

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL

GOVERNO DO ESTADO DE SANTA CATARINA
SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA
DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA



Rodovia: **SC - 370**
Trecho: **Rio Rufino – Urubici**

PROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA PARA OBRA DE IMPLANTAÇÃO E PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

Fase Projeto Executivo
VOLUME 3.1 – MEMÓRIA JUSTIFICATIVA – O.A.E

Novembro / 2013



REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
GOVERNO DO ESTADO DE SANTA CATARINA
SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA
DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA



RODOVIA : SC-370
TRECHO : Rio Rufino - Urubici
EXTENSÃO : 30,3 km

PROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA PARA OBRA DE IMPLANTAÇÃO E PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

VOLUME 3.1 – MEMÓRIA JUSTIFICATIVA – O.A.E

Empresa: **ENGEVIX ENGENHARIA S.A**

NOVEMBRO - 2013

SUMÁRIO

SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO	6
1.1	APRESENTAÇÃO	6
1.2	MAPA DE SITUAÇÃO	7
2	PROJETO DE OBRA DE ARTE ESPECIAL	10
2.1	Memorial Descritivo	11
2.1.1	Justificativa da Solução Adotada	11
2.1.2	Critérios de Projeto	12
2.1.3	Instalação da Obra	12
2.1.4	Mobilização	12
2.1.5	Fundações Superficiais	12
2.1.6	Estrutura de Concreto	12
2.1.6.1	Generalidades	12
2.1.6.2	Materiais	13
2.1.6.3	Dosagem	14
2.1.6.4	Mistura e Amassamento	14
2.1.6.5	Transporte, Preparo da Superfície e Lançamento	15
2.1.6.6	Adensamento	15
2.1.6.7	Cura e Proteção do Concreto	15
2.1.7	Reparos no Concreto	16
2.1.8	Controle Topográfico e Tolerâncias	16
2.1.9	Controle Tecnológico	17
2.1.9.1	Concreto Moldado no Local	17
2.1.9.2	Formas	17
2.1.9.3	Retirada de Formas e Escoramento	17
2.1.9.4	Aberturas, Furos e Peças Embutidas	18
2.1.9.5	Aços	18
2.1.10	Emendas	18
2.1.11	Armaduras	18
2.1.11.1	Armadura para Concreto Armado	18
2.1.11.2	Preparo e Colocação de Armaduras	19
2.1.11.3	Preparo, lançamento e Cura do Concreto.	19
2.1.11.4	Aço para Armaduras de Concreto Armado	19
2.1.12	Aparelhos de Apoio de Elastômero	19
2.1.13	Drenos	19

2.1.14	Sinalização	20
2.1.15	Pavimentação	20
2.1.16	Desmobilização da Obra	20
2.1.17	Observações	20
2.2	Memória de Calculo Estrutural	21
2.3	Memória de Calculo das Quantidades	43
2.3.1	Infra e Mesoestrutura	43
2.3.2	Superestrutura	44
2.3.3	Placa De Transição	45
2.3.4	Barreira New Jersey	45
2.3.5	Acabamentos E Obras Complementares	45

1 APRESENTAÇÃO

1 APRESENTAÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado **VOLUME 3.1 – MEMÓRIA JUSTIFICATIVA – O.A.E** é parte integrante do Projeto de Engenharia Rodoviário para Obra de Implantação e Pavimentação Asfáltica da Rodovia SC-370, trecho: Rio Rufino à Urubici. A extensão total contratada é de 30,3 km.

O Relatório foi elaborado pela empresa **ENGEVIX Engenharia SA**, em conformidade com o Contrato celebrado com o Departamento Estadual de Infraestrutura – DEINFRA, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

Número do Contrato : PJ.221/2012

Data de Assinatura do Contrato : 11/09/2012

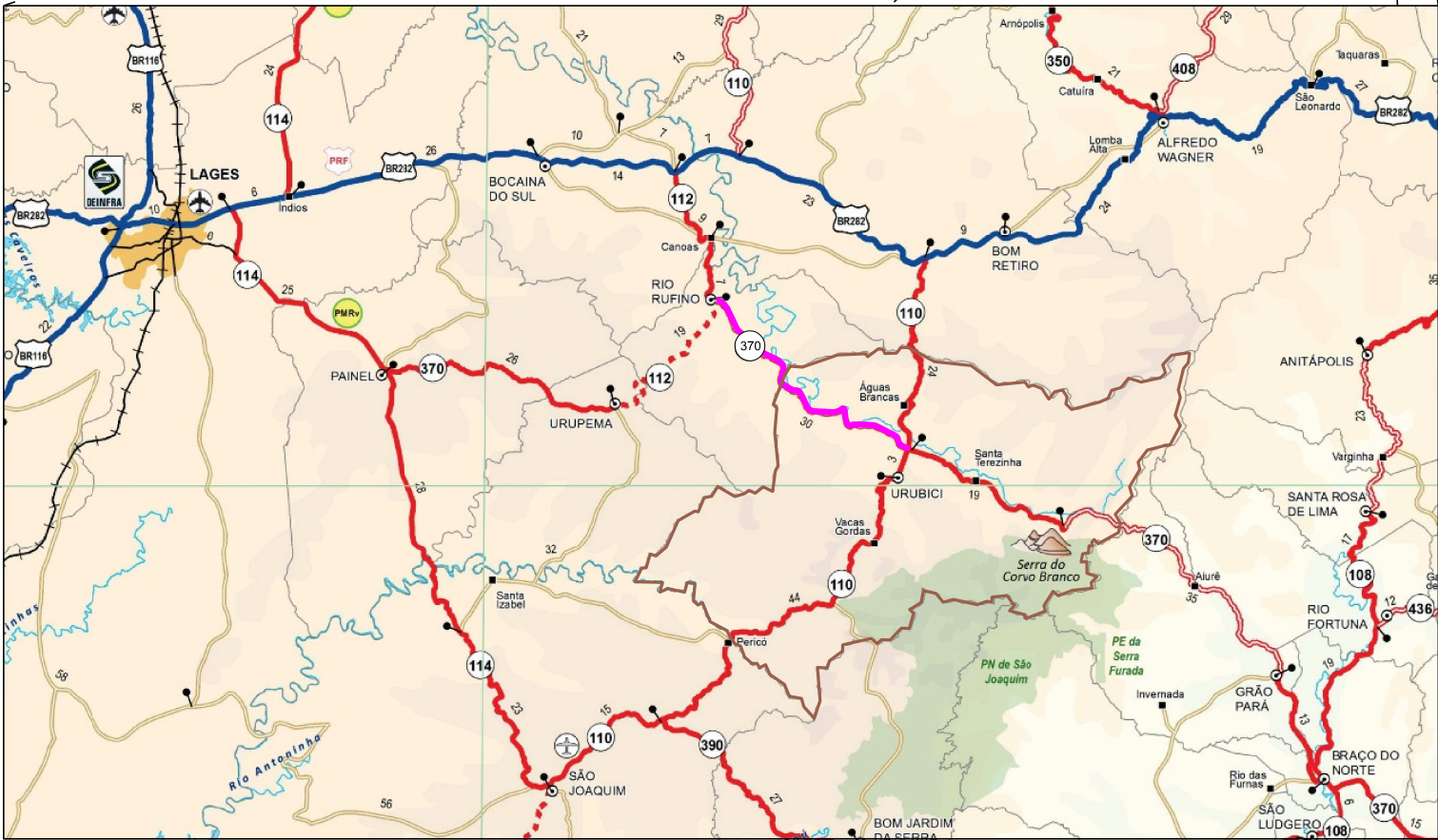
Número da Ordem de Serviço : 001/2013

Data de Assinatura da Ordem de Serviço : 03/01/2013

Prazo Contratual : 300 dias

Florianópolis, novembro de 2013.

1.2 MAPA DE SITUAÇÃO



2 PROJETO DE OBRA DE ARTE ESPECIAL

2 PROJETO DE OBRA DE ARTE ESPECIAL

2.1 Memorial Descritivo

A Ponte sobre o Rio Rufino situa-se na SC 370, Trecho Rio Rufino-Urubici, onde a rodovia se desenvolve planimetricamente em linha reta e altimetricamente a nível.

A extensão total da obra no eixo da ponte é de 31,00m, medidos entre faces externas das transversinas de entrada.

A largura total do estrado é de 13,40m, assim subdividido: duas faixas de rolamento com 3,50m cada, duas folgas de 0,80m, dois acostamentos de 1,50m, duas faixas de bordo de 0,50m e duas barreiras New-jersey de 0,40m.

A superestrutura em concreto armado é formada por três longarinas isostáticas, com dois balanços de 5,00m e um vão de 21,00m. As longarinas de seção retangular tem altura constante de 1,60m e largura de 0,60m. As lajes têm espessura de 0,30m em toda extensão da obra. Foram adotadas barreiras New-jersey de 0,87m de altura. Os encontros terão alas de retorno de 2,00m. Para drenagem serão utilizados drenos de PVC com diâmetro 100mm, junto ao passeio. Adequaram-se também duas pingadeiras cada lado, nas lajes em balanço do tabuleiro.

A mesoestrutura, responsável pela transmissão das cargas da super para a infraestrutura, é constituída por pórticos em concreto armado com pilares circulares.

A vinculação da super e mesoestrutura é feita por meio de aparelhos de apoio de elastômero fretado.

A infraestrutura, devido às características do terreno, será superficial tipo sapatas apoiadas em rocha.

- Classe da obra: Trem Tipo Classe 45 da NBR 7188
- Concreto Estrutural utilizado: Infra, Meso e Super: 25 MPa.

2.1.1 Justificativa da Solução Adotada

A estrutura descrita anteriormente resultou de estudo das condições peculiares da travessia, buscando funcionalidade, segurança e economia.

A extensão do vão entre apoios foi adotada em função do comprimento total adotado para obra, de forma que os pilares implantados ficassem mais próximos das margens, fora do leito do rio e padrões econômicos normais para o concreto armado convencional.

A superestrutura, composta por três longarinas isostáticas, em concreto armado, é adequada para este projeto.

A infraestrutura, devido às características do terreno, será superficial tipo sapatas apoiadas em rocha.

2.1.2 Critérios de Projeto

Todo projeto executivo será elaborado conforme as Normas Brasileiras, em particular:

Recomendações para Obras de Arte Especiais:

- NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre.
- NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.
- NBR 7187 - Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido

Além das normas citadas e da bibliografia consultada e também sem prejuízo de observações contidas no projeto e neste relatório, o detalhamento do projeto executivo obedece as seguintes recomendações:

- Cobrimento das armaduras = 3,0cm para fundações, pilares e vigas e 2,5cm para lajes e placas.
- Comprimento máximo das barras de aço para armadura: 12,00m.
- Aço: CA 50/60 (concreto armado)

2.1.3 Instalação da Obra

Efetuada a instalação do acampamento, será executada a locação da obra a de cotas e coordenadas fornecidas pela fiscalização.

2.1.4 Mobilização

A empreiteira deverá tomar todas as providências relativas à mobilização pessoal e equipamentos de construção, imediatamente após a assinatura contrato, de forma a poder dar início efetivo às obras e possibilitar o cumprir do cronograma de construção.

2.1.5 Fundações Superficiais

As sapatas de concreto serão executadas conforme o projeto, observando as cotas e a capacidade de carga.

2.1.6 Estrutura de Concreto

2.1.6.1 Generalidades

Esta seção trata de todos os trabalhos referentes a concreto para estrutura permanente, de acordo com o projeto executivo, incluindo material e equipamento para fabricação, transporte, lançamento, adensamento, acabamento, cura e controle tecnológico.

As tensões características dos concretos empregados nesta obra, designados pela notação “fck”, correspondem aos valores que apresentam uma probabilidade de apenas 5% de não serem atingidos.

Serão empregados os seguintes valores:

- Classe de agressividade ambiental II (NBR 6118/03)
- Infra, meso e superestrutura fck=25 MPa

O concreto será composto de cimento, água, agregados e qualquer componente

mencionado, a critério da fiscalização e por conta da Empreiteira, tal como: incorporador de ar, redutor de água, retardador de pega, impermeabilizante, plastificante ou outro, que produza propriedades benéficas conforme comprovado em ensaios de laboratório e aprovado pela fiscalização devendo assegurar:

- Trabalhabilidade compatível com as necessidades de lançamento;
- Homogeneidade em todos os pontos da massa;
- Após o lançamento, apresentar compacidade adequada e, após a cura durabilidade, impermeabilidade e resistência mecânica, de acordo com essas ET desenhos de projeto.

O concreto e materiais componentes obedecerão às normas e especificações ABNT e ASTM e, em casos de omissão ou não aplicabilidade, prevalecerão exigências destas ET ou de outras normas e especificações determinadas pela fiscalização.

A Empreiteira deverá obrigatoriamente dispor para sua consulta no canteiro de obras de um conjunto completo das normas da ABNT relativas a concreto armado e protendido.

As especificações gerais de obras rodoviárias do DNIT poderão ser usadas como forma complementar de orientação.

2.1.6.2 Materiais

a) Cimento

Será empregado o do tipo Portland comum ou pozolânico classe 32 de acordo com as prescrições da NBR-5732 (comum) e NBR-5736 (pozolânico) da ABNT. O armazenamento no canteiro de obra, em sacos de 50 kg, será em local isento de infiltração de água, ventilado, sem contato direto com o terreno depósito de fácil acesso para a fiscalização promover, retirada de amostra e identificação de qualquer partida que ficará separada por lotes recebidos em diferentes. Em condições normais, as pilhas serão compostas de no máximo 10 sacos; quando o cimento apresentar temperatura igual ou maior que 35° as serão compostas de 5 sacos no máximo.

Será recusado quando a embalagem original estiver danificada no transporte ou quando apresentar sinais de início de hidratação (empedramento). Somente será aberto no momento de seu uso.

b) Agregado Miúdo

Areia quartzosa, com dimensão igual ou inferior a 4,8 mm, atendendo aos requisitos de granulometria, porcentagem máxima de argila, materiais orgânicos, mal pulverulentos e ensaio de qualidade constantes na NBR-721 1 da ABNT.

c) Agregado Graúdo

Os agregados a serem usados não deverão conter materiais deletérios e não deverão ser reativos. Serão dispensados destes ensaios os materiais que na tiverem uso consagrado.

Grãos resistentes, duros e estáveis, de pedra britada, de seixos rolados, britados não, de dimensão maior que 4,8 mm, obedecendo à NBR-7211, da ABNT.

A estocagem será feita evitando a contaminação de material estranho e m entre dois agregados de tipo e procedência diferente, conservando sua composição granulométrica

original.

d) Água

Doce, limpa e isenta de substâncias estranhas e nocivas como silte, óleo, á sais ou matéria orgânica em proporção que comprometa a qualidade do concreto.

Será submetida à análise de laboratório em obediência ao especificado na NBR 6118, da ABNT, item 8.1.3.

e) Aditivo

O uso será restrito a casos especialmente necessários mediante autorização e orientação da fiscalização. Quando isso ocorrer, observar rigorosamente as prescrições fabricante e realizar ensaio de laboratório para determinar teor e eficiência.

O armazenamento será de responsabilidade da Empreiteira e de acordo com instruções do fabricante e de acordo com a EB-1 763 e ASTM C-260 e ASTM C.

2.1.6.3 Dosagem

a) Concreto Moldado "in loco" e Concreto Armado

O traço será determinado por método racional, em laboratório idôneo aceito pela fiscalização, a expensas da Empreiteira, antes do início da concretagem. Estudos de dosagem deverão ser compatíveis com a natureza da obra, condições de trabalho, durabilidade, condições de transporte e lançamento. O fator água/materiais secos deverá atender as necessidades criadas pelas temperaturas e umidade relativa do ar nos casos mais extremos. A dosagem deverá resultar em um produto final homogêneo com argamassa trabalhável e compatível com dimensões, finalidade, disposição e densidade de armadura dos elementos estruturais assim como com formas de transporte e adensamento, tudo de acordo com o estabelecido no item 8.3.1. da NBR-6118.

O traço somente poderá ser aplicado após sua aprovação por escrito pela fiscalização.

O controle tecnológico a ser adotado para o cálculo do traço de concreto será o controle sistemático rigoroso.

2.1.6.4 Mistura e Amassamento

Somente será admitido o processo mecânico. O tempo de mistura, contado a lançamento de todos os componentes, será de dois minutos e meio, reservar a fiscalização o direito de aumentá-lo, caso o concreto, a ser moldado no não demonstre homogeneização adequada.

O concreto descarregado da betoneira terá composição e consistência uniforme todas as suas partes e nas diversas descargas.

Não será admitido o concreto re-misturado e/ou quando já tiver iniciado a pega.

A mistura e homogeneidade deverão atender as ASTM C-94 e CRD-C55.

A correção de água de amassamento em tempo quente deverá atender a NB-7212 e ACI-305.

A tolerância de erros nas dosagens dos materiais deverá atender aos limites de controle tecnológico adotado nestas especificações.

A fiscalização orientará em caso de dúvida.

2.1.6.5 Transporte, Preparo da Superfície e Lançamento

A concretagem das peças moldadas no local somente será feita após a liberação pela fiscalização.

O concreto deverá manter as características originais do traço liberado para uso, sob pena de rejeição da carga.

Com a finalidade de evitar a segregação no transporte e lançamento, adotadas medidas e/ou equipamentos especiais. No caso de lançamento de superior a 2 m, poderão ser usados trombas, funis ou calhas previamente aprovados pela fiscalização. A diminuição da altura poderá ser obtida através abertura de janelas laterais nas formas. A altura das camadas de concretagem fixada em função da dimensão das peças e obedecendo ao item 13.2 da NBR-6118.

Toda a superfície de terra onde o concreto for lançado será compactada e isenta água empoçada, lama ou detrito. Solo menos resistente deve ser removido substituído por concreto magro ou por solo selecionado e compactado até a densidade da área vizinha. A superfície de solo será convenientemente saturada antes do lançamento. Superfície rochosa deverá estar limpa, isenta de óleo, água parada ou corrente, lama e detrito.

Durante esta fase, serão tomadas precauções para prevenir a ação das intempéries.

2.1.6.6 Adensamento

O concreto moldado no local será vibrado mecanicamente por meio de vibradores de imersão com diâmetro compatível ou de parede, para obter a máxima compacidade.

O vibrador de imersão deverá operar verticalmente e a penetração será feita seu próprio peso. Evitar contato direto com a armadura e forma. A retirada do equipamento de dentro da massa deverá ser lenta, para não ocasionar a formação de vazios. A agulha deve penetrar (não mais que — de seu comprimento) na camada recém-lançada e também na anterior, enquanto esta não tiver iniciado o processo de pega, para assegurar boa união e homogeneidade entre as duas camadas e prevenir a formação de juntas frias, não devendo, porém, o comprimento da penetração ser superior ao da agulha.

As quantidades de vibradores e respectivas potências serão adequadas a quantidade a ser adensada. As aplicações sucessivas serão realizadas à distância máximas ao raio de ação das vibrações.

O vibrador de imersão não poderá, de forma alguma, ser utilizado transportador de concreto dentro das formas.

Técnicas de revibração poderão ser usadas desde que sejam feitos ensaios de laboratório para orientação dos trabalhos.

Serão tomadas todas as precauções para evitar a formação de ninhos, a alteração da posição da armadura, nem ocasionar quantidade excessiva de nata na superfície ou a segregação do concreto.

2.1.6.7 Cura e Proteção do Concreto

Enquanto não atingir endurecimento satisfatório, o concreto será protegido chuva torrencial, agentes químicos, choque e vibração com intensidade tal produza fissura na

massa ou falta de aderência à armadura.

A proteção contra a secagem prematura, evitando ou reduzindo os defeitos da retração por secagem e fluência, pelo menos durante os sete primeiros dias após o lançamento, deverá ser feita mantendo umedecida a superfície, usando película impermeável, ou ainda o emprego de mantas hidrófilas (*Curaflex ou Similares*).

O tempo de cura poderá ser aumentado, de acordo com a natureza do cimento e da obra.

Compostos químicos para a cura somente serão usados quando aprovados pela fiscalização.

2.1.7 Reparos no Concreto

Em caso de necessidade, somente poderá ser feito por pessoal especializado.

O local defeituoso será cortado com máquina pneumática ou elétrica, eliminando-se as partes soltas. A superfície deverá ficar rugosa, preparada com apicoamento mecânico, jato de água de alta pressão ou jato de areia, independentemente de seu tamanho.

Quando o reparo for feito em concreto, a superfície preparada deverá ser previamente saturada com água e o concreto deverá preferencialmente ter o mesmo traço do concreto original.

Em estruturas, onde não for conveniente o uso de concreto, poderão ser usados materiais especiais, tais como argamassa seca, epoxi, argamassa epoxídica, argamassa para "grouting", etc. O uso destes materiais exige técnicas específicas recomendadas pelo fabricante e/ou pela fiscalização.

2.1.8 Controle Topográfico e Tolerâncias

Os trabalhos de construção serão realizados seguindo-se rigorosamente o detalhamento do projeto executivo. Assim, o EMPREITEIRO, deverá contar com apoio topográfico adequado, tanto, na ocasião da locação das diversas etapas da obra, quando da liberação das peças a serem concretadas e/ou posicionadas.

A fiscalização poderá intervir, a qualquer momento e quando achar necessário para verificar e orientar os serviços.

As tolerâncias, serão conforme o quadro a seguir, observando-se que em caso de dúvida, os desvios permissíveis serão estabelecidos pela fiscalização.

TIPO	TOLERÂNCIAS	
	VARIAÇÃO (%)	LIMITE MÁXIMO (cm)
Tubulões e/ou estacas		
▪ Em planta	-	3,0
▪ Prumo	1,0	5,0
Prumo de pilares, paredes e arestas	0,2	2,5
Alinhamento de paredes, pilares e vigas	0,1	2,0

TIPO	TOLERÂNCIAS	
	VARIAÇÃO (%)	LIMITE MÁXIMO (cm)
Espessuras de paredes, lajes, pilares e vigas	-2,0 à +5,0	-
Níveis de greide da laje superior	0,2	1,0
Locação de embutidos e aberturas		± 0,5

2.1.9 Controle Tecnológico

2.1.9.1 Concreto Moldado no Local

O Empreiteiro manterá no local um laboratório e pessoal habilitado para ensaiar os materiais, ou se preferir, indicará uma empresa especializada, sediada em local mais próximo possível da obra, para efetuar o controle tecnológico. Este pessoal ou empresa deverá se reportar diretamente à fiscalização.

O controle de qualidade do concreto fresco e endurecido e seus componentes a ser adotado, será o sistemático da NBR 6118.

A fiscalização supervisionará a retirada e moldagem das amostras e avaliará os resultados dos relatórios, para que sejam cumpridas essas especificações e as prescrições do projeto.

Para efeito de avaliação de equipamentos e pessoal a serem alocados para o controle tecnológico, considera-se que serão retiradas amostras de pelo menos três regiões: fundações, mesoestrutura e superestrutura.

2.1.9.2 Formas

Serão executadas rigorosamente conforme dimensões indicadas em projeto, com material de boa qualidade e adequado ao tipo de acabamento da superfície de concreto por ele envolvido. Deverão obedecer as Normas NBR-7190 e NBR-8800, respectivamente para estruturas de madeira e metálica.

Antes do início da concretagem, serão molhadas até a saturação, executados furos para escoamento do excesso de água e verificada a estanqueidade.

As juntas serão vedadas e a superfície em contato com o concreto deverá estar isenta de impurezas prejudiciais à qualidade do acabamento. Os furos de escoamento da água serão vedados.

O emprego de aditivos especiais, aplicados nas paredes internas das formas para facilitar a retirada das formas, só poderá ser realizado mediante autorização da fiscalização e demonstrado pelo fabricante que seu emprego não introduz manchas ou alterações no aspecto exterior da peça.

2.1.9.3 Retirada de Formas e Escoramento

Não deverá ocorrer antes dos seguintes prazos: (concreto armado)

- Faces laterais 03 dias;
- Faces inferiores com pontaletes bem encunhados 14 dias;

- Faces inferiores com pontaletes 21 dias.

Os pontaletes que permanecerão após a retirada das formas, não deverão produzir esforços de sinal contrário ao de carregamento com que a peça foi projetada para evitar rompimento ou trinca.

A Empreiteira deverá apresentar à fiscalização com antecedência mínima de uma semana, o plano de retirada das formas das diversas estruturas, para análise e aprovação.

Somente será permitido o uso da estrutura como elemento estrutural auxiliar da construção ou como depósito provisório de materiais de construção após a verificação das condições de estabilidade e aprovação da fiscalização.

2.1.9.4 Aberturas, Furos e Peças Embutidas

As aberturas, furos, passagens, tubulações e peças embutidas, deverão obedecer rigorosamente às determinações do projeto, não sendo permitida a mudança de posição. Serão tomadas providências antes da concretagem, evitando-se danificar o concreto adjacente na fase de montagem.

Quando inevitável, a mudança será autorizada por escrito pela fiscalização, que procederá a revisão do projeto.

2.1.9.5 Aços

Para as armaduras, serão empregadas barras de aço de seção circular, de diversas bitolas do tipo CA-50 conforme indicado, sendo que as barras emendadas por solda deverão ser da categoria "A", obedecendo onde necessário as normas, especificações e métodos da ABNT em vigor, os quais deverão ser aplicados integralmente e que são os seguintes:

- NBR-6118 Cálculo e execução de obras de concreto armado;
- NBR-7187 Projetos e execução de pontes de concreto armado e protendido;

2.1.10 Emendas

As emendas das barras das armaduras serão executadas por solda de topo (eletrofusão ou caldeamento) ou por justaposição, conforme indicação no projeto.

A substituição da emenda de topo por caldeamento por emenda de topo com eletrodo poderá ser autorizada pela fiscalização, ou preferencialmente por luvas mecânicas prensadas ou rosqueadas caso ocorra conveniência de caráter econômico ou construtivo, porém, sem adicional para o contratante.

Em qualquer caso deverá ser obedecido o disposto no item 6.3 da NBR-6118.

2.1.11 Armaduras

2.1.11.1 Armadura para Concreto Armado

Será executada de acordo com o projeto, observando estritamente as características do aço, número de camadas, dobramento, espaçamento e bitola dos diversos tipos de barras retas e dobradas, amarradas com arame preto nº 16 ou 18. As barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado deverão obedecer às prescrições da NBR-7480/85.

Antes e depois de colocada em posição, a armadura deverá estar perfeitamente limpa, sem ferrugem, pintura, graxa, terra, cimento ou qualquer outro elemento que possa prejudicar sua aderência ao concreto ou sua conservação.

A impureza será retirada com escova de aço ou qualquer tratamento equivalente.

As barras de aço deverão ficar no depósito da obra, apoiadas sobre vigas ou toras de madeira estáveis para evitar danos e/ou deformações.

2.1.11.2 Preparo e Colocação de Armaduras

As armaduras deverão ser cortadas e dobradas de acordo com os detalhes do projeto, devendo ser usados pinos e cutelos compatíveis com o diâmetro e classe do aço das barras – art. 6.3.4 da NBR-6188.

A emenda das barras deverá obedecer rigorosamente o disposto no artigo 6.3.5. da NBR-6188, para o tipo de emenda previsto pelo contratante, devendo o mesmo apresentar ao projetista, para aprovação, um plano de emenda em função das características locais.

2.1.11.3 Preparo, lançamento e Cura do Concreto.

O concreto para toda a obra deverá obedecer ao seguinte: mistura mecânica (betoneira), adensamento por vibração (vibradores mecânicos) e consistência adequada. O traço será determinado em função dos agregados locais, cuja utilização foi autorizada.

A cura do concreto deverá ser cuidadosa, devendo ser molhado abundantemente depois de endurecido, durante cerca de 15 dias, evitando-se nessa época, sua exposição aos raios solares.

A critério da fiscalização poderá ser empregado o concreto “pronto” industrializado. Para orientação geral deverão ser observados os artigos correspondentes da NBR-6188.

2.1.11.4 Aço para Armaduras de Concreto Armado

As barras de aço destinadas às armaduras das peças de concreto armado da estrutura, serão do tipo CA-50 A, devendo satisfazer o que prescreve a NBR-7480.

As armaduras são preparadas e colocadas nas formas de acordo com os detalhes de projeto, e deverão, quanto a sua dobragem e durante a concretagem, obedecer ao prescrito na NBR-6188.

2.1.12 Aparelhos de Apoio de Elastômero

Os aparelhos de Elastômero Fretado deverão obedecer aos detalhes do projeto, podendo ser adquiridos de marcas ou fornecedores conceituados. A critério da fiscalização poderão ser aplicadas as especificações para "Almofadas Elásticas Fretadas com Chapas de Aço" do IPT de São Paulo.

Proceder conforme artigo 5.3.1 da ES – 335/97 DNIT.

2.1.13 Drenos

Serão executados onde indicados em projeto com tubos de obrigatoriamente de ferro fundido.

2.1.14 Sinalização

Os serviços de sinalização deverão ser executados em obediência a resolução de nº 666/86 do Conselho Nacional de Trânsito.

A sinalização da obra será materializada através de um sistema de balizamento reflexivo e delineador.

Tal sistema consistirá na adoção de:

Películas reflexivas com dimensões mínimas de 0,08m x 0,12m aplicadas, nos guarda corpos, a uma distancia de 2,00m entre elas.

Tachões fixados no eixo da pista de rolamento a cada 4,00m.

2.1.15 Pavimentação

Executar concreto com baixo fator água/material seco.

O agregado graúdo a ser usado devera ter dimensões máximas adequadas a espessura de acordo com NB-1 25mm será a maior dimensão permitida para o agregado do concreto de pavimentação.

Executar juntas a cada 3,00 a 5,00 metros, coincidindo sempre sobre os apoios e que sejam induzidas até 2/3 da altura do pavimento executado.

Poderá como opção, lançar placas alternadas da pavimentação.

2.1.16 Desmobilização da Obra

No final da obra deverá remover todas as instalações do canteiro de serviços, equipamentos edificações temporárias, sobras de material, formas, sucatas, cimento hidratado e entulho de construção de qualquer espécie.

A empreiteira deverá deixar a obra completamente limpa, com o pavimento de concreto e os guarda-rodas devidamente acabados, limpos de manchas e materiais estranhos aos acabamentos.

A empreiteira deverá deixar todo o canteiro, incluindo área de acampamento, áreas de trabalho e acessos temporários, em condições seguras.

2.1.17 Observações

Para qualquer omissão nestas Especificações, deverão ser utilizadas as Especificações Gerais para Obras Rodoviárias/Obras de Arte do DNIT e/ou a Norma Técnica Brasileira pertinente ao item exigido. A Fiscalização poderá solicitar em qualquer item da obra o ensaio previsto em norma para sua posterior aceitação.

2.2 Memória de Cálculo Estrutural

1. SUPERESTRUTURA

1.1 Longarinas de borda

1.1.1 Cargas permanentes para uma longarina

a) Concentradas nas extremidades dos balanços:

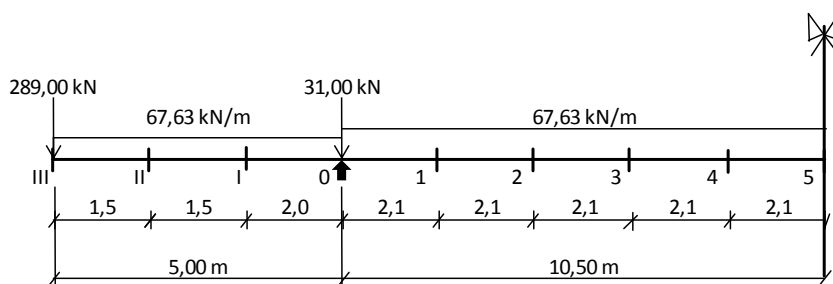
Ala + cortina + consolo +
viga da cortina + solo +
placa de transição = 289,00 kN
Somatório = 289,00 kN

b) Distribuídas ao longo da ponte:

Barreira = 5,75 kN/m
Guarda-corpo = 0,00 kN/m
Passeio = 0,00 kN/m
Laje em balanço = 14,25 kN/m
Laje central = 14,63 kN/m
Viga principal = 24,00 kN/m
Pavimentação = 9,00 kN/m
67,63 kN/m

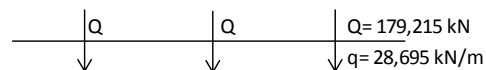
c) Transversinas de apoio = 31,00 kN

d) Esquema estrutural e carregamentos permanentes



1.1.2 Cargas móveis para uma longarina (Classe 45 da NBR7188 - Trem tipo homogeneizado)

RP = 137,40 kN
Rp = 22,00 kN/m



Impacto vertical = $1,4 \times 0,007 \times I = 1,304$

1.1.3 Planilha de momentos fletores

vão = 21,00 m balanço = 5,00 m Q = 179,215 kN q = 28,695 kN/m

Seção	Mg (kN.m)	Mq+ (kN.m)	Mq- (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)	MSd+ (serviço)		MSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
II	-511	0	-308	-511	-1147			-665	-511
I	-1171	0	-942	-1171	-2959			-1642	-1171
0	-2290	0	-2239	-2290	-6341			-3410	-2290
1	-948	1504	-2051	1158	-4199			-1974	-948
2	96	2656	-1863	3853	-2512	1424	96	-836	
3	841	3456	-1675	6016	-1504	2569	841		
4	1289	3957	-1487	7344	-793	3268	1289		
5	1438	4134	-1299	7801	-381	3505	1438		

1.1.4 Planilha de esforços cortantes

vão = 21,00 m balanço = 5,00 m Q = 179,215 kN q = 28,695 kN/m

Seção	Vg (kN)	Vq+ (kN)	Vq- (kN)	Vd+ (kN)	Vd- (kN)	VSd+ (serviço)		VSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
III D	-289	0	-179	-289	-655			-379	-289
II D	-391	0	-279	-391	-938			-531	-391
I D	-492	0	-551	-492	-1460			-767	-492
0 E	-627	0	-681	-627	-1831			-968	-627
0 D	710	817	-107	2138	560	1119	710		
1	568	706	-110	1784	414	921	568		
2	426	601	-119	1438	259	727	426		
3	284	502	-167	1100	50	535	284		
4	142	410	-242	773	-197	347	142		
5	0	323	-323	452	-452	162	0	-162	0

1.1.5 Planilha de reações de apoio

Seção	Rg (kN)	Rq+ (kN)	Rq- (kN)	R máx (kN)	R min (kN)
0=10	1368	1089	-107	2457	982

1.1.6 Planilha de dimensionamento à flexão

Seção	Armaduras calculadas para flexão						Após verificação à fadiga				Seção
	Md+ (kN.m)	d+ (cm)	As+ (cm²)	Md- (kN.m)	d- (cm)	As- (cm²)	As+		As-		
							cm²	Adotado	cm²	Adotado	
II		154,8		-1147	154,8	17,56	10,00	2 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	II
I		154,8		-2959	154,8	47,42	30,00	6 ϕ 25,0	50,00	10 ϕ 25,0	I
0		154,8		-6341	154,8	114,32	30,00	6 ϕ 25,0	115,00	23 ϕ 25,0	0
1	1158	154,8	17,35	-4199	154,8	70,00	30,00	6 ϕ 25,0	70,00	14 ϕ 25,0	1
2	3853	153,9	58,58	-2512	154,8	39,77	75,00	15 ϕ 25,0	45,00	9 ϕ 25,0	2
3	6016	152,1	93,74	-1504	154,8	23,23	95,00	19 ϕ 25,0	25,00	5 ϕ 25,0	3
4	7344	150,8	115,91	-793	154,8	12,04	115,00	23 ϕ 25,0	15,00	3 ϕ 25,0	4
5	7801	150,4	123,96	-381	154,8	5,71	125,00	25 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	5

f_{ck} = 25 MPa f_{yk} = 500 MPa cob = 3,0 cm A_{smin} = 30,00 cm²

1.1.7 Fadiga para armaduras de flexão

E_c = 23800 E_s = 210000 n = 8,824
bw = 0,60 m bf = 3,12 m h = 1,60 m hf = 0,30 m

Seção	As (flexão)		As (fadiga)		Armadura positiva					Armadura negativa				
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	σ _{máx} (Mpa)	σ _{mín} (Mpa)	Δσ _s (Mpa)	x (m)	J (m4)	σ _{máx} (Mpa)	σ _{mín} (Mpa)	Δσ _s (Mpa)	x (m)	J (m4)
II	0,00	17,56	10,00	20,00	-37,7	-49,1	11,4	0,0908	0,0195	228,3	175,4	52,9	0,2737	0,0327
I	0,00	47,42	30,00	50,00	-59,7	-83,7	24,0	0,1538	0,0552	232,8	166,0	66,8	0,4092	0,0709
0	0,00	114,32	30,00	115,00	-86,6	-128,9	42,3	0,1538	0,0552	218,6	146,9	71,8	0,5739	0,1340
1	17,35	70,00	30,00	70,00	-42,6	-88,7	46,1	0,1538	0,0552	202,7	97,4	105,4	0,4708	0,0925
2	58,58	39,77	75,00	45,00	130,0	-44,3	174,3	0,2352	0,1260	131,0	-23,4	154,5	0,3912	0,0651
3	93,74	23,23	95,00	25,00	188,5	63,0	125,5	0,2603	0,1516	-12,7	-38,9	26,2	0,3026	0,0397
4	115,91	12,04	115,00	15,00	201,0	81,8	119,1	0,2824	0,1758	-18,3	-46,3	28,0	0,2402	0,0254
5	123,96	5,71	125,00	10,00	199,4	84,7	114,6	0,2927	0,1879	-19,8	-48,2	28,4	0,1991	0,0176

1.1.8 Armaduras de cisalhamento

$f_{ctk,inf}$ 1,795 MPa $b_w =$ 0,60 m

Seção	d (m)	Vd (MN)	VRd2 (MN)	0,5xVc (MN)	Vsw (MN)	Asw (cm ² /m)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	(fator α)	$\alpha \times Asw$ (cm ² /m)	Estritos		Seção
										bitolas	ramos	
III D	1,548	0,655	4,029	0,357	0,298	4,92	59,4	1,000	6,16	10,0 c. 20	2	III D
II D	1,548	0,938	4,029	0,357	0,581	9,59	64,7	1,000	9,59	10,0 c. 16	2	II D
I D	1,548	1,460	4,030	0,357	1,103	18,20	82,1	1,000	18,20	10,0 c. 13	4	I D
0 E	1,548	1,831	4,030	0,357	1,474	24,33	80,9	1,000	24,33	10,0 c. 17	4	0 E
0 D	1,548	2,138	4,030	0,357	1,781	29,40	83,1	1,000	29,40	10,0 c. 10	4	0 D
1	1,548	1,784	4,030	0,357	1,426	23,55	86,1	1,013	23,85	10,0 c. 13	4	1
2	1,539	1,438	4,007	0,355	1,083	17,98	90,9	1,070	19,23	10,0 c. 16	4	2
3	1,521	1,100	3,960	0,351	0,749	12,59	99,2	1,167	14,70	10,0 c. 10	2	3
4	1,508	0,773	3,926	0,348	0,425	7,20	115,4	1,357	9,77	10,0 c. 16	2	4
5	1,504	0,452	3,916	0,347	0,105	1,78	155,4	1,828	6,16	10,0 c. 20	2	5

Aswmin = 6,16 cm²/m

Armadura de pele = 6,00 cm²/m/face Adotado: ϕ 10 c. 13

1.1.9 Armaduras de suspensão

O içamento da superestrutura com macacos sob as cortinas, faz com que elas recebam as cargas permanentes da superestrutura através das armaduras de suspensão. Admitindo 10% de majoração das cargas permanentes, temos:

Apoio P1=P4 = $1,1 \times 1368 = 1505$ kN
 Trecho considerado = 1,70 m
 $As = 1,4 \times 1,505 / (435 \times 1,70) = 28,49$ cm²/m
 Será adotad ϕ 10 c. 11,0 $\leftarrow$ 4 ramos

1.2 Longarina central

1.2.1 Cargas permanentes para uma longarina

a) Concentradas nas extremidades dos balanços:

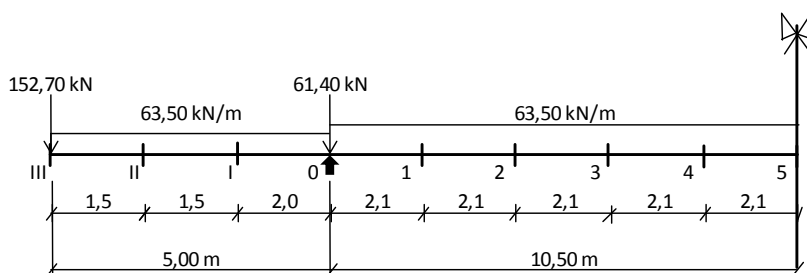
Ala + cortina + consolo +
 viga da cortina + solo +
 placa de transição = 152,70 kN
 Somatório = 152,70 kN

b) Distribuídas ao longo da ponte:

Barreira = 0,00 kN/m
 Guarda-corpo = 0,00 kN/m
 Passeio = 0,00 kN/m
 Laje em balanço = 0,00 kN/m
 Laje central = 29,25 kN/m
 Viga principal = 24,00 kN/m
 Pavimentação = 10,25 kN/m
 63,50 kN/m

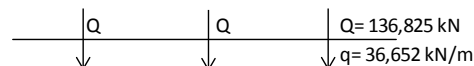
c) Transversinas de apoio = 61,40 kN

d) Esquema estrutural e carregamentos permanentes



1.2.2 Cargas móveis para uma longarina (Classe 45 da NBR7188 - Trem tipo homogeneizado)

RP = 104,90 kN
Rp = 28,10 kN/m



Impacto vertical = $1,4 \times 0,007 \times l = 1,304$

1.2.3 Planilha de momentos fletores

vão = 21,00 m balanço = 5,00 m Q = 136,825 kN q = 36,652 kN/m

Seção	Mg (kN.m)	Mq+ (kN.m)	Mq- (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)	MSd+ (serviço)		MSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
II	-299	0	-253	-299	-773			-426	-299
I	-743	0	-785	-743	-2139			-1136	-743
0	-1557	0	-1896	-1557	-4835			-2505	-1557
1	-297	1442	-1752	1722	-2869			-1173	-297
2	683	2550	-1609	4526	-1570	1958	683	-122	
3	1383	3324	-1465	6590	-668	3045	1383		
4	1803	3805	-1321	7851	-46	3706	1803		
5	1943	3972	-1177	8281	295	3929	1943		

1.2.4 Planilha de esforços cortantes

vão = 21,00 m balanço = 5,00 m Q = 136,825 kN q = 36,652 kN/m

Seção	Vg (kN)	Vq+ (kN)	Vq- (kN)	Vd+ (kN)	Vd- (kN)	VSd+ (serviço)		VSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
III D	-153	0	-137	-153	-406			-221	-153
II D	-248	0	-237	-248	-679			-367	-248
I D	-343	0	-463	-343	-1129			-575	-343
0 E	-470	0	-594	-470	-1490			-767	-470
0 D	667	788	-90	2037	541	1061	667		
1	533	674	-94	1690	402	870	533		
2	400	567	-106	1354	252	684	400		
3	267	469	-150	1030	57	501	267		
4	133	378	-218	716	-172	322	133		
5	0	294	-294	412	-412	147	0	-147	0

1.2.5 Planilha de reações de apoio

Seção	Rg (kN)	Rq+ (kN)	Rq- (kN)	R máx (kN)	R mín (kN)
0=10	1198	1069	-90	2267	979

1.2.6 Planilha de dimensionamento à flexão

Seção	Armaduras calculadas para flexão						Após verificação à fadiga				Seção
	Md+ (kN.m)	d+ (cm)	As+ (cm²)	Md- (kN.m)	d- (cm)	As- (cm²)	As+		As-		
							cm²	Adotado	cm²	Adotado	
II		154,8		-773	154,8	11,74	10,00	2 ϕ 25,0	15,00	3 ϕ 25,0	II
I		154,8		-2139	154,8	33,59	30,00	6 ϕ 25,0	35,00	7 ϕ 25,0	I
0		154,8		-4835	154,8	82,48	30,00	6 ϕ 25,0	85,00	17 ϕ 25,0	0
1	1722	154,8	25,80	-2869	154,8	45,79	30,00	6 ϕ 25,0	45,00	9 ϕ 25,0	1
2	4526	153,3	69,38	-1570	154,8	24,24	80,00	16 ϕ 25,0	45,00	9 ϕ 25,0	2
3	6590	151,3	103,66	-668	154,8	10,10	105,00	21 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	3
4	7851	150,4	125,29	-46	154,8	0,70	125,00	25 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	4
5	8281	149,8	132,67		154,8		135,00	27 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	5

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

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$cob = 3,0 \text{ cm}$

$A_{smin+} = 30,00 \text{ cm}^2$

1.2.7 Fadiga para armaduras de flexão

$E_c = 23800$

$E_s = 210000$

$n = 8,824$

$bw = 0,60 \text{ m}$

$bf = 3,12 \text{ m}$

$h = 1,60 \text{ m}$

$hf = 0,30 \text{ m}$

Seção	As (flexão)		As (fadiga)		Armadura positiva					Armadura negativa				
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	x (m)	J (m4)	$\sigma_{\text{máx}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	x (m)	J (m4)
II	0,00	11,74	10,00	15,00	-25,0	-35,5	10,6	0,0908	0,0195	193,3	135,8	57,5	0,2402	0,0254
I	0,00	33,59	30,00	35,00	-43,5	-66,5	23,0	0,1538	0,0552	226,8	148,4	78,4	0,3510	0,0529
0	0,00	82,48	30,00	85,00	-65,3	-105,0	39,7	0,1538	0,0552	213,9	133,0	81,0	0,5094	0,1073
1	25,80	45,79	30,00	45,00	-15,8	-62,2	46,5	0,1538	0,0552	183,9	46,6	137,4	0,3912	0,0651
2	69,38	24,24	80,00	45,00	168,5	-6,4	175,0	0,2417	0,1324	19,1	-31,5	50,6	0,3912	0,0651
3	103,66	10,10	105,00	10,00	203,9	95,2	108,7	0,2715	0,1636	-20,3	-44,6	24,3	0,1991	0,0176
4	125,29	0,70	125,00	10,00	210,8	106,2	104,5	0,2927	0,1879	-24,8	-50,9	26,1	0,1991	0,0176
5	132,67	0,00	135,00	10,00	208,3	107,3	101,0	0,3022	0,1990	-26,0	-52,6	26,6	0,1991	0,0176

1.2.8 Armaduras de cisalhamento

$f_{ctk,inf} = 1,795 \text{ MPa}$

$bw = 0,60 \text{ m}$

Seção	d (m)	Vd (MN)	VRd2 (MN)	0,5xVc (MN)	Vsw (MN)	Asw (cm²/m)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	(fator α)	$\alpha \times Asw$ (cm²/m)	Estribos		Seção
										bitolas	ramos	
III D	1,548	0,406	4,029	0,357	0,048	0,80	73,5	1,000	6,16	10,0 c. 20	2	III D
II D	1,548	0,679	4,029	0,357	0,322	5,31	75,9	1,000	6,16	10,0 c. 20	2	II D
I D	1,548	1,129	4,030	0,357	0,771	12,73	89,2	1,050	13,37	10,0 c. 12	2	I D
0 E	1,548	1,490	4,030	0,357	1,133	18,70	86,7	1,020	19,07	10,0 c. 16	4	0 E
0 D	1,548	2,037	4,030	0,357	1,679	27,72	84,2	1,000	27,72	10,0 c. 11	4	0 D
1	1,548	1,690	4,030	0,357	1,333	22,01	86,7	1,020	22,45	10,0 c. 14	4	1
2	1,533	1,354	3,991	0,354	1,000	16,67	91,1	1,072	17,86	10,0 c. 18	4	2
3	1,513	1,030	3,939	0,349	0,681	11,50	99,0	1,165	13,40	10,0 c. 12	2	3
4	1,504	0,716	3,916	0,347	0,369	6,26	114,8	1,351	8,46	10,0 c. 19	2	4
5	1,498	0,412	3,900	0,346	0,066	1,12	155,4	1,828	6,16	10,0 c. 20	2	5

$Asw_{min} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de pele = 6,00 cm²/m/face Adotado: $\phi 10$ c. 13

1.2.9 Armaduras de suspensão

O içamento da superestrutura com macacos sob as cortinas, faz com que elas recebam as cargas permanentes da superestrutura através das armaduras de suspensão. Admitindo 10% de majoração das cargas permanentes, temos:

$$\begin{aligned}\text{Apoio } P1=P2 &= 1,1 \times 1198 = 1318 \text{ kN} \\ \text{Trecho considerado} &= 1,70 \text{ m} \\ A_s &= 1,4 \times 1,318 / (435 \times 1,70) = 24,96 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Será adotado: } &\phi 10 \quad c. 11,0 \longleftarrow 4 \text{ ramos}\end{aligned}$$

1.3 Lajes

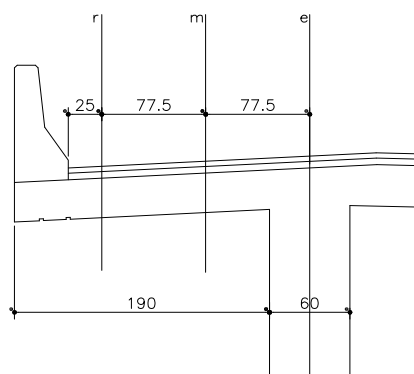
1.3.1 Lajes em balanço

1.3.1.1 Cargas permanentes

-M _{xrg} =	4,613 kN.m/m
-M _{xmg} =	16,125 kN.m/m
-M _{xeg} =	33,370 kN.m/m

1.3.1.2 Cargas acidentais

-M _{xrp} =	23,304 kN.m/m
-M _{xmg} =	13,773 kN.m/m
-M _{xeg} =	9,775 kN.m/m



1.3.1.3 Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

φ =	1,4 - 0,007 x 1,55 =	1,389
t/a =	0,398	
l _x /a =	0,775	

Para cálculo dos momentos foi utilizado Rüsch, placa 98, tráfego paralelo a y:

-M _{xeq} =	1,389	x	75	x	0,859	=	89,496 kN.m/m
M _{yrq} =	1,389	x	75	x	0,223	=	23,234 kN.m/m
M _{xmq} =	1,389	x	75	x	0,055	=	5,730 kN.m/m
M _{ymq} =	1,389	x	75	x	0,08	=	8,335 kN.m/m
-M _{xmq} =	1,389	x	75	x	0,236	=	24,588 kN.m/m

1.3.1.4 Dimensionamento:

f _{ck} =	25 MPa	cob =	2,5 cm
-------------------	--------	-------	--------

$$-M_{xed} = 1,4 \times 33,370 + 1,4 \times 89,496 = 172,012 \text{ kN.m/m}$$

h = 30 cm	d = 26,7 cm	k _c = 4,144	k _s = 0,0252
A _s =	16,23 cm ² /m	>	A _{smin} = 4,50 cm ² /m

Avaliação da fadiga:

M _{sdmáx} =	104,97 kN.m	M _{sdmín} =	33,37 kN.m
Para A _s =	16,23 cm ² /m	Δσ _s =	182,06 MPa < 190 MPa
Adotado:	φ 16,0	c. 12	

$$-M_{xmd} = 1,4 \times 16,125 + 1,4 \times 24,588 = 56,998 \text{ kN.m/m}$$

h = 30 cm	d = 27 cm	k _c = 12,790	k _s = 0,0237
A _s =	5,00 cm ² /m	>	A _{smin} = 4,50 cm ² /m

Avaliação da fadiga:

M _{sdmáx} =	35,80 kN.m	M _{sdmín} =	16,13 kN.m
Para A _s =	5,00 cm ² /m	Δσ _s =	154,10 MPa < 190 MPa
Adotado:	φ 10,0	c. 16	

$$-M_{xrd} = 1,4 \times 4,613 + 1,4 \times 23,304 = 39,084 \text{ kN.m/m}$$

h = 30 cm	d = 27 cm	k _c = 18,652	k _s = 0,0235
A _s =	3,40 cm ² /m	<	A _{smin} = 4,50 cm ² /m

Avaliação da fadiga:

M _{sdmáx} =	23,26 kN.m	M _{sdmín} =	4,61 kN.m
Para A _s =	4,50 cm ² /m	Δσ _s =	161,94 MPa < 190 MPa
Adotado:	φ 10,0	c. 17	

$$M_{xmd} = 1,4 \times 0,000 + 1,4 \times 5,730 = 8,022 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad k_c = 90,871 \quad k_s = 0,0232$$

$$A_s = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 4,58 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 39,82 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 17$$

$$M_{ymd} = 1,4 \times 0,000 + 1,4 \times 8,335 = 11,669 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad k_c = 62,474 \quad k_s = 0,0232$$

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 6,67 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 57,92 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 17$$

$$M_{yrd} = 1,4 \times 0,000 + 1,4 \times 23,234 = 32,527 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad k_c = 22,412 \quad k_s = 0,0234$$

$$A_s = 2,82 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

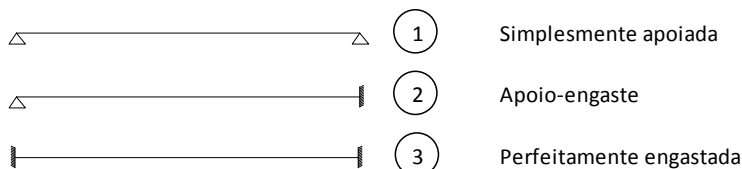
$$M_{sdmax} = 18,59 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 161,45 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 17$$

1.3.2 Lajes centrais

As lajes centrais foram dimensionadas considerando a combinação das seguintes hipóteses:



Para o dimensionamento dos momentos no meio do vão, foram utilizadas para cargas permanentes a hipótese (3) e para as cargas móveis a hipótese (1)

1.3.2.1 Simplesmente apoiadas

Cargas permanentes

$$g = 9,75 \text{ kN/m}^2 \quad l_x = 4,50 \text{ m}$$

Utilizando Rüsch nº1:

$$M_{xmg0} = 0,125 \cdot g \cdot l_x^2 = 24,68 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ymg0} = 0,025 \cdot g \cdot l_x^2 = 4,94 \text{ kN.m/m}$$

Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$$\phi = 1,4 - 0,007 \times 4,50 = 1,369$$

$$t/a = 0,398$$

$$l_x/a = 2,250$$

$$M_{xmq0} = 1,369 \times 75 \times 0,523 + 5 \times (0,42 + 0,68) = 59,179 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ymq0} = 1,369 \times 75 \times 0,276 + 5 \times (0,07 + 0,18) = 29,578 \text{ kN.m/m}$$

1.3.2.2 Perfeitamente engastadas

Utilizando Rüsch nº27 e nº97:

$$\begin{aligned} M_{xmg1} &= 0,0417 \cdot g \cdot l x^2 = 8,23 \text{ kN.m/m} \\ M_{ymg1} &= 0,0083 \cdot g \cdot l x^2 = 1,64 \text{ kN.m/m} \\ -M_{xeg1} &= 0,0833 \cdot g \cdot l x^2 = 16,45 \text{ kN.m/m} \\ -M_{yeg1} &= 0,0570 \cdot g \cdot l x^2 = 11,25 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$$\begin{aligned} M_{xmq1} &= 1,369 \times 75 \times 0,300 + 5 \times (0,00 + 0,19) = 31,741 \text{ kN.m/m} \\ M_{ymq1} &= 1,369 \times 75 \times 0,144 + 5 \times (0,00 + 0,09) = 15,230 \text{ kN.m/m} \\ -M_{xeq1} &= 1,369 \times 75 \times 0,603 + 5 \times (0,06 + 0,36) = 63,970 \text{ kN.m/m} \\ -M_{yeq1} &= 1,369 \times 75 \times 0,445 + 5 \times (0,00 + 0,28) = 47,074 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

1.3.2.5 Dimensionamento: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $cob = 2,5 \text{ cm}$

$$-M_{yed} = 1,4 \times 11,254 + 1,4 \times 47,074 = 81,659 \text{ kN.m/m}$$

$$\begin{aligned} h &= 30 \text{ cm} & d &= 25,3 \text{ cm} & k_c &= 7,823 & k_s &= 0,0241 \\ A_s &= 7,79 \text{ cm}^2/\text{m} & & > & A_{smin} &= 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Avaliação da fadiga:

$$\begin{aligned} M_{sdmax} &= 48,91 \text{ kN.m} & M_{sdmin} &= 11,25 \text{ kN.m} \\ \text{Para } A_s &= 8,45 \text{ cm}^2/\text{m} & \Delta\sigma_s &= 189,95 \text{ MPa} & < & 190 \text{ MPa} \\ \text{Adotado:} & \phi 12,5 & c. 14 \end{aligned}$$

$$M_{xmd} = 1,4 \times 8,233 + 1,4 \times 59,179 = 94,378 \text{ kN.m/m}$$

$$\begin{aligned} h &= 30 \text{ cm} & d &= 26,9 \text{ cm} & k_c &= 7,653 & k_s &= 0,0241 \\ A_s &= 8,46 \text{ cm}^2/\text{m} & & > & A_{smin} &= 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Avaliação da fadiga:

$$\begin{aligned} M_{sdmax} &= 55,58 \text{ kN.m} & M_{sdmin} &= 8,23 \text{ kN.m} \\ \text{Para } A_s &= 10,05 \text{ cm}^2/\text{m} & \Delta\sigma_s &= 189,57 \text{ MPa} & < & 190 \text{ MPa} \\ \text{Adotado:} & \phi 12,5 & c. 12 \end{aligned}$$

$$M_{ymd} = 1,4 \times 1,639 + 1,4 \times 29,578 = 43,703 \text{ kN.m/m}$$

$$\begin{aligned} h &= 30 \text{ cm} & d &= 25,8 \text{ cm} & k_c &= 15,172 & k_s &= 0,0234 \\ A_s &= 3,97 \text{ cm}^2/\text{m} & & < & A_{smin} &= 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Avaliação da fadiga:

$$\begin{aligned} M_{sdmax} &= 25,30 \text{ kN.m} & M_{sdmin} &= 1,64 \text{ kN.m} \\ \text{Para } A_s &= 5,15 \text{ cm}^2/\text{m} & \Delta\sigma_s &= 189,22 \text{ MPa} & < & 190 \text{ MPa} \\ \text{Adotado:} & \phi 10,0 & c. 15 \end{aligned}$$

1.3.3 Lajes centrais nos apoios centrais

Para o dimensionamento dos momentos no engaste do apoio central, foram utilizadas para cargas permanentes a hipótese (3) e para as cargas móveis a hipótese (2)

Utilizando Rüsch nº14:

Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$$-M_{xeq} = 1,369 \times 75 \times 0,762 + 5 \times (0,18 + 0,60) = 82,110 \text{ kN.m/m}$$

1.3.3.1 Dimensionamento: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $cob = 2,5 \text{ cm}$

$$-M_{\text{med}} = 1,4 \times 16,447 + 1,4 \times 82,110 = 137,979 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,7 \text{ cm} \quad k_c = 5,167 \quad k_s = 0,0247$$

$$A_s = 12,76 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s\text{min}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{s\text{dmáx}} = 82,13 \text{ kN.m} \quad M_{s\text{dmín}} = 16,45 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 14,20 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 189,90 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 16,0 \quad c. 14$$

1.4 Transversinas de apoio

As transversinas de apoio serão submetidas as máximas solicitações pelo içamento da superestrutura devido a troca de aparelhos de apoio.

Será avaliada como consolo com tirante superior e armadura de suspensão vertical constituída por estribos verticais na longarina, avaliados no item 1.1.9.

1.4.1 Apoios P1=P2

$$b_w = 60 \text{ cm} \quad cob = 3,0 \text{ cm}$$

$$h = 105 \text{ cm} \quad d = 100,1 \text{ cm}$$

$$a = 70 \text{ cm}$$

a) Armadura do tirante superior :

$$P = 1,1 \times R_g = 1505 \text{ kN}$$

$$T = 2,2 \times P \times a/d = 2315 \text{ kN}$$

$$A_s = 1,4 \times T/f_{yd} = 74,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Adotado : } 15\phi \quad 25,0$$

b) Armadura mínima de flexão :

$$A_{s\text{min}} = 0,0015 \times 60 \times 105 = 9,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Adotado : } 5\phi \quad 16,0$$

c) Armadura mínima de estribos:

$$A_{s\text{wmin}} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Adotado : } \phi 6,3 \quad c.20 \quad \leftarrow 4 \text{ ramos}$$

1.5 Alas

1.5.1 Para cargas verticais

$$A = 3,2 \text{ m}^2 \quad b_w = 40 \text{ cm}$$

$$G = 44,000 \text{ kN} \quad x = 1,0 \text{ m}$$

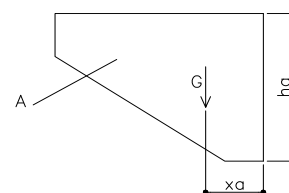
$$M_g = G \cdot x = 61,600 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,4 \cdot M_g = 86,240 \text{ kN.m}$$

$$h = 160 \text{ cm} \quad d = 154,2 \text{ cm} \quad k_c = 110,2859$$

$$k_s = 0,0232 \quad A_s = 1,30 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 9,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Será adotado: } 5 \phi \quad 16,0$$



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

$$c_{ob} = 3,0 \text{ cm}$$

1.5.2 Para cargas horizontais

$$c = 0 \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 0 \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$q(\text{sobrecarga}) = 25,00 \text{ kN/m}^2 \quad k_a = 0,33$$

$$\text{Pressão do solo: } p_s = 9,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressão da sobrecarga: } p_q = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressão média: } p = 13,00 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 26,004 \text{ kN.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times M = 36,406 \text{ kN.m/m}$$

$$d = 34,35 \quad k_c = 32,410 \quad k_s = 0,0232$$

$$A_s = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } \phi \ 10,0 \quad c.13$$

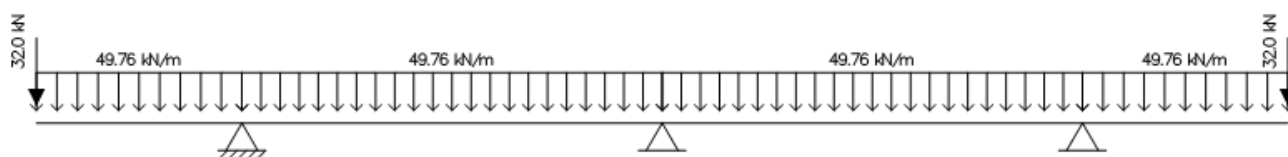
$$\text{Armadura externa} \quad A_{smin} = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Adotado: } \phi \ 10,0 \quad c.13$$

$$\text{Armaduras verticais} \quad A_{swmin} = 4,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Adotado: } \phi \ 8,0 \quad c.20 \leftarrow 2 \text{ ramos}$$

1.6 Cortinas

$$h_c = 160 \text{ cm} \quad b_c = 30 \text{ cm}$$

1.6.1 Cargas permanentes



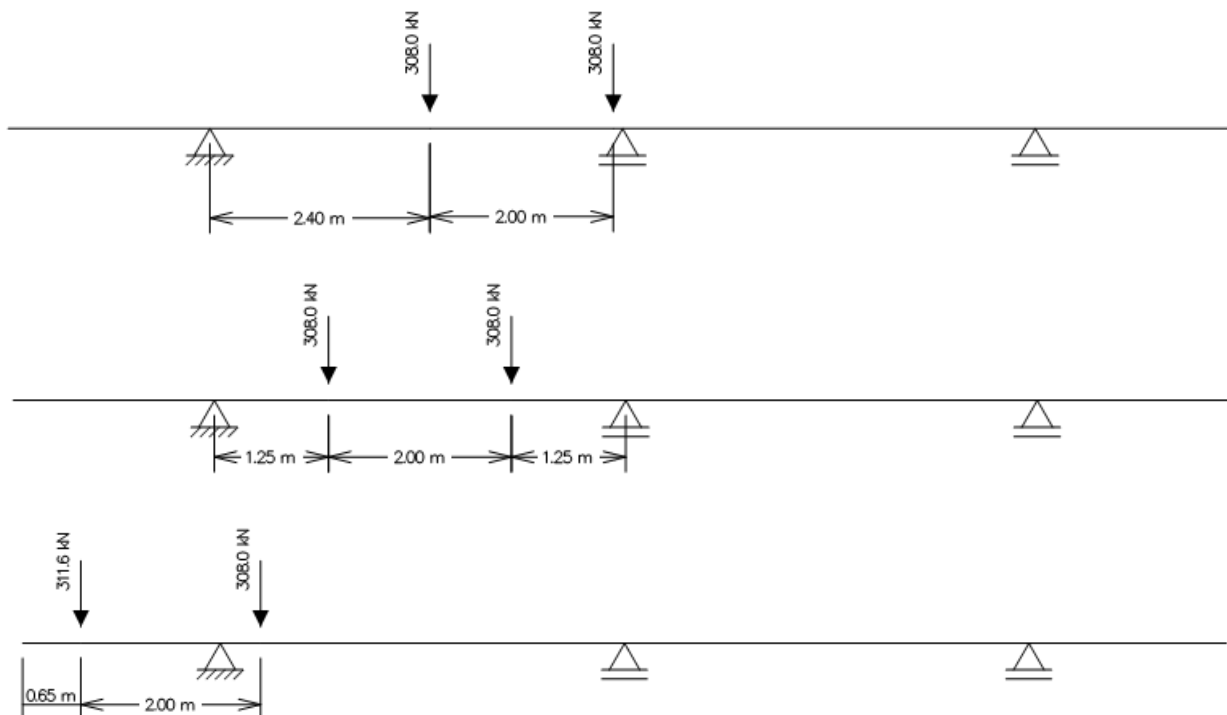
$$V_{\max} = 147,6 \text{ kN}$$

$$M_- = 190,8 \text{ kN.m}$$

$$M_+ = 28,0 \text{ kN.m}$$

1.6.2 Cargas móveis

Serão apresentados os esquemas de carregamento para obtenção de máximo esforço cortante e momentos positivos e negativos respectivamente.



$$V_{\max} = 530,8 \text{ kN}$$

$$M_- = 483,0 \text{ kN.m}$$

$$M_+ = 327,1 \text{ kN.m}$$

1.6.3 Dimensionamento

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

$$h_c = 160 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$c_{ob} = 3,0 \text{ cm}$$

$$-M_d = 1,4 \times (-M_g + -M_q) = 943,32 \text{ kN.m}$$

$$d = 154,95 \text{ cm}$$

$$k_c = 7,636$$

$$k_s = 0,0241$$

$$A_s = 14,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

>

$$A_{smin} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } 3 \phi 25,0$$

$$+M_d = 1,4 \times (M_g + M_q) = 497,14 \text{ kN.m}$$

$$d = 154,95 \text{ cm} \quad k_c = 14,48858 \quad k_s = 0,0236$$

$$A_s = 7,57 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } 2 \phi 25,0$$

$$V_d = 1,4 \times (V_{gmax} + V_{qmax}) = 949,76 \text{ kN}$$

$$d = 154,95 \text{ cm}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{ctd} \times b \times d = 2017,12 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{Rd2} \quad \text{Ok!}$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 357,70 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 592,06 \text{ kN}$$

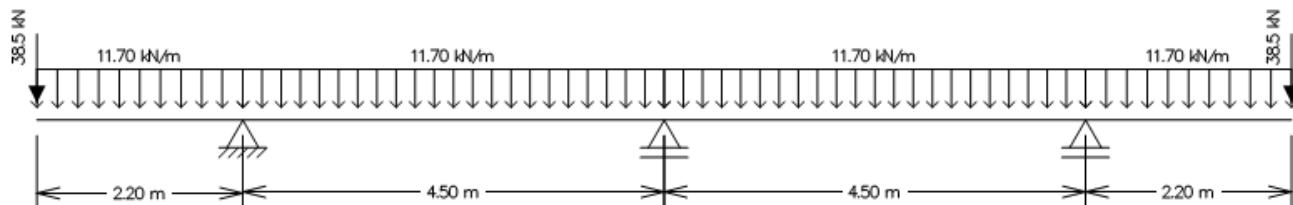
$$A_{sw} = 9,760 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{swmin} = 3,078 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } \phi 8,0 \quad c.10,0 \leftarrow 2 \text{ ramos}$$

$$\text{Arm. de pele: } 3,0 \text{ cm}^2/\text{m/face} \quad \text{Será adotado: } \phi 8,0 \quad c.16,0$$

1.7 Viga da cortina

1.7.1 Carregamentos e esforços



$V_{\max} = 64,0 \text{ kN}$ $M^- = 113,0 \text{ kN.m}$ $M^+ = 27,0 \text{ kN.m}$

1.7.2 Dimensionamento

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $h = 60 \text{ cm}$ $b_c = 25 \text{ cm}$
 $\text{cob} = 3,0 \text{ cm}$

$-M_d = 1,4 \times 113,00 = 158,20 \text{ kN.m}$

$d = 55,57 \text{ cm}$ $k_c = 4,880$ $k_s = 0,0249$

$A_s = 7,09 \text{ cm}^2/\text{m}$ $>$ $A_{s\min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Será adotado: 4ϕ 16,0

$+M_d = 1,4 \times 27,00 = 37,80 \text{ kN.m}$

$d = 55,57 \text{ cm}$ $k_c = 20,423$ $k_s = 0,0232$

$A_s = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$ $<$ $A_{s\min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Será adotado: 2ϕ 16,0

$V_d = 1,4 \times 64,00 = 89,60 \text{ kN}$

$d = 55,57 \text{ cm}$

$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 602,84 \text{ kN}$

$V_d < V_{Rd2}$ Ok!

$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 106,90 \text{ kN}$

$V_{sw} = -17,30 \text{ kN}$

$A_{sw} = -0,795 \text{ cm}^2/\text{m}$ $<$ $A_{sw\min} = 2,565 \text{ cm}^2/\text{m}$

Será adotado: $\phi 6,3$ c.20,0 $\leftarrow$ 2 ramos

2. MESOESTRUTURA

2.1 Cargas verticais da superestrutura

a) Longarinas

P1=P2					
R _g =	1368 kN	R _{q+} =	1089 kN	R _{q-} =	-107 kN
R _{máx} =	2457 kN	R _{mín} =	1261 kN		

b) Peso próprio da mesoestrutura

P1 (h=8,3 m) :	163 kN
P2 (h=6,7 m) :	132 kN
Viga pórtico =	12,0 kN/m

2.2 Aparelhos de apoio

Serão adotados aparelhos de apoio de 400x500x58mm (3 camadas de 12 mm)

Apoio P1 = P2:	$\sigma_{\max}$ =	12,3 MPa	k_a =	5556 kN/m
----------------	-------------------	----------	---------	-----------

2.3 Rigidez longitudinal

2.3.1 Pilares

f_{ck} =	25 MPa	Inércia =	0,049 m ⁴
P1 (h=8,3 m) :	k_p =	6130 kN/m	
P2 (h=6,7 m) :	k_p =	11653 kN/m	

2.3.2 Pilares + Aparelho de apoio

$\frac{1}{k_L}$	=	$\frac{1}{k_{ap}}$	+	$\frac{1}{k_a}$
P1 (h=8,3 m) :	k_L =	2914 kN/m		
P2 (h=6,7 m) :	k_L =	3762 kN/m		

2.4 Rigidez transversal

2.4.1 Pórticos

Para a obtenção das rigidezes transversais dos pórticos, foi utilizado o programa computacional Ftool.

a) Apoio P1 (h=8,30m):

$k_{pt} = 54645$ kN/m

b) Apoio P2 (h=6,70m):

$k_{pt} = 97847$ kN/m

2.4.2 Pórtico + Aparelho de apoio

$\frac{1}{k_T}$	=	$\frac{1}{k_{pt}}$	+	$\frac{1}{k_a}$
P1 (h=8,3 m) :	k_T =	5043 kN/m		
P2 (h=6,7 m) :	k_T =	5257 kN/m		

2.5 Forças horizontais longitudinais

2.5.1 Frenagem e aceleração

a) Devido a carga distribuída:	H =	98 kN
b) Devido ao peso do veículo:	H =	135 kN
c) Adotado:	H = 135 kN	na superestrutura
Apoio P1:	H = 19,64 kN	por pilar
Apoio P2:	H = 25,36 kN	por pilar

2.5.2 Empuxo nas cortinas

b = 12,60 m	h = 1,60 m	ka = 0,333	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Ea =	97 kN/m	agindo na superestrutura	
E = Ea =	97 kN/m =	32 kN	por linha de pilares
Apoio P1:	H = 14,07 kN	por pilar	
Apoio P2:	H = 18,16 kN	por pilar	

2.5.3 Temperatura e retração

$\Delta T =$	30 °C	vãos =	21,00 m
$\alpha =$	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	PDN =	10,50 m
Apoio P1:	H = 9,18 kN	por pilar	
Apoio P2:	H = 11,85 kN	por pilar	

2.5.4 Forças longitudinais totais

Apoio P1:	H = 42,89 kN	por pilar
Apoio P2:	H = 55,37 kN	por pilar

2.6 Forças horizontais transversais

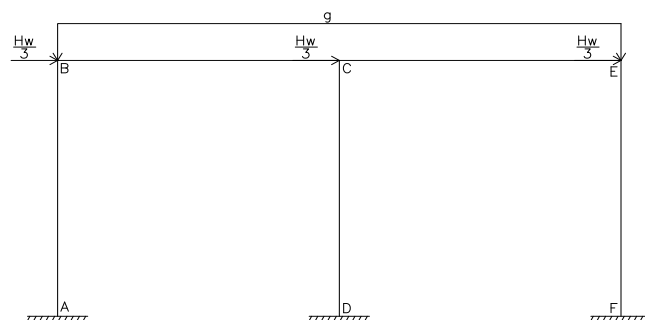
2.6.1 Vento

a) Ponte carregada:	h = 3,80 m	Hw =	117,8 kN
b) Ponte descarregada:	h = 2,40 m	Hw =	111,6 kN
c) Adotado:	117,8 kN		
$x = \frac{\sum_0^n k_{it} \times l_i}{\sum_n k_{it}}$			
	l0 =	5,00 m	
	l1 =	26,00 m	
x = 18,47472 m	e =	-2,97472 m	Mw = -350,422 kN
r0 =	13,47472	r0² x k0t =	9921787,66
r1 =	-7,52528	r1² x k1t =	5541059,886
P1:	Hw =	58,900 kN	
P2:	Hw =	58,900 kN	

2.7 Cálculo dos pórticos

2.7.1 Pórtico P1 (h=8,30m)

Para avaliação dos esforços nos pórticos, foi utilizado o programa computacional Ftool.



a) Atuação de Hw

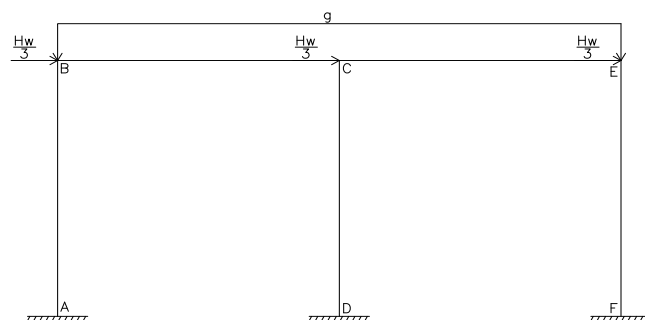
$M_A =$	-87,0 kN.m	$V_B =$	-23,5 kN
$M_B =$	60,3 kN.m	$V_C =$	-23,5 kN
$M_C =$	45,5 kN.m	$V_E =$	-23,5 kN
$M_D =$	-102,3 kN.m	$R_A =$	-23,5 kN
$M_E =$	-60,3 kN.m	$R_D =$	0,0 kN
$M_F =$	-87,0 kN.m	$R_F =$	23,5 kN

b) Atuação do peso próprio da viga entre os pilares

$M_A =$	5,8 kN.m	$V_B =$	24,5 kN
$M_B =$	-11,7 kN.m	$V_C =$	29,5 kN
$M_C =$	-23,1 kN.m	$V_E =$	24,5 kN
$M_D =$	0,0 kN.m	$R_A =$	24,5 kN
$M_E =$	-11,7 kN.m	$R_D =$	59,1 kN
$M_F =$	-5,8 kN.m	$R_F =$	24,5 kN
$M_{máx} =$	13,2 kN.m		

2.7.2 Pórtico P2 (h=6,70m)

Para avaliação dos esforços nos pórticos, foi utilizado o programa computacional Ftool.



a) Atuação de Hw

$M_A =$	-71,7 kN.m	$V_B =$	-18,5 kN
$M_B =$	46,7 kN.m	$V_C =$	-18,5 kN
$M_C =$	36,5 kN.m	$V_E =$	-18,5 kN
$M_D =$	-84,8 kN.m	$R_A =$	-18,5 kN
$M_E =$	-46,7 kN.m	$R_D =$	0,0 kN
$M_F =$	-71,7 kN.m	$R_F =$	18,5 kN

b) Atuação do peso próprio da viga entre os pilares

$M_A =$	6,2 kN.m	$V_B =$	24,7 kN
$M_B =$	-12,6 kN.m	$V_C =$	29,3 kN
$M_C =$	-23,0 kN.m	$V_E =$	24,7 kN
$M_D =$	0,0 kN.m	$R_A =$	24,7 kN
$M_E =$	-12,6 kN.m	$R_D =$	58,6 kN
$M_F =$	-6,2 kN.m	$R_F =$	24,7 kN
$M_{máx} =$	12,8 kN.m		

2.8 Dimensionamento dos pilares

2.8.1 Pilares P1

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

$d =$	1,0 m	$l_e =$	16,6 m	$\lambda =$	66,40	
$\Sigma N_g =$	1558 kN	$N_q =$	1089 kN	$N_d =$	3706 kN	
$H_{Ld} =$	60,04 kN	$M_{Ld} =$	498 kN.m	$M_{Td} =$	143 kN.m	
$M_{1d,A} =$	519 kN.m	$>$	$M_{1d,min} =$	167 kN.m		
$e_1 =$	0,140 m	$e/d =$	0,140	$f_c =$	15,18 MPa	
$\alpha_b =$	0,900 m	$\lambda_1 =$	29,721	$<$	66,40	
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:						
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,244	$1/r =$	0,005	$M_{d,tot} =$	977 kN.m	$e/d = 0,264$
$\omega =$	0,00	$v_1 \cdot e/d =$	0,064	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:		
Adotado:	18 ϕ	$A_s =$	0,000 cm ²	$<$	$A_{smin} =$	31,416 cm ²
Fretagem no topo dos pilares:		16,0	Estribos:	$\phi 6,3$ c. 20		
		$A_s =$	15,33 cm ² /m	$\phi 8,0$ c. 6		

2.8.2 Pilares P2

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

$d =$	1,0 m	$l_e =$	13,4 m	$\lambda =$	53,60	
$\Sigma N_g =$	1527 kN	$N_q =$	1089 kN	$N_d =$	3662 kN	
$H_{Ld} =$	77,51 kN	$M_{Ld} =$	519 kN.m	$M_{Td} =$	119 kN.m	
$M_{1d,A} =$	533 kN.m	$>$	$M_{1d,min} =$	165 kN.m		
$e_1 =$	0,145 m	$e/d =$	0,145	$f_c =$	15,18 MPa	
$\alpha_b =$	0,900 m	$\lambda_1 =$	29,798	$<$	53,60	
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:						
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,241	$1/r =$	0,005	$M_{d,tot} =$	808 kN.m	$e/d = 0,221$
$\omega =$	0,00	$v_1 \cdot e/d =$	0,053	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:		
Adotado:	18 ϕ	$A_s =$	0,000 cm ²	$<$	$A_{smin} =$	31,416 cm ²
Fretagem no topo dos pilares:		16,0	Estribos:	$\phi 6,3$ c. 20		
		$A_s =$	15,15 cm ² /m	$\phi 8,0$ c. 6		

2.9 Vigas dos pórticos

2.9.1 Apoio P1

$f_{ck} =$	25 MPa	$h =$	80 cm	$b =$	60 cm	$d =$	74,6 cm
$-M_d =$	78,12 kN.m	$k_c =$	42,709	$k_s =$	0,0232		
$A_s =$	2,43 cm ² /m	$<$	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m			
Adotado:	4 ϕ	16,0					
$+M_d =$	-16,38 kN.m	$k_c =$	-203,688	$k_s =$	0,0232		
$A_s =$	-0,51 kN.m	$<$	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m			
Adotado:	4 ϕ	16,0					

$$\begin{aligned}
 V_d &= 65 \text{ kN} & d &= 74,57 \text{ cm} \\
 V_{Rd2} &= 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 1941,48 \text{ kN} \\
 V_d &< V_{Rd2} & \text{Ok!} \\
 V_c &= 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 344,28 \text{ kN} \\
 V_{sw} &= -107,18 \text{ kN} \\
 A_{sw} &= -3,671 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{swmin} = 6,156 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{Adotado:} & \phi 6,3 \text{ c.20} \leftarrow 4 \text{ ramos} \\
 \text{Pele:} & 6,0 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} & \text{Adotado:} & \phi 10,0 \text{ c.13}
 \end{aligned}$$

2.9.2 Apoio P2

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 25 \text{ MPa} & h &= 80 \text{ cm} & b &= 60 \text{ cm} & d &= 74,6 \text{ cm} \\
 -M_d &= 101,64 \text{ kN.m} & k_c &= 32,826 & k_s &= 0,0232 \\
 A_s &= 3,16 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{Adotado:} & 4 \phi 16,0 \\
 +M_d &= -17,64 \text{ kN.m} & k_c &= -189,139 & k_s &= 0,0232 \\
 A_s &= -0,55 \text{ kN.m} < A_{smin} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{Adotado:} & 4 \phi 16,0 \\
 V_d &= 53 \text{ kN} & d &= 74,57 \text{ cm} \\
 V_{Rd2} &= 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 1941,48 \text{ kN} \\
 V_d &< V_{Rd2} & \text{Ok!} \\
 V_c &= 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 344,28 \text{ kN} \\
 V_{sw} &= -119,22 \text{ kN} \\
 A_{sw} &= -4,084 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{swmin} = 6,156 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{Adotado:} & \phi 6,3 \text{ c.20} \leftarrow 4 \text{ ramos} \\
 \text{Pele:} & 6,0 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} & \text{Adotado:} & \phi 10,0 \text{ c.13}
 \end{aligned}$$

2.10 Verificação do pórtico para içamento da superestrutura

a) Apoio P1

$$\begin{aligned}
 P &= 1,1 \times R_g = 1505 \text{ kN} \\
 \text{A carga foi considerada posicionada a 70 cm dos apoios.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= 261,0 \text{ kN.m} \\
 M_B &= -526,0 \text{ kN.m} \\
 M_C &= -999,0 \text{ kN.m} \\
 M_D &= 0,0 \text{ kN.m} \\
 M_E &= -526,0 \text{ kN.m} \\
 M_F &= -261,0 \text{ kN.m} \\
 M_{\max} &= 454,0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

b) Apoio P2

$$\begin{aligned}
 P &= 1,1 \times R_g = 1505 \text{ kN} \\
 \text{A carga foi considerada posicionada a 70 cm dos apoios.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= 278,0 \text{ kN.m} \\
 M_B &= -563,0 \text{ kN.m} \\
 M_C &= -995,0 \text{ kN.m} \\
 M_D &= 0,0 \text{ kN.m} \\
 M_E &= -563,0 \text{ kN.m} \\
 M_F &= -278,0 \text{ kN.m} \\
 M_{\max} &= 424,0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2.11 Dimensionamento dos pilares para troca do aparelho de apoio

2.11.1 Pilares P1

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

d =	1,0 m	le =	16,6 m	$\lambda =$	66,40	
$\Sigma N_g =$	1505 kN	$N_q =$	0 kN	$N_d =$	2107 kN	
$H_{Ld} =$	60,04 kN	$M_{Ld} =$	498 kN.m	$M_{Td} =$	365 kN.m	
$M_{1d,A} =$	618 kN.m	>	$M_{1d,min} =$	95 kN.m		
$e_1 =$	0,293 m	$e/d =$	0,293	$f_c =$	15,18 MPa	
$\alpha_b =$	0,900	$\lambda_1 =$	31,851	<	66,40	
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:						
		$1/r =$	0,005	$M_{d,tot} =$	846 kN.m	$e/d = 0,402$
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,139	$v_1 \cdot e/d =$	0,056	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:		
$\omega =$	0,05	$A_s =$	13,703 cm ²	<	$A_{smin} =$	31,416 cm ²
Adotado:	18 ϕ	16,0	Estribos:	$\phi 6,3$	c. 20	

2.11.2 Pilares P2

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

d =	1,0 m	le =	13,4 m	$\lambda =$	53,60	
$\Sigma N_g =$	1505 kN	$N_q =$	0 kN	$N_d =$	2107 kN	
$H_{Ld} =$	77,51 kN	$M_{Ld} =$	519 kN.m	$M_{Td} =$	389 kN.m	
$M_{1d,A} =$	649 kN.m	>	$M_{1d,min} =$	95 kN.m		
$e_1 =$	0,308 m	$e/d =$	0,308	$f_c =$	15,18 MPa	
$\alpha_b =$	0,900	$\lambda_1 =$	32,056	<	53,60	
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:						
		$1/r =$	0,005	$M_{d,tot} =$	773 kN.m	$e/d = 0,367$
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,139	$v_1 \cdot e/d =$	0,051	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:		
$\omega =$	0,02	$A_s =$	5,481 cm ²	<	$A_{smin} =$	31,416 cm ²
Adotado:	18 ϕ	16,0	Estribos:	$\phi 6,3$	c. 20	

2.12 Dimensionamento das vigas dos pórticos para troca do aparelho de apoio

2.12.1 Apoio P1

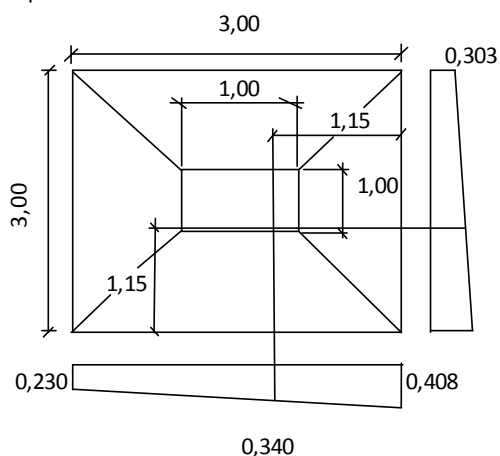
$f_{ck} =$	25 MPa	$h =$	80 cm	$b =$	60 cm	$d = 75,1$ cm
$-M_d =$	1398,60 kN.m	$k_c =$	2,421	$k_s =$	0,0274	
$A_s =$	51,01 cm ² /m	>	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m		
Adotado:	10 ϕ	25,0				
$+M_d =$	635,60 kN.m	$k_c =$	5,327	$k_s =$	0,0247	
$A_s =$	20,90 kN.m	>	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m		
Adotado:	4 ϕ	25,0				

2.12.2 Apoio P2

$f_{ck} =$	25 MPa	$h =$	80 cm	$b =$	60 cm	$d = 75,1$ cm
$-M_d =$	1393,00 kN.m	$k_c =$	2,431	$k_s =$	0,0274	
$A_s =$	50,81 cm ² /m	>	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m		
Adotado:	10 ϕ	25,0				
$+M_d =$	593,60 kN.m	$k_c =$	5,704	$k_s =$	0,0247	
$A_s =$	19,52 kN.m	>	$A_{smin} =$	7,20 cm ² /m		
Adotado:	4 ϕ	25,0				

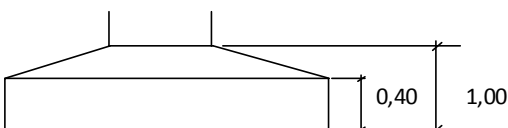
3. INFRAESTRUTURA

3.1 Sapatas P1



$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} &= 2872 \text{ kN} \\ N_{\text{min}} &= 1783 \text{ kN} \\ M_L &= 399 \text{ kN.m} \\ M_T &= 74 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

0,323



3.1.1 Para máxima carga vertical

$$\begin{aligned} \sigma_{N_{\text{máx}}} &= 0,319 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_L} &= 0,089 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_T} &= 0,016 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Admitindo base totalmente comprimida temos as seguintes tensões:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= 0,424 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} &= 0,214 \text{ MPa} > 0 \end{aligned}$$

Dimensionamento

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{ck, \text{sup}} &= 3,334 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Direção longitudinal: } M_{dL} &= 1069,6 \text{ kN.m} < M_{d, \text{min}} = 1334 \text{ kN.m} \\ b &= 300 \text{ cm} & d &= 95 \text{ cm} \\ k_c &= 20,47 & k_s &= 0,0234 \\ A_s &= 32,72 \text{ cm}^2 & & 16 \phi 16,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Direção transversal: } M_{dT} &= 920,1 \text{ kN.m} < M_{d, \text{min}} = 1334 \text{ kN.m} \\ b &= 300 \text{ cm} & d &= 95 \text{ cm} \\ k_c &= 20,47 & k_s &= 0,0234 \\ A_s &= 32,72 \text{ cm}^2 & & 16 \phi 16,0 \end{aligned}$$

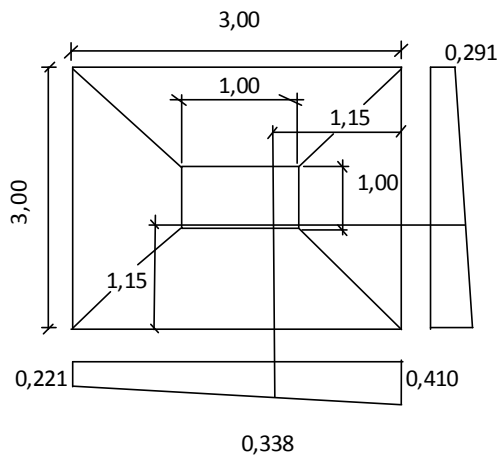
3.1.2 Para mínima carga vertical

$$\begin{aligned} \sigma_{N_{\text{máx}}} &= 0,198 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_L} &= 0,089 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_T} &= 0,016 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Admitindo base totalmente comprimida temos as seguintes tensões:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= 0,303 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} &= 0,093 \text{ MPa} > 0 \end{aligned}$$

3.2 Sapatas P2



$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} &= 2841 \text{ kN} \\ N_{\text{min}} &= 1752 \text{ kN} \\ M_L &= 426 \text{ kN.m} \\ M_T &= 109 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

3.1.1 Para máxima carga vertical

$$\begin{aligned} \sigma_{N_{\text{máx}}} &= 0,316 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_L} &= 0,095 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_T} &= 0,024 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Admitindo base totalmente comprimida temos as seguintes tensões:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= 0,435 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} &= 0,197 \text{ MPa} > 0 \end{aligned}$$

Dimensionamento

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{ck,\text{sup}} &= 3,334 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Direção longitudinal: } M_{dL} &= 1072,4 \text{ kN.m} < M_{d,\text{min}} = 1334 \text{ kN.m} \\ b &= 300 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm} \\ k_c &= 20,47 \quad k_s = 0,0234 \\ A_s &= 32,72 \text{ cm}^2 \quad 16 \phi 16,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Direção transversal: } M_{dT} &= 926,8 \text{ kN.m} < M_{d,\text{min}} = 1334 \text{ kN.m} \\ b &= 300 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm} \\ k_c &= 20,47 \quad k_s = 0,0234 \\ A_s &= 32,72 \text{ cm}^2 \quad 16 \phi 16,0 \end{aligned}$$

3.1.2 Para mínima carga vertical

$$\begin{aligned} \sigma_{N_{\text{máx}}} &= 0,195 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_L} &= 0,095 \text{ MPa} \\ \sigma_{M_T} &= 0,024 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Admitindo base totalmente comprimida temos as seguintes tensões:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= 0,314 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} &= 0,076 \text{ MPa} > 0 \end{aligned}$$

2.3 Memória de Cálculo das Quantidades

2.3.1 Infra e Mesoestrutura

- a) Escavação mecânica de solo à céu aberto - Total = 300,16 m³
- Pilares/sapatas 01: $4,00 \times 13,40 \times 3,00 = 160,80 \text{ m}^3$
 - Pilares/sapatas 02: $4,00 \times 13,40 \times 2,60 = 139,36 \text{ m}^3$
- b) Ensecadeiras duplas - Total = 222,60 m²
- Sapatas pórtico P1: $3,50 \times 3,50 \times 4 \times 3 = 147,0 \text{ m}^2$
 - Sapatas pórtico P2: $3,50 \times 1,80 \times 4 \times 3 = 75,60 \text{ m}^2$
- c) Escavação manual de solo com esgotamento - Total = 158,03 m³
- Sapatas 01: $3,50 \times 3,50 \times 3,00 \times 3 = 110,25 \text{ m}^3$
 - Sapatas 02: $3,50 \times 3,50 \times 1,30 \times 3 = 47,78 \text{ m}^3$
- d) Escavação em rocha com esgotamento - Total = 36,76 m³
- Sapatas 01: $3,50 \times 3,50 \times 0,50 \times 3 = 18,38 \text{ m}^3$
 - Sapatas 02: $3,50 \times 3,50 \times 0,50 \times 3 = 18,38 \text{ m}^3$
- e) Reaterro mecânico de solo à céu aberto - Total = 458,19 m³
- Pilares/sapatas 01: $4,00 \times 13,40 \times 3,00 + 3,50 \times 3,50 \times 3,00 \times 3 = 271,05 \text{ m}^3$
 - Pilares/sapatas 02: $4,00 \times 13,40 \times 2,60 + 3,50 \times 3,50 \times 0,50 \times 3 = 187,14 \text{ m}^3$
- f) Concreto Magro - Total = 5,40 m³
- Sapatas: $3,00 \times 3,00 \times 0,10 \times 6 = 5,40 \text{ m}^3$
- g) Forma de placa compensada resinada - Total = 258,07 m²
- Sapatas: $3,00 \times 4 \times 0,40 \times 6 = 28,80 \text{ m}^2$
 - $$\frac{(3,00 + 1,10)}{2} \times 1,12 \times 4 \times 6 = 55,10 \text{ m}^2$$
 - Pilares apoio 01: $2 \times 3,14 \times 0,50 \times (8,50 + 8,43 + 8,30) = 79,22 \text{ m}^2$
 - Pilares apoio 02: $2 \times 3,14 \times 0,50 \times (6,90 + 6,83 + 6,70) = 64,15 \text{ m}^2$
 - Travessa pórtico: $2,20 \times 7,00 \times 2 = 30,80 \text{ m}^2$
- h) Concreto estrutural fck = 25 MPa, preparo, lanç. e cura - Total = 80,38 m³
- Sapatas: $3,00 \times 3,00 \times 0,40 \times 6 = 21,60 \text{ m}^3$
 - $$\frac{0,60}{6} [(2 \times 3,00 + 1,10) \times 3,00 + (2 \times 1,10 + 3,00) \times 1,10] \times 6 = 16,21 \text{ m}^3$$

- Pilares apoio 01: $3,14 \times 0,50^2 \times (8,50 + 8,43 + 8,30) = 19,81 \text{ m}^3$
 - Pilares apoio 02: $3,14 \times 0,50^2 \times (6,90 + 6,83 + 6,70) = 16,04 \text{ m}^3$
 - Travessa pórtico: $0,60 \times 0,80 \times 7,00 \times 2 = 6,72 \text{ m}^3$
- i) 2.9 Armadura de aço CA-50, fornec., dobr. e colocação - Total = 4.257 kg
- Sapatas : 1.218 kg
 - Pórtico P1 : 1.595 kg
 - Pórtico P2 : 1.444 kg
- j) Fornecimento e colocação de aparelho apoio elastômero fretado - Total = 222,72 kg
- $4,00 \times 5,00 \times 0,58 \times 6 = 69,60 \text{ dm}^3 \times 3,20 \text{ kg/dm}^3 = 222,72 \text{ kg}$
- k) Escoramento da mesoestrutura - Total = 385,26 m³
- Pórtico P1: $2,50 \times 11,50 \times 7,50 = 215,63 \text{ m}^3$
 - Pórtico P2: $2,50 \times 11,50 \times 5,90 = 169,63 \text{ m}^3$

2.3.2 Superestrutura

- a) Forma de placa compensada resinada - Total = 856,43 m²
- Longarinas: $3,20 \times 31,00 \times 3 = 297,60 \text{ m}^2$
 - Lajes: $12,20 \times 31,00 = 378,20 \text{ m}^2$
 - Transversinas: $2,25 \times 7,80 \times 2 = 35,10 \text{ m}^2$
 - Cortinas: $4,26 \times 13,40 \times 2 = 114,17 \text{ m}^2$
 - Alas: $2,00 \times 1,60 \times 2 \times 4 + 0,40 \times 3,60 \times 4 = 31,36 \text{ m}^2$
- b) Fornecimento, preparo e colocação aço CA-50 - Total = 27.164 kg
- Longarinas: 13.036 kg
 - Lajes: 10.634 kg
 - Transversinas: 1.571 kg
 - Cortinas: 1.553 kg
 - Alas: 370 kg
- c) Concreto estrutural fck = 25 MPa, preparo, lanç. e cura - Total = 229,53 m³
- Longarinas: $0,60 \times 1,60 \times 31,00 \times 3 = 89,28 \text{ m}^3$
 - Lajes: $0,30 \times 11,60 \times 31,00 = 107,88 \text{ m}^3$

- Transversinas: $0,60 \times 1,05 \times 7,80 \times 2 = 9,83 \text{ m}^3$
- Cortinas: $0,65 \times 13,40 \times 2 = 17,42 \text{ m}^3$
- Alas: $2,00 \times 1,60 \times 0,40 \times 4 = 5,12 \text{ m}^3$
- d) Escoramento da superestrutura - Total = $2.736,00 \text{ m}^3$
 - $190,0 \times 14,40 = 2.736,00 \text{ m}^3$

2.3.3 Placa De Transição

- a) Concreto Magro - Total = $10,00 \text{ m}^3$
 - $0,10 \times 3,73 \times 13,40 \times 2 = 10,00 \text{ m}^3$
- b) Forma de placa compensada resinada – Total = $10,43 \text{ m}^2$
 - $0,25 \times 20,86 \times 2 = 10,43 \text{ m}^2$
- c) Fornecimento preparo colocação aço CA-50 – Total = 2.956 kg
- d) Concreto estrutural fck = 25 MPa, preparo, lanç. e cura – Total = $26,80 \text{ m}^3$
 - $0,25 \times 4,00 \times 13,40 \times 2 = 26,80 \text{ m}^3$

2.3.4 Barreira New Jersey

- a) Forma de placa compensada – Total = $111,60 \text{ m}^2$
 - $1,80 \times 31,00 \times 2 = 111,60 \text{ m}^2$
- b) Concreto estrutural fck = 25 MPa-preparo, lançamento e cura – Total = $14,88 \text{ m}^3$
 - $0,24 \times 31,00 \times 2 = 14,88 \text{ m}^3$
- c) Armadura de aço CA-50-Fornec., Dobr. e colocação – Total = 1.539 kg

2.3.5 Acabamentos E Obras Complementares

- a) Dreno galvanizado $\varnothing = 100 \text{ mm}$ – Total = $12,00 \text{ un}$
- b) Concreto estrutural fck = 30 MPa, preparo, lanç. e cura, do capeamento - Total = $19,53 \text{ m}^3$
 - Pista: $0,05 \times 12,60 \times 31,00 = 19,53 \text{ m}^3$