos (EL DEBS E TAKEYA, 2009).

2.2 CONCEITUAÇÃO ESTRUTURAL

Conforme proposto por Cavalcante (2019), podemos definir e separar as estruturas conforme o Quadro 1:

Quadro 1 - Separação de estruturas

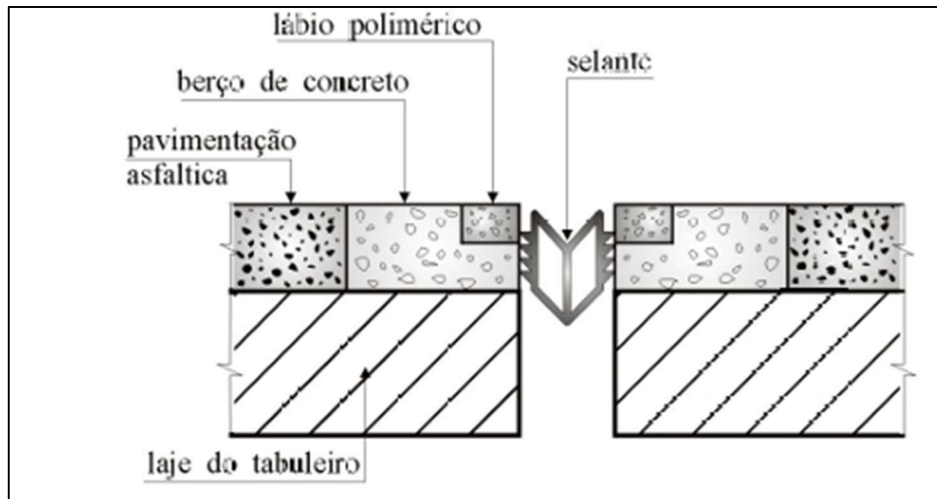
ESTRUTURA	DESCRIÇÃO	IMAGEM
SUPERESTRUTURA		
Lajes	Elementos que suportam diretamente a pista de rolamento. (VITÓRIO, 2002)	
Longarinas	Viga longitudinal a estrutura, distribuindo os esforços recebidos da pista para a infraestrutura. (VITÓRIO, 2002)	
Transversinas	Viga transversal ao sentido de fluxo do tráfego, exercendo o contraventamento e resistindo a torção. (VITÓRIO, 2002)	
MESOESTRUTURA		
Aparelho de apoio	Alocado entre a superestrutura e infraestrutura, transmite as reações superiores para a estrutura de suporte além de permitir determinados movimentos (contrações, variações etc.). (EL DEBS E TAKEYA, 2009)	
INFRAESTRUTURA		
Pilares	Localizados na linha de cada apoio transversal, sendo maciço, estrutural reticulado (pórtico) ou ainda pilar-parede. Sua quantidade, forma e tamanho dependem de 'n' fatores. (VITÓRIO, 2002; EL DEBS E TAKEYA, 2009).	
Fundações	Podemos de maneira geral dividir em quatro tipos principais, como as fundações diretas (sapatas rasas), fundações profundas (estacas e tubulões) e fundações especiais (caixão, tubulão estaca). (VITÓRIO, 2002; EL DEBS E TAKEYA, 2009).	

Fonte: O autor (2025)

Para pontes de grande comprimento comumente há interrupções estruturais que venham a permitir o movimento provocado pela dilatação decorrente da temperatura, retração etc. conforme ilustrado na Figura 4. Ainda necessitasse de um

especial cuidado para drenagem do tabuleiro, com um eficiente desempenho que eleva a vida útil da obra (VITÓRIO, 2002).

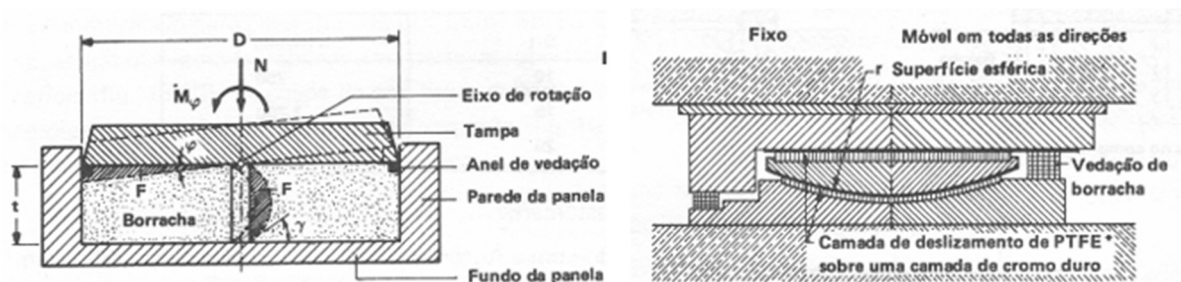
Figura 4 - Detalhe da junta de dilatação



Fonte: Vitório (2002, p. 20)

El Debs e Takeya (2009) definem ainda tipos de aparelhos especiais, com deslocamentos e rotações nos apoios de grande intensidade e acima da capacidade dos convencionais mais usuais nas obras, como o '*pot-bearing*' (Neoprene) e o '*rundflon*' (metálico com teflon) apresentados na Figura 5.

Figura 5 - Apoios especiais



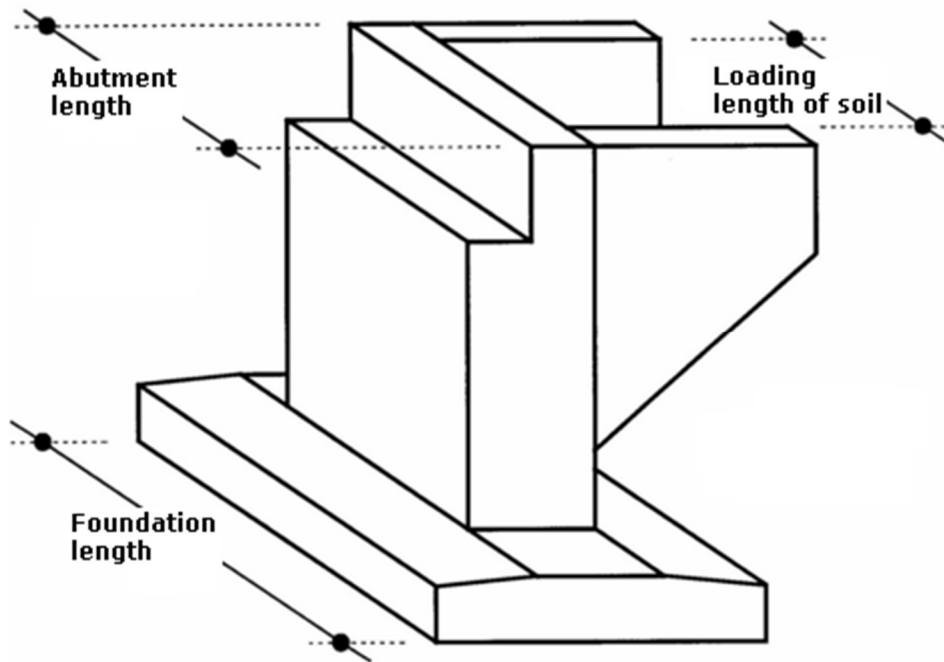
Fonte: El Debs e Takeya (2009)

No entendimento de Lazzari (2008), os encontros são paredes de concretos armado que exercem a função de proteção dos aterros (extremidades) contra a erosão e auxiliam na dissipação de esforços horizontais providos de frenagens e acelerações aplicadas sobre o tabuleiro.

Os encontros funcionam também como ligação entre a efetiva estrutura e a estrutura viária existente, absorvendo os esforços de empuxos do aterro da cabeceira, podendo, a depender de condições geotécnicas e topográficas, serem produzidos em pedra, concreto ciclópico ou concreto armado (VITÓRIO, 2002)

De acordo com El Debs e Takeya (2009) os encontros possuem uma cortina lateral com alas laterais em sentido longitudinal ou transversal, com tais elementos podendo ser isolados entre si ou conectados e formando uma estrutura monolítica, seu dimensionamento leva em conta além do empuxo do aterro as ações horizontais da superestrutura, conforme ilustrado na Figura 6.

Figura 6 - Encontro tipo de ponte


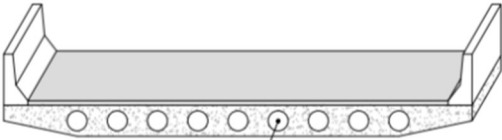
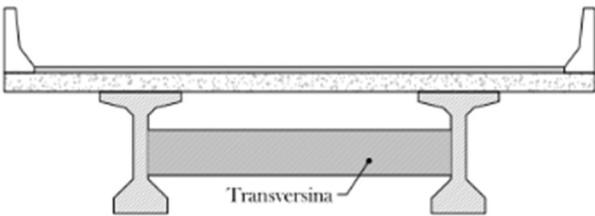
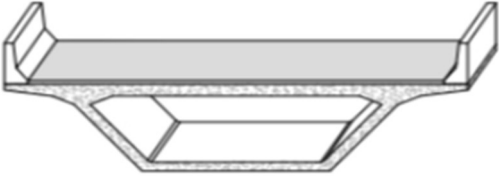


Fonte: FINE Software (2025)

2.3 TIPOLOGIA DE SEÇÃO TRANSVERSAL

A seção transversal da estrutura pode ser composta por faixas de rolamento com largura entre 3,00 m e 4,00 m, acostamento com dimensões entre 2,50 m e 3,00 m e então ter a largura conforme o plano diretor do passeio junto ao dispositivo de proteção lateral e de drenagem necessário (CAVALCANTE, 2019). Os modelos dessas estruturas transversais da obra de arte especial podem ser classificados segundo Cavalcante (2019) como separado no Quadro 2:

Quadro 2 - Tipologia de seções

TIPOLOGIA	ILUSTRAÇÃO	DESCRIÇÃO
Seção maciça		<p>Laje, peso elevado, baixa eficiência. modelo se tora viável apenas para vão contínuos de 9 m para até 20 m em certos casos.</p>
Seção vazada		<p>Redução de peso, melhor eficiência estrutural. Aplicável principalmente para casos que se desejem espessuras mais finas, indica-se viabilidade para esse sistema em vãos de 20 m a 30 m.</p>
Seções 'T'	 <p>Transversina</p>	<p>Emprego de longarinas e transversina, com menor vantagem quando comparada a anterior devido a maior massa próxima a linha neutra, sua viabilidade econômica é definida para vão de 12 m a 18 m, usualmente empregada para vão de até 40 m.</p>
Seção celular		<p>A estrutura mais complexa, com alto momento de inércia e resistência a tração, se aplicam em vão superiores a 40 m, necessitando de altura interna para inspeção de quando a patologias, sua análise é feita com diferentes posições de carregamento, para caracterizar momentos fletores e esforços axiais e cortantes, na mesa e alma.</p>

2.4 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES

Vitório (2002) classifica as estruturas de obras de artes especiais em diferentes nichos segundo alguns critérios, de modo que temos:

a) Finalidade:

A partir do uso que será destinada da obra podemos definir sua classe, podendo ser rodoviária quando houver tráfego de veículos rodoviários, ferroviário para circulação de locomotivas, rodoferroviárias (mista) para emprego de veículos dos dois modais. Passarelas se classificam como OAE para a passagem de pedestres e aeroviárias para obras com destino a passagem de aeronaves em pátios de aeroportos (VITÓRIO, 2002).

b) Materiais:

Conforme o material estrutural da estrutura a classificamos, de tal modo temos pontes de madeira que marcam os primeiros registros na história sendo substituídas por novos materiais, sendo então mais usual em pontilhão para travessia de riachos ou estradas rurais com baixo volume de tráfego (VITÓRIO, 2002).

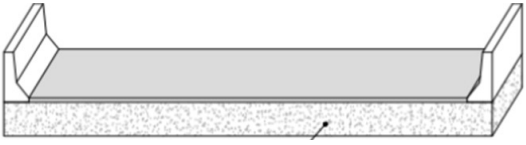

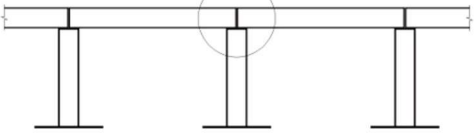
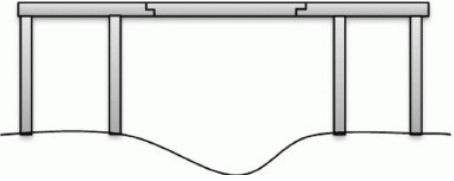
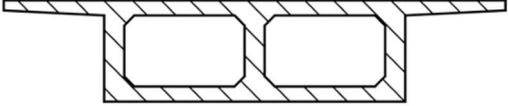
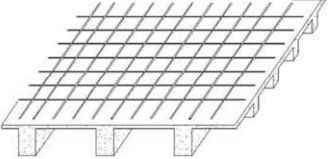

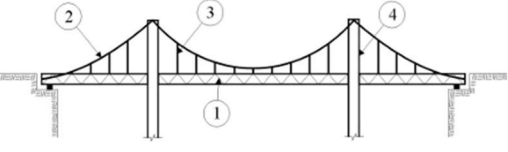
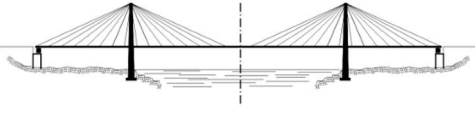
As pedras foram um material muito usual no passado, sendo os romanos a melhor desenvolverem o emprego da sua técnica na construção, ainda hoje é um excelente material devido a resistência e ação ao tempo, com estética agradável. Pontes em estrutura metálicas foram executadas ao fim do século XVIII, em ferro fundido, após a revolução industrial e avanços na indústria siderúrgica o aço estrutural passou a ser largamente utilizado (VITÓRIO, 2002).

E então temos as pontes de concreto, podendo ser o concreto armado convencional que se mostra competitivo economicamente para vãos livres de até 20 m, o concreto protendido passou a ser utilizado em 1930 e em grande escala somente após a segunda Guerra Mundial, atualmente é o material mais empregado na superestrutura no Brasil e mundo afora. Por fim, há pontes em concreto pré-moldado, se utilizando da benfeitoria da fabricação de peças protendidas pré-moldadas (VITÓRIO, 2002).

c) Sistema estrutural:

Vitório (2002) classifica ainda a partir do tipo de estrutura usada na superestrutura e infraestrutura conforme o modelo construtivo de dessas estruturas, elencado no Quadro 3 a seguir.

Quadro 3 - Sistemas estruturais

TIPOLOGIA	ILUSTRAÇÃO	DESCRIÇÃO
Lajes maciças		Sem nenhuma viga, adotada em vão de até 15 m, podendo ser em lajes vazadas respeitando a esbelteza (relação l/h).
Ponte em vigas (vão único)		Simplesmente apoiada em pilares, com seções constantes ou variáveis.
Ponte em vigas (sucessivos vãos)		Segue a mesma premissa do vão único, apenas apoiada em séries de pilares.
Viga Gerber		Estruturas isostáticas e pouco adaptáveis a eventuais recalques nos apoios, em desuso devido ao comportamento e manutenção.
Estrado Celular		Conhecida como “caixões celulares”, com grande rigidez à torção, indicada para pontes curvas, apoiadas em pilares isolados.
Grelha		Tal conjunto forma o tabuleiro semelhante a uma grelha, suportando e distribuindo os esforços de carregamento.
Arco		Muito utilizado para vencer grandes vãos, em locais onde há dificuldade em escoramento, estrutura autoportante.
Pênseis		Torres de apoio com cabos parabólicos, conectam-se por pendurais a viga do tabuleiro, esse deve apresentar grande rigidez.
Estaiadas		Tabuleiro suspenso por cabos inclinados, necessitando também de grande rigidez.

Fonte: O autor (2025)

2.5 COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025) as ações atuantes na estrutura podem ser permanentes diretas ou indiretas, variáveis do tipo normais ou especiais ou ações especiais. Logo, considerando essa separação dos tipos de ações a NBR 7187 (ABNT, 2021) pode-se agrupar e definir como:

a) Ações permanentes:

1. Cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, 24 kN/m³ para concreto simples e 25 kN/m³ concreto armado ou protendido;
2. Cargas do peso da pavimentação (24 kN/m³), dos trilhos (19 kN/m³), dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras rígidas dos guarda-rodas e de dispositivos de sinalização, demais adota-se (8 kN/m);
3. Empuxos de terras e líquidos;
4. Forças de protensão (conforme NBR 6118:2023);
5. Deformações impostas provocadas por fluência e retração do concreto e/ou deslocamentos de apoios;

b) Ações variáveis:

1. Cargas móveis, segundo El Debs e Takeya (2009) ação gravitacional, força centrífuga, efeitos de frenagem e aceleração. Considera-se os valores definidos na NBR 7188;
2. Cargas de construção;
3. Cargas de vento, em conformidade com a NBR 6123:2023;
4. Empuxo de terra provocado por cargas móveis;
5. Pressão de água em movimento, pela expressão " $p = k \times v_a^2$ " e dados da NBR 7187:2021;
6. Efeito dinâmico do movimento das águas;
7. Variação de temperatura;

c) Ações excepcionais:

1. Choques de objetos móveis, indicada na NBR 7188:2024;
2. Ações sísmicas, específicas no anexo B da NBR 7187:2021;

3. Outras ações excepcionais, ficam atreladas para casos de obras especiais e a critério do proprietário.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) determina que o cálculo da combinação última de ações para o efetivo esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais em concreto armado devem obedecer a Equação 1, mostrada a seguir:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (1)$$

Onde:

F_d = Valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = Ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ = Ações indiretas permanentes (retração e temperatura);

F_{qk} = Ações variáveis diretas, com F_{q1k} escolhida como principal;

γ_g ; $\gamma_{\varepsilon g}$; γ_q ; $\gamma_{\varepsilon q}$ = Coeficientes de ponderação de combinações de ações;

ψ_{0j} ; $\psi_{0\varepsilon}$ = Coeficientes de ponderação das ações;

Souza e Mota (2004) explanam ainda que é necessário considerar um coeficiente de impacto, pois não é usual a realização de análises dinâmicas de cargas móveis em pontes. De tal modo a NBR 6118 (ABNT, 2024) sugere a multiplicação do coeficiente de ponderação das cargas variáveis por esse coeficiente, definido conforme Equação 2:

$$\varphi = 1,4 - 0,007L \geq 1 \quad (2)$$

Com 'L' sendo o comprimento de cada vão teórico do elemento sobre carregamento das ações.

2.6 SOFTWARES

De acordo com Passos, Venega e Rocha (2017) a engenharia civil tem apresentado expressiva evolução no emprego da informática para aprendizado de disciplinas de cálculo estrutural, geotecnia e gestão de projetos, onde se utilizando de uma sólida base de dados se constatou 55 diferentes softwares aplicados em mais de 60 trabalhos acadêmicos.

Os softwares contribuem para o aprendizado do estudante e desempenham um papel de extrema importância na vida profissional do cotidiano da engenharia, como no caso de engenheiros estruturais onde um mero erro de dimensionamento ou

a má interpretação do software pode se tornar um grande problema (BORÇATO, HACKBARTH E MELO, 2022).

Há uma certa comodidade no manuseio de ferramentas virtuais durante o aprendizado pela ausência de riscos e ambiente controlado, como a falta de preocupação com custos, defeitos e imperfeições simuladas etc. mas a totalidade dos acadêmicos concordam e afirmam a importância da utilização de tais programas para o aprendizado e entendimento teórico e ainda para melhor preparo ao ambiente de trabalho com o devido contexto profissional aplicado em sala de aula (BRANCHIER, 2017).

Nessa pesquisa, adotou-se ferramentas de modelagem baseada na filosofia de OpenBIM, garantindo a interoperabilidade, rastreabilidade de informações e colaboração de processos, conforme previsto na série normativa ISO/NBR 19650:2021. Diante das informações, se explana e contextualiza adiante os softwares empregados para modelagem 3D, dimensionamento e simulação estrutural.

a) Autodesk Revit:

Software destinado a modelagem de formas, estruturas e sistemas em 3D com precisão e padronização, unindo equipes multidisciplinares de maneira eficiente, sendo aplicado para detalhamento das composições estruturais (AUTODESK, 2025).

b) Autodesk InfraWorks:

É uma ferramenta de modelagem conceitual que visa projetos de infraestrutura de grande escala, possibilitando e explorando conceitos em contextos para diferentes soluções de projeto e condições do meio externo, empregado para a definição preliminar da geometria da obra de arte especial, se analisando topografia, alinhamento viário e demais critérios (AUTODESK, 2025).

c) Autodesk Civil3D:

Programa que inclui soluções pontuais para áreas da engenharia civil, como projetos de estradas e rodovias, análise de terreno etc. com total colaboração com os softwares anteriores na interoperabilidade BIM, sendo desenvolvido a verificação do alinhamento horizontal e vertical, junto ao traçado rodoviário (AUTODESK, 2025).

d) Autodesk Structural Bridge Design:

Ferramenta específica para modelagem e dimensionamento de pontes rodoviárias, oferecendo recursos para verificação conforme normativa e técnicas de análise como viga longarina, transversina, grelha e por elementos finitos, aplicado nessa pesquisa para dimensionamento (AUTODESK, 2025).

2.7 ESCOPO DE DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO PRÁTICA

Concluído o desenvolvimento teórico e conceitual da pesquisa, este item estabelece os limites, critérios e a lógica adotada para a execução prática do trabalho, com foco na modelagem, dimensionamento e análise estrutural da ponte em ambiente BIM.

a) Integração de softwares Autodesk:

A aplicação em conjunto das ferramentas citadas nos itens '2.6' proporcionam um fluxo contínuo de trabalho, abrangendo desde a concepção geométrica inicial a análise detalha da estrutura e por fim detalhamento executivo dentro da interoperabilidade BIM (AUTODESK, 2025).

b) Delimitação de análises:

O efetivo projeto executivo de pontes abrange uma equipe multidisciplinar, considerando e solucionando problemas de drenagem, indicando sinalização, realizando análise geotécnica. De tal modo, essa pesquisa não irá tratar por exemplo do dimensionamento de encontros, que exigiria análise do solo e fundações no local, tão qual não dará enfoque para os critérios de dimensionamento de drenagem e escoamento de águas pluviais sobre a OAE. Focando por sua vez exclusivamente e detalhadamente na análise estrutural da superestrutura e no caminho necessário para chegar a essa análise, verificando suas normativas, condição existente e combinações e forças atuantes para uma estrutura segura e estável.

c) Critérios de conformidade BIM no fluxo de trabalho:

A comparação entre os fluxos de modelagem do projeto com as ferramentas se baseara nos seguintes critérios:

- Interoperabilidade de informações entre as ferramentas;
- Correções necessárias em dados compartilhados;
- Fluxo contínuo de trabalho;
- Compatibilidade com normas técnicas brasileiras;
- Flexibilidade para alterações e correções em dados recebidos;
- Geração de documentos técnicos e apresentáveis

Com base nesses pontos elencados que será analisado a linearidade das informações e eficiência no fluxo de modelagem contínuo.

3 DESENVOLVIMENTO

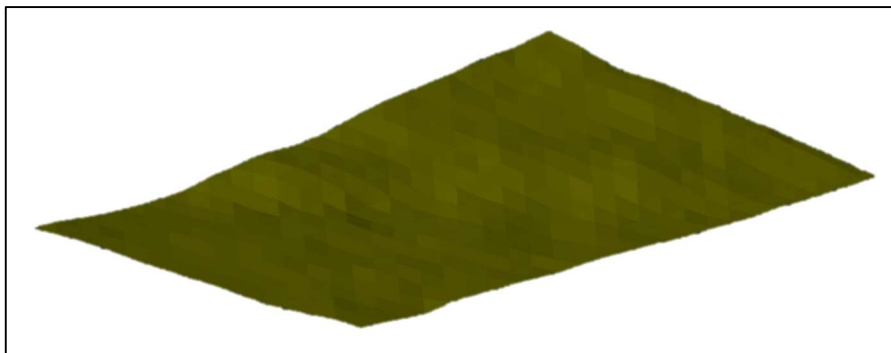
Apesar de no cotidiano de um engenheiro estrutural projetista de pontes, o mesmo receber as informações necessárias para sua análise, tais como o modelo digital de terreno (MDT), o greide de geometria, em nosso caso de análise e de projeto essas informações não estão disponíveis, sendo assim necessário modelar elas para se chegar na efetiva análise estrutural.

3.1 MODELO DIGITAL DE TERRENO

O MDT é a topografia do local alvo de projeto, sendo possível gerar o mesmo pelo próprio Autodesk Infracworks, além de poder gerar a partir de um levantamento topográfico a superfície de terreno natural no Civil 3D.

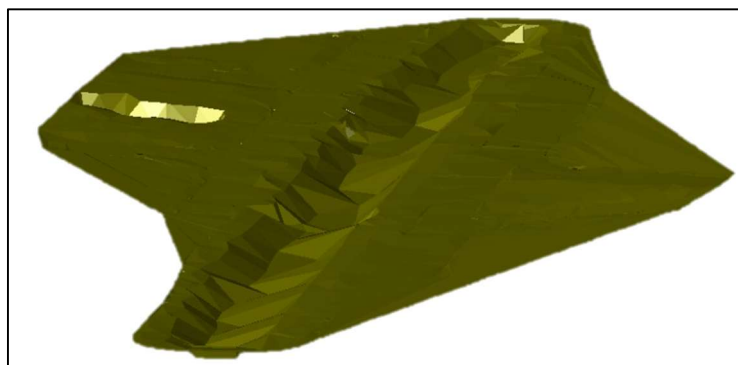
Durante o desenvolvimento dessa etapa, foi observado a notável divergência entre um terreno gerado por satélite e aquele gerado por levantamento topográfico, conforme se observa nas Figura 7 e Figura 8.

Figura 7 - Terreno natural InfracWorks



Fonte: O autor (2025)

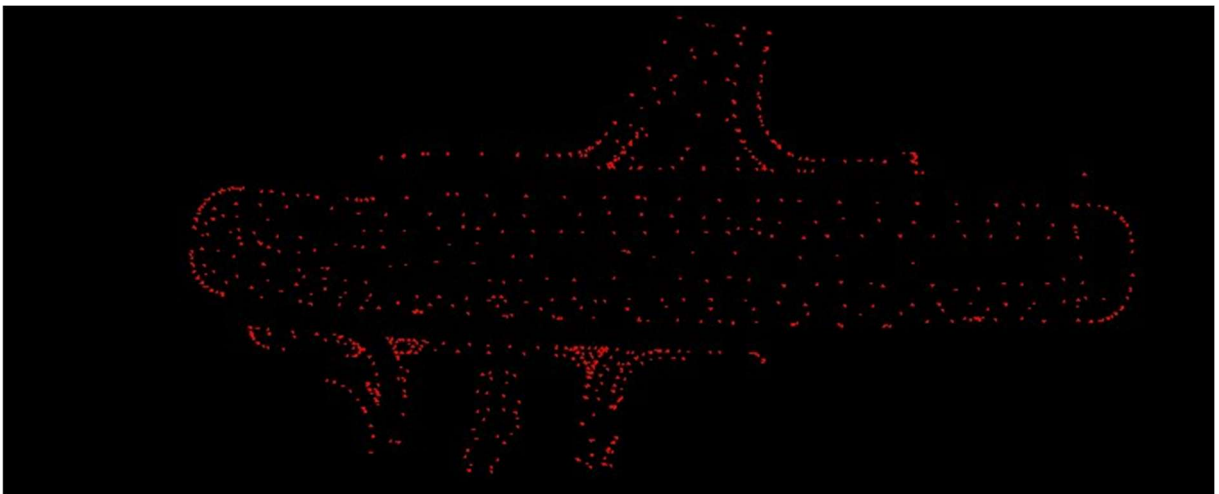
Figura 8 - Terreno natural levantamento topográfico



Fonte: O autor (2025)

A primeira imagem mostra uma superfície quase que plana, enquanto a Figura 8, gerada a partir de pontos de levantamento topográfico, já se mostra mais precisa. Apesar disso, esse terreno natural (TN) não está com seus pontos tratados e corretamente vetorizado, tal superfície foi gerada a partir dos pontos do levantamento topográfico, de maneira abrupta, sem nenhum tratamento. Cada ponto, observável na Figura 9 possui uma descrição, uma elevação e coordenadas geométricas, para maior precisão é necessário traçar linhas obrigatórias, ligando pontos de um mesmo grupo de informação.

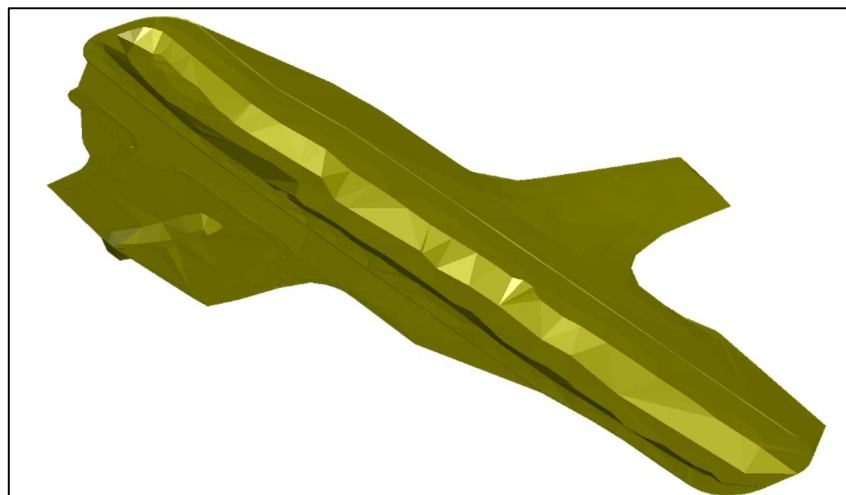
Figura 9 - Pontos topográficos



Fonte: O autor (2025)

Após traçar as linhas obrigatórias, que ligam pontos de um mesmo grupo de informação, como pontos de bordo de pista, meio fia, pé e crista de talude etc. se chega em um MDT muito mais preciso, conforme detalhado na Figura 10.

Figura 10 - Terreno natural refinado



Fonte: O autor (2025)

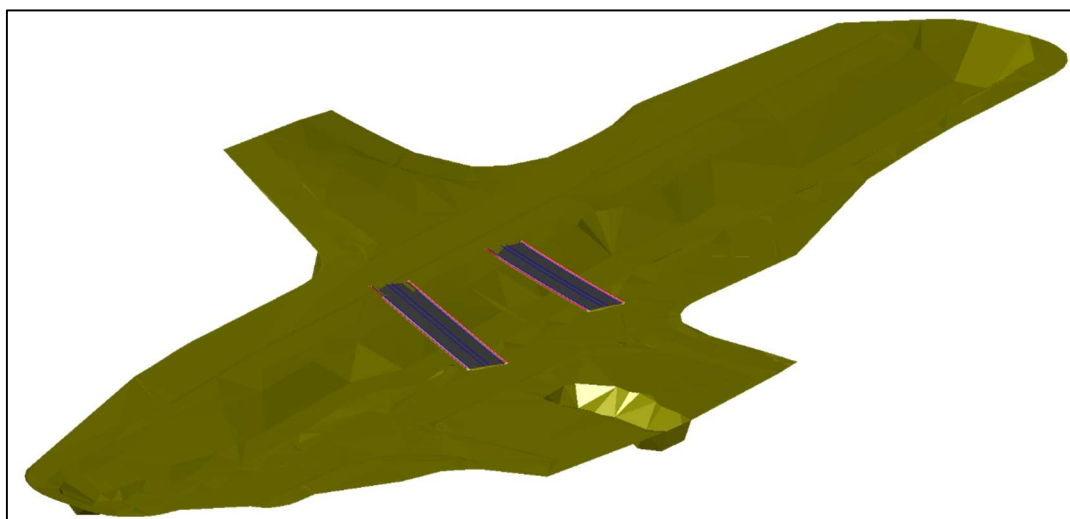
Nessa TN tratado é possível identificar perfeitamente a linha do sistema viário existente, bem como os taludes e canteiros existentes. Após esse passo essa informação gerada no Autodesk Civil3D é exportada para o Autodesk Revit, sua conformidade de informações e modelos serão mais bem discutidos no capítulo de resultados e considerações finais.

3.2 PERFIL DE GEOMETRIA

Adentro da disciplina de geometria temos os perfis dos alinhamentos (eixos) das avenidas e ruas que terão interseção direta com as obras de artes, a geometria abrange muito além claro dos perfis, porém sua conformidade de raios e manuseio para traçado não tópicos dessa pesquisa. Para esse trabalho precisamos exclusivamente das cotas superiores do greide, ou seja, da cota onde o pavimento acabado precisa estar após ser executado sobre o tabuleiro da OAE.

Conforme o IPR 718 (DNIT, 2005) o greide de um sistema viário deve estar preferencialmente abaixo de 6% de inclinação, além de dotar-se de 0,5% mínimos para garantir escoamento superficial longitudinal de águas pluviais. Ciente desses critérios normativos, o Anexo A deste presente trabalho trás o perfil geométrico previsto para o sistema viário dessa OAE. Ainda na geometria no ambiente do Civil3D, é executado um corredor provisório, para alocação das OAE, evidenciando o limite de altura conforme o greide e ser útil posteriormente para modelagem no Autodesk Revit, conforme detalhado na Figura 11.

Figura 11 - Modelo funcional Civil3D

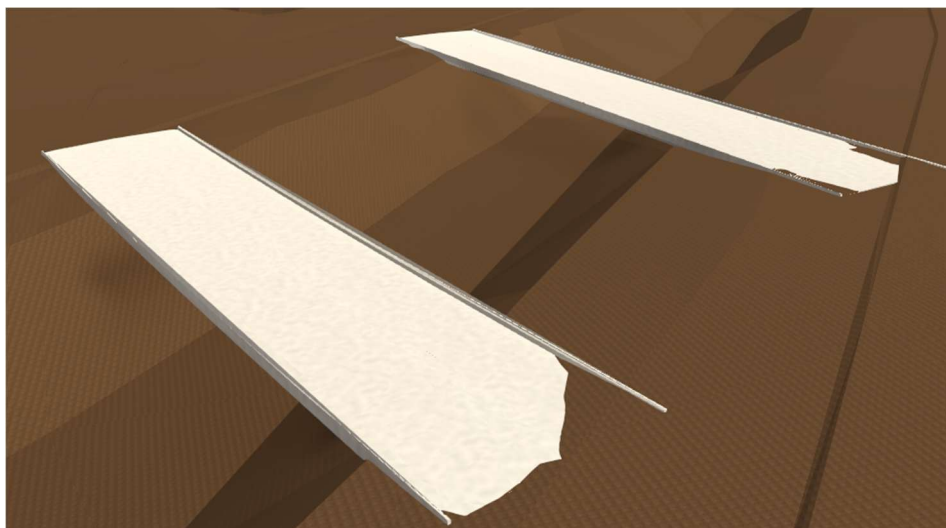


Fonte: O autor (2025)

3.3 PRÉ MODELO ESTRUTURAL

Com o arquivo do Autodesk Civil3D exportado para o Autodesk Revit, por meio de coordenadas compartilhadas, conseguimos manter com total segurança as informações de coordenadas e elevação georreferenciados do modelo CAD. Analisando em corte, juntamente com o perfil geométrico, notasse que para ambas as estruturas, um vão livre total de 21,00 m seria o suficiente, considerando o encontro na extremidade e também serviços de terraplenagem necessários. Conforme alocação do corredor de referência da ponte, observável na Figura 12.

Figura 12 - Modelo funcional Revit



Fonte: O autor (2025)

Idealizasse uma estrutura com 12 m de largura, em vigas do tipo I protendidas, junto a uma laje estrutural superior as vigas, para melhor distribuição das cargas nas longarinas. Dotadas de barreira físicas, conforme obrigatoriedade da NBR 15486, e passeio laterais com guarda corpo.

3.4 MODELAGEM ESTRUTURAL

No Autodesk Structural Desing é necessário escolher um código normativo como base de dados para o programa fazer as combinações, verificações e simulações necessárias, entretanto, o mesmo não possui como referência as normas (NBR) brasileiras que se aplicariam a situação, como NBR 6118 (2024), 6123 (2023), 7187 (2021) e 8681 (2025). Sendo necessário escolher entre a AASHTO, Eurocode com algum dos seus anexos, ou até mesmo a Australian Standards.

Analisando as normas disponíveis no programa, a melhor opção se mostra o Eurocode (UK Annexes), devido a sua grande similaridade com parâmetros brasileiros e da própria filosofia de projeto abordada também. Tal escolha é mais bem justificada conforme apresentado no Quadro 4.


Quadro 4 - Comparação NBRs x Eurocode

ITENS	NBR	EUROCODE
Tipo de análise	ELU e ELS, usando γ e ψ	ULS e USL, com γ e ψ
Estados limites	ELU para normais, especiais e excepcionais; ELS para raro, frequente e quase permanente.	ULS para fundamentais, sísmicos e acidentais; USL para raro, frequente e quase permanente.
Tipos de ações	Permanentes (G), variáveis (Q), de construção, acidental, excepcionais.	Permanentes (G), variáveis (Q), protensão (P), acidental (A) e sísmico (AE).
Forma de combinação e coeficientes	ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 para Q (último, frequente e quase permanente)	Mesmo conceito.
Carga móvel	TB-450 (5,5 kN/m ²)	LM1 (5,0 kN/m ²)

Fonte: O autor (2025)

Em resumo, há uma semelhança quase que idêntica de normativa para outra, incluindo nas características de resistência dos materiais e combinações de efeito de carga, com pequenas divergências como o coeficiente de segurança do concreto de 1,4 no Brasil para 1,35 com o Eurocode, e também o 0,5 kN/m² do veículo tipo de carga móvel, de modo a ser aceitável para essa pesquisa o dimensionamento com base nesses critérios. Com o código escolhido, é necessário definir os materiais que iram compor os elementos estruturais do projeto.

Figura 13 - Cabo de protensão



Prestressing Steel - Horizontal	
0.1% Proof Strength, $f_{p0.1k}$	1600MPa
Characteristic Tensile Strength, f_{pk}	1860MPa
Modulus of Elasticity, E_p	195GPa
Relaxation Class	Class 1
Relaxation Loss After 1000 Hours	8%
Density	77kN/m ³

Fonte: O autor (2025)

A Figura 13 traz as informações, equivalentes de modo conservador, de um cabo CP 190 RP (\varnothing 12,7 mm) com uma leve resistência e relaxamento mais desfavoráveis em comparativo ao modelo nacional.

Figura 14 - Concreto C30

Concrete - Parabola-Rectangle	
Design Code Part	<input type="radio"/> EN 1992-1-1 <input checked="" type="radio"/> EN 1992-2
Characteristic Strength	
f_{ck}	32MPa
$f_{ck,cube}$	40,2MPa
Modulus of Elasticity, E_{cm}	33,346GPa
Poisson's Ratio, ν	0,2
Shear Modulus, G	13,894GPa
Ultimate Compressive Strain, ϵ_{cu}	0,0035
Tensile Strength, f_{ctm}	-3,0238MPa
Cement Class	N: Normal and rapid hardening
Contains Silica Fume	<input type="checkbox"/>
Coefficient of Thermal Expansion	1E-5/°C
Density	24kN/m ³
Density Increase for Reinforcement	1kN/m ³

Fonte: O autor (2025)

Figura 15 - Concreto C50

Concrete - Parabola-Rectangle	
Design Code Part	<input type="radio"/> EN 1992-1-1 <input checked="" type="radio"/> EN 1992-2
Characteristic Strength	
f_{ck}	50MPa
$f_{ck,cube}$	60MPa
Modulus of Elasticity, E_{cm}	37,278GPa
Poisson's Ratio, ν	0,2
Shear Modulus, G	15,532GPa
Ultimate Compressive Strain, ϵ_{cu}	0,0035
Tensile Strength, f_{ctm}	-4,0716MPa
Cement Class	N: Normal and rapid hardening
Contains Silica Fume	<input type="checkbox"/>
Coefficient of Thermal Expansion	1E-5/°C
Density	24kN/m ³
Density Increase for Reinforcement	1kN/m ³

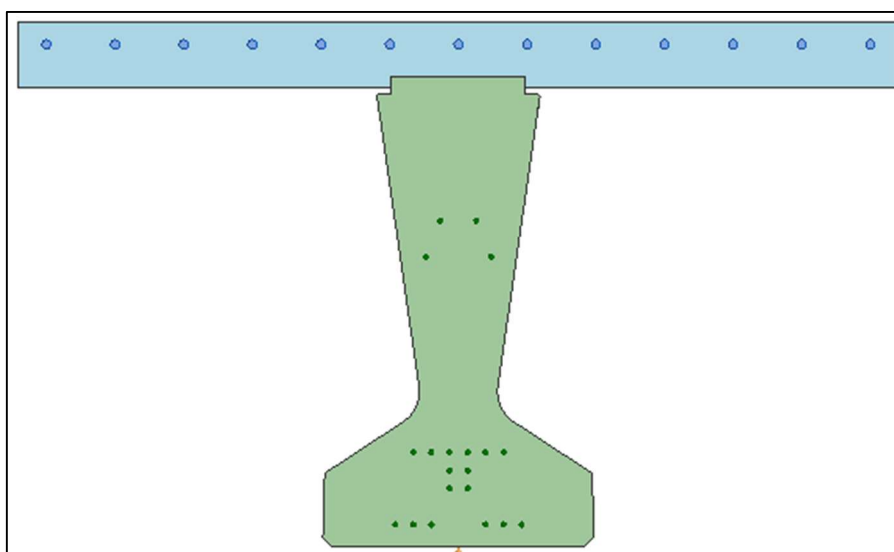
Fonte: O autor (2025)

A Figura 14 faz referência ao concreto do tipo C30 nacional, tal material foi idealizado para aplicação nas lajes, passeios e também na barreira física, enquanto a Figura 15 mostra o mais próximo de um concreto C50, aplicado as vigas estruturais (longarinas) do modelo estrutural. O aço de armadura do tipo CA-50 está configurado no software nativamente, não sendo necessário assim especificar algum próximo.

Com os materiais configurados é necessário então definir os modelos de vigas, com seções tipos, lajes etc. e também fazer o modelo refinado, esse modelo é o 3D da estrutura usado para fazer a análise estrutural e posteriormente transferir os resultados das cargas e combinações para as vigas.

A Figura 16 traz vislumbre para a seção tipo de projeto, sendo composta por uma viga Y, com dimensões detalhadas no projeto propriamente, sobre ela foi definido uma laje com 2,44 m de largura e 20 cm de espessura.

Figura 16 - Viga Y

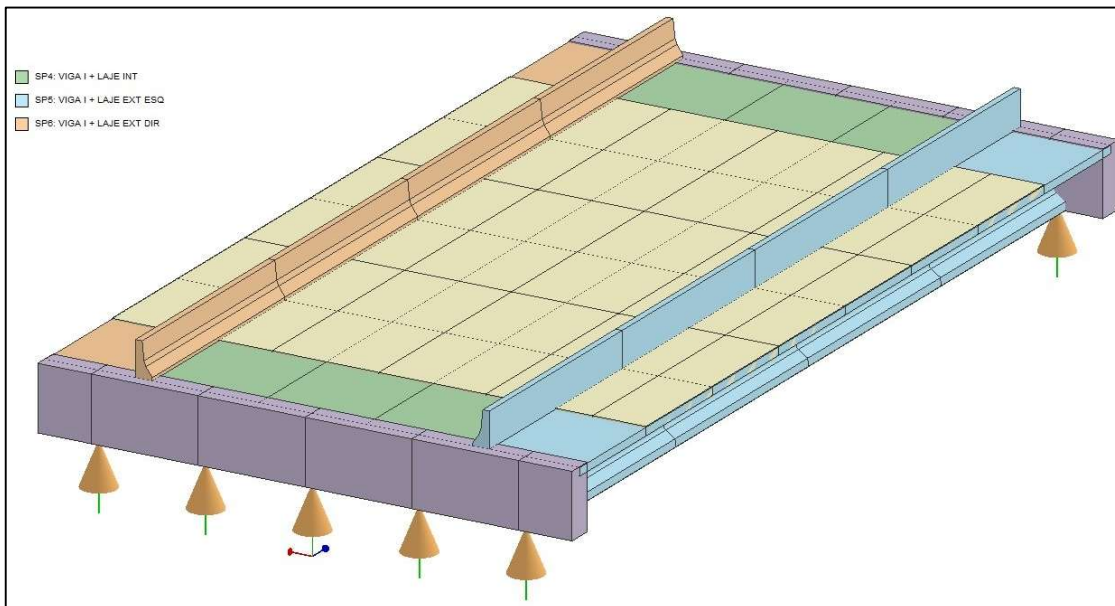


Fonte: O autor (2025)

As vigas laterais foram já modeladas também considerando a presença da barreira física, adotando o modelo tipo New Jersey (1B) simples, não foi alvo dessa pesquisa o cálculo da barreira, conforme normativa (NBR 15486, 2016) ela precisa ser dimensionada quando a resistência, rigidez, deformação etc. mas tal análise não foi abrangida nesse escopo de projeto.

A Figura 17 apresenta o modelo estrutural já todo composto pelas vigas laterais externas e vigas centrais internas, com a barreira devidamente alocada, resultando em uma estrutura de 12,20 m de largura, por 21,00 m de comprimento, um conjunto de cinco longarinas com lares superiores. O programa automaticamente já calcula e atribui os valores de carregamentos de peso próprio dos elementos, sendo necessário então prosseguir para a simulação e combinação de cargas móveis.

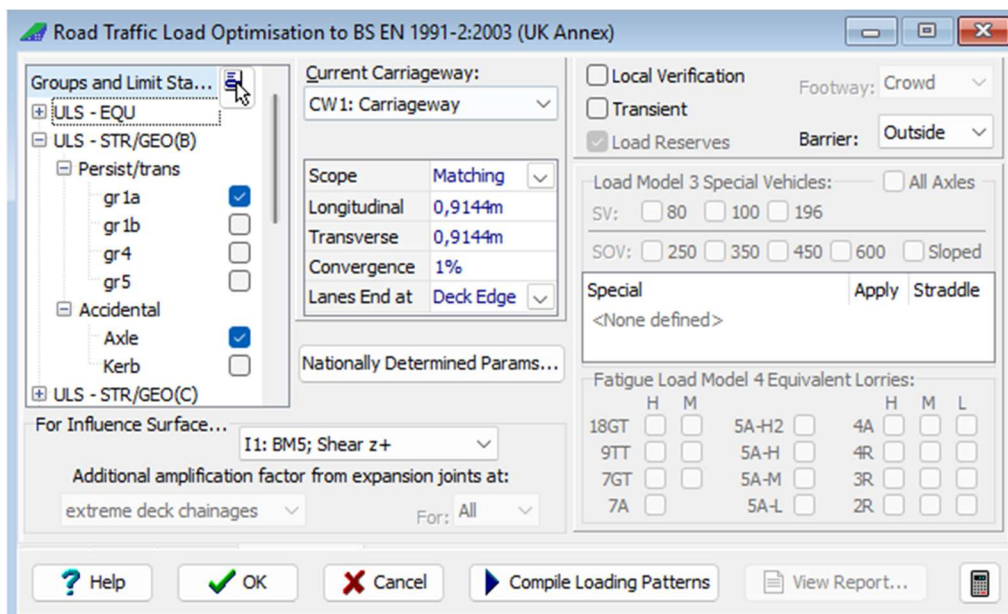
Figura 17 - Modelo 3D estrutural



Fonte: O autor (2025)

O Structural Bridge Design (SBD) faz a análise dos elementos pelo método dos elementos finitos, de forma linear-elástica, porém o mesmo não faz a análise não linear física de materiais como a plastificação do aço, fissuração progressiva do concreto etc. não análise ainda a não-linearidade geométrica, como instabilidades geométricas, efeitos de 2ª ordem. De modo que atende minimamente os requisitos da NBR 7187 (2021) e NBR 6118 (2024), sendo aceito para modelagem e análise de estruturas simples.

Figura 18 - Janela de combinações de cargas móveis (SBD 2025)



Fonte: O autor (2025)

Na Figura 18 temos a janela do software onde é programado a combinação de cargas móveis atuantes sobre a rodovia, carga de material de pavimentação, calçadas, barreiras etc. já foram adicionadas anteriormente, como cargas permanentes sobre a estrutura. Conforme esclarecido no Quadro 4, as combinações ULS e SLS para o grupo gr1a, conforme parâmetros do Eurocode + Uk Annexes, não são estritamente equivalentes ao TB-450 definido pela NBR 7187 (2021), porém são muito semelhantes, de modo que para uma estrutura como a objeto de estudo nessa pesquisa se mostram admissíveis para o dimensionamento.

Com as análises feita e atribuída as cargas nas vigas, podemos fazer a otimização da armadura de protensão das vigas Y, que resultam em um total de 19 barras de cordoalhas. Todos os resultados gerados pelo software, estão disponíveis no Anexo B deste presente trabalho, apresentando os esforços e resultantes nas vigas e lajes, conforma as combinações ULS e SLS.

3.5 DETALHAMENTO ESTRUTURAL

Com os parâmetros estruturais definidos e analisados no software SBD 2025, é necessário fazer o detalhamento da estrutura, da armadura, e demais detalhes necessários dentro do ambiente de modelagem do Autodesk Revit. O resultado desse trabalho de modelagem e detalhamento está disponível no Anexo C da presente pesquisa, não sendo objetivo desse trabalho detalhar aqui o processo de modelagem.

4 RESULTADOS E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O resultado do objetivo principal, sendo o dimensionamento e detalhamento da superestrutura da ponte foi concluído, com a estrutura analisada no Autodesk Structural Bridge Design 2025 e posteriormente detalhada no Autodesk Revit 2025. O dimensionamento da OAE foi feito dentro do possível e mais próximo das normas brasileiras, sendo academicamente equivalentes com as normas do Eurocode.

Quanto a verificação da continuidade e interoperabilidade de informação entre os softwares, visando o fluxo de trabalho BIM, concluiu-se que o mesmo atende em partes o principal objetivo da ISO 19650, tal objetivo consiste na gestão estruturada, padronizada e rastreável da informação, em um ambiente virtual como OneDrive,

SharePoint ou propriamente um ambiente comum de dados (CDE) é possível rastrear as informações e histórico de modificações por usuários, atendendo a esse critério.

Porém, como consequência desejável dessa gestão e padronização a norma almeja uma interoperabilidade e continuidade das informações modeladas nos softwares, sem a necessidade de retrabalhos de modelagem.

Nessa última parte, o fluxo não é contínuo e nem se mantém estável conforme o compartilhamento entre as plataformas. O modelo digital de terreno modelado no Autodesk Civil3D 2025, mesmo vetorizado com linhas obrigatórios e tratado os pontos por grupos, ao exportar para o Revit, a vetorização se perde, e muitos pontos são triangulados errados. É necessário assim dividir o arquivo CAD em partes, uma contendo o grupo de pontos com a malha triangulada, e outra contendo apenas as linhas obrigatórias, de modo que após gerar o sólido topográfico se faz necessário redesenhar por cima do arquivo vinculado das linhas obrigatórios do CAD, linhas divisórias do sólido topográfico no Revit, para só assim se manter a precisão do MDT.

A comunicação do Revit para o SBD também é precária, ou até propriamente dita como inexistente, diferentemente do Autodesk Robot Structural Analysis onde é possível compartilhar um modelo analítico do Revit nativamente e diretamente para o programa, para o SBD não há nenhuma conversão nativa na ferramenta de modelagem, e também não foi encontrado meios alternativos, tanto para enviar modelos (analíticos ou arquitetônicos) quanto para receber os modelos feitos no SBD, sendo assim necessário gerar todo o modelo estrutural na ferramenta de análise, copiar suas informações de dimensionamento, e então ir para o ambiente de modelagem do Revit para detalhes e projetar os elementos analisados.

Quanto a própria ferramenta de análise estrutural de pontes, no quesito de padronização como visto no capítulo anterior, o mesmo não possui os padrões normativos das NBR brasileiras, de modo que se for o caso de seguir a rigor a norma é necessário criar parâmetros personalizados de materiais e estruturas nos softwares, porém ainda fica refém das combinações e propriamente análise do modelo.

Por fim, conclui-se que os objetivos inicialmente propostos foram atendidos, de modo que foi possível avaliar criticamente a interoperabilidade entre Civil 3D, Revit e Structural Bridge Design no contexto de modelagem e análise estrutural de Obras de Arte Especiais, evidenciando tanto as potencialidades quanto as limitações dessas plataformas quando inseridas em um fluxo BIM contínuo.

O estudo permitiu avaliar que, apesar de a integração básica entre os softwares ocorrer, a continuidade e a consistência da informação, conforme se estabelece pela ISO/NBR 19650 (2021), esbarram em restrições técnicas, principalmente na transição Revit para Structural Bridge Design, onde há perdas de parametrização e falhas de reconhecimento de elementos estruturais comprometeram a automatização do processo, sendo necessário modelar separadamente em cada ferramenta. Com isso, mostrou-se que a adoção de fluxos BIM para pontes é viável, porém ainda não plenamente consolidada nos softwares analisados.

Complementarmente, este trabalho evidenciou que a modelagem de pontes sob um enfoque prático-aplicado demanda além do domínio dos softwares, mas principalmente um conhecimento e entendimento rigoroso das normas brasileiras, como a NBR 7187:2021, NBR 8681:2025, NBR 6118:2024, NBR 7188:2024 etc., cuja correta parametrização e entendimento atua diretamente na confiabilidade dos resultados. A comparação entre abordagens normativas do Eurocode e NBR demonstra que, embora o SBD ofereça capacidade para verificação estrutural, sua conformidade completa às NBR ainda requer ajustes manuais, e para alguns casos não é possível por ele próprio.

Como continuidade natural desta pesquisa, é recomendado ampliar o modelo interdisciplinar, incluindo disciplinas como drenagem, sinalização, análise geotécnicas, análise do encontro, e demais disciplinas correlatas, construindo um modelo BIM federado e totalmente compatibilizado. Também se aponta como evolução relevante a comparação entre diferentes ferramentas de análise estrutural, tais como o Autodesk Robot, CSI Bridge, OpenBridge Designer, CYPE etc., avaliando a consistência de resultados, acurácia normativa e a eficiência dos fluxos de integração entre as ferramentas.

Destarte, este trabalho não apenas documenta um fluxo de modelagem e verificação estrutural aplicável, como também evidencia lacunas e oportunidades para aprimoramento, contribuindo para a discussão da atualidade sobre a adoção efetiva de BIM em Obras de Arte Especiais no contexto brasileiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. 4 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2023. 242 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2023. 95 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concretos. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2021. 72 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2024. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2003. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15486**: Segurança no tráfego — Dispositivos de contenção viária — Diretrizes de projeto e ensaios de impacto. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 37 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 19650-1**: Organização e digitalização de informações sobre edificações e obras de engenharia – Modelagem da informação da construção (BIM) – Gerenciamento da informação usando modelagem da informação da construção – Parte 1: Conceitos e princípios. Rio de Janeiro: ABNT, 2025. 40 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 19650-2**: Organização e digitalização de informações sobre edificações e obras de engenharia – Modelagem da informação da construção (BIM) – Gerenciamento da informação usando modelagem da informação da construção – Parte 2: Fase de entrega dos ativos. Rio de Janeiro: ABNT, 2025. 30 p.

AUTODESK. **Autodesk Civil3D**: software abrangente de projeto e documentação detalhados para infraestrutura civil. software abrangente de projeto e documentação detalhados para infraestrutura civil. 2025. Disponível em: <https://www.autodesk.com/br/products/civil-3d/overview>. Acesso em: 28 maio 2025.

AUTODESK. **Autodesk Revit**: software bim para projetar e criar qualquer coisa. software BIM para projetar e criar qualquer coisa. Disponível em: <https://www.autodesk.com/br/products/revit/overview>.

AUTODESK. **Coleção Autodesk AEC**: arquitetura, engenharia e construções. Arquitetura, Engenharia e Construções. 2025. Disponível em: <https://www.autodesk.com/br/collections/architecture-engineering-construction/overview>. Acesso em: 28 maio 2025.

AUTODESK. **InfraWorks**: modele conceitos de projeto de infraestrutura e construção com o contexto do mundo real. modele conceitos de projeto de

infraestrutura e construção com o contexto do mundo real. 2025. Disponível em: <https://www.autodesk.com/br/products/infraworks/overview>.

AUTODESK. **Structural Bridge Design**: análise integrada para pontes de pequeno e médio porte. Análise integrada para pontes de pequeno e médio porte. 2025. Disponível em: <https://www.autodesk.com/br/products/structural-bridge-design/overview>. Acesso em: 28 maio 2025.

BORÇATO, Allan Guimarães; HACKBARTH, Crizane; MELO, Nicolay Damaceno Aguida. **USO DE SOFTWARES NO PROCESSO DE ENSINO-APRENDIZAGEM DOS CURSOS DE ENGENHARIA CIVIL DA EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA**. Revista Extensão & Cidadania, [S.L.], v. 10, n. 17, p. 84-100, 30 jun. 2022. Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia/Edicoes UESB. <http://dx.doi.org/10.22481/recuesb.v10i17.10524>. Disponível em: <https://app-testes-periodicos.uesb.br/index.php/recuesb/article/view/10524/6875>. Acesso em: 27 maio 2025.

BRANCHIER, Henrique Scalcon. **CONTRIBUIÇÕES DOS SOFTWARES NA APRENDIZAGEM DE ANÁLISE E CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS**. 2017. 110 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, 2017. Disponível em: <https://www.univates.br/bduserver/api/core/bitstreams/081e1af0-17b2-4256-9cc8-68e56001261c/content>. Acesso em: 27 maio 2025.

CAVALCANTE, Gustavo Henrique F. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Editora Blucher, 2019. *E-book*. p.CAPA. ISBN 9788521218623. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521218623/>. Acesso em: 12 mai. 2025.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de Rodovias 2024**. Brasília: Cnt, nov. 2024. Anual. Disponível em: <https://cnt.org.br/documento/cbf59b9e-fd1a-41fc-b230-172c4dc42100>. Acesso em: 30 mar. 2025.

COSTA, Guilherme Fernando da; SOUZA, Vinicius Hanser de. **Conservação e manutenção de pontes e de obras de artes especiais**. Gestão, Tecnologia e Inovação: Revista eletrônica dos Cursos de Engenharia, Curitiba, v. 2, n. 2, p. 1-23, dez. 2021. Semestral. Disponível em: https://www.opet.com.br/faculdade/revista-engenharias/pdf/v2n2/ConservacaoEManutencaoDePontesEDeObrasDeArteEspeciais_v2n2-7.pdf. Acesso em: 30 mar. 2025.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 121/2009 - ES**: Pontes e Viadutos rodoviários - Fundações. Rio de Janeiro: Dnit, 2009. 14 p. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servicos/dnit121_2009_es.pdf. Acesso em: 28 maio 2025.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **IPR 698**: Manual de Projetos de Obras-de-Arte Especiais. 1 ed. Rio de Janeiro: Dner, 1996. 225 p.

Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/698-manual-de-projeto-de-obras-de-arte-especiais-1.pdf>. Acesso em: 12 maio 2025

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IPR 718**: Manual de Projeto de Interseções. 2 ed. Rio de Janeiro: Dnit, 2005. 530 p. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/698-manual-de-projeto-de-obras-de-arte-especiais-1.pdf>. Acesso em: 18 novembro 2025

EL DEBS, Mounir Khalil; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**: texto provisório de apoio à disciplina SET-412. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2009. Disponível em: https://www.academia.edu/44590914/UNIVERSIDADE_DE_S%C3%83O_PAULO_ESCOLA_DE_ENGENHARIA_DE_S%C3%83O_CARLOS_DEPARTAMENTO_DE_ENGENHARIA_DE ESTRUTURAS_INTRODU%C3%87%C3%83O_%C3%80S_PONTES_DE_CONCRETO. Acesso em: 14 maio 2025.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-2: Eurocode 1 — Actions on structures-Part 2**: Traffic loads on bridges. Brussels: CEN, 2003. 164 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-3: Eurocode 2 — Design of concrete structures-Part 3**: Liquid retaining and containment structures. Brussels: CEN, 2006. 24 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-2: Eurocode 2 — Design of concrete structures-Part 2**: Concrete bridges – Design and detailing rules. Brussels: CEN, 2005. 95 p

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2 — Design of concrete structures-Part 1-1**: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004. 225 p.

FINE Software. **Cálculo de forças em encontros de pontes**. Ajuda Online — GEO5. Disponível em: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/calculo-de-forcas-em-encontros-de-pontes-01/>. Acesso em: 26 de outubro de 2025.

HOFFMANN, Ivone Catarina Simões; AFONSO, Willian Benke. **PNMR**: plano nacional de manutenção rodoviária. Brasília: Dnit, 2018. 47 slides, color, 33,87 x 19,05.

LAZZARI, Paula Manica. **Estudo de Projeto Estrutural de Ponte Rodoviária em Arco Inferior em Concreto Armado no Município de Saudades/SC**. 2008. 118 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/28542>. Acesso em: 12 maio 2025.

LEAL, Vivian. **Justiça nega indenização de R\$ 10 milhões a cidade de SC por atraso em obras do Contorno Viário**: magistrado considerou construção de túneis

e pandemia de covid-19 como fatores que provocaram atraso na conclusão do trecho. 2025. Disponível em: <https://ndmais.com.br/infraestrutura/justica-nega-indenizacao-a-cidade-de-sc-atraso-obras-do-contorno-viario/>. Acesso em: 30 mar. 2025.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2018. 246 p. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521212799/pageid/0>. Acesso em: 10 maio 2025.

MONITORAFIESC: **Contorno Viário da Grande Florianópolis**. Florianópolis. 2024. Disponível em: <https://monitora.fiesc.com.br/detalhe.php?id=174>. Acesso em: 30 mar. 2025.

NASCIMENTO, Claudia Rafaela Saraiva de Melo Simões; MORAIS, Gabriela Alves Tenório de; PALHA, Rachel Perez; DOURADO, Anísio Brasileiro de Freitas; ANDRADE, Maurício Oliveira de. **O BIM como instrumento para gestão da manutenção e operação de edificações: um panorama atual**. Gestão & Tecnologia de Projetos, São Carlos, v. 18, n. 1, p. 41–63, 2023. DOI: 10.11606/gtp.v18i1.185678. Disponível em: <https://revistas.usp.br/gestaodeprojetos/article/view/185678>. Acesso em: 7 ago. 2025.

PASSOS, Denis da Silva; VENEGA, Virginia de Sousa; ROCHA, Marcelo Lisboa. **SOFTWARES PARA SUPORTE NO ENSINO DE ENGENHARIA CIVIL: um mapeamento sistemático dos seus usos nas instituições brasileiras**. Revista Cereus, [S.L.], v. 9, n. , p. 2-18, 10 dez. 2017. <http://dx.doi.org/10.18605/2175-7275/cereus.v9nep2-18>. Disponível em: <https://ojs.unirg.edu.br/index.php/1/article/view/1865/594>. Acesso em: 27 maio 2025.

REVISTA M&T. São Paulo: Sobratema, v. **263**, maio 2022. Mensal. P. 27. Disponível em: https://revistamt.com.br/Arquivos/Edicoes/MT_263.pdf. Acesso em: 30 mar. 2025.

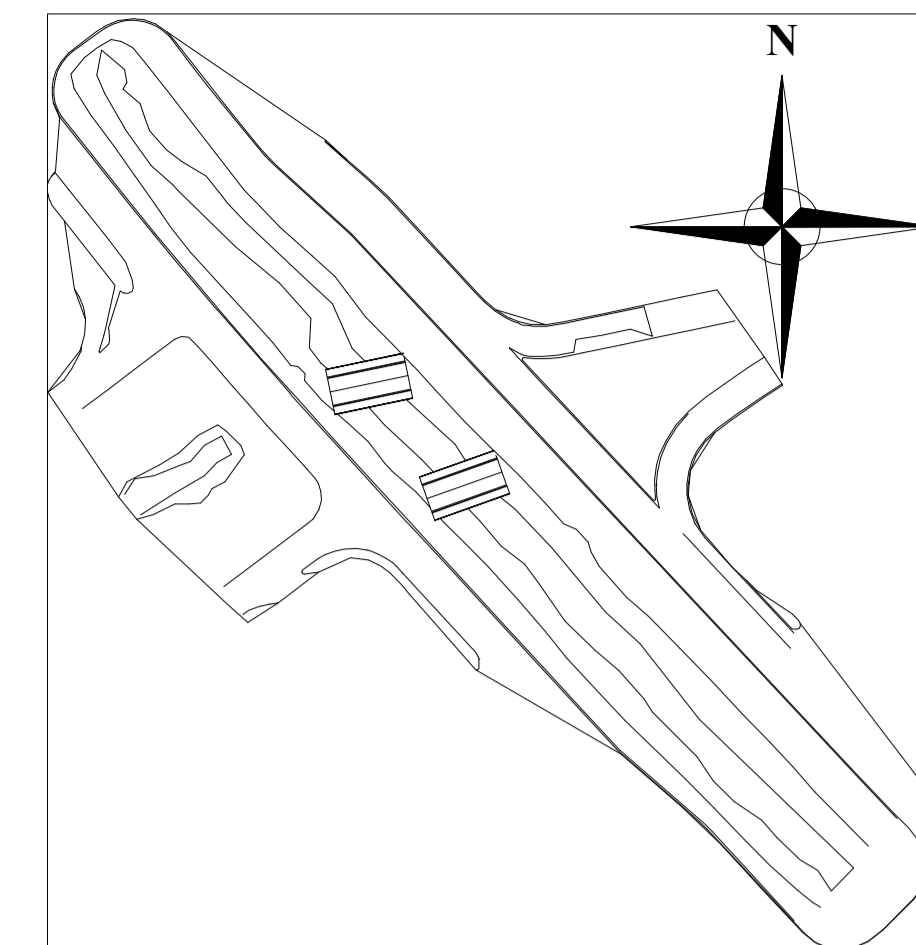
SOUZA, Aline Nacif; MOTA, Marcelo Garnier. **Dimensionamento estrutural de uma ponte em concreto armado**. 2004. 258 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2004. Disponível em: https://uenf.br/cct/leciv/files/2014/12/projeto_aline_marcelo.pdf. Acesso em: 14 maio 2025.

TIMERMAN, Julio. **INSPEÇÃO DE PONTES: o estágio atual da normalização**. São Paulo: Ibracon, 2015. 50 slides, color, 39,6 X 28,0. Disponível em: <https://abcic.org.br/Arquivos/vh4hutlk.pdf>. Acesso em: 30 mar. 2025.

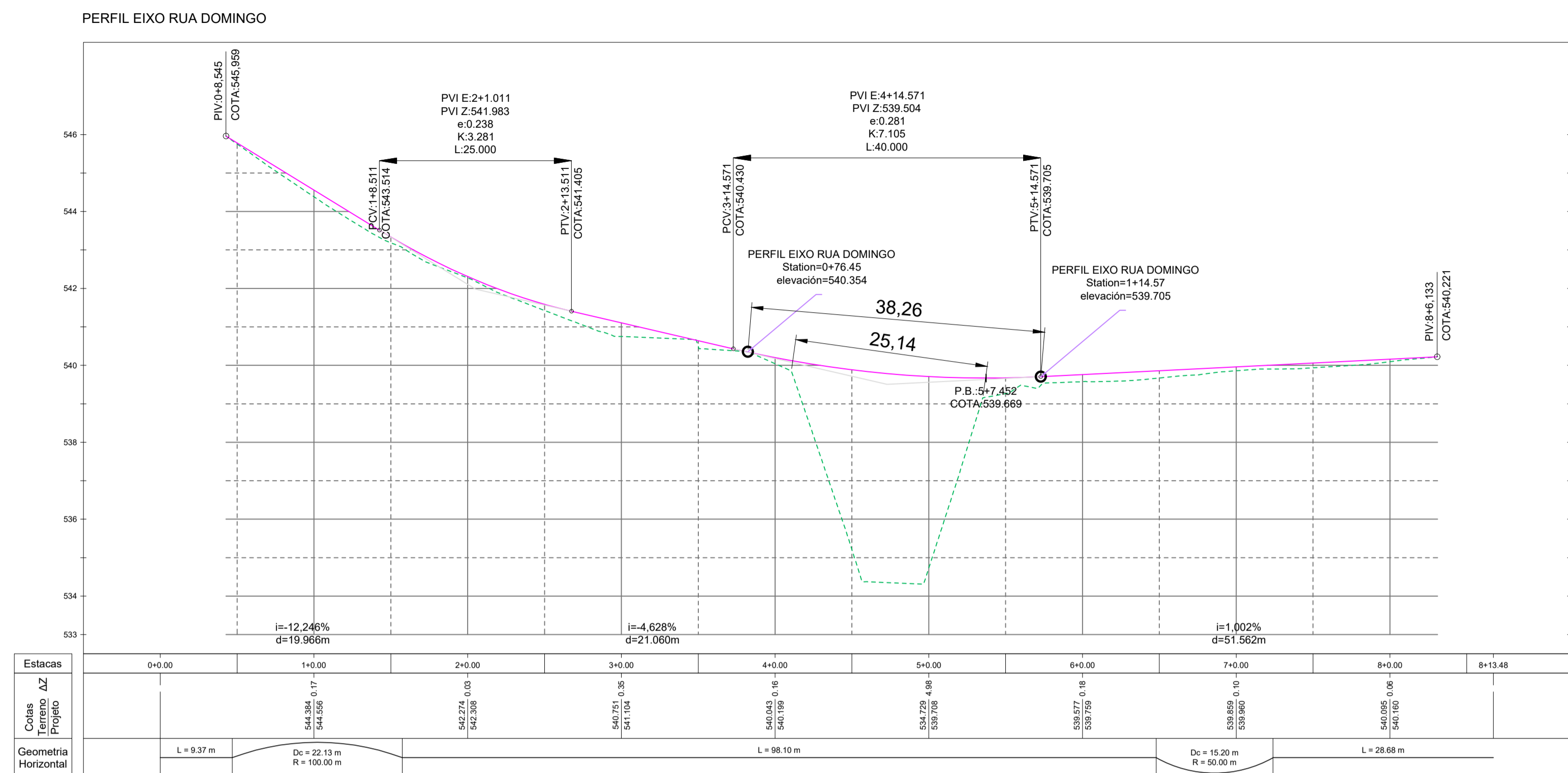
UFSC: **Mercado de Trabalho**. 2025. Disponível em: <https://infraestrutura.joinville.ufsc.br/mercado-de-trabalho/>. Acesso em: 30 mar. 2025.

VITÓRIO, Afonso. **Pontes Rodoviárias: fundamentos, conversação e gestão**. Recife: Crea-Pe, 2002. 85 p. Disponível em: https://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Pontes_Rodoviaras_Fundamentos_Conservacao_Gestao.pdf. Acesso em: 13 maio 2025.

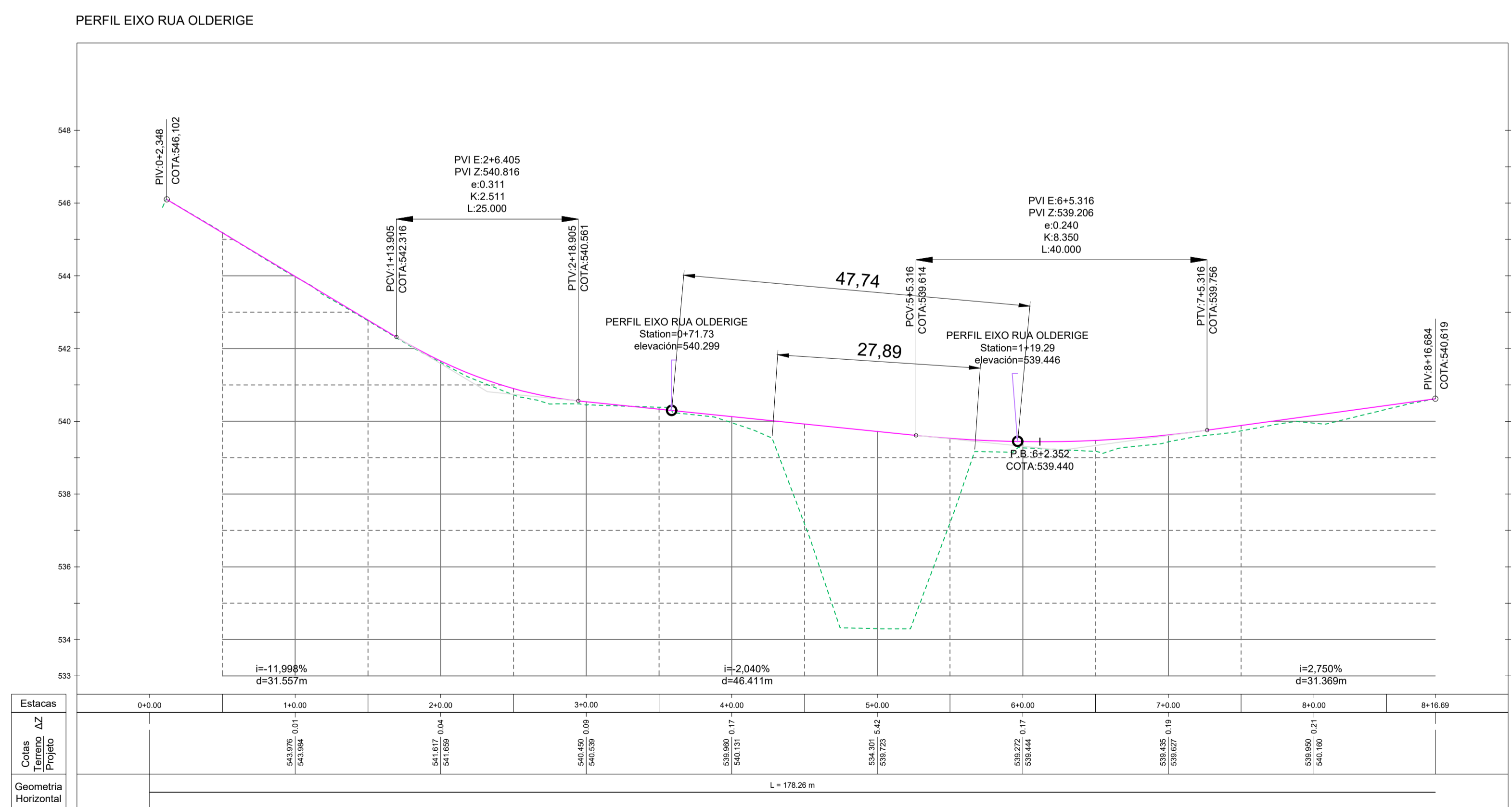
ANEXO A



00 - IMPLANTAÇÃO



0A - PERFIL EIXO RUA DOMINGO



0B - PERFIL EIXO RUA OLDERIGE

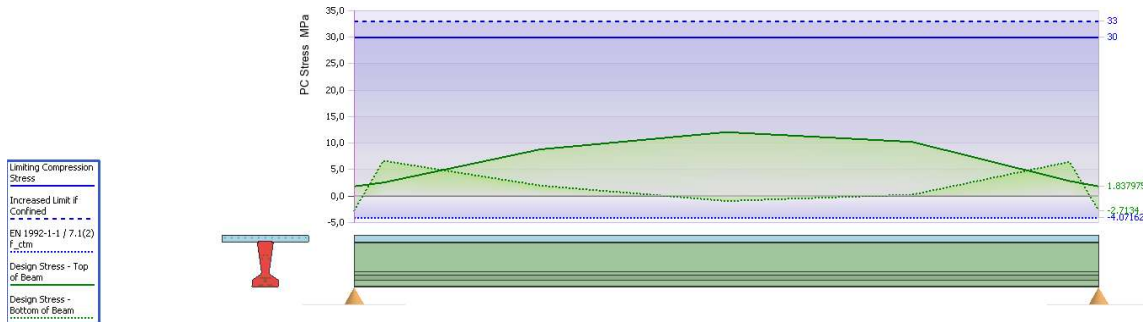
ANEXO B

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - A reduction of flange width to allow for shear lag effects may be appropriate for this beam. This software makes no allowance for this.
 Refer to EN 1992-1-1/5,3,2,1

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Bending for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Serviceability Limit State: Characteristic - EN 1990 Equation 6,14

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

No. of tendons fully bonded at this section: 0
 No. of tendons fully debonded at this section: 0
 No. of tendons deflected at this section: 0
 No. of tendons partially stressed: 20 (i.e. within the transmission length)

The prestress force in these tendons is interpolated in accordance with EN 1992-1-1 clause 8.10.2.2.

Maximum Stressing Force - EN 1992-1-1 Clause 5.10.2.1(1)P

For tendon property Grade 1600 E_p 195,0
 $k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860,0 = 1488,0$ MPa
 $k_2 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600,0 = 1440,0$ MPa

Wedge draw-in loss Clause 5.10.4(1)(i)

draw-in strain = 0,006/100,0
 = 0,00006
 loss = $E_p \cdot \text{strain}$
 = 195,0 * 0,00006
 = 11,7 MPa

Heat Curing Clause 5.10.4(1)(ii)(Note)
 Concrete is cured at ambient temperature

Immediate Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.4

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

height mm	No of tendons	f_p MPa	k_1/k_2	draw-in MPa	heat cure MPa	area mm ²	initial force kN
TOTAL	0						0,0

In accordance with clause 5.10.9(1), for SLS, the Characteristic value must be used.
 With $r_{inf} = 1,0$, $P_{k,inf} = 0,0$ kN

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

Friction Clause 5.10.4(1)(i)

All tendons are straight in this beam.

Initial Relaxation Clause 5.10.4(1)(ii)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)
 For tendon property Grade 1600 Ep 195,0
 relaxation loss at 1000 hours,

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 8,0 \% \\ \mu &= \sigma_{pi} / f_{pk} \\ &= (0,0 - 0,0 - 0,0) * 1,0 / 1860,0 \\ &= 0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{time after tensioning} &= 96,0 \text{ hours} \\ \text{for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)} \\ &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 * 8,0 * 1,0 * 0,17246 * 10^{-5} \\ &= 7,44E-5 \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	relaxation area x σ_{pi}	loss %	loss kN	After relaxation force kN	moment kN.m
TOTAL	0				0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$\begin{aligned} M_c &= 0,0 - (0,0 * 0,5760392) \\ &= 0,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / 1,2843E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / -1,614E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Self weight moment:

$$\begin{aligned} \text{c.s.a.} &= 5,372E5 \text{ mm}^2 \\ \text{density} &= 24,0 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^3 [1] \\ \text{self weight} &= 5,372E5 * 25,0 \\ &= 13,4306 \text{ kN/m} \\ \text{beam length} &= 21,0 \text{ m} \\ \text{distance} &= 0,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$M_{sw} = 0,5 * 13,4306 * 0,0 * (21,0 - 0,0) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:
 top stress = 0,0/1,2843E8 = 0,0 MPa
 bottom stress = 0,0/-1,614E8 = 0,0 MPa

Elastic Deformation - Clause 5.10.4(1)(iii)

stress at top of precast beam = 0,0 MPa
 stress at bottom of precast beam = 0,0 MPa
 depth of precast beam = 1300,0 mm
 elastic modulus of concrete at transfer = 32,9492 GPa

height mm	No of tendons	conc stress MPa	conc strain	tendon force kN	tendon moment kN.m
TOTAL	0			0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$M_{ed} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

hence,

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 - 0,0/537,22568 - 0,0/1,2843E8 \\ &= 0,0 - 0,0 - 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 - 0,0/537,22568 - 0,0/-1,614E8 \\ &= 0,0 - 0,0 - 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

After a further 0 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Max Prestress Force after transfer - EN 1992-1-1 Clause 5.10.3.(2)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_7 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 = 1395,0 \text{ MPa} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} &= 0,85 * 1600,0 = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maximum tendon stress after transfer = 1334,45 MPa
 which is not greater than 1360,0 and therefore OK.

ACTIONS DURING EXECUTION

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:

$$M_{Applied} = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:
 top stress = 0,0/1,2843E8 = 0,0 MPa

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations

M_{sw} = 0,0 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 0,0/1,2843E8
 = 0,0 MPa
 bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Time Dependent Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.6

Simplified method using Expression (5,46)

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + E_p / E_{cm} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c (1 + A_c / I_c \cdot z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

The calculated loss is apportioned partly to the precast beam alone and partly to the full composite section.

For in-situ cast at 60 days, the proportion of the loss occurring before the in-situ is cast is calculated to be 30,0 %

Losses are calculated for time $t = \infty$

Age of concrete at end of curing, $t_s = 2,0$ days
 Age of concrete at transfer, $t_0 = 4,0$ days

Age is adjusted for expression (B.5) (for cement type & temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$\text{adjusted } t_0 = t_{0,T} \cdot [(9/(2+t_{0,T}^{1,2})+1)^\alpha] \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot [(9/(2+4,0^{1,2})+1)^0]$$

$$= 4,0 \text{ days}$$

Age of concrete at time considered, $t = \infty$

EN 1992-1-1/3,3,2(8) for relaxation, t is taken as 500,000 hours

Concrete age coefficient (Expression (3,2)), β_{cc} :

$$\beta_{cc(t)} = f_{cm(t)} / f_{cm} \quad \text{Expression (3,1)}$$

$$= \exp\{s[1-\sqrt{(28/t)}]\} \quad \text{Expression (3,2)}$$

Coefficient for Class N cement, $s = 0,25$

$$\beta_{cc(t_0)} = \exp\{0,25[1-\sqrt{(28/4,0)}]\} = 0,66269$$

$$\beta_{cc(t)} = \exp\{0,25\} = 1,28403$$

Characteristic strength of concrete, $f_{ck} = 50,0$ MPa

Mean compressive strength of concrete, $f_{cm} = 50,0 + 8,0 = 58,0$ MPa
 (from Table 3.1)

$$f_{cm0} = 10,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(t_0)} = \beta_{cc(t_0)} \cdot f_{cm} = 38,4364 \text{ MPa}$$

Ambient relative humidity = 80,0 %

Notional size of member, $h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,991$ mm

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Modulus of elasticity of concrete at 28 days, $E_{cm} = 37,2779$ GPa
 Modulus of elasticity of concrete at time considered,

$$E_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{Expressions (3,5) \& (3,1)}$$

$$= 1,28403^{0,3} \cdot 37,2779$$

$$= 40,1812 \text{ GPa}$$

Area of concrete cross section, $A_c = 9,5E5$ mm²
 Perimeter of concrete cross section, $u = 8485,9$ mm
 Notional size, $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,99$ mm

Creep coefficient for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4 and Annex B.1

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.1)
 $= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.2)

for $f_{cm} > 35,0$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot h_0^{0,33}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{Expression (B.3b)}$$

$\alpha_1 = [35,0/58,0]^{0,7} = 0,70217$

$\alpha_2 = [35,0/58,0]^{0,2} = 0,90391$

$\alpha_3 = [35,0/58,0]^{0,5} = 0,77681$

$\varphi_{RH} = [1,0 + (1,0 - 0,8) / (0,1 \cdot 223,991^{0,33})] \cdot 0,70217 \cdot 0,90391$
 $= 1,11294$

$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}}$ Expression (B.4)
 $= 16,8 / \sqrt{58,0}$
 $= 2,20595$

For Permanent Loads

In the absence of heat curing $t_{0,T} = 4,0$ days
 age is adjusted for expression (B.5) (for cement type and temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + t_{0,T}^{1,2}} + 1,0 \right]^\alpha \quad \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + 4,0^{1,2}} + 1,0 \right]^0$$

$$= 4,0 \text{ day}$$

$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2})$ Expression (B.5)
 $= 1 / (0,1 + 4,0^{0,2})$
 $= 0,70446$

$\beta_c(t, t_0) = 1,0$ for time $t = \infty$
 hence from (B.1) and (B.2):
 $\varphi(t, t_0) = 1,11294 \cdot 2,20595 \cdot 0,70446$
 $= 1,72954$

Check for creep non-linearity EN 1992-1-1 clause 3.1.4(4)

At the level of the centroid of the tendons, the compressive stress in the concrete at time $t_0 = 0,0$ MPa.

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

This does not exceed $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, i.e. 22,5 MPa, so non-linear creep is not considered

Shrinkage Strain for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4(6)

Total Shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3,8)$$

Drying Shrinkage - Expression (3,9):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1,0 \text{ for } t = \infty$$

From Table 3.3:

$$k_h = 0,82600$$

From Annex B, Expression (B.11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot (\exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ \beta_{RH} &= 1,55 [1,0 - (RH/100)^3] \quad (B.12) \\ &= 0,7564 \end{aligned}$$

For cement class N,

$$\begin{aligned} \alpha_{ds1} &= 4 \\ \alpha_{ds2} &= 0,12 \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot 4,0) \cdot \exp(-0,12 \cdot 58,0 / 10,0) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 0,7564 \\ &= 211,566 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

and,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t) &= 1,0 \cdot 0,82600 \cdot 211,566 \cdot 10^{-6} \\ &= 174,755 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Autogenous Shrinkage - Expression (3,11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ \beta_{as}(t) &= 1,0 \text{ for } t = \infty \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2,5 \cdot (f_{ck} - 10,0) \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= 1,0 \cdot 100,0 \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Total Shrinkage:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \\ &= 174,75517 + 100,0 \\ &= 274,75517 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Further Relaxation Clause 5.10.6(1)(b)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\text{relaxation loss at 1000 hours, } \rho_{1000} = 8,0 \%$$

$$\text{time after tensioning} = 500000,0 \text{ hours}$$

$$\mu = 0,76790 \text{ (as calculated for initial relaxation loss above)}$$

for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)

$$\begin{aligned} &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 \cdot 8,0 \cdot 171,563 \cdot 2,94996 \cdot 10^{-5} \\ &= 0,21823 \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

With the initial relaxation deducted, the variation in tendon stress from relaxation becomes:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,21823 - 0,0492 = 0,16903$$

Summary of the above for Expression (5,46):

Estimated shrinkage strain	$\epsilon_{cs} = 274,755 \times 10^{-6}$
Creep coefficient at t for loading at t_0	$\phi(t, t_0) = 1,72954$
Relaxation,	$\Delta\sigma_{pr} = 241,433 \text{ MPa}$
Modulus of elasticity for prestressing steel	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$
Modulus of Elasticity for concrete	$E_{cm} = 40,1812 \text{ GPa}$
Area of all prestressing	$A_p = 0,0 \text{ mm}^2$
Area of concrete section	$A_c = 9,504E5 \text{ mm}^2$
Second moment of area of concrete section	$I_c = 2,39E11 \text{ mm}^4$

E_p / E_{cm}	$= 195,0 / 40,1812$	$= 4,85301$
$E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c$	$= 4,85301 * 0,0 / 9,504E5$	$= 0,0$
A_c / I_c	$= 9,504E5 / 2,39E11$	$= 3,97753$

In the table below the following vary with tendon height:

$\sigma_{c,QP}$ = Stress in concrete adjacent to tendons
 z_{cp} = Section centre of gravity to tendons
 $\phi(t, t_0)$ = Creep Coefficient (if non-linear creep is considered)

height	shrink		relax	creep		denom
	$\epsilon_{cs} \cdot E_p$		$\phi(t, t_0)$	$E_p / E_{cm} \cdot \phi \cdot \sigma$	z_{cp}	ΔP_{c+s+r}
mm	A_p mm ²	MPa	MPa	MPa	MPa	mm
		$0,8\Delta\sigma_{pr}$				kN

Total force loss: 0,0
 Total moment loss: 0,0

Moment about the centroid of the precast section:

$$M_{csr,pc} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Moment about the centroid of the composite section:

$$M_{csr,c} = 0,0 - (0,0 * 0,9185087) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses - before composite:

top stress = (0,0/5,372E5+0,0/1,284E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa
 bottom stress = (0,0/5,372E5+0,0/-1,61E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa

- after composite:

top stress = (0,0/9,504E5+0,0/6,263E8) * (1,0-0,3)
 = (0,0+0,0) * (1,0-0,3)

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$\begin{aligned} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= (0,0/9,504E5+0,0/-2,6E8) * (1,0-0,3) \\ &= (0,0+0,0) * (1,0-0,3) \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

TOTAL LOSS OF PRESTRESS SUMMARY

Initial stressing force = 0,0 kN
 Prestress after all losses at $t = \infty$ = 0,0 kN

Corresponding loss = 100 %

LIMITING STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

EN 1992-2 Clause 7.2(102)

$$\begin{aligned} k_1 \cdot f_{ck} &= 0,6 * 50,0 \\ &= 30,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

In the presence of confinement or increase in cover this may be increased by up to 10%, i.e to:

$$= 33,0 \text{ MPa}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

Exposure Class is X0

... for which crack control is carried out for the Frequent combination of loads.

$$\text{Limiting calculated crack width, } w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$$

Tendon Stress

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_5 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 \\ &= 1395,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Mean stress at current section = 0,0 MPa

LIMITING STRESSES FOR IN SITU CONCRETE

Compression

EN 1992-2-2 Clause 7.2(102)

To avoid longitudinal cracking, compressive stress is limited to:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= k_1 \cdot f_{ck} \\ &= 0,6 * 32,0 \\ &= 19,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

EN 1992-1_1 Clause 7.3

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Reinforcement

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)
 For reinforcement property Grade 500 Es 210,0 INC
 $k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,0$
 $= 400,0 \text{ MPa}$
 Maximum stress at current section = 0,0 MPa

TRANSMISSION LENGTH

Bond stress at release, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(1)

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} (t) \quad \text{Expression (8,15)}$$

where

$$f_{ctd} (t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm} (t) / \gamma_c$$

$$f_{ctm} (t) = -2,6983 \text{ MPa}^{[2]}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \quad \text{- from EN 1992-1-1/3,1,6(2)}$$

$$\begin{aligned} \text{tendon type coefficient,} & \quad \eta_{p1} = 3,2 \\ \text{bond condition coefficient,} & \quad \eta_1 = 1,0 \end{aligned}$$

hence

$$f_{ctd} (t) = 1,0 \cdot 0,7 \cdot -2,6983 / 1,5$$

$$= -1,2592 \text{ MPa}$$

and

$$f_{bpt} = 3,2 \cdot 1,0 \cdot -1,2592$$

$$= -4,0294 \text{ MPa}$$

Basic transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(2)

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Expression (8,16)}$$

where

$$\begin{aligned} \text{speed of release coefficient,} & \quad \alpha_1 = 1,0 \\ \text{tendon surface coefficient,} & \quad \alpha_2 = 0,19 \\ \text{nominal diameter of tendon,} & \quad \phi = 16,0 \text{ mm} \\ \text{tendon stress after release,} & \quad \sigma_{pm0} = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

hence

$$l_{pt} = 1,0 \cdot 0,19 \cdot 16,0 \cdot 1360,0 / 4,02939$$

$$= 1,02606 \text{ m}$$

Design value of transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(3)

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$$

$$= 0,8 \cdot 1,02606$$

$$= 0,82084 \text{ m}$$

SLS STRESS SUMMARY TABLE

minimum for girder bottom extreme fibre

force kN	moment kN.m	Concrete Stresses (MPa)			
		In situ		Precast	
		top	bottom	top	bottom

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

CHARACTERISTIC PERMANENT ACTIONS AND PRESTRESS

Prestress ^[3]	0,0	0,0			0,0	0,0
Self Weight		0,0			0,0	0,0
<hr/>						
Prestress + Self Weight					0,0	0,0
Elastic Def	0,0	0,0			0,0	0,0
<hr/>						
TRANSFER	0,0	0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx B	0,0	0,0			0,0	0,0
Erection ^[4]		0,0			0,0	0,0
In situ 1A		0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx A	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Diff. Shr. 1	1004,01	445,22	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
Diff. Shr. 2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

TOTAL PERMANENT EFFECTS -0,5145 -0,8145 1,76727 -0,6550

VARIABLE ACTIONS - CHARACTERISTIC COMBINATION

Traffic

Selected case:

Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	ψ_0 0,75
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,75
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224		
Total (in Combination)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534		

Differential Temperature - Cooling

Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583		
Total (in Combination)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235		

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6.14b:

- a) Traffic as leading action + ψ_0 (Thermal + Other)
- b) Thermal as leading action + ψ_0 (Traffic + Other)
- c) Other as leading action + ψ_0 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

- i) temperature restraint alone
- ii) differential temperature: Heating

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (iii/v) as leading action

No adverse traffic effects are present
 Thermal -1,7345 0,42278 0,0707 -2,0583
 No adverse other effects are present

TOTAL VARIABLE ACTIONS	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	-2,249	-0,3918	1,83797	-2,7134

VARIABLE ACTIONS - FREQUENT COMBINATION

Traffic

Selected case:						ψ_2
$\psi_1 = 0,75$						
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$\psi_1 = 0,75$						
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

$\psi_1 = 0,6$						
Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224
Diff. Tmp H2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534	
Total (in Combination)	:	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111	

Differential Temperature - Cooling

$\psi_1 = 0,6$						
Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583
Diff. Tmp C2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235	
Total (in Combination)	:	-0,8672	0,21139	0,03535	-1,0292	

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6,15b:

- a) ψ_1 (Traffic) as leading action + ψ_2 (Thermal + Other)
- b) ψ_1 (Thermal) as leading action + ψ_2 (Traffic + Other)
- c) ψ_1 (Other) as leading action + ψ_2 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

- i) temperature restraint alone

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (iii/v) as leading action

No adverse traffic effects are present				
$\psi_1 \times$ Thermal	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235
No adverse other effects are present				
TOTAL VARIABLE ACTIONS	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	-1,5552	-0,5609	1,80969	-1,8901

SLS FLEXURE EN 1992-1-1 Clause 7.4.3 calculated for uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

(Note that the reported values of deflections for live loadings are exaggerated when these are derived from enveloped effects)

Elastic Modulus at Transfer, $E_T = 32,9492$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 3.1.3(3) and 3.1.2(6),
 for age, $t_0 = 4,0$ days]

Intermediate Term Elastic Modulus, $E_I = 20,8059$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 7.4.3(5) at 60,0 days,
 for which $\phi = 0,79169$]

Effective Elastic Modulus for time dependant effects, $E_E = 25,5586$ GPa
 Creep at time considered, $\phi = 1,72786$
 % creep occurring before insitu cast, $\phi_{tc\%} = 0,79169/1,72786$
 $= 45,8194\%$

Ageing factor, $\chi = 0,8$
 $E_E = E_S \cdot (\phi_{tc\%} + ((1-\phi_{tc\%}) / (1 + \chi \cdot \phi)))$

Short Term Elastic Modulus E_{cm} , $E_S = 37,2779$ GPa

Precast section height = 1300,0 mm

	Precast Stress (MPa)	E	Strain ($\times 10^{-6}$)	Curvature ($\times 10^{-6}$) (rad/m)	Deflection (mm)	Here	Max.
At Transfer	τ 0,0	E_T	0,0	0,0	0,0	8,32663	
	β 0,0		0,0				
At Erection	τ 0,0	E_I	0,0	0,0	0,0	11,5202	
	β 0,0		0,0				

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Long-term Dead	T	1,76727				
	B	-0,6550				
Dead Stress Increment	T	0,0	E_E	0,0	0,0	0,0 -19,689
	B	0,0		0,0		
Total Dead Load deflection					0,0	0,0 -11,362
Traffic gr1a 1	T	7,1E-18	E_S	1,9E-16	2,2E-16	0,0 -2,808
	B	-4,E-18		-1,E-17		
Extreme in-service					2,2E-16	0,0 -14,17

-
- [1] Refer to EN 1991-1-1 Table A.1 Note 1)
 - [2] For the derivation of this value refer to the limiting stress calculations for transfer
 - [3] includes draw-in and initial relaxation
 - [4] Self Weight deducted

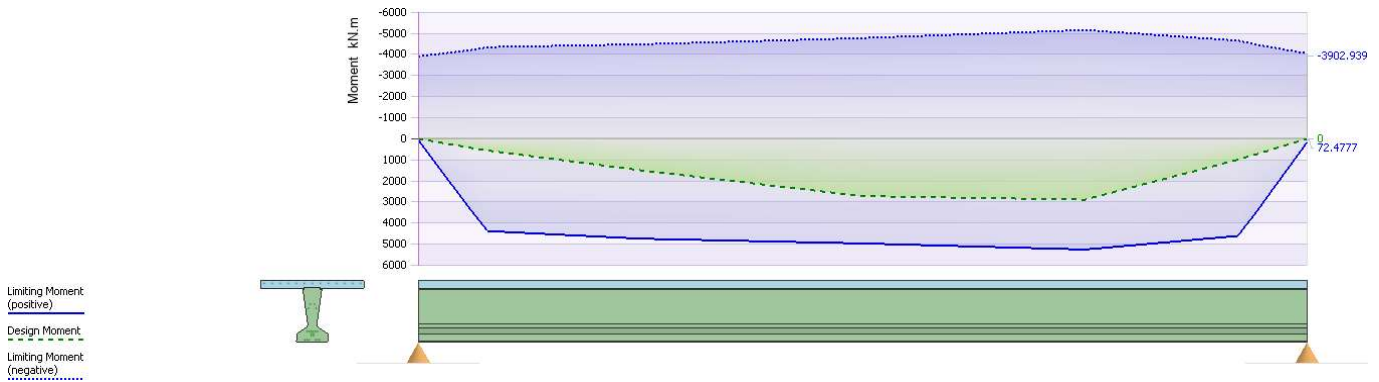
End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Bending for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Ultimate Limit State: Persistent / Transient - EN 1990 Equation 6,10

ULS Stress / Strain summary for section with HOGGING moment

Location		strain	stress MPa	height mm
Precast beam	- top	-0,022596	0,0	1300,0
	- bottom	0,003496	28,3333	0,0
In situ stage 1	- top	-0,025606	0,0	1450,0
	- bottom	-0,021994	0,0	1270,0
Tendon	- top	-0,014567	-1391,3	900,0
	- bottom	0,0022918	0,0	60,0
Reinforcement	- top	-0,024352	-465,1	1387,5
	- bottom	-0,024352	-465,1	1387,5

Resistance of section = -3902,94 kN.m

ULS Stress / Strain summary for section with SAGGING moment

Location		strain	stress MPa	height mm
Precast beam	- top	-0,007862	0,0	1300,0
	- bottom	-0,106333	0,0	0,0
In situ stage 1	- top	0,0035	18,1333	1450,0
	- bottom	-0,010134	0,0	1270,0

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Tendon	- top	-0,038161	-1391,3	900,0
	- bottom	-0,101788	-1391,3	60,0
Reinforcement	- top	-0,001234	-259,18	1387,5
	- bottom	-0,001234	-259,18	1387,5

Resistance of section = 72,4777 kN.m

TRANSMISSION and ANCHORAGE

Bond stress at release, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(1)

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad \text{Expression (8,15)}$$

where

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

$$f_{ctm}(t) = -2,6983 \text{ MPa}^{[1]}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \quad \text{- from EN 1992-1-1/3,1,6(2)}$$

tendon type coefficient,	$\eta_{p1} =$	3,2
bond condition coefficient,	$\eta_1 =$	1,0

hence

$$f_{ctd}(t) = 1,0 * 0,7 * -2,6983 / 1,5 = -1,2592 \text{ MPa}$$

and

$$f_{bpt} = 3,2 * 1,0 * -1,2592 = -4,0294 \text{ MPa}$$

Basic transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(2)

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Expression (8,16)}$$

where

speed of release coefficient,	$\alpha_1 =$	1,0
tendon surface coefficient,	$\alpha_2 =$	0,19
nominal diameter of tendon,	$\phi =$	16,0 mm
tendon stress after release,	$\sigma_{pm0} =$	1360,0 MPa

hence

$$l_{pt} = 1,0 * 0,19 * 16,0 * 1360,0 / 4,02939 = 1,02606 \text{ m}$$

Design value of transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(3)

$$l_{pt2} = 1,2 * l_{pt} = 1,2 * 1,02606 = 1,23127 \text{ m}$$

Anchorage of the tendons for the ultimate limit state:

Bond stress for anchorage EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.3(2)

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad \text{Expression (8,20)}$$

where

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm} / \gamma_c = 1,0 * 0,7 * -4,0716 / 1,5 = -1,9001 \text{ MPa}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

tendon type coefficient, $\eta_{p2} = 1,2$

hence

$$f_{bpd} = 1,2 * 1,0 * -1,9001 = -2,2801 \text{ MPa}$$

Total anchorage length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.3(4)

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm \infty}) / f_{bpd} \quad \text{Expression (8,21)}$$

For a tendon stressed to its limit,

stress in tendon, $\sigma_{pd} = 0,0 \text{ MPa}$
 prestress after all losses, $\sigma_{pm \infty} = 0,0 \text{ MPa}^{[2]}$

hence

$$l_{bpd} = 1,23127 + 0,19 * 16,0 * (0,0 - 0,0) / -2,2801 = 1,23127 \text{ m}$$

SUMMARY OF ACTIONS

PERMANENT ACTIONS

ACTION TYPE		MOMENT kN.m	AXIAL kN
Beam erection before composite	=	0,0	0,0
Construction stage 1A	=	0,0	0,0
Differential Shrinkage / creep	=	0,0	0,0 ^[3]
TOTAL PERMANENT ACTIONS, $\gamma_G \times G_k$		0,0	0,0

VARIABLE ACTIONS

ACTION TYPE		MOMENT kN.m	AXIAL kN	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Differential Temperature - Heating	=	0,0	0,0	0,6	0,6	0,5
Differential Temperature - Cooling	=	0,0	0,0	0,6	0,6	0,5
Traffic gr1a TS - for Bending desi	=	0,0	0,0	0,75	0,75	0,0
Traffic gr1a UDL - for Bending des	=	0,0	0,0	0,75	0,75	0,0

TOTAL VARIABLE ACTIONS, $\gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$ "+" $\Sigma \gamma_{Q,i} \times \psi_0 \times Q_{k,i}$

TOTAL VARIABLE ACTIONS, $Q_{k,i}$ "+" $\Sigma \psi_0 \times Q_{k,i}$

Thermal effects are set to zero when not adverse.^[4]

Traffic leading:	Traffic	0,0	0,0
	$\psi_0 \times$ Thermal	0,0	0,0
	$\psi_0 \times$ Other	0,0	0,0
	Total	0,0	0,0
Thermal leading:	$\psi_0 \times$ Traffic	0,0	0,0
	Thermal	0,0	0,0
	$\psi_0 \times$ Other	0,0	0,0
	Total	0,0	0,0

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Other leading:	$\psi_0 \times \text{Traffic}$	0,0	0,0
	$\psi_0 \times \text{Thermal}$	0,0	0,0
	Other	0,0	0,0
		0,0	0,0
	Total	0,0	0,0

Critical case is with traffic leading

TOTAL COMBINATION

 0,0 0,0

-
- [1] For the derivation of this value refer to the limiting stress calculations for transfer
 - [2] Typical value used - varies for each tendon
 - [3] Shrinkage effects are excluded at ULS in accordance with EN1992-1-1/2.3.2.2(2)
 - [4] Thermal effects are excluded at ULS in accordance with EN 1992-1-1/2.3.1.2

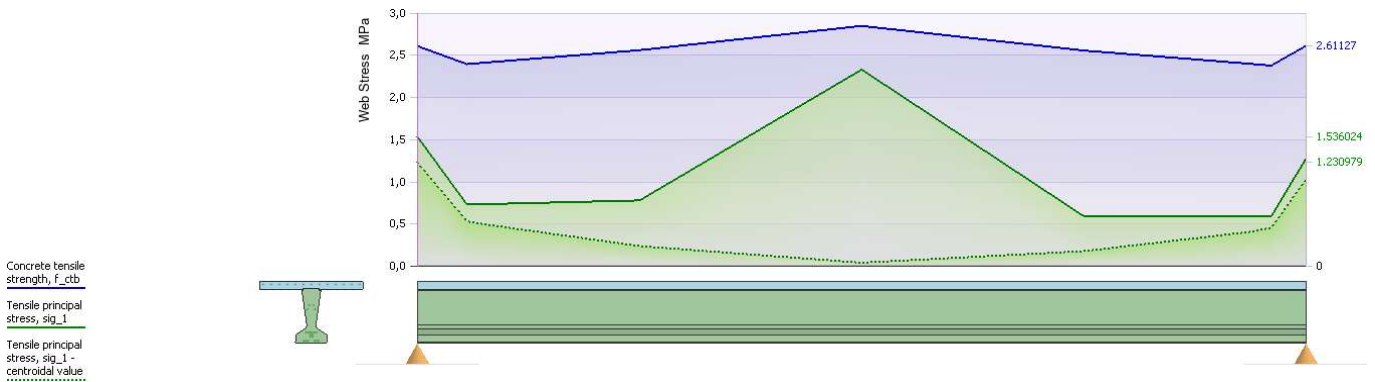
End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears at time $t = \infty$
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - The frequent combination of actions is normally used for cracking calculations in sections with bonded tendons.
 Refer to EN 1992-2 clause 7.3.1.

WARNING - This analysis assumes that all tension steel (A_s) is adequately anchored to resist the required tensile forces.
 (Refer to clause 6.2.1(7), Figure 6.3, and clause 6.2.3(7) of EN1992-1-1).

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Shear for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Serviceability Limit State: Characteristic - EN 1990 Equation 6,14

SUMMARY OF ACTIONS

PERMANENT ACTIONS

ACTION TYPE	SHEAR kN	MOMENT kN.m	AXIAL kN
Beam erection before composite	= 140,78563	0,0	0,0
Construction stage 1A	= 112,18485	0,0	0,0
Differential Shrinkage / creep	= 0,0351563	0,0	0,0
TOTAL PERMANENT ACTIONS,	G_k 253,00564	0,0	0,0

VARIABLE ACTIONS

ACTION TYPE	SHEAR kN	MOMENT kN.m	AXIAL kN	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic gr1a TS - for Shear design	= 319,922	-773,08	773,363	0,75	0,75	0,0
Traffic gr1a UDL - for Shear design	= 127,9	-418,7	431,763	0,75	0,75	0,0
Traffic gr1a Footway - for Shear design	= 5,19902	-16,071	23,9775	0,4	0,4	0,0 [1]

TOTAL VARIABLE ACTIONS, $Q_{k,1}$ "+" $\Sigma \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$

Traffic leading:	Traffic	453,0203	-1207,853	1229,1039
	$\psi_0 \times$ Other	0,0	0,0	0,0

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears at time t=infinity
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

	Total	453,0203	-1207,853	1229,1039
Other leading:	$\psi_0 \times$ Traffic	337,94557	-900,265	913,43577
	Other	0,0	0,0	0,0
	Total	337,94557	-900,265	913,43577

Critical case is with traffic leading

TOTAL COMBINATION

706,02594 -1207,853 1229,1039

WEB SHEAR CRACKING EN 1992-2 Annex QQ

Characteristic strength of concrete in web, $f_{ck} = 50,0$ MPa
 Characteristic tensile strength 5% fractile, $f_{ctk;0,05} = -2,8501$ MPa
 Design shear on precast section before composite, $V_{Ed,1} = 252,97048$ kN
 Total design shear on precast section, $V_{Ed} = 706,02594$ kN
 Design shear on precast section after composite, $V_{Ed,2} = 453,05545$ kN

Stress in precast from Prestress P and bending M_{Ed} :
 at the top of the precast section, $\sigma_a = -0,6352$ MPa
 at the bottom of the precast section, $\sigma_b = 5,93642$ MPa

Height of precast section, $h = 1300,0$ mm

Principal tensile stress is checked at the level of the centroid, and in addition at 100 points through the depth of the section to find the critical level.

First check at the composite section centroid:

At the composite section centroid, $z_{f,max} = 918,50872$ mm

At this height:
 width of precast section, $b = 356,35459$ mm
 direct stress, $\sigma_{c1} = \sigma_b + z_{f,max} / h * (\sigma_a - \sigma_b)$
 $= 5,93642 + 918,509 / 1300,0 * (-0,6352 - 5,93642)$
 $= 1,29327$ MPa

For precast section:
 area beyond level $z_{f,max}$ $A_1 = 1,526E5$ mm²
 first moment of area $(A.z)_1 = 8,196E7$ mm³
 second moment of area $I_{yy,1} = 9,2977E10$ mm⁴

Shear stress at height $z_{f,max}$ $\tau_{yz,Ed,1} = V_{Ed,1} * (A.z)_1 / (I_{yy,1} . b)$
 $= 252,97 * 8,196E7 / (9,2977E10 * 356,355)$
 $= 0,62575$ MPa

For composite section:

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears at time t=infinity
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

area beyond level $z_{f,max}$ (transformed) $A_2 = 3,846E5 \text{ mm}^2$
 first moment of area $(A.z)_2 = 2,137E8 \text{ mm}^3$
 second moment of area $I_{yy,2} = 2,3894E11 \text{ mm}^4$

Shear stress at level $z_{f,max}$ $\tau_{yz,Ed,2} = V_{Ed,2} * (A.z)_2 / (I_{yy,2} .b)$
 $= 453,055 * 2,137E8 / (2,3894E11 * 356,355)$
 $= 1,137 \text{ MPa}$

total shear stress, $\tau_{yz,Ed} = 0,62575 + 1,137$
 $= 1,76275$

From Mohr's circle:

centre, $\sigma_{c0} = 0,5 * (1,29327 + 0,0) = 0,64663 \text{ MPa}$
 radius, $\sigma_r = \sqrt{[\tau_{yz,Ed}^2 + (\sigma_{c1} - \sigma_{c0})^2]} = 1,87762 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = 0,64663 + 1,87762 = 2,52425 \text{ MPa}$
 $\sigma_1 = 0,64663 - 1,87762 = -1,231 \text{ MPa}$

From Expression QQ.101, and using Annex QQ sign convention,

$\sigma_1 = 1,23098 \text{ MPa}$
 $f_{ctb} = [1 - 0,8 * (\sigma_3 / f_{ck})] . f_{ctk;0,05}$
 $= 0,95961 * 2,85014$
 $= 2,73503 \text{ MPa}$

Now checking through the depth of the section:

Level at which critical tension stress occurs, $z_{f,max} = 442,0 \text{ mm}^{(2)}$

At this height:

width of precast section, $b = 218,2 \text{ mm}$

direct stress, $\sigma_{c1} = \sigma_b + z_{f,max} / h * (\sigma_a - \sigma_b)$
 $= 5,93642 + 442,0 / 1300,0 * (-0,6352 - 5,93642)$
 $= 3,70207 \text{ MPa}$

For precast section:

area beyond level $z_{f,max}$ $A_1 = 2,489E5 \text{ mm}^2$
 first moment of area $(A.z)_1 = 9,905E7 \text{ mm}^3$
 second moment of area $I_{yy,1} = 9,2977E10 \text{ mm}^4$

Shear stress at height $z_{f,max}$ $\tau_{yz,Ed,1} = V_{Ed,1} * (A.z)_1 / (I_{yy,1} .b)$
 $= 252,97 * 9,905E7 / (9,2977E10 * 218,2)$
 $= 1,23507 \text{ MPa}$

For composite section:

area beyond level $z_{f,max}$ (transformed) $A_2 = 2,489E5 \text{ mm}^2$
 first moment of area $(A.z)_2 = 1,843E8 \text{ mm}^3$
 second moment of area $I_{yy,2} = 2,3894E11 \text{ mm}^4$

Shear stress at level $z_{f,max}$ $\tau_{yz,Ed,2} = V_{Ed,2} * (A.z)_2 / (I_{yy,2} .b)$
 $= 453,055 * 1,843E8 / (2,3894E11 * 218,2)$
 $= 1,60145 \text{ MPa}$

total shear stress, $\tau_{yz,Ed} = 1,23507 + 1,60145$
 $= 2,83652$

From Mohr's circle:

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
Project: TCC
Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
Calc. By: L.M.
Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
Analysis: Shears at time t=infinity
EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$\begin{aligned} \text{centre, } \sigma_{c0} &= 0,5 * (3,70207 + 0,0) &&= 1,85104 \text{ MPa} \\ \text{radius, } \sigma_r &= \sqrt{[\tau_{yz,Ed}^2 + (\sigma_{c1} - \sigma_{c0})^2]} &&= 3,38706 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= 1,85104 + 3,38706 = 5,23809 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 1,85104 - 3,38706 = -1,536 \text{ MPa} \end{aligned}$$

From Expression QQ.101, and using Annex QQ sign convention,

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 1,53602 \text{ MPa} \\ f_{ctb} &= [1 - 0,8 * (\sigma_3 / f_{ck})] * f_{ctk,0,05} \\ &= 0,91619 * 2,85014 \\ &= 2,61127 \text{ MPa} \end{aligned}$$

which is greater than σ_1 , so minimum reinforcement in accordance with 7,3,2 should be provided.

- [1] EN 1991-2 Clause 4.5.2 excludes the footway loading from the frequent action of LM1
[2] Nearest multiple of depth/100

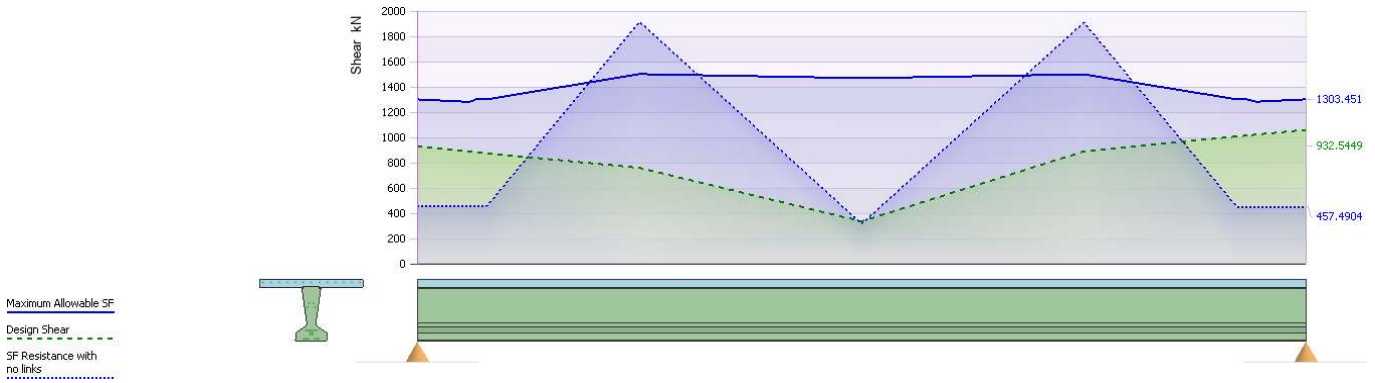
End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - This analysis assumes that all tension steel (A_s) is adequately anchored to resist the required tensile forces.
 (Refer to clause 6.2.1(7), Figure 6.3, and clause 6.2.3(7) of EN1992-1-1).

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Shear for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Ultimate Limit State: Persistent / Transient - EN 1990 Equation 6,10

SUMMARY OF ACTIONS

PERMANENT ACTIONS

ACTION TYPE	SHEAR kN	MOMENT kN.m	AXIAL kN
Beam erection before composite	= 190,0606	0,0	0,0
Construction stage 1A	= 151,44955	0,0	0,0
Differential Shrinkage / creep	= 0,0	0,0	0,0 ^[1]
TOTAL PERMANENT ACTIONS, $\gamma_G \times G_k$	341,51015	0,0	0,0

VARIABLE ACTIONS

ACTION TYPE ^[2]	SHEAR kN	MOMENT kN.m	AXIAL kN	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic gr1a TS - for Shear design	= 409,57	-1314,4	1389,56	0,75	0,75	0,0
Traffic gr1a UDL - for Shear design	= 172,012	-621,42	652,695	0,75	0,75	0,0
Traffic gr1a Footway - for Shear design	= 9,45206	-29,232	43,6389	0,4	0,4	0,0 ^[3]

TOTAL VARIABLE ACTIONS, $\gamma_{Q,1} \times Q_{k,1}$ "+" $\Sigma \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$

Traffic leading:	Traffic	591,0347	-1965,015	2085,8892
	$\psi_0 \times$ Other	0,0	0,0	0,0
	Total	591,0347	-1965,015	2085,8892
Other leading:	$\psi_0 \times$ Traffic	439,96781	-1463,53	1549,1433
	Other	0,0	0,0	0,0

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Total	439,96781	-1463,53	1549,1433
-------	-----------	----------	-----------

Critical case is with traffic leading

TOTAL COMBINATION

932,54485	-1965,015	2085,8892
-----------	-----------	-----------

This section is within a distance d from the face of a support. The following clauses therefore apply:

Clause 6.2.1(8)

The design shear reinforcement is taken as that which is required at the section a distance d from the face of the support.

A check is carried out below that V_{Ed} does not exceed $V_{Rd,max}$.

Clause 6.2.2(6) and 6.2.3(8)

The load reduction factor β is not readily applicable to typical bridge loading, and it is conservative to ignore this clause.

Clause 6.2.3(103) and 6.2.3(4)

Shear Resistance with design shear reinforcement

characteristic strength of shear rft,	$f_{yk} = 500,0$ MPa
material partial factor	$\gamma_s = 1,15$
design strength of shear rft f_{yk} / γ_s ,	$f_{ywd} = 434,783$ MPa
characteristic strength of concrete	$f_{ck} = 50,0$ MPa
material partial factor	$\gamma_c = 1,5$
ULS concrete strength coefficient,	$\alpha_{cc} = 1,0$
design strength of concrete $f_{ck} / \gamma_c * \alpha_{cc}$,	$f_{cd} = 33,3333$ MPa
angle between compression strut & beam axis,	$\theta = 21,8014^\circ$
	$\cot\theta = 2,5$
angle between shear rft and beam axis,	$\alpha = \pi/2$ rad
axial force in cross section,	$N_{Ed} = 2085,89$ kN
area of concrete cross section,	$A_c = 9,504E5$ mm ²
concrete compressive stress N_{Ed} / A_c ,	$\sigma_{cp} = 2085,89 / 9,504E5$ $= 2,19479$ MPa
effective depth,	$d = 1387,5$ mm
distance from edge of support,	$a = 0,0$ mm

Maximum Shear Force Value

The maximum value of shear resistance is given by:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad \text{Expression (6,14)}$$

compression chord stress coefficient, α_{cw} : (Note 3)

for section $< 0,5d \cdot \cot\theta$ from support, $\alpha_{cw} = 1,0$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 Analysis: Shears
 EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
 Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

minimum width between tension and compression chords,
 $b_w = 216,0 \text{ mm}$
 inner lever arm,
 $z = 1093,75 \text{ mm}^{[4]}$
 strength reduction factor, v_1 :

$$v = 0,6[1,0 - f_{ck}/250] \quad \text{Expression (6,6N)}$$

$$= 0,6*(1,0 - 50,0/250,0)$$

$$= 0,48$$

$$v_1 = v(1 - 0,5\cos\alpha)$$

$$= 0,48$$

$$\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} =$$

$$= 1,0*216,0*1093,75*0,48*33,3333$$

$$= 3780,01 \text{ kN}$$

since $\alpha = \pi/2$, the expression (6,14) reduces to:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad \text{Expression (6,9)}$$

$$= 3780,01 / (2,5 + 0,4)$$

$$= 1303,45 \text{ kN}$$

which is greater than $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ (932,545 kN) and therefore OK.

Summary of link requirements along the beam:

dimension from left beam end m	A_{sw} / s mm ² /mm	M_{Rd} / M_{Ed} [5]	Spacing in mm for link diameter 10,0mm [6]
0,0	0,74637	5,19	210,456
1,23127	0,74637	5,19	210,456
1,3875	0,74637	5,19	210,456
1,63759	0,73951	6,77	212,408
5,25	0,24437		642,778
10,5	0,28433	1,41	552,455
15,75	0,24437		642,778
19,3624	0,84927	8,14	184,957
19,6125	0,85613	5,66	183,476
19,83	0,85613	5,66	183,476
21,0	0,85613	5,66	183,476

The interface shear requirement may be critical.

Warning: At the locations indicated in the table above, additional longitudinal reinforcement is required to carry the shear in the tension chord of the truss. The reinforcement requirements are calculated in the results for the relevant design location.

- [1] Shrinkage effects are excluded at ULS in accordance with EN1992-1-1/2.3.2.2(2)
- [2] Thermal effects are not considered for ULS Shear in accordance with EN1992-1-1/2.3.1.2(2)
- [3] EN 1991-2 Clause 4.5.2 excludes the footway loading from the frequent action of LM1
- [4] The inner lever arm is derived by analysing the section for the resistance moment and dividing the moment by the reinforcement tension force. (Using the resistance moment gives a conservative result).
- [5] The reduced resistance moment M_{Rd} is calculated for locations where design shear reinforcement is required. M_{Rd}/M_{Ed} must be greater than 1.0.



Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
Project: TCC
Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
Calc. By: L.M.
Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 20:30:19

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
Analysis: Shears
EN 1990 Equation 6.10 ULS Persistent / Transient
Load case: Traffic gr1a TS - for Shear design 1
Section Ref 1 at 0m from left end of beam

[6] Based on 2 legs (double this value if using 4 legs)

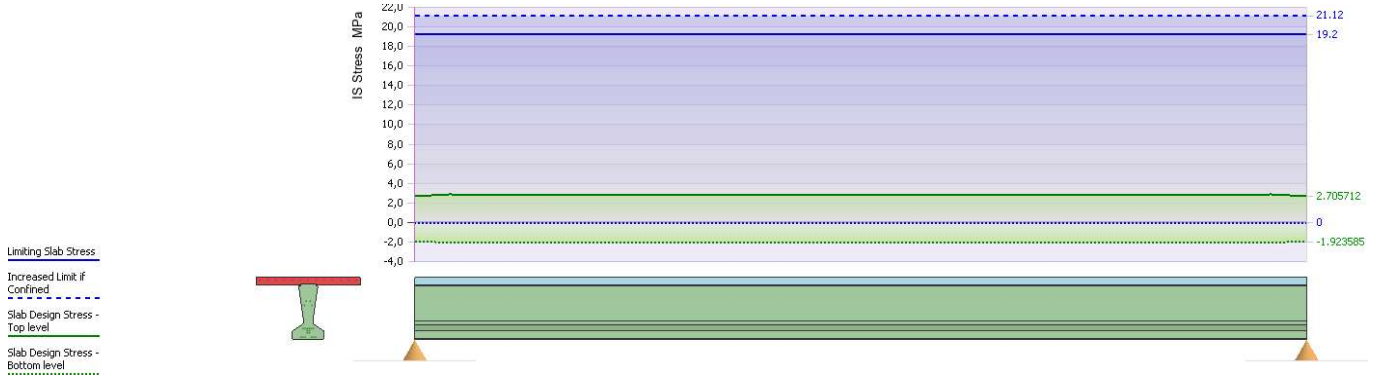
End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - A reduction of flange width to allow for shear lag effects may be appropriate for this beam. This software makes no allowance for this.
 Refer to EN 1992-1-1/5,3,2,1

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Bending for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Serviceability Limit State: Characteristic - EN 1990 Equation 6,14

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

No. of tendons fully bonded at this section: 0
 No. of tendons fully debonded at this section: 0
 No. of tendons deflected at this section: 0
 No. of tendons partially stressed: 20 (i.e. within the transmission length)

The prestress force in these tendons is interpolated in accordance with EN 1992-1-1 clause 8.10.2.2.

Maximum Stressing Force - EN 1992-1-1 Clause 5.10.2.1(1)P

For tendon property Grade 1600 E_p 195,0

$$k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860,0 = 1488,0 \text{ MPa}$$

$$k_2 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600,0 = 1440,0 \text{ MPa}$$

Wedge draw-in loss Clause 5.10.4(1)(i)

$$\text{draw-in strain} = 0,006/100,0 = 0,00006$$

$$\text{loss} = E_p \cdot \text{strain} = 195,0 \cdot 0,00006 = 11,7 \text{ MPa}$$

Heat Curing Clause 5.10.4(1)(ii)(Note)
 Concrete is cured at ambient temperature

Immediate Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.4

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

height mm	No of tendons	f_p MPa	k_1/k_2	draw-in MPa	heat cure MPa	area mm ²	initial force kN
TOTAL	0						0,0

In accordance with clause 5.10.9(1), for SLS, the Characteristic value must be used.
 With $r_{inf} = 1,0$, $P_{k,inf} = 0,0$ kN

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

Friction Clause 5.10.4(1)(i)

All tendons are straight in this beam.

Initial Relaxation Clause 5.10.4(1)(ii)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)
 For tendon property Grade 1600 Ep 195,0
 relaxation loss at 1000 hours,

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 8,0 \% \\ \mu &= \sigma_{pi} / f_{pk} \\ &= (0,0 - 0,0 - 0,0) * 1,0 / 1860,0 \\ &= 0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{time after tensioning} &= 96,0 \text{ hours} \\ \text{for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)} \\ &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 * 8,0 * 1,0 * 0,17246 * 10^{-5} \\ &= 7,44E-5 \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	relaxation area x σ_{pi}	loss %	loss kN	After relaxation force kN	moment kN.m
TOTAL	0				0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$\begin{aligned} M_c &= 0,0 - (0,0 * 0,5760392) \\ &= 0,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / 1,2843E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / -1,614E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Self weight moment:

$$\begin{aligned} \text{c.s.a.} &= 5,372E5 \text{ mm}^2 \\ \text{density} &= 24,0 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^3 [1] \\ \text{self weight} &= 5,372E5 * 25,0 \\ &= 13,4306 \text{ kN/m} \\ \text{beam length} &= 21,0 \text{ m} \\ \text{distance} &= 0,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$M_{sw} = 0,5 * 13,4306 * 0,0 * (21,0 - 0,0) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Elastic Deformation - Clause 5.10.4(1)(iii)

$$\begin{aligned} \text{stress at top of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{stress at bottom of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{depth of precast beam} &= 1300,0 \text{ mm} \\ \text{elastic modulus of concrete at transfer} &= 32,9492 \text{ GPa} \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	conc stress MPa	conc strain	tendon force kN	tendon moment kN.m
TOTAL	0			0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$M_{ed} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

hence,

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

After a further 0 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Max Prestress Force after transfer - EN 1992-1-1 Clause 5.10.3.(2)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_7 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 = 1395,0 \text{ MPa} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} &= 0,85 * 1600,0 = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maximum tendon stress after transfer = 1334,45 MPa
 which is not greater than 1360,0 and therefore OK.

ACTIONS DURING EXECUTION

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:

$$M_{Applied} = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations

M_{sw} = 0,0 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 0,0/1,2843E8
 = 0,0 MPa
 bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Time Dependent Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.6

Simplified method using Expression (5,46)

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + E_p / E_{cm} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c (1 + A_c / I_c \cdot z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

The calculated loss is apportioned partly to the precast beam alone and partly to the full composite section.

For in-situ cast at 60 days, the proportion of the loss occurring before the in-situ is cast is calculated to be 30,0 %

Losses are calculated for time $t = \infty$

Age of concrete at end of curing, $t_s = 2,0$ days
 Age of concrete at transfer, $t_0 = 4,0$ days

Age is adjusted for expression (B.5) (for cement type & temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$\text{adjusted } t_0 = t_{0,T} \cdot [(9/(2+t_{0,T}^{1,2})+1)^\alpha] \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 * [(9/(2+4,0^{1,2})+1)^0]$$

$$= 4,0 \text{ days}$$

Age of concrete at time considered, $t = \infty$

EN 1992-1-1/3,3,2(8) for relaxation, t is taken as 500,000 hours

Concrete age coefficient (Expression (3,2)), β_{cc} :

$$\beta_{cc(t)} = f_{cm(t)} / f_{cm} \quad \text{Expression (3,1)}$$

$$= \exp\{s[1-\sqrt{(28/t)}]\} \quad \text{Expression (3,2)}$$

Coefficient for Class N cement, $s = 0,25$

$$\beta_{cc(t_0)} = \exp\{0,25[1-\sqrt{(28/4,0)}]\} = 0,66269$$

$$\beta_{cc(t)} = \exp\{0,25\} = 1,28403$$

Characteristic strength of concrete, $f_{ck} = 50,0$ MPa

Mean compressive strength of concrete, $f_{cm} = 50,0 + 8,0 = 58,0$ MPa
 (from Table 3.1)

$$f_{cm0} = 10,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(t_0)} = \beta_{cc(t_0)} \cdot f_{cm} = 38,4364 \text{ MPa}$$

Ambient relative humidity = 80,0 %

Notional size of member, $h_0 = 2A_c / u = 2 * 9,504E5 / 8485,89 = 223,991$ mm

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Modulus of elasticity of concrete at 28 days, $E_{cm} = 37,2779$ GPa
 Modulus of elasticity of concrete at time considered,

$$E_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{Expressions (3,5) \& (3,1)}$$

$$= 1,28403^{0,3} \cdot 37,2779$$

$$= 40,1812 \text{ GPa}$$

Area of concrete cross section, $A_c = 9,5E5$ mm²
 Perimeter of concrete cross section, $u = 8485,9$ mm
 Notional size, $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,99$ mm

Creep coefficient for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4 and Annex B.1

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.1)
 $= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.2)

for $f_{cm} > 35,0$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot h_0^{0,33}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{Expression (B.3b)}$$

$\alpha_1 = [35,0 / 58,0]^{0,7} = 0,70217$

$\alpha_2 = [35,0 / 58,0]^{0,2} = 0,90391$

$\alpha_3 = [35,0 / 58,0]^{0,5} = 0,77681$

$$\varphi_{RH} = [1,0 + (1,0 - 0,8) / (0,1 \cdot 223,991^{0,33})] \cdot 0,70217 \cdot 0,90391$$

$$= 1,11294$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}} \quad \text{Expression (B.4)}$$

$$= 16,8 / \sqrt{58,0}$$

$$= 2,20595$$

For Permanent Loads

In the absence of heat curing $t_{0,T} = 4,0$ days
 age is adjusted for expression (B.5) (for cement type and temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + t_{0,T}^{1,2}} + 1,0 \right]^\alpha \quad \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + 4,0^{1,2}} + 1,0 \right]^0$$

$$= 4,0 \text{ day}$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) \quad \text{Expression (B.5)}$$

$$= 1 / (0,1 + 4,0^{0,2})$$

$$= 0,70446$$

$\beta_c(t, t_0) = 1,0$ for time $t = \infty$

hence from (B.1) and (B.2):

$$\varphi(t, t_0) = 1,11294 \cdot 2,20595 \cdot 0,70446$$

$$= 1,72954$$

Check for creep non-linearity EN 1992-1-1 clause 3.1.4(4)

At the level of the centroid of the tendons, the compressive stress in the concrete at time $t_0 = 0,0$ MPa.

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

This does not exceed $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, i.e. 22,5 MPa, so non-linear creep is not considered

Shrinkage Strain for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4(6)

Total Shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3,8)$$

Drying Shrinkage - Expression (3,9):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1,0 \text{ for } t = \infty$$

From Table 3.3:

$$k_h = 0,82600$$

From Annex B, Expression (B.11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 [(220+110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot (\exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0}))] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ \beta_{RH} &= 1,55 [1,0 - (RH/100)^3] \quad (B.12) \\ &= 0,7564 \end{aligned}$$

For cement class N,

$$\begin{aligned} \alpha_{ds1} &= 4 \\ \alpha_{ds2} &= 0,12 \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 [(220+110 \cdot 4,0) \cdot \exp(-0,12 \cdot 58,0/10,0)] \cdot 10^{-6} \cdot 0,7564 \\ &= 211,566 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

and,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t) &= 1,0 \cdot 0,82600 \cdot 211,566 \cdot 10^{-6} \\ &= 174,755 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Autogenous Shrinkage - Expression (3,11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ \beta_{as}(t) &= 1,0 \text{ for } t = \infty \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2,5 \cdot (f_{ck} - 10,0) \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= 1,0 \cdot 100,0 \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Total Shrinkage:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \\ &= 174,75517 + 100,0 \\ &= 274,75517 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Further Relaxation Clause 5.10.6(1)(b)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\text{relaxation loss at 1000 hours, } \rho_{1000} = 8,0 \%$$

$$\text{time after tensioning} = 500000,0 \text{ hours}$$

$$\mu = 0,76790 \text{ (as calculated for initial relaxation loss above)}$$

for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)

$$\begin{aligned} &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 \cdot 8,0 \cdot 171,563 \cdot 2,94996 \cdot 10^{-5} \\ &= 0,21823 \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

With the initial relaxation deducted, the variation in tendon stress from relaxation becomes:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,21823 - 0,0492 = 0,16903$$

Summary of the above for Expression (5,46):

Estimated shrinkage strain	$\epsilon_{cs} = 274,755 \times 10^{-6}$
Creep coefficient at t for loading at t_0	$\phi(t, t_0) = 1,72954$
Relaxation,	$\Delta\sigma_{pr} = 241,433 \text{ MPa}$
Modulus of elasticity for prestressing steel	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$
Modulus of Elasticity for concrete	$E_{cm} = 40,1812 \text{ GPa}$
Area of all prestressing	$A_p = 0,0 \text{ mm}^2$
Area of concrete section	$A_c = 9,504E5 \text{ mm}^2$
Second moment of area of concrete section	$I_c = 2,39E11 \text{ mm}^4$

E_p / E_{cm}	$= 195,0 / 40,1812$	$= 4,85301$
$E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c$	$= 4,85301 * 0,0 / 9,504E5$	$= 0,0$
A_c / I_c	$= 9,504E5 / 2,39E11$	$= 3,97753$

In the table below the following vary with tendon height:

$\sigma_{c,QP}$ = Stress in concrete adjacent to tendons
 z_{cp} = Section centre of gravity to tendons
 $\phi(t, t_0)$ = Creep Coefficient (if non-linear creep is considered)

height	shrink		relax	creep		denom
	$\epsilon_{cs} \cdot E_p$		$\phi(t, t_0)$	$E_p / E_{cm} \cdot \phi \cdot \sigma$	z_{cp}	ΔP_{c+s+r}
mm	A_p mm ²	MPa	MPa	MPa	MPa	mm
		$0,8\Delta\sigma_{pr}$				kN

Total force loss: 0,0
 Total moment loss: 0,0

Moment about the centroid of the precast section:

$$M_{csr,pc} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Moment about the centroid of the composite section:

$$M_{csr,c} = 0,0 - (0,0 * 0,9185087) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses - before composite:

top stress = (0,0/5,372E5+0,0/1,284E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa
 bottom stress = (0,0/5,372E5+0,0/-1,61E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa

- after composite:

top stress = (0,0/9,504E5+0,0/6,263E8) * (1,0-0,3)
 = (0,0+0,0) * (1,0-0,3)

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
Project: TCC
Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
Calc. By: L.M.
Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$\begin{aligned} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= (0,0/9,504E5+0,0/-2,6E8) * (1,0-0,3) \\ &= (0,0+0,0) * (1,0-0,3) \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

TOTAL LOSS OF PRESTRESS SUMMARY

Initial stressing force = 0,0 kN
Prestress after all losses at $t = \infty$ = 0,0 kN

Corresponding loss = 100 %

LIMITING STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

EN 1992-2 Clause 7.2(102)

$$\begin{aligned} k_1 \cdot f_{ck} &= 0,6 * 50,0 \\ &= 30,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

In the presence of confinement or increase in cover this may be increased by up to 10%, i.e to:

$$= 33,0 \text{ MPa}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

Exposure Class is X0

... for which crack control is carried out for the Frequent combination of loads.

Limiting calculated crack width, $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$

At this location however, the extreme fibre is not in tension.

Tendon Stress

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_5 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 \\ &= 1395,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Mean stress at current section = 0,0 MPa

LIMITING STRESSES FOR IN SITU CONCRETE

Compression

EN 1992-2-2 Clause 7.2(102)

To avoid longitudinal cracking, compressive stress is limited to:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= k_1 \cdot f_{ck} \\ &= 0,6 * 32,0 \\ &= 19,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

EN 1992-1_1 Clause 7.3

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Reinforcement

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)
 For reinforcement property Grade 500 Es 210,0 INC
 $k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,0$
 $= 400,0 \text{ MPa}$
 Maximum stress at current section = 0,0 MPa

TRANSMISSION LENGTH

Bond stress at release, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(1)

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad \text{Expression (8,15)}$$

where

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

$$f_{ctm}(t) = -2,6983 \text{ MPa}^{[2]}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \quad \text{- from EN 1992-1-1/3,1,6(2)}$$

tendon type coefficient, $\eta_{p1} = 3,2$
 bond condition coefficient, $\eta_1 = 1,0$

hence

$$f_{ctd}(t) = 1,0 \cdot 0,7 \cdot -2,6983 / 1,5$$

$$= -1,2592 \text{ MPa}$$

and

$$f_{bpt} = 3,2 \cdot 1,0 \cdot -1,2592$$

$$= -4,0294 \text{ MPa}$$

Basic transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(2)

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Expression (8,16)}$$

where

speed of release coefficient, $\alpha_1 = 1,0$
 tendon surface coefficient, $\alpha_2 = 0,19$
 nominal diameter of tendon, $\phi = 16,0 \text{ mm}$
 tendon stress after release, $\sigma_{pm0} = 1360,0 \text{ MPa}$

hence

$$l_{pt} = 1,0 \cdot 0,19 \cdot 16,0 \cdot 1360,0 / 4,02939$$

$$= 1,02606 \text{ m}$$

Design value of transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(3)

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$$

$$= 0,8 \cdot 1,02606$$

$$= 0,82084 \text{ m}$$

SLS STRESS SUMMARY TABLE

minimum for girder top extreme fibre

		Concrete Stresses (MPa)			
force kN	moment kN.m	In situ		Precast	
		top	bottom	top	bottom

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

CHARACTERISTIC PERMANENT ACTIONS AND PRESTRESS

Prestress ^[3]	0,0	0,0			0,0	0,0
Self Weight					0,0	0,0
<hr/>						
Prestress + Self Weight					0,0	0,0
Elastic Def	0,0	0,0			0,0	0,0
<hr/>						
TRANSFER	0,0	0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx B	0,0	0,0			0,0	0,0
Erection ^[4]		0,0			0,0	0,0
In situ 1A		0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx A	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Diff. Shr. 1	1004,01	445,22	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
Diff. Shr. 2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

TOTAL PERMANENT EFFECTS -0,5145 -0,8145 1,76727 -0,6550

VARIABLE ACTIONS - CHARACTERISTIC COMBINATION

Traffic

Selected case:							ψ_0
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,75
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,75
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224		
Total (in Combination)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534		

Differential Temperature - Cooling

Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583		
Total (in Combination)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235		

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6,14b:

- a) Traffic as leading action + ψ_0 (Thermal + Other)
- b) Thermal as leading action + ψ_0 (Traffic + Other)
- c) Other as leading action + ψ_0 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

- i) temperature restraint alone

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (ii/iv) as leading action

No adverse traffic effects are present
 Thermal 3,22027 -1,109 -1,1414 1,64224
 No adverse other effects are present

TOTAL VARIABLE ACTIONS	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	2,70571	-1,9236	0,62584	0,98717

VARIABLE ACTIONS - FREQUENT COMBINATION

Traffic

Selected case:							Ψ_2
$\psi_1 = 0,75$							
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$\psi_1 = 0,75$							
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

$\psi_1 = 0,6$							
Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534		
Total (in Combination)	:	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111		

Differential Temperature - Cooling

$\psi_1 = 0,6$							
Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235		
Total (in Combination)	:	-0,8672	0,21139	0,03535	-1,0292		

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6,15b:

- a) ψ_1 (Traffic) as leading action + ψ_2 (Thermal + Other)
- b) ψ_1 (Thermal) as leading action + ψ_2 (Traffic + Other)
- c) ψ_1 (Other) as leading action + ψ_2 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- i) temperature restraint alone
- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (ii/iv) as leading action

No adverse traffic effects are present				
ψ_1 x Thermal	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534
No adverse other effects are present				
TOTAL VARIABLE ACTIONS	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	1,4176	-1,48	1,08242	0,33028

SLS FLEXURE EN 1992-1-1 Clause 7.4.3 calculated for uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

(Note that the reported values of deflections for live loadings are exaggerated when these are derived from enveloped effects)

Elastic Modulus at Transfer, $E_T = 32,9492$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 3.1.3(3) and 3.1.2(6),
 for age, $t_0 = 4,0$ days]
 Intermediate Term Elastic Modulus, $E_I = 20,8059$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 7.4.3(5) at 60,0 days,
 for which $\phi = 0,79169$]
 Effective Elastic Modulus for time dependant effects, $E_E = 25,5586$ GPa
 Creep at time considered, $\phi = 1,72786$
 % creep occurring before insitu cast, $\phi_{tc\%} = 0,79169/1,72786$
 $= 45,8194\%$
 Ageing factor, $\chi = 0,8$
 $E_E = E_S \cdot (\phi_{tc\%} + ((1-\phi_{tc\%}) / (1 + \chi \cdot \phi)))$
 Short Term Elastic Modulus E_{cm} , $E_S = 37,2779$ GPa

Precast section height = 1300,0 mm

	Precast		Curvature	Deflection
	Stress E	Strain	($\times 10^{-6}$)	(mm)
	(MPa)	($\times 10^{-6}$)	(rad/m)	Here Max.
At Transfer	T 0,0	E_T	0,0	0,0
	B 0,0		0,0	8,32663
At Erection	T 0,0	E_I	0,0	0,0
	B 0,0		0,0	11,5202

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.14 SLS Characteristic
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Long-term Dead	T	1,76727				
	B	-0,6550				
Dead Stress Increment	T	0,0	E_E	0,0	0,0	-19,689
	B	0,0		0,0		
Total Dead Load deflection					0,0	-11,362
Traffic gr1a 1	T	7,1E-18	E_S	1,9E-16	2,2E-16	-2,808
	B	-4,E-18		-1,E-17		
Extreme in-service					2,2E-16	-14,17

- [1] Refer to EN 1991-1-1 Table A.1 Note 1)
 [2] For the derivation of this value refer to the limiting stress calculations for transfer
 [3] includes draw-in and initial relaxation
 [4] Self Weight deducted

End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - A reduction of flange width to allow for shear lag effects may be appropriate for this beam. This software makes no allowance for this.
 Refer to EN 1992-1-1/5,3,2,1

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Bending for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Serviceability Limit State: Frequent - EN 1990 Equation 6,15

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

No. of tendons fully bonded at this section: 0
 No. of tendons fully debonded at this section: 0
 No. of tendons deflected at this section: 0
 No. of tendons partially stressed: 20 (i.e. within the transmission length)

The prestress force in these tendons is interpolated in accordance with EN 1992-1-1 clause 8.10.2.2.

Maximum Stressing Force - EN 1992-1-1 Clause 5.10.2.1(1)P

For tendon property Grade 1600 E_p 195,0

$$k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860,0 = 1488,0 \text{ MPa}$$

$$k_2 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600,0 = 1440,0 \text{ MPa}$$

Wedge draw-in loss Clause 5.10.4(1)(i)

$$\text{draw-in strain} = 0,006/100,0 = 0,00006$$

$$\text{loss} = E_p \cdot \text{strain} = 195,0 \cdot 0,00006 = 11,7 \text{ MPa}$$

Heat Curing Clause 5.10.4(1)(ii)(Note)
 Concrete is cured at ambient temperature

Immediate Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.4

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

height mm	No of tendons	f_p MPa	k_1/k_2	draw-in MPa	heat cure MPa	area mm ²	initial force kN
TOTAL	0						0,0

In accordance with clause 5.10.9(1), for SLS, the Characteristic value must be used.
 With $r_{inf} = 1,0$, $P_{k,inf} = 0,0$ kN

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

Friction Clause 5.10.4(1)(i)

All tendons are straight in this beam.

Initial Relaxation Clause 5.10.4(1)(ii)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)
 For tendon property Grade 1600 Ep 195,0
 relaxation loss at 1000 hours,

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 8,0 \% \\ \mu &= \sigma_{pi} / f_{pk} \\ &= (0,0 - 0,0 - 0,0) * 1,0 / 1860,0 \\ &= 0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{time after tensioning} &= 96,0 \text{ hours} \\ \text{for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)} \\ &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 * 8,0 * 1,0 * 0,17246 * 10^{-5} \\ &= 7,44E-5 \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	relaxation area x σ_{pi}	loss %	loss kN	After relaxation force kN	moment kN.m
TOTAL	0				0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$\begin{aligned} M_c &= 0,0 - (0,0 * 0,5760392) \\ &= 0,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / 1,2843E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / -1,614E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Self weight moment:

$$\begin{aligned} \text{c.s.a.} &= 5,372E5 \text{ mm}^2 \\ \text{density} &= 24,0 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^3 [1] \\ \text{self weight} &= 5,372E5 * 25,0 \\ &= 13,4306 \text{ kN/m} \\ \text{beam length} &= 21,0 \text{ m} \\ \text{distance} &= 0,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$M_{sw} = 0,5 * 13,4306 * 0,0 * (21,0 - 0,0) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Elastic Deformation - Clause 5.10.4(1)(iii)

$$\begin{aligned} \text{stress at top of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{stress at bottom of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{depth of precast beam} &= 1300,0 \text{ mm} \\ \text{elastic modulus of concrete at transfer} &= 32,9492 \text{ GPa} \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	conc stress MPa	conc strain	tendon force kN	tendon moment kN.m
--------------	------------------	-----------------------	----------------	-----------------------	--------------------------

TOTAL	0			0,0	0,0
-------	---	--	--	-----	-----

Moment about the centroid of the precast beam:

$$M_{ed} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

hence,

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

After a further 0 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Max Prestress Force after transfer - EN 1992-1-1 Clause 5.10.3.(2)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_7 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 = 1395,0 \text{ MPa} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} &= 0,85 * 1600,0 = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maximum tendon stress after transfer = 1334,45 MPa
 which is not greater than 1360,0 and therefore OK.

ACTIONS DURING EXECUTION

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:

$$M_{Applied} = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations

M_{sw} = 0,0 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 0,0/1,2843E8
 = 0,0 MPa
 bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Time Dependent Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.6

Simplified method using Expression (5,46)

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + E_p / E_{cm} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c (1 + A_c / I_c \cdot z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

The calculated loss is apportioned partly to the precast beam alone and partly to the full composite section.

For in-situ cast at 60 days, the proportion of the loss occurring before the in-situ is cast is calculated to be 30,0 %

Losses are calculated for time $t = \infty$

Age of concrete at end of curing, $t_s = 2,0$ days
 Age of concrete at transfer, $t_0 = 4,0$ days

Age is adjusted for expression (B.5) (for cement type & temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$\text{adjusted } t_0 = t_{0,T} \cdot [(9/(2+t_{0,T}^{1,2})+1)^\alpha] \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot [(9/(2+4,0^{1,2})+1)^0]$$

$$= 4,0 \text{ days}$$

Age of concrete at time considered, $t = \infty$

EN 1992-1-1/3,3,2(8) for relaxation, t is taken as 500,000 hours

Concrete age coefficient (Expression (3,2)), β_{cc} :

$$\beta_{cc(t)} = f_{cm(t)} / f_{cm} \quad \text{Expression (3,1)}$$

$$= \exp\{s[1-\sqrt{(28/t)}]\} \quad \text{Expression (3,2)}$$

Coefficient for Class N cement, $s = 0,25$

$$\beta_{cc(t_0)} = \exp\{0,25[1-\sqrt{(28/4,0)}]\} = 0,66269$$

$$\beta_{cc(t)} = \exp\{0,25\} = 1,28403$$

Characteristic strength of concrete, $f_{ck} = 50,0$ MPa

Mean compressive strength of concrete, $f_{cm} = 50,0 + 8,0 = 58,0$ MPa
 (from Table 3.1)

$$f_{cm0} = 10,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(t_0)} = \beta_{cc(t_0)} \cdot f_{cm} = 38,4364 \text{ MPa}$$

Ambient relative humidity = 80,0 %

Notional size of member, $h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,991$ mm

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Modulus of elasticity of concrete at 28 days, $E_{cm} = 37,2779$ GPa
 Modulus of elasticity of concrete at time considered,

$$E_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{Expressions (3,5) \& (3,1)}$$

$$= 1,28403^{0,3} \cdot 37,2779$$

$$= 40,1812 \text{ GPa}$$

Area of concrete cross section, $A_c = 9,5E5$ mm²
 Perimeter of concrete cross section, $u = 8485,9$ mm
 Notional size, $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,99$ mm

Creep coefficient for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4 and Annex B.1

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.1)
 $= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0)$ Expression (B.2)

for $f_{cm} > 35,0$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot h_0^{0,33}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{Expression (B.3b)}$$

$\alpha_1 = [35,0 / 58,0]^{0,7} = 0,70217$

$\alpha_2 = [35,0 / 58,0]^{0,2} = 0,90391$

$\alpha_3 = [35,0 / 58,0]^{0,5} = 0,77681$

$$\varphi_{RH} = [1,0 + (1,0 - 0,8) / (0,1 \cdot 223,991^{0,33})] \cdot 0,70217 \cdot 0,90391$$

$$= 1,11294$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}} \quad \text{Expression (B.4)}$$

$$= 16,8 / \sqrt{58,0}$$

$$= 2,20595$$

For Permanent Loads

In the absence of heat curing $t_{0,T} = 4,0$ days
 age is adjusted for expression (B.5) (for cement type and temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + t_{0,T}^{1,2}} + 1,0 \right]^\alpha \quad \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + 4,0^{1,2}} + 1,0 \right]^0$$

$$= 4,0 \text{ day}$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) \quad \text{Expression (B.5)}$$

$$= 1 / (0,1 + 4,0^{0,2})$$

$$= 0,70446$$

$\beta_c(t, t_0) = 1,0$ for time $t = \infty$
 hence from (B.1) and (B.2):

$$\varphi(t, t_0) = 1,11294 \cdot 2,20595 \cdot 0,70446$$

$$= 1,72954$$

Check for creep non-linearity EN 1992-1-1 clause 3.1.4(4)

At the level of the centroid of the tendons, the compressive stress in the concrete at time $t_0 = 0,0$ MPa.

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

This does not exceed $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, i.e. 22,5 MPa, so non-linear creep is not considered

Shrinkage Strain for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4(6)

Total Shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3,8)$$

Drying Shrinkage - Expression (3,9):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1,0 \text{ for } t = \infty$$

From Table 3.3:

$$k_h = 0,82600$$

From Annex B, Expression (B.11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 [(220+110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot (\exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0}))] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ \beta_{RH} &= 1,55 [1,0 - (RH/100)^3] \quad (B.12) \\ &= 0,7564 \end{aligned}$$

For cement class N,

$$\begin{aligned} \alpha_{ds1} &= 4 \\ \alpha_{ds2} &= 0,12 \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 [(220+110 \cdot 4,0) \cdot \exp(-0,12 \cdot 58,0/10,0)] \cdot 10^{-6} \cdot 0,7564 \\ &= 211,566 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

and,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t) &= 1,0 \cdot 0,82600 \cdot 211,566 \cdot 10^{-6} \\ &= 174,755 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Autogenous Shrinkage - Expression (3,11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ \beta_{as}(t) &= 1,0 \text{ for } t = \infty \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2,5 \cdot (f_{ck} - 10,0) \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= 1,0 \cdot 100,0 \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Total Shrinkage:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \\ &= 174,75517 + 100,0 \\ &= 274,75517 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Further Relaxation Clause 5.10.6(1)(b)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\text{relaxation loss at 1000 hours, } \rho_{1000} = 8,0 \%$$

$$\text{time after tensioning} = 500000,0 \text{ hours}$$

$$\mu = 0,76790 \text{ (as calculated for initial relaxation loss above)}$$

for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)

$$\begin{aligned} &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 \cdot 8,0 \cdot 171,563 \cdot 2,94996 \cdot 10^{-5} \\ &= 0,21823 \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

With the initial relaxation deducted, the variation in tendon stress from relaxation becomes:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,21823 - 0,0492 = 0,16903$$

Summary of the above for Expression (5,46):

Estimated shrinkage strain	$\epsilon_{cs} = 274,755 \times 10^{-6}$
Creep coefficient at t for loading at t_0	$\phi(t, t_0) = 1,72954$
Relaxation,	$\Delta\sigma_{pr} = 241,433 \text{ MPa}$
Modulus of elasticity for prestressing steel	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$
Modulus of Elasticity for concrete	$E_{cm} = 40,1812 \text{ GPa}$
Area of all prestressing	$A_p = 0,0 \text{ mm}^2$
Area of concrete section	$A_c = 9,504E5 \text{ mm}^2$
Second moment of area of concrete section	$I_c = 2,39E11 \text{ mm}^4$

E_p / E_{cm}	$= 195,0 / 40,1812$	$= 4,85301$
$E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c$	$= 4,85301 * 0,0 / 9,504E5$	$= 0,0$
A_c / I_c	$= 9,504E5 / 2,39E11$	$= 3,97753$

In the table below the following vary with tendon height:

$\sigma_{c,QP}$ = Stress in concrete adjacent to tendons
 z_{cp} = Section centre of gravity to tendons
 $\phi(t, t_0)$ = Creep Coefficient (if non-linear creep is considered)

height	shrink		relax	creep		denom
	$\epsilon_{cs} \cdot E_p$		$\phi(t, t_0)$	$E_p / E_{cm} \cdot \phi \cdot \sigma$	z_{cp}	ΔP_{c+s+r}
mm	A_p mm ²	MPa	MPa	MPa	MPa	mm
		$0,8\Delta\sigma_{pr}$				kN

Total force loss: 0,0
 Total moment loss: 0,0

Moment about the centroid of the precast section:

$$M_{csr,pc} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Moment about the centroid of the composite section:

$$M_{csr,c} = 0,0 - (0,0 * 0,9185087) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses - before composite:

top stress = (0,0/5,372E5+0,0/1,284E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa

bottom stress = (0,0/5,372E5+0,0/-1,61E8) * 0,3
 = (0,0+0,0) * 0,3
 = 0,0 MPa

- after composite:

top stress = (0,0/9,504E5+0,0/6,263E8) * (1,0-0,3)
 = (0,0+0,0) * (1,0-0,3)

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
Project: TCC
Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
Calc. By: L.M.
Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$\begin{aligned} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= (0,0/9,504\text{E}5+0,0/-2,6\text{E}8) * (1,0-0,3) \\ &= (0,0+0,0) * (1,0-0,3) \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

TOTAL LOSS OF PRESTRESS SUMMARY

Initial stressing force = 0,0 kN
Prestress after all losses at $t = \infty$ = 0,0 kN

Corresponding loss = 100 %

LIMITING STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

EN 1992-2 Clause 7.2(102)

$$\begin{aligned} k_1 \cdot f_{ck} &= 0,6 * 50,0 \\ &= 30,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

In the presence of confinement or increase in cover this may be increased by up to 10%, i.e to:

$$= 33,0 \text{ MPa}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

Exposure Class is X0

... for which crack control is carried out for the Frequent combination of loads.

Limiting calculated crack width, $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$

At this location however, the extreme fibre is not in tension.

Tendon Stress

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_5 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 \\ &= 1395,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Mean stress at current section = 0,0 MPa

LIMITING STRESSES FOR IN SITU CONCRETE

Compression

EN 1992-2-2 Clause 7.2(102)

To avoid longitudinal cracking, compressive stress is limited to:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= k_1 \cdot f_{ck} \\ &= 0,6 * 32,0 \\ &= 19,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

EN 1992-1_1 Clause 7.3

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Reinforcement

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)
 For reinforcement property Grade 500 Es 210,0 INC
 $k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,0$
 $= 400,0 \text{ MPa}$
 Maximum stress at current section = 0,0 MPa

TRANSMISSION LENGTH

Bond stress at release, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(1)

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad \text{Expression (8,15)}$$

where

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

$$f_{ctm}(t) = -2,6983 \text{ MPa}^{[2]}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \quad \text{- from EN 1992-1-1/3,1,6(2)}$$

$$\begin{aligned} \text{tendon type coefficient,} & \quad \eta_{p1} = 3,2 \\ \text{bond condition coefficient,} & \quad \eta_1 = 1,0 \end{aligned}$$

hence

$$f_{ctd}(t) = 1,0 \cdot 0,7 \cdot -2,6983 / 1,5$$

$$= -1,2592 \text{ MPa}$$

and

$$f_{bpt} = 3,2 \cdot 1,0 \cdot -1,2592$$

$$= -4,0294 \text{ MPa}$$

Basic transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(2)

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Expression (8,16)}$$

where

$$\begin{aligned} \text{speed of release coefficient,} & \quad \alpha_1 = 1,0 \\ \text{tendon surface coefficient,} & \quad \alpha_2 = 0,19 \\ \text{nominal diameter of tendon,} & \quad \phi = 16,0 \text{ mm} \\ \text{tendon stress after release,} & \quad \sigma_{pm0} = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

hence

$$l_{pt} = 1,0 \cdot 0,19 \cdot 16,0 \cdot 1360,0 / 4,02939$$

$$= 1,02606 \text{ m}$$

Design value of transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(3)

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$$

$$= 0,8 \cdot 1,02606$$

$$= 0,82084 \text{ m}$$

SLS STRESS SUMMARY TABLE

minimum for girder top extreme fibre

		Concrete Stresses (MPa)			
force kN	moment kN.m	In situ		Precast	
		top	bottom	top	bottom

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

CHARACTERISTIC PERMANENT ACTIONS AND PRESTRESS

Prestress ^[3]	0,0	0,0			0,0	0,0
Self Weight		0,0			0,0	0,0
<hr/>						
Prestress + Self Weight					0,0	0,0
Elastic Def	0,0	0,0			0,0	0,0
<hr/>						
TRANSFER	0,0	0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx B	0,0	0,0			0,0	0,0
Erection ^[4]		0,0			0,0	0,0
In situ 1A		0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx A	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Diff. Shr. 1	1004,01	445,22	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
Diff. Shr. 2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

TOTAL PERMANENT EFFECTS -0,5145 -0,8145 1,76727 -0,6550

VARIABLE ACTIONS - CHARACTERISTIC COMBINATION

Traffic

Selected case:							ψ_0
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,75
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,75
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224		
Total (in Combination)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534		

Differential Temperature - Cooling

Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6
Total (Leading)	:	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583		
Total (in Combination)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235		

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6,14b:

- a) Traffic as leading action + ψ_0 (Thermal + Other)
- b) Thermal as leading action + ψ_0 (Traffic + Other)
- c) Other as leading action + ψ_0 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

- i) temperature restraint alone

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (ii/iv) as leading action

No adverse traffic effects are present
 Thermal 3,22027 -1,109 -1,1414 1,64224
 No adverse other effects are present

TOTAL VARIABLE ACTIONS	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	2,70571	-1,9236	0,62584	0,98717

VARIABLE ACTIONS - FREQUENT COMBINATION

Traffic

Selected case:							Ψ_2
$\psi_1 = 0,75$							
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$\psi_1 = 0,75$							
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

$\psi_1 = 0,6$							
Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534		
Total (in Combination)	:	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111		

Differential Temperature - Cooling

$\psi_1 = 0,6$							
Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	-1,0407	0,25367	0,04242	-1,235		
Total (in Combination)	:	-0,8672	0,21139	0,03535	-1,0292		

Other Variable Action

None defined

The following combinations of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6,15b:

- a) ψ_1 (Traffic) as leading action + ψ_2 (Thermal + Other)
- b) ψ_1 (Thermal) as leading action + ψ_2 (Traffic + Other)
- c) ψ_1 (Other) as leading action + ψ_2 (Traffic + Thermal)

For thermal actions the following cases are considered:

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- i) temperature restraint alone
- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

The most adverse case is with Thermal (ii/iv) as leading action

No adverse traffic effects are present				
ψ_1 x Thermal	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534
No adverse other effects are present				
TOTAL VARIABLE ACTIONS	1,93216	-0,6654	-0,6848	0,98534
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	1,4176	-1,48	1,08242	0,33028

SLS FLEXURE EN 1992-1-1 Clause 7.4.3 calculated for uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

(Note that the reported values of deflections for live loadings are exaggerated when these are derived from enveloped effects)

Elastic Modulus at Transfer, $E_T = 32,9492$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 3.1.3(3) and 3.1.2(6),
 for age, $t_0 = 4,0$ days]
 Intermediate Term Elastic Modulus, $E_I = 20,8059$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 7.4.3(5) at 60,0 days,
 for which $\phi = 0,79169$]
 Effective Elastic Modulus for time dependant effects, $E_E = 25,5586$ GPa
 Creep at time considered, $\phi = 1,72786$
 % creep occurring before insitu cast, $\phi_{tc\%} = 0,79169/1,72786$
 $= 45,8194\%$
 Ageing factor, $\chi = 0,8$
 $E_E = E_S \cdot (\phi_{tc\%} + ((1-\phi_{tc\%}) / (1 + \chi \cdot \phi)))$
 Short Term Elastic Modulus E_{cm} , $E_S = 37,2779$ GPa

Precast section height = 1300,0 mm

	Precast		Curvature	Deflection
	Stress E	Strain	(x10 ⁻⁶)	(mm)
	(MPa)	(x10 ⁻⁶)	(rad/m)	Here Max.
At Transfer	T 0,0	E_T	0,0	0,0
	B 0,0		0,0	8,32663
At Erection	T 0,0	E_I	0,0	0,0
	B 0,0		0,0	11,5202

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.15 SLS Frequent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Long-term Dead	T	1,76727				
	B	-0,6550				
Dead Stress Increment	T	0,0	E_E	0,0	0,0	0,0 -19,689
	B	0,0		0,0		
Total Dead Load deflection					0,0	0,0 -11,362
Traffic gr1a 1	T	0,0	E_S	0,0	0,0	0,0 -2,106
	B	0,0		0,0		
Extreme in-service					0,0	0,0 -13,468

- [1] Refer to EN 1991-1-1 Table A.1 Note 1)
- [2] For the derivation of this value refer to the limiting stress calculations for transfer
- [3] includes draw-in and initial relaxation
- [4] Self Weight deducted

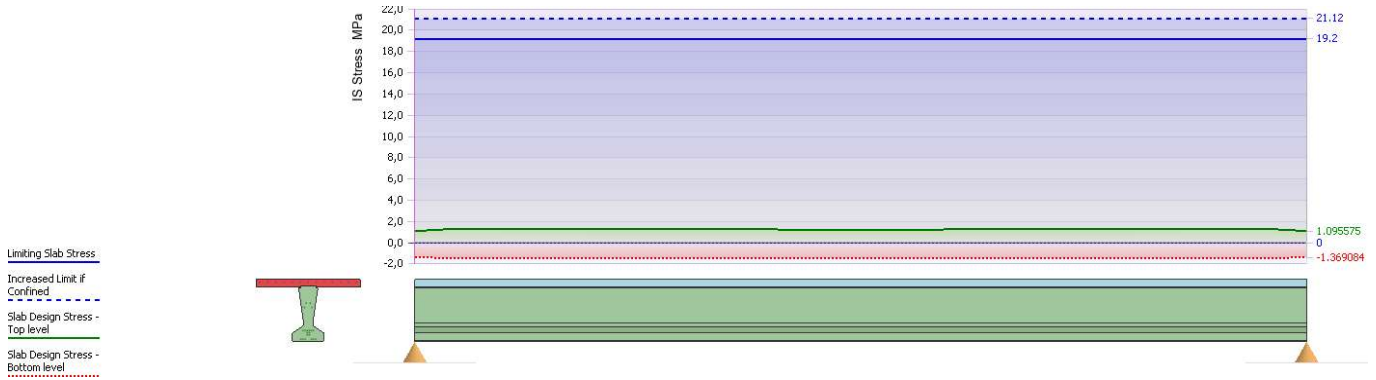
End

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam



WARNING - A reduction of flange width to allow for shear lag effects may be appropriate for this beam. This software makes no allowance for this.
 Refer to EN 1992-1-1/5,3,2,1

Section details:

Ref 1 "Section 1"
 at 0,0 x span = 0,0 x 21 = 0m from left end of beam

Analysis:

Traffic Actions: Bending for gr1a, loading I.D. 1
 At time considered, $t = \infty$
 Serviceability Limit State: Quasi-permanent - EN 1990 Equation 6,16

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

No. of tendons fully bonded at this section: 0
 No. of tendons fully debonded at this section: 0
 No. of tendons deflected at this section: 0
 No. of tendons partially stressed: 20 (i.e. within the transmission length)

The prestress force in these tendons is interpolated in accordance with EN 1992-1-1 clause 8.10.2.2.

Maximum Stressing Force - EN 1992-1-1 Clause 5.10.2.1(1)P

For tendon property Grade 1600 E_p 195,0

$$k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860,0 = 1488,0 \text{ MPa}$$

$$k_2 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600,0 = 1440,0 \text{ MPa}$$

Wedge draw-in loss Clause 5.10.4(1)(i)

$$\text{draw-in strain} = 0,006/100,0 = 0,00006$$

$$\text{loss} = E_p \cdot \text{strain} = 195,0 \cdot 0,00006 = 11,7 \text{ MPa}$$

Heat Curing Clause 5.10.4(1)(ii)(Note)

Concrete is cured at ambient temperature

Immediate Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.4

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

height mm	No of tendons	f_p MPa	k_1/k_2	draw-in MPa	heat cure MPa	area mm ²	initial force kN
TOTAL	0						0,0

In accordance with clause 5.10.9(1), for SLS, the Characteristic value must be used.
 With $r_{inf} = 1,0$, $P_{k,inf} = 0,0$ kN

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

Friction Clause 5.10.4(1)(i)

All tendons are straight in this beam.

Initial Relaxation Clause 5.10.4(1)(ii)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)
 For tendon property Grade 1600 Ep 195,0
 relaxation loss at 1000 hours,

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 8,0 \% \\ \mu &= \sigma_{pi} / f_{pk} \\ &= (0,0 - 0,0 - 0,0) * 1,0 / 1860,0 \\ &= 0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{time after tensioning} &= 96,0 \text{ hours} \\ \text{for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)} \\ &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 * 8,0 * 1,0 * 0,17246 * 10^{-5} \\ &= 7,44E-5 \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	relaxation area x σ_{pi}	loss %	loss kN	After relaxation force kN	moment kN.m
TOTAL	0				0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$\begin{aligned} M_c &= 0,0 - (0,0 * 0,5760392) \\ &= 0,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / 1,2843E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / 537225,68 + 0,0 / -1,614E8 \\ &= 0,0 + 0,0 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Self weight moment:

$$\begin{aligned} \text{c.s.a.} &= 5,372E5 \text{ mm}^2 \\ \text{density} &= 24,0 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^3 [1] \\ \text{self weight} &= 5,372E5 * 25,0 \\ &= 13,4306 \text{ kN/m} \\ \text{beam length} &= 21,0 \text{ m} \\ \text{distance} &= 0,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

$$M_{sw} = 0,5 * 13,4306 * 0,0 * (21,0 - 0,0) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Elastic Deformation - Clause 5.10.4(1)(iii)

$$\begin{aligned} \text{stress at top of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{stress at bottom of precast beam} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{depth of precast beam} &= 1300,0 \text{ mm} \\ \text{elastic modulus of concrete at transfer} &= 32,9492 \text{ GPa} \end{aligned}$$

height mm	No of tendons	conc stress MPa	conc strain	tendon force kN	tendon moment kN.m
TOTAL	0			0,0	0,0

Moment about the centroid of the precast beam:

$$M_{ed} = 0,0 - (0,0 * 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

hence,

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 - 0,0 / 537,22568 - 0,0 / -1,614E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

After a further 0 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Max Prestress Force after transfer - EN 1992-1-1 Clause 5.10.3.(2)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\begin{aligned} k_7 \cdot f_{pk} &= 0,75 * 1860,0 = 1395,0 \text{ MPa} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} &= 0,85 * 1600,0 = 1360,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maximum tendon stress after transfer = 1334,45 MPa
 which is not greater than 1360,0 and therefore OK.

ACTIONS DURING EXECUTION

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:

$$M_{Applied} = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= 0,0 / 1,2843E8 = 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations

M_{sw} = 0,0 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 0,0/1,2843E8
 = 0,0 MPa
 bottom stress = 0,0/-1,614E8
 = 0,0 MPa

Time Dependent Losses - EN 1992-1-1 Clause 5.10.6

Simplified method using Expression (5,46)

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + E_p / E_{cm} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c (1 + A_c / I_c \cdot z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

The calculated loss is apportioned partly to the precast beam alone and partly to the full composite section.

For in-situ cast at 60 days, the proportion of the loss occurring before the in-situ is cast is calculated to be 30,0 %

Losses are calculated for time $t = \infty$

Age of concrete at end of curing, $t_s = 2,0$ days
 Age of concrete at transfer, $t_0 = 4,0$ days

Age is adjusted for expression (B.5) (for cement type & temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$\text{adjusted } t_0 = t_{0,T} \cdot [(9/(2+t_{0,T}^{1,2})+1)^\alpha] \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot [(9/(2+4,0^{1,2})+1)^0]$$

$$= 4,0 \text{ days}$$

Age of concrete at time considered, $t = \infty$
 EN 1992-1-1/3,3,2(8) for relaxation, t is taken as 500,000 hours
 Concrete age coefficient (Expression (3,2)), β_{cc} :

$$\beta_{cc(t)} = f_{cm(t)} / f_{cm} \quad \text{Expression (3,1)}$$

$$= \exp\{s[1-\sqrt{(28/t)}]\} \quad \text{Expression (3,2)}$$

Coefficient for Class N cement, $s = 0,25$

$$\beta_{cc(t_0)} = \exp\{0,25[1-\sqrt{(28/4,0)}]\} = 0,66269$$

$$\beta_{cc(t)} = \exp\{0,25\} = 1,28403$$

Characteristic strength of concrete, $f_{ck} = 50,0$ MPa
 Mean compressive strength of concrete, $f_{cm} = 50,0 + 8,0$
 (from Table 3.1) $= 58,0$ MPa

$$f_{cm0} = 10,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(t_0)} = \beta_{cc(t_0)} \cdot f_{cm} = 38,4364 \text{ MPa}$$

Ambient relative humidity $= 80,0$ %

Notional size of member, $h_0 = 2A_c / u$
 $= 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89$
 $= 223,991 \text{ mm}$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Modulus of elasticity of concrete at 28 days, $E_{cm} = 37,2779$ GPa
 Modulus of elasticity of concrete at time considered,

$$E_{cm(t)} = \beta_{cc(t)}^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{Expressions (3,5) \& (3,1)}$$

$$= 1,28403^{0,3} \cdot 37,2779$$

$$= 40,1812 \text{ GPa}$$

Area of concrete cross section, $A_c = 9,5E5$ mm²
 Perimeter of concrete cross section, $u = 8485,9$ mm
 Notional size, $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 9,504E5 / 8485,89 = 223,99$ mm

Creep coefficient for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4 and Annex B.1

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Expression (B.1)}$
 $= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Expression (B.2)}$

for $f_{cm} > 35,0$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot h_0^{0,33}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{Expression (B.3b)}$$

$\alpha_1 = [35,0 / 58,0]^{0,7} = 0,70217$

$\alpha_2 = [35,0 / 58,0]^{0,2} = 0,90391$

$\alpha_3 = [35,0 / 58,0]^{0,5} = 0,77681$

$$\varphi_{RH} = [1,0 + (1,0 - 0,8) / (0,1 \cdot 223,991^{0,33})] \cdot 0,70217 \cdot 0,90391$$

$$= 1,11294$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}} \quad \text{Expression (B.4)}$$

$$= 16,8 / \sqrt{58,0}$$

$$= 2,20595$$

For Permanent Loads

In the absence of heat curing $t_{0,T} = 4,0$ days
 age is adjusted for expression (B.5) (for cement type and temperature)
 - for cement class N ($\alpha = 0$)

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + t_{0,T}^{1,2}} + 1,0 \right]^\alpha \quad \geq 0,5 \quad \text{Expression (B.9)}$$

$$= 4,0 \cdot \left[\frac{9,0}{2,0 + 4,0^{1,2}} + 1,0 \right]^0$$

$$= 4,0 \text{ day}$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) \quad \text{Expression (B.5)}$$

$$= 1 / (0,1 + 4,0^{0,2})$$

$$= 0,70446$$

$\beta_c(t, t_0) = 1,0$ for time $t = \infty$
 hence from (B.1) and (B.2):

$$\varphi(t, t_0) = 1,11294 \cdot 2,20595 \cdot 0,70446$$

$$= 1,72954$$

Check for creep non-linearity EN 1992-1-1 clause 3.1.4(4)

At the level of the centroid of the tendons, the compressive stress in the concrete at time $t_0 = 0,0$ MPa.

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

This does not exceed $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, i.e. 22,5 MPa, so non-linear creep is not considered

Shrinkage Strain for concrete - EN 1992-1-1 clause 3.1.4(6)

Total Shrinkage:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3,8)$$

Drying Shrinkage - Expression (3,9):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1,0 \text{ for } t = \infty$$

From Table 3.3:

$$k_h = 0,82600$$

From Annex B, Expression (B.11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot (\exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ \beta_{RH} &= 1,55 \left[1,0 - (RH/100)^3 \right] \quad (B.12) \\ &= 0,7564 \end{aligned}$$

For cement class N,

$$\begin{aligned} \alpha_{ds1} &= 4 \\ \alpha_{ds2} &= 0,12 \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[(220 + 110 \cdot 4,0) \cdot \exp(-0,12 \cdot 58,0 / 10,0) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 0,7564 \\ &= 211,566 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

and,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t) &= 1,0 \cdot 0,82600 \cdot 211,566 \cdot 10^{-6} \\ &= 174,755 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Autogenous Shrinkage - Expression (3,11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ \beta_{as}(t) &= 1,0 \text{ for } t = \infty \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2,5 \cdot (f_{ck} - 10,0) \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

hence,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(t) &= 1,0 \cdot 100,0 \cdot 10^{-6} \\ &= 100,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Total Shrinkage:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \\ &= 174,75517 + 100,0 \\ &= 274,75517 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Further Relaxation Clause 5.10.6(1)(b)

Loss is calculated from clause 3.3.2(7)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$\text{relaxation loss at 1000 hours, } \rho_{1000} = 8,0 \%$$

$$\text{time after tensioning} = 500000,0 \text{ hours}$$

$$\mu = 0,76790 \text{ (as calculated for initial relaxation loss above)}$$

for Class 1 relaxation, use Expression (3.28)

$$\begin{aligned} &5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \mu} \cdot [t/1000]^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \\ &= 5,39 \cdot 8,0 \cdot 171,563 \cdot 2,94996 \cdot 10^{-5} \\ &= 0,21823 \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

With the initial relaxation deducted, the variation in tendon stress from relaxation becomes:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,21823 - 0,0492 = 0,16903$$

Summary of the above for Expression (5,46):

Estimated shrinkage strain $\epsilon_{cs} = 274,755 \times 10^{-6}$
 Creep coefficient at t for loading at t_0 $\phi(t, t_0) = 1,72954$
 Relaxation, $\Delta\sigma_{pr} = 241,433$ MPa
 Modulus of elasticity for prestressing steel $E_p = 195,0$ GPa
 Modulus of Elasticity for concrete $E_{cm} = 40,1812$ GPa
 Area of all prestressing $A_p = 0,0$ mm²
 Area of concrete section $A_c = 9,504E5$ mm²
 Second moment of area of concrete section $I_c = 2,39E11$ mm⁴

$$\begin{aligned} E_p / E_{cm} &= 195,0 / 40,1812 &= 4,85301 \\ E_p / E_{cm} \cdot A_p / A_c &= 4,85301 \cdot 0,0 / 9,504E5 &= 0,0 \\ A_c / I_c &= 9,504E5 / 2,39E11 &= 3,97753 \end{aligned}$$

In the table below the following vary with tendon height:

$\sigma_{c,QP}$ = Stress in concrete adjacent to tendons
 z_{cp} = Section centre of gravity to tendons
 $\phi(t, t_0)$ = Creep Coefficient (if non-linear creep is considered)

height	shrink		relax	creep		denom
	$\epsilon_{cs} \cdot E_p$		$\phi(t, t_0)$	$E_p / E_{cm} \cdot \phi \cdot \sigma$	z_{cp}	ΔP_{c+s+r}
mm	MPa	MPa	MPa	MPa	mm	kN

Total force loss: 0,0
 Total moment loss: 0,0

Moment about the centroid of the precast section:

$$M_{csr,pc} = 0,0 - (0,0 \cdot 0,5760392) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Moment about the centroid of the composite section:

$$M_{csr,c} = 0,0 - (0,0 \cdot 0,9185087) = 0,0 \text{ kN.m}$$

Corresponding stresses - before composite:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= (0,0 / 5,372E5 + 0,0 / 1,284E8) \cdot 0,3 \\ &= (0,0 + 0,0) \cdot 0,3 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \\ \text{bottom stress} &= (0,0 / 5,372E5 + 0,0 / -1,61E8) \cdot 0,3 \\ &= (0,0 + 0,0) \cdot 0,3 \\ &= 0,0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- after composite:

$$\begin{aligned} \text{top stress} &= (0,0 / 9,504E5 + 0,0 / 6,263E8) \cdot (1,0 - 0,3) \\ &= (0,0 + 0,0) \cdot (1,0 - 0,3) \end{aligned}$$

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
Project: TCC
Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
Calc. By: L.M.
Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
Section Ref 1 at 0m from left end of beam

bottom stress = 0,0 MPa
= (0,0/9,504E5+0,0/-2,6E8)*(1,0-0,3)
= (0,0+0,0)*(1,0-0,3)
= 0,0 MPa

TOTAL LOSS OF PRESTRESS SUMMARY

Initial stressing force = 0,0 kN
Prestress after all losses at $t = \infty$ = 0,0 kN

Corresponding loss = 100 %

LIMITING STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

EN 1992-2 Clause 7.2(102)

$$k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50,0$$
$$= 30,0 \text{ MPa}$$

In the presence of confinement or increase in cover this may be increased by up to 10%, i.e to:

$$= 33,0 \text{ MPa}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

Exposure Class is X0

... for which crack control is carried out for the Frequent combination of loads.

Limiting calculated crack width, $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$

At this location however, the extreme fibre is not in tension.

Tendon Stress

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)

For tendon property Grade 1600 Ep 195,0

$$k_5 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860,0$$
$$= 1395,0 \text{ MPa}$$

Mean stress at current section = 0,0 MPa

LIMITING STRESSES FOR IN SITU CONCRETE

Compression

EN 1992-2-2 Clause 7.2(102)

To avoid longitudinal cracking, compressive stress is limited to:

$$\sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}$$
$$= 0,6 \cdot 32,0$$
$$= 19,2 \text{ MPa}$$

Tension

Tension is governed by crack width considerations, and reinforcement provided for crack width control.

EN 1992-1_1 Clause 7.3

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

Reinforcement

EN 1992-1-1 Clause 7.2(5)
 For reinforcement property Grade 500 Es 210,0 INC
 $k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,0$
 $= 400,0 \text{ MPa}$
 Maximum stress at current section = 0,0 MPa

TRANSMISSION LENGTH

Bond stress at release, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(1)

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad \text{Expression (8,15)}$$

where

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

$$f_{ctm}(t) = -2,6983 \text{ MPa}^{[2]}$$

$$\alpha_{ct} = 1,0 \quad \text{- from EN 1992-1-1/3,1,6(2)}$$

tendon type coefficient, $\eta_{p1} = 3,2$
 bond condition coefficient, $\eta_1 = 1,0$

hence

$$f_{ctd}(t) = 1,0 \cdot 0,7 \cdot -2,6983 / 1,5$$

$$= -1,2592 \text{ MPa}$$

and

$$f_{bpt} = 3,2 \cdot 1,0 \cdot -1,2592$$

$$= -4,0294 \text{ MPa}$$

Basic transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(2)

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Expression (8,16)}$$

where

speed of release coefficient, $\alpha_1 = 1,0$
 tendon surface coefficient, $\alpha_2 = 0,19$
 nominal diameter of tendon, $\phi = 16,0 \text{ mm}$
 tendon stress after release, $\sigma_{pm0} = 1360,0 \text{ MPa}$

hence

$$l_{pt} = 1,0 \cdot 0,19 \cdot 16,0 \cdot 1360,0 / 4,02939$$

$$= 1,02606 \text{ m}$$

Design value of transmission length, EN 1992-1-1 Clause 8.10.2.2(3)

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$$

$$= 0,8 \cdot 1,02606$$

$$= 0,82084 \text{ m}$$

SLS STRESS SUMMARY TABLE

minimum for girder top extreme fibre

		Concrete Stresses (MPa)			
		In situ		Precast	
force	moment	top	bottom	top	bottom
kN	kN.m				

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

CHARACTERISTIC PERMANENT ACTIONS AND PRESTRESS

Prestress ^[3]	0,0	0,0			0,0	0,0
Self Weight		0,0			0,0	0,0
<hr/>						
Prestress + Self Weight					0,0	0,0
Elastic Def	0,0	0,0			0,0	0,0
<hr/>						
TRANSFER	0,0	0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx B	0,0	0,0			0,0	0,0
Erection ^[4]		0,0			0,0	0,0
In situ 1A		0,0			0,0	0,0
Cr+Sh+Rlx A	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Diff. Shr. 1	1004,01	445,22	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
Diff. Shr. 2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<hr/>						
TOTAL PERMANENT EFFECTS			-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550

Traffic

Selected case:							ψ_2
$\psi_2 = 0,0$							
Traffic gr1a TS 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$\psi_2 = 0,0$							
Traffic gr1a UDL 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total (Leading)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Total (in Combination)	:	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Temperature Restraint

None defined

Differential Temperature - Heating

$\psi_2 = 0,5$							
Diff. Tmp H1	-1528,0	-641,81	3,22027	-1,109	-1,1414	1,64224	
Diff. Tmp H2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111		
Total (in Combination)	:	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111		

Differential Temperature - Cooling

$\psi_2 = 0,5$							
Diff. Tmp C1	1340,97	265,382	-1,7345	0,42278	0,0707	-2,0583	
Diff. Tmp C2		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Total (Leading)	:	-0,8672	0,21139	0,03535	-1,0292		
Total (in Combination)	:	-0,8672	0,21139	0,03535	-1,0292		

Other Variable Action

None defined

The following combination of variable actions are evaluated in accordance with EN 1990 Equation 6.16b:

$$\psi_2 (\text{Traffic} + \text{Thermal} + \text{Other})$$

For thermal actions the following cases are considered:

Job: PONTE AV. MURILO BIAGI
 Project: TCC
 Beam: VIGA I + LAJE INT

Job No.: 2
 Calc. By: L.M.
 Checked:

Data File: C:\Users\luis_\Downloads\TCC 2.sst 18/11/2025 21:38:29

Design code: EN 1992-2:2005 with UK National Annex
 EN 1990 Equation 6.16 SLS Quasi-permanent
 Load case: Traffic gr1a TS - for Bending design 1
 Section Ref 1 at 0m from left end of beam

- i) temperature restraint alone
- ii) differential temperature: Heating
- iii) differential temperature: Cooling
- iv) temperature restraint + differential temperature: Heating
- v) temperature restraint + differential temperature: Cooling

ψ_2 x Traffic	0,0	0,0	0,0	0,0
ψ_2 x Thermal	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111
No adverse other effects are present				
TOTAL VARIABLE ACTIONS	1,61014	-0,5545	-0,5707	0,82111
TOTAL PERMANENT (from above)	-0,5145	-0,8145	1,76727	-0,6550
TOTAL COMBINATION	1,09558	-1,3691	1,19656	0,16606

SLS FLEXURE EN 1992-1-1 Clause 7.4.3 calculated for uncracked sections

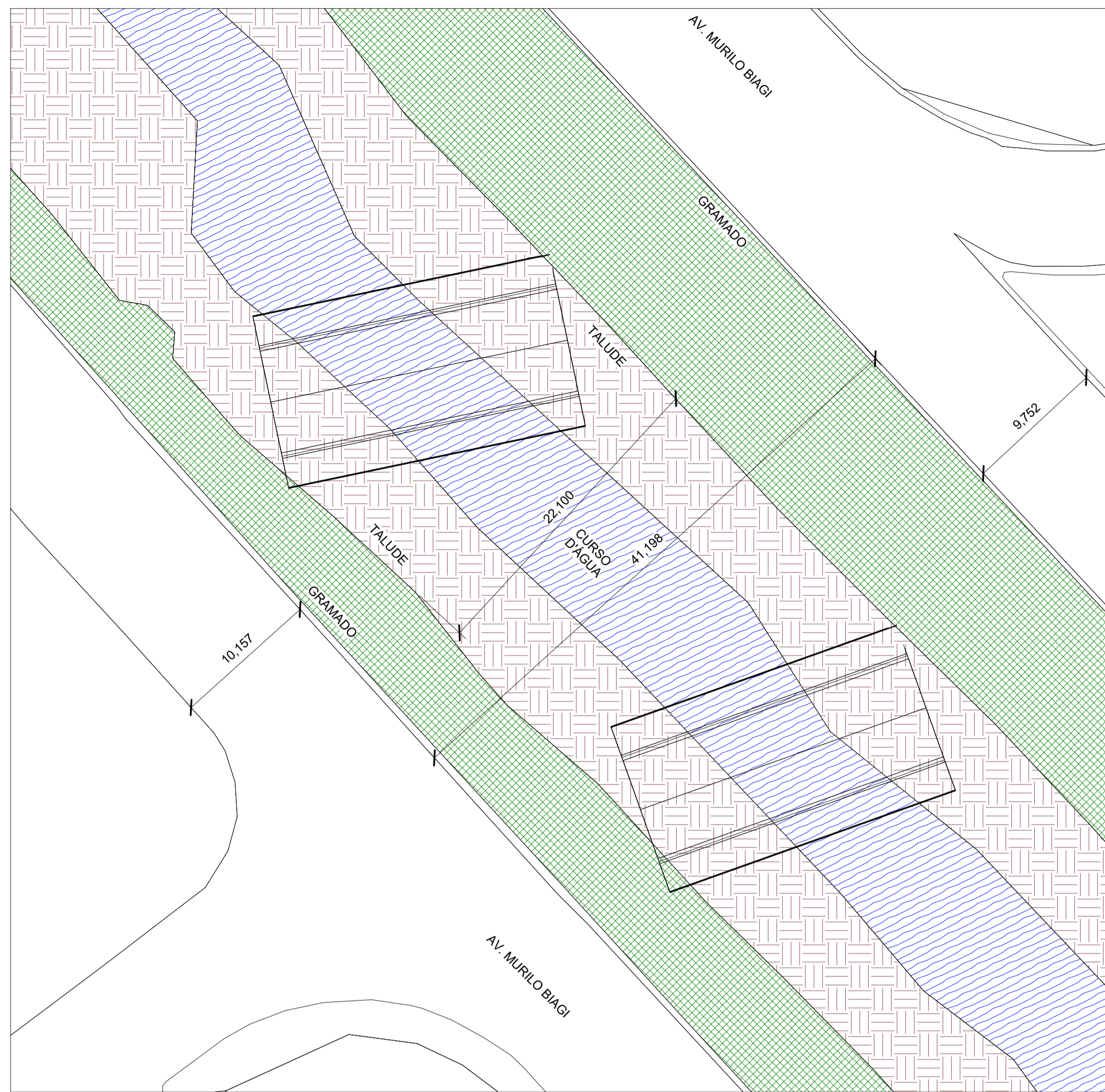
The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

Elastic Modulus at Transfer, $E_T = 32,9492$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 3.1.3(3) and 3.1.2(6),
 for age, $t_0 = 4,0$ days]
 Intermediate Term Elastic Modulus, $E_I = 20,8059$ GPa
 [EN1992-1-1 Clause 7.4.3(5) at 60,0 days,
 for which $\phi = 0,79169$]
 Effective Elastic Modulus for time dependant effects, $E_E = 25,5586$ GPa
 Creep at time considered, $\phi = 1,72786$
 % creep occurring before insitu cast, $\phi_{tc\%} = 0,79169/1,72786$
 $= 45,8194\%$
 Ageing factor, $\chi = 0,8$
 $E_E = E_S \cdot (\phi_{tc\%} + ((1-\phi_{tc\%}) / (1 + \chi \cdot \phi)))$
 Short Term Elastic Modulus E_{cm} , $E_S = 37,2779$ GPa

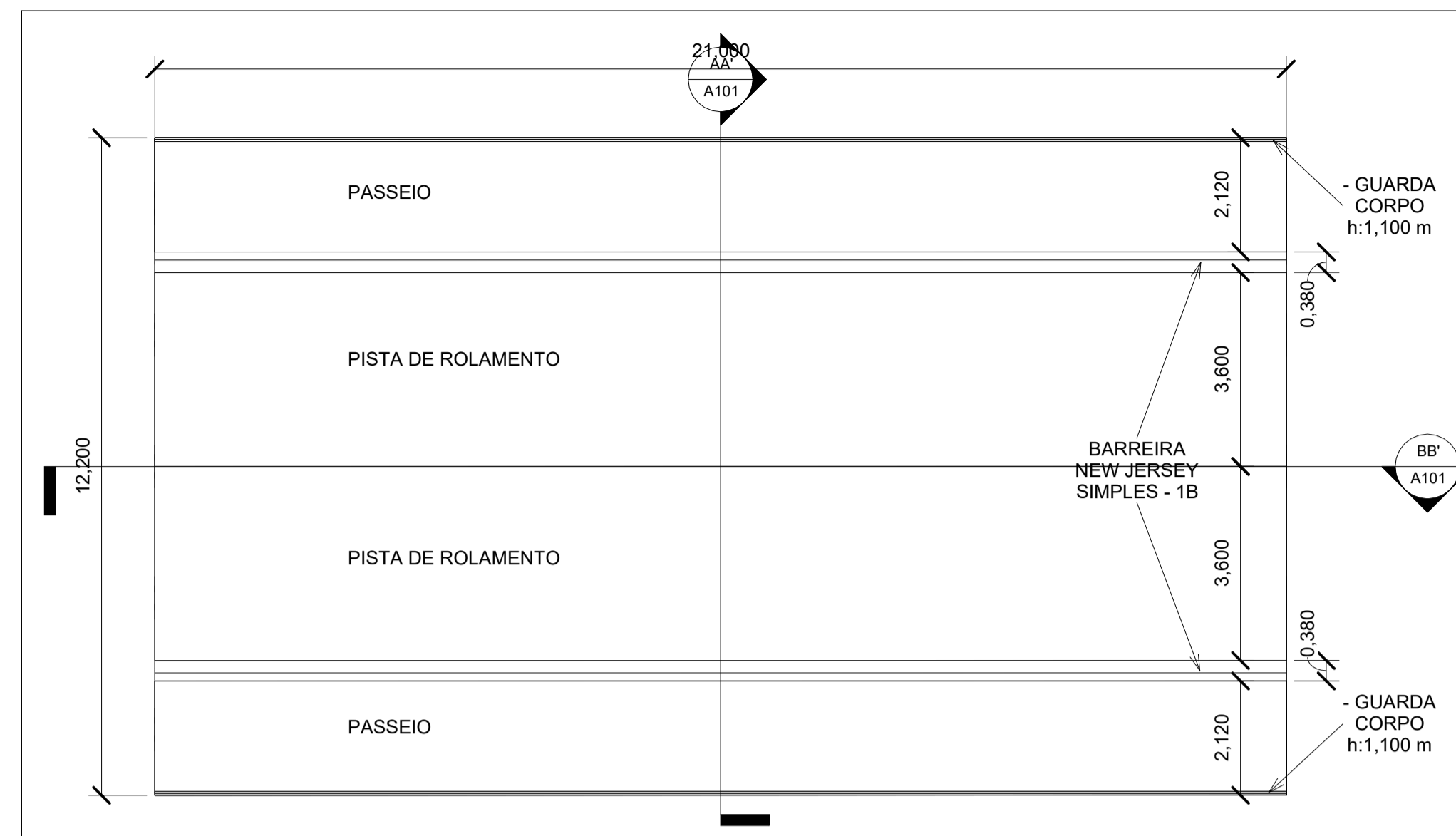
Precast section height = 1300,0 mm

	Precast		Curvature	Deflection
	Stress E	Strain	($\times 10^{-6}$)	(mm)
	(MPa)	($\times 10^{-6}$)	(rad/m)	Here Max.
At Transfer	τ 0,0	E_T	0,0	0,0
	β 0,0		0,0	8,32663
At Erection	τ 0,0	E_I	0,0	0,0
	β 0,0		0,0	11,5202
Long-term Dead	τ 1,76727			

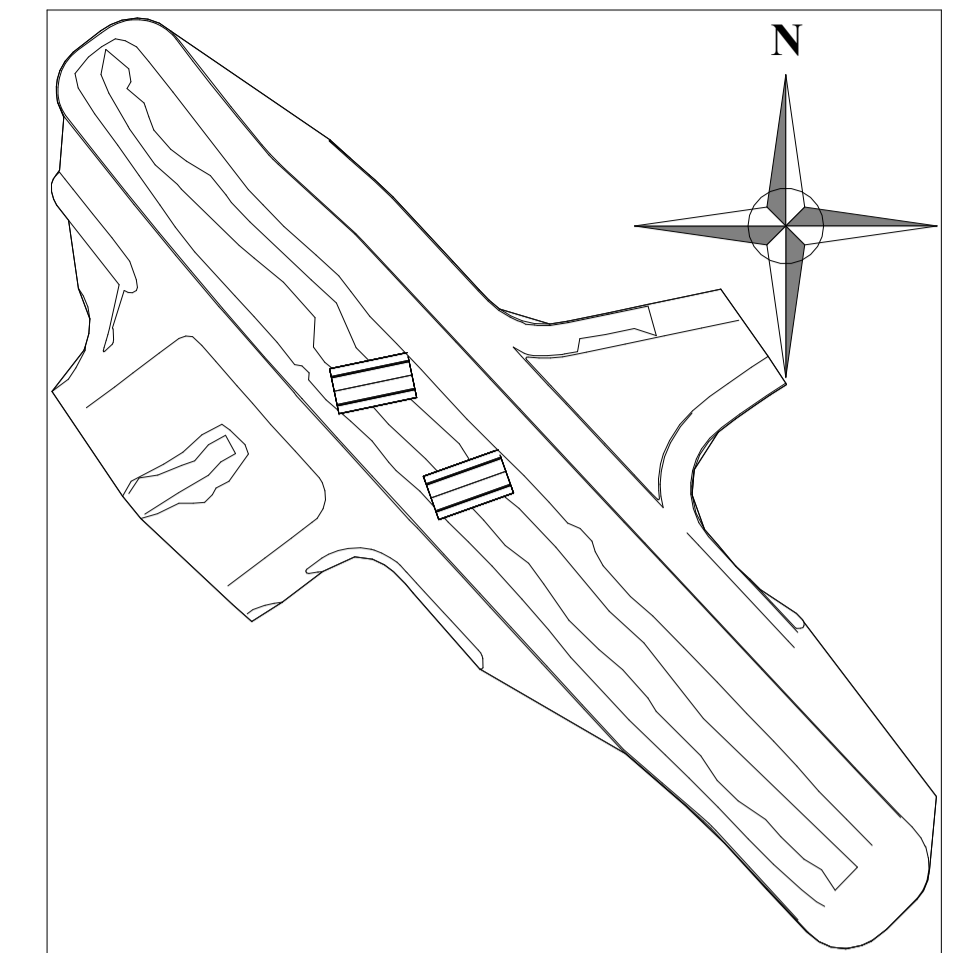
ANEXO C



1A - SITUAÇÃO



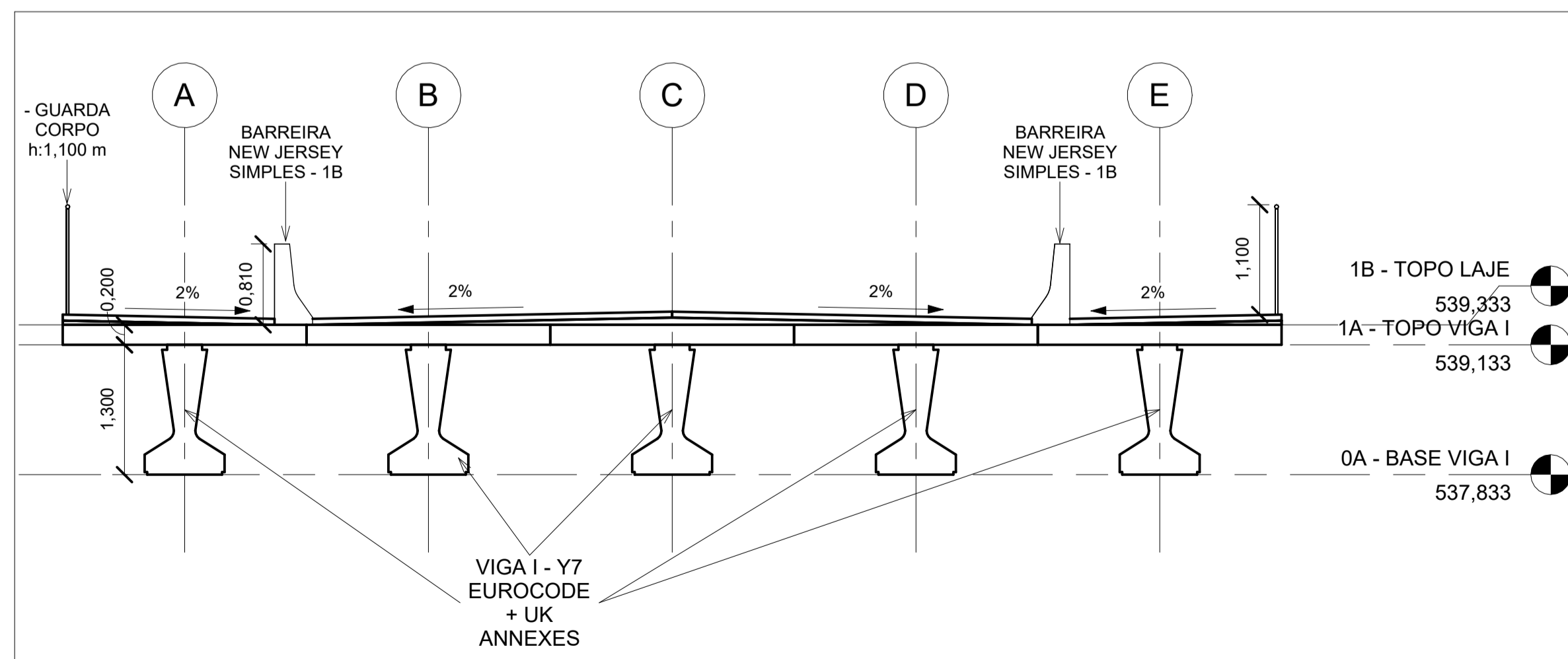
2A - PLANTA BAIXA



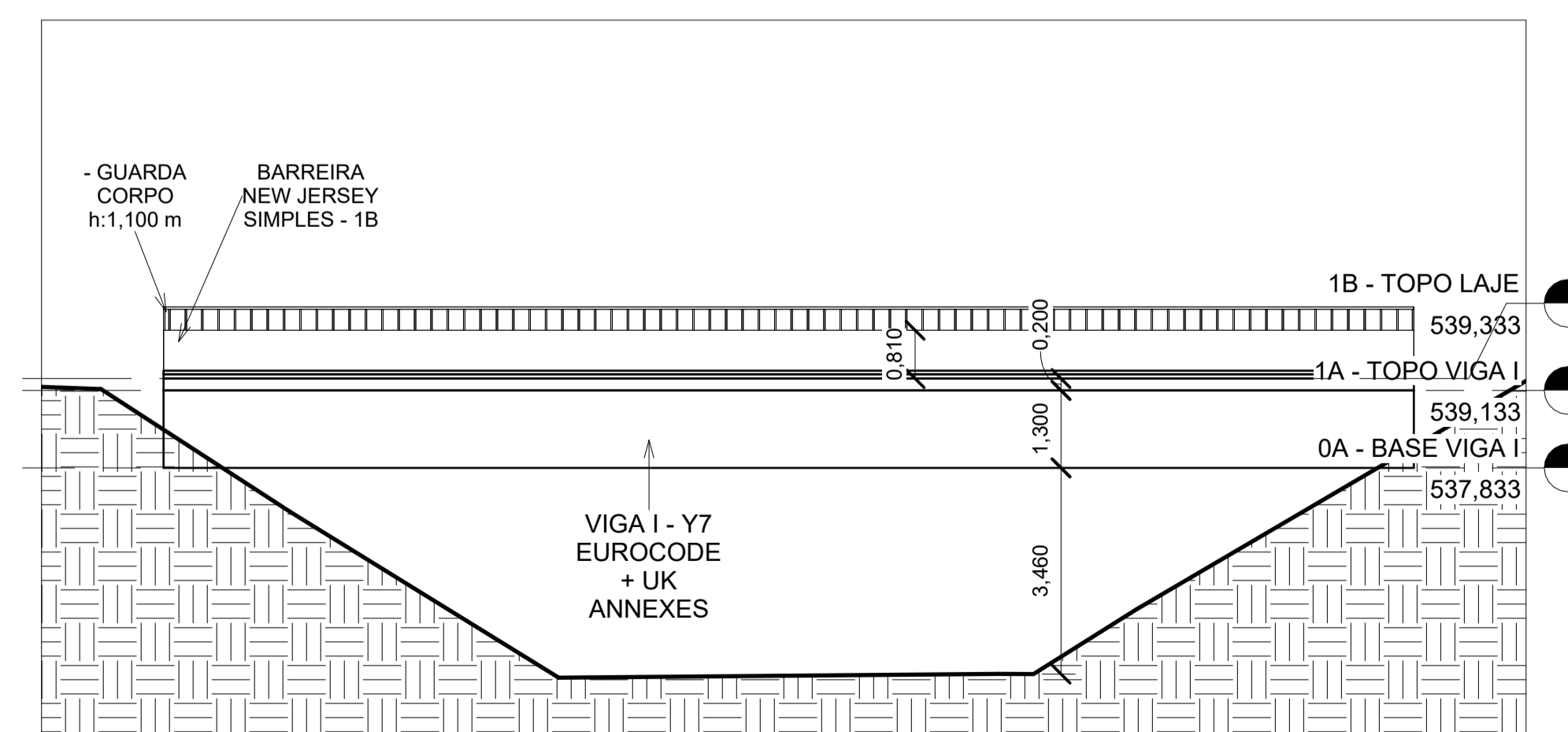
00 - IMPLANTAÇÃO



2B - RENDER



2C - AA'



2D - BB'

CENTRO
UNIVERSITÁRIO
CAMPO REAL
EXCELÊNCIA EM ENSINO SUPERIOR

<https://camporeal.edu.br/>

ENGENHARIA CIVIL

L. M. LIMA FILHO

TCC

PLANTAS E CORTES

Número do projeto R00

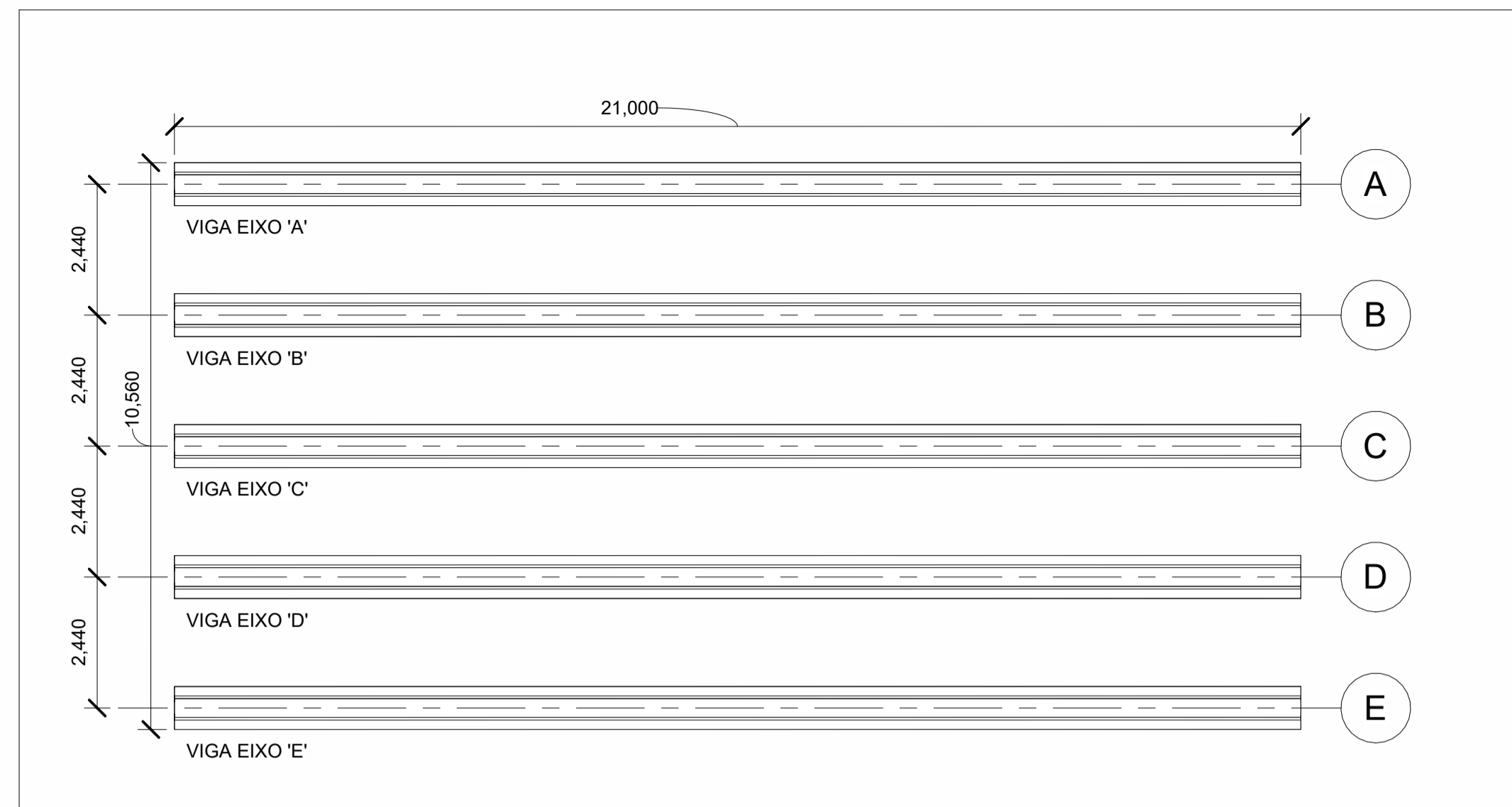
Data 18/11/2025

Desenhadas por L. M. LIMA FILHO

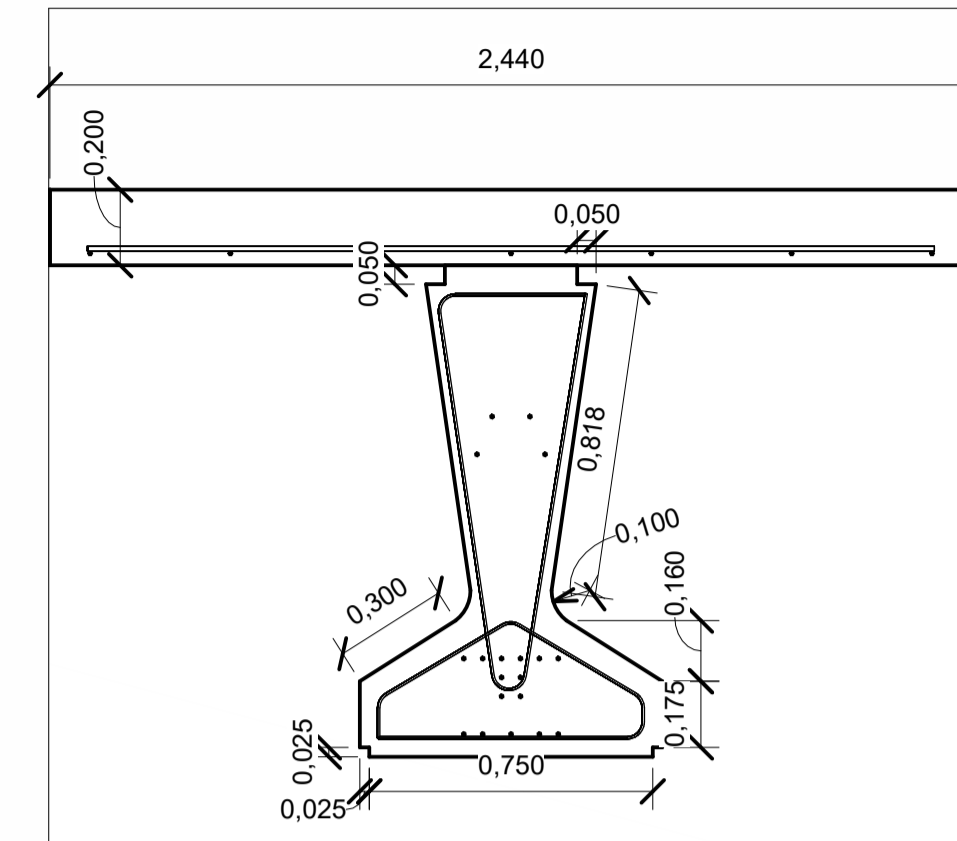
Verificado por BANCA

A101

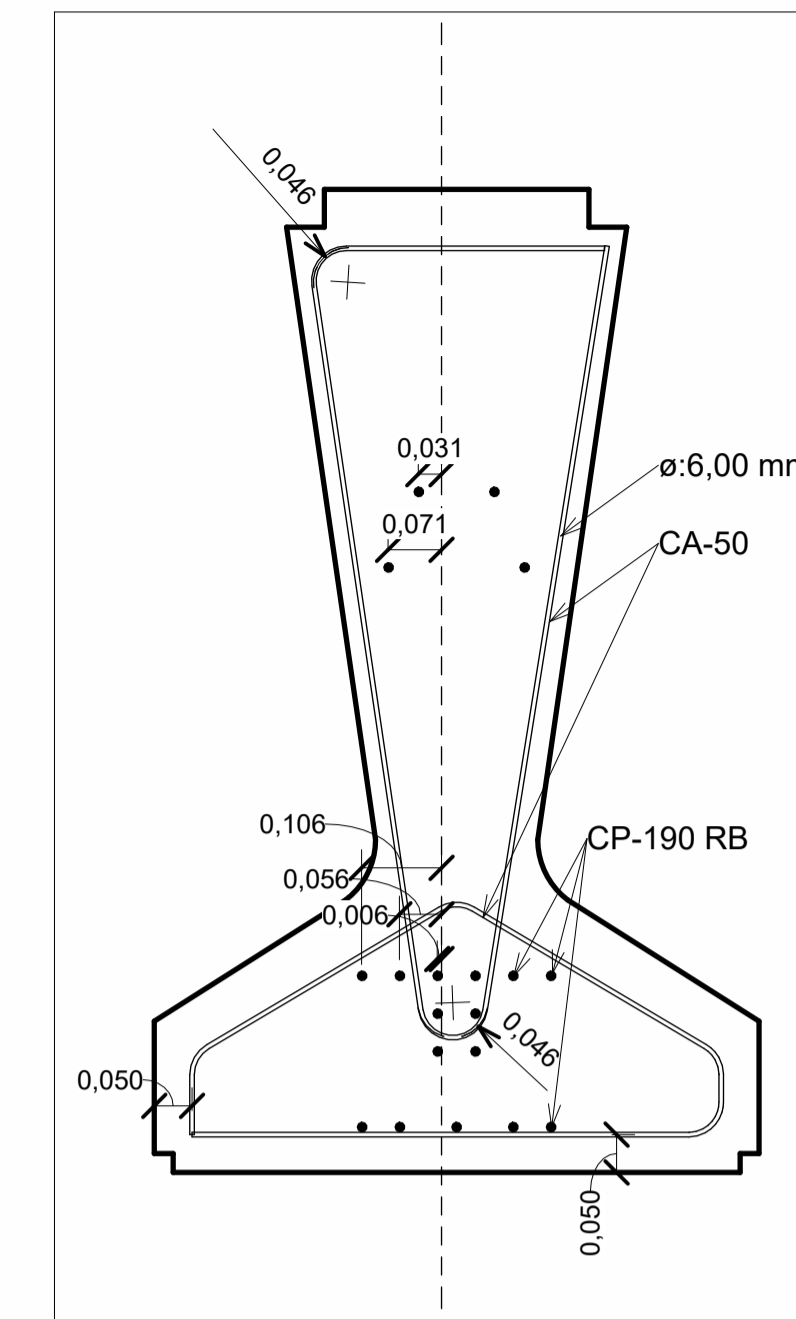
Escala Como indicado



3A - PLANTA ESTRUTURAL



3B - SEÇÃO TIPO

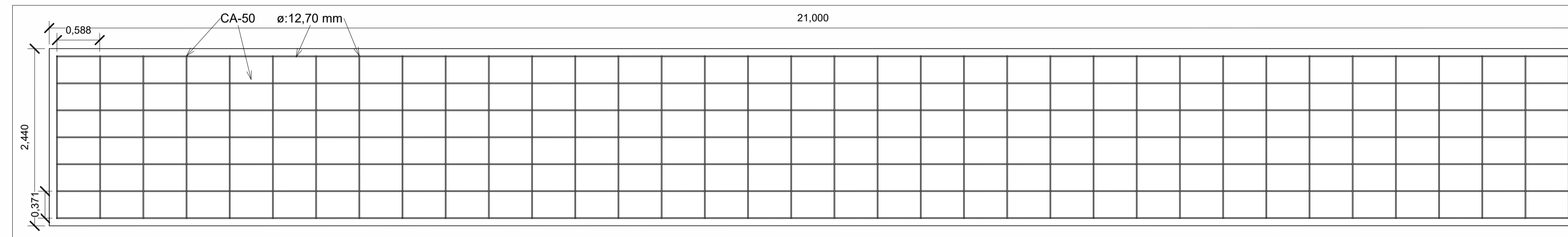


3C - LAYOUT VIGA

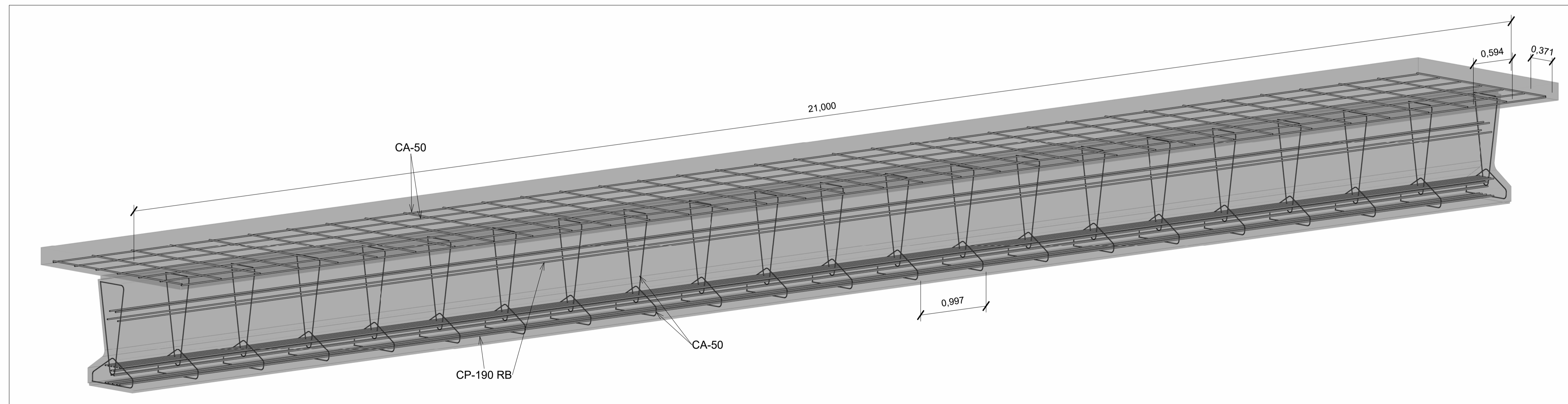
Quadro de Aço			
Estrutura	Tipo	Diâmetro da barra	Comprimento da barra
- ESTRIBO	CA-50	6,00 mm	42,42 m
- LAJE	CA-50	12,70 mm	228,80 m
- PROTENDIDO	CP-190 RB	12,70 mm	3980,50 m

Quantidades de Material	
Material	Volume

- BGTC	1,89 m³
Concreto, C30/37	60,51 m³
Concreto, C50/60	57,97 m³



3D - LAYOUT LAJE



3E - ISOMÉTRICO



<https://camporeal.edu.br/>



L. M. LIMA FILHO

TCC

DET. ESTRUTURAL

Número do projeto R00

Data 18/11/2025

Desenhadas por L. M. LIMA FILHO

Verificado por BANCA

A102

Escala Como indicado