



SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA

**DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - DER-PR
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DOS CAMPOS GERAIS**

PROJETO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DA RODOVIA ANTÔNIO EDUARDO DE BRITO (PR-160) - LOTE 01

Rodovia : PR-160 (Rodovia Antônio Eduardo de Brito)
Trecho : Imbaú - Reserva
Sub-trecho : km 238+192 (interseção BR-376/PR) ao km 266+553 (contorno de Reserva)
Extensão : 28,36 km
Código : 160N0390EPR

PROJETO EXECUTIVO VOLUME 03E - MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS

- Elaboração: AZIMUTE Engenharia
- Contratação: KLABIN S.A.
- Fiscalização: Superintendência Regional dos Campos Gerais - DER-PR
- Ordem de serviço: 9123-02

SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA

**DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - DER-PR
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DOS CAMPOS GERAIS**

PROJETO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DA RODOVIA ANTÔNIO EDUARDO DE BRITO (PR-160) - LOTE 01

Rodovia : PR-160 (Rodovia Antônio Eduardo de Brito)
Trecho : Imbaú - Reserva
Sub-trecho : Lote 01 - km 238+192 (interseção BR-376/PR) ao km 266+553 (contorno de Reserva)
Extensão : 28,36 km
Código : 160N0390EPR

PROJETO EXECUTIVO VOLUME 03E - MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS

- Elaboração: AZIMUTE Engenharia
- Contratação: KLABIN S.A.
- Fiscalização: Superintendência Regional dos Campos Gerais - DER-PR
- Ordem de serviço: 9123-02

Joinville, SC - Maio de 2020

B	Maio/2020	Thiago	Ajustes no texto	Vander	Glauciano
A	Fevereiro/2020	Thiago	Emissão inicial	Glauciano	Glauciano
Rev.	Data	Elaboração	Modificação	Verificação	Coordenação

SUMÁRIO

1.0 - APRESENTAÇÃO DO PROJETO	6
2.0 - IDENTIFICAÇÃO DA OBRA	8
2.1 - Mapa de Situação	9
2.2 - Planta de Localização	11
3.0 - MEMORIAL JUSTIFICATIVO	13
3.1 - Muro em gabião e solo reforçado	14
3.1.1 - Considerações	14
3.1.2 - Metodologia	17
3.2 - Ponte sobre o Rio São Pedro - Km 265+900	24
3.2.1 - Considerações	24
3.2.2 - Justificativa da Solução Adotada	24
3.2.3 - Especificações Técnicas Particulares	25
3.2.4 - Estrutura de Concreto	26
3.2.5 - Materiais	26
3.2.6 - Dosagem	27
3.2.7 - Controle Tecnológico	31
3.2.8 - Armadura para Concreto Armado	32
3.2.9 - Pintura do Guarda-Corpo em Aço Galvanizado	33
3.2.10 - Desmobilização da Obra	34
3.2.11 - Bibliografia	34
4.0 - CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	35
4.1 - CONTENÇÃO tipo muro em gabião - Km 265+900	36
4.2 - Ponte sobre o Rio São Pedro - Km 265+920	39
4.3 - CONTENÇÃO tipo solo reforçado - Km 265+960	77
4.3.1 - Propriedades do solo	77
4.3.2 - Blocos reforçados	78
4.3.3 - Sobrecargas	80
4.3.4 - Propriedades dos reforços utilizados	80
4.3.5 - Verificação dos resultados	82

5.0 - MEMÓRIA DOS QUANTITATIVOS	88
5.1 - Contenção tipo muro em gabião - Km 265+900	89
5.1.1 - Gabião tipo caixa (NBR 8964)	89
5.1.2 - Gabião tipo colchão ZN/AL + PVC e=23cm (NBR 8964).....	90
5.1.3 - Fornecimento e colocação geotextil n/tecido(GNT).....	90
5.1.4 - Tubo polietileno (PEAD) p/dreno 0,10m - Fornecimento e Instalação.....	90
5.1.5 - Lastro de brita	91
5.1.6 - Escavação p/ fundação em 1a. cat.....	91
5.1.7 - Reaterro e apiloamento mecânico	92
5.1.8 - Preenchimento rebaixo c/ rachão	93
5.2 - Ponte Sobre o Rio São Pedro - Km 265+900	94
5.2.1 - Infra e Mesoestrutura	94
5.2.2 - Superestrutura	97
5.2.3 - Placa de Transição	98
5.2.4 - Barreiras New Jersey.....	98
5.2.5 - Guarda Corpos	98
5.2.6 - Acabamentos e Obras Complementares.....	99
5.3 - Contenção tipo solo reforçado - Km 265+960	100
5.3.1 - Fornecimento e colocação de gabião para solo reforçado em PVC.....	100
5.3.2 - Fornecimento e colocação geotextil n/tecido(GNT).....	100
5.3.3 - Gabião tipo caixa (NBR 8964)	101
5.3.4 - Escavação p/ fundação em 1a. cat.....	101
5.3.5 - Reaterro e apiloamento mecânico	101
6.0 - TERMO DE ENCERRAMENTO	102

1.0 - APRESENTAÇÃO DO PROJETO

1.0 - APRESENTAÇÃO DO PROJETO

A empresa AZIMUTE Engenharia, contratada pela empresa KLABIN S.A., entrega nesta oportunidade o **relatório volume 03E** referente ao **lote 01** do Projeto de Engenharia para a Implantação da Rodovia Antônio Eduardo de Brito (PR-160), no trecho entre os municípios de Imbaú e Reserva/PR, km 238+192 (interseção BR-376/PR) ao km 266+553 (contorno de Reserva).

O projeto visa à prestação de serviços técnicos de engenharia especializada para a elaboração do projeto rodoviário para implantação e pavimentação asfáltica da rodovia PR-160 no trecho entre Imbaú e Reserva (que atualmente possui traçado irregular e não pavimentado), incluindo contornos viários em Imbaú e José Lacerda, implantação de ponte, faixas adicionais, refúgios, acessos e interseções.

O projeto de engenharia para a implantação da rodovia PR-160 é desenvolvido em 3 fases distintas, sendo: inicial, anteprojeto e projeto. Esta apresentação se refere à fase de projeto e é dividida em 12 relatórios, sendo:

- Volume 01 - Relatório do projeto e documentos para concorrência;
- Volume 02 - Projeto de execução;
- Volume 03 - Memória justificativa;
- Volume 03-A - Estudo de tráfego;
- Volume 03-B - Estudos geotécnicos;
- Volume 03-C - Projeto de desapropriação;
- Volume 03-D - Notas de serviço e elementos de projeto.
- Volume 03-E - Memória de cálculo das estruturas;
- Volume 03-F - Relatório ambiental simplificado;
- Volume 03-G - Inventário florestal, florístico e árvores isoladas;
- Volume 03-H - Inventário de fauna;
- Volume 04 - Orçamento da obra.

A elaboração do projeto conta com o seguinte escopo contratado pelo cliente: levantamento topográfico, estudo de tráfego, estudo hidrológico, estudo geológico, estudo geotécnico, projeto geométrico, projeto de interseções, projeto de terraplenagem, projeto de drenagem pluvial, projeto de pavimentação, projeto de sinalização, memoriais, especificações, quantitativos e orçamentos.

Os serviços apresentados baseiam-se nos termos contratuais firmados, cuja referência é:

- Ordem de Serviço: 9123-02

AZIMUTE Engenharia

Maio de 2020

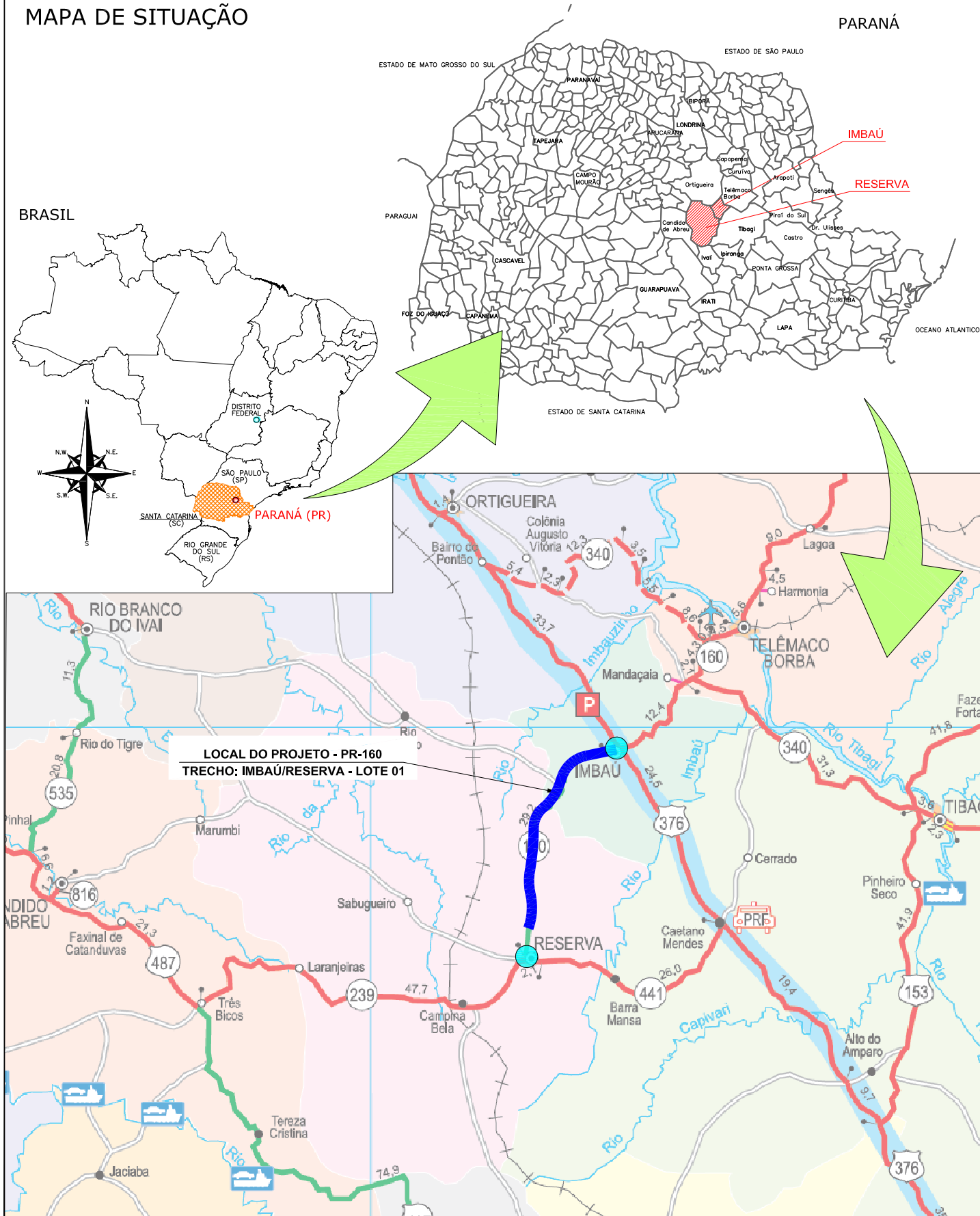
2.0 - IDENTIFICAÇÃO DA OBRA

2.0 - IDENTIFICAÇÃO DA OBRA

2.1 - Mapa de Situação

MAPA DE SITUAÇÃO

PARANÁ



C	JAN/2020	MARIANA	SEPARAÇÃO EM LOTES	GLAUCIANO	GLAUCIANO
B	NOV/2019	MARIANA	ATUALIZAÇÃO DE INFORMAÇÕES	GLAUCIANO	GLAUCIANO
A	JUN/2019	BRUNA	APRESENTAÇÃO INICIAL	RODRIGO	GLAUCIANO
REV.	DATA	ELABORAÇÃO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	COORDENADOR

NOTAS:

1. ESTE DESENHO CONTÉM INFORMAÇÕES ESPECÍFICAS À FINALIDADE QUE SE PROPÕE E NÃO DEVE SER UTILIZADO PARA OUTROS FINS SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO;
2. A IMAGEM DE FUNDO FOI RETIRADA DO BING (2017).

ELABORAÇÃO:



AZIMUTE
ENGENHARIA

CONTRATANTE:



KLABIN S.A.

KlabIn

PROJETO:	
----------	--

0: PROJETO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO
DA RODOVIA ANTÔNIO EDUARDO DE BRITO (PR-160) - LOTE 01

TRECHO: IMBAÚ – RESERVA CÓDIGO: 160N03910EPR
SUB-TRECHO: Km 238+192 (INTERSEÇÃO BR-376/PR) – Km 266+553 (CONTORNO DE RESERVA)

SUB-TRECE
CONTEÚDO:

MAPA DE SITUAÇÃO

DATA:	JANEIRO/2020
-------	--------------

ESCALA: INDICADA

CODIFICAÇÃO:

CACAO:
SIT-9123-02-01-MP-01-C

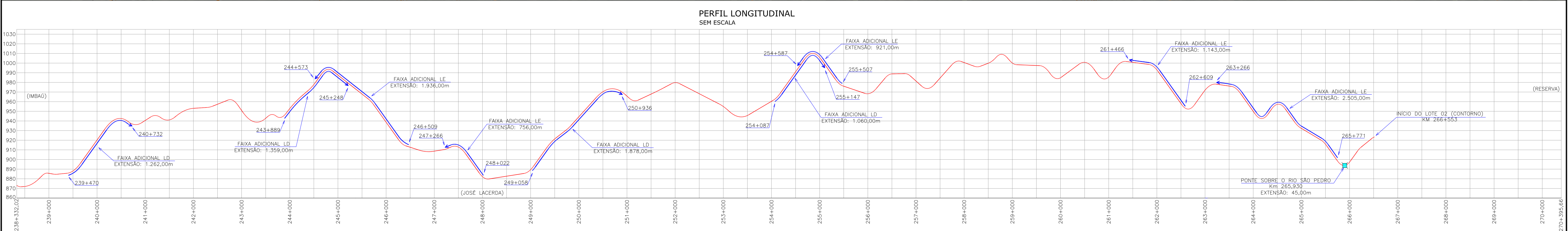
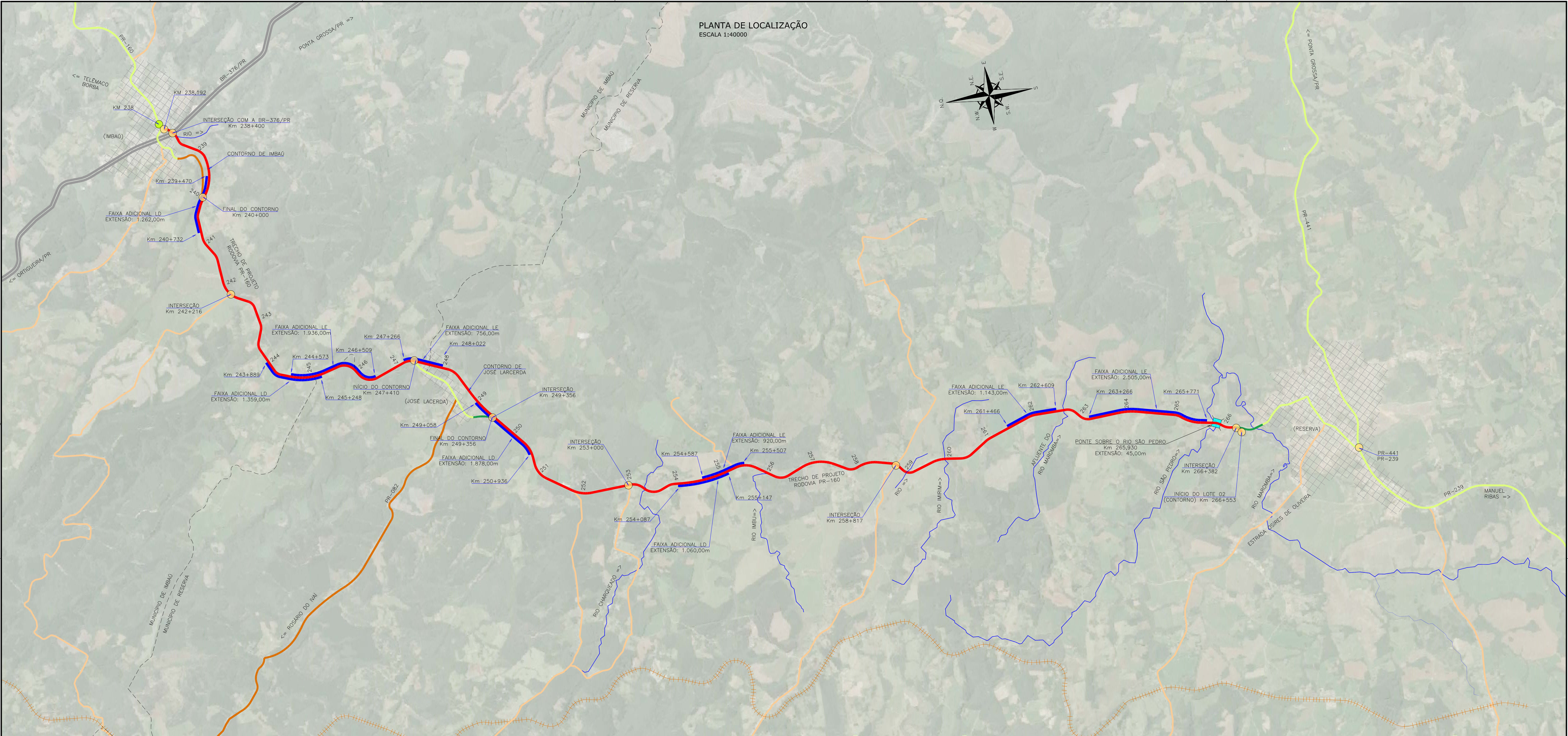
EXTENSÃO/ÁREA: 28,36 Km

PRANCHA:	01/01
----------	-------

RESPONSÁVEL (CONTRATANTE):
KLABIN S.A.

RESPONSÁVEL TÉCNICO (AZIMUTE):
ENG. ANTÔNIO CARLOS RAMUSKI
CREA SC: 026.930-7

2.2 - Planta de Localização



LEGENDA:

- RODOVIA FEDERAL DUPLICADA PAVIMENTADA
- RODOVIA ESTADUAL PAVIMENTADA
- RODOVIA ESTADUAL NÃO PAVIMENTADA
- ESTRADAS MUNICIPAIS NÃO PAVIMENTADAS
- VIA FÉRREA EXISTENTE
- ÁREA URBANA
- PONTOS NOTÁVEIS
- QUILOMETRAGEM
- TRECHO DE PROJETO (ESTRADA PRINCIPAL) - LOTE 01
- TRECHO DE PROJETO (LIGAÇÃO VIÁRIA)
- SEGMENTO DE FAIXA ADICIONAL
- PONTE PROJETADA

NOTAS:

- A IMAGEM DE FUNDO FOI RETIRADA DO BING (2017);
- ESTE DESENHO QUANDO IMPRESSO EM A1 TERÁ A ESCALA INDICADA E QUANDO IMPRESSO EM A3 TERÁ O DOBRO DA ESCALA;
- ESTE DESENHO CONTÉM INFORMAÇÕES ESPECÍFICAS À FINALIDADE QUE SE PROPÕE E NÃO DEVE SER UTILIZADO PARA OUTROS FINS SEM CONSULTAR O RESP. TÉCNICO.

REV.	DATA	ELABORAÇÃO	MODIFICAÇÃO	VERIFICAÇÃO	COORDENAÇÃO
E	ABR/2020	MARIANA	ATUALIZAÇÃO DE INFORMAÇÕES	GLAUCIANO	GLAUCIANO
D	JAN/2020	MARIANA	SEPARAÇÃO EM LOTES	GLAUCIANO	GLAUCIANO
C	NOV/2019	MARIANA	ATUALIZAÇÃO DE INFORMAÇÕES	GLAUCIANO	GLAUCIANO
B	JUN/2019	BRUNA	INCLUSÃO DE INFORMAÇÕES	GLAUCIANO	GLAUCIANO

FINALIDADE:

CONTRATANTE:

PROJETO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO
DA RODOVIA ANTÔNIO EDUARDO DE BRITO (PR-160) - LOTE 01

TRECHO: IMBAÚ - RESERVA
SUB-TRECHO: Km 238+192 (INTERSEÇÃO BR-376/PR) - Km 266+553 (CONTORNO DE RESERVA)

CÓDIGO: 160N0390EPR

CONTEÚDO:

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

PLANTA BAIXA

CODIFICAÇÃO: LCL-9123-02-01-PB-01-E

EXTENSÃO/ÁREA: 28,36 KM

PRANCHA: 01/01

RESPONSÁVEL (CONTRATANTE):

RESPONSÁVEL TÉCNICO (AZIMUTE):

ENG. ANTÔNIO CARLOS RAMUSKI

CREA SC: 026.930-7

3.0 - MEMORIAL JUSTIFICATIVO

3.0 - MEMORIAL JUSTIFICATIVO

3.1 - Muro em gabião e solo reforçado

3.1.1 - Considerações

Como já mencionado, no projeto de implantação da rodovia PR-160 foi prevista uma ponte, sendo nela necessária a contenção dos taludes de aterro, no km 265,900, de forma a não atingir um corpo hídrico e permitir o acesso a uma propriedade particular sob a estrutura da ponte. O presente projeto de muro de contenção trata-se de muro de contenção em gabião caixa, muro em solo reforçado, reaterro/retaludamento e enrocamento.

3.1.1.1 - Muro em gabião caixa

Os gabiões caixa são formados por elementos modulares, com formas variadas, confeccionados a partir de telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção que, preenchidos com pedras de granulometria adequada e costurados juntos, formam estruturas destinadas à solução de problemas geotécnicos, hidráulicos e de controle da erosão. A montagem e o enchimento destes elementos podem ser realizados manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns.

Algumas das vantagens para escolha deste tipo de muro são:

- Alta permeabilidade e grande flexibilidade, permitindo construir estruturas monolíticas altamente drenantes e capazes de aceitar deslocamentos e deformações sem se romperem;
- Rapidez de construção, facilidade de mão de obra e utilização de material natural;
- Integração com a vegetação local.

O muro de contenção em gabiões caixa (1,00m, malha de 8x10 com arame de $\phi=2,7\text{mm}$) foi projetado com inclinação de 6° e altura variando de 2,5 a 6,0m, engastado no mínimo 0,5m em solo.

O muro possui oito seções diferentes devido à variação da altura, sendo da seguinte forma:

- Para altura de 6,00m sua seção é composta por 06 (seis) camadas com altura de 1,0 metro cada: a primeira (base) com largura de 5,00m; a segunda 3,50m; a terceira 2,50m, a quarta de 2,00m, a quinta 1,50m e a sexta (topo) 1,00m.
- Para altura de 5,00m sua seção é composta por 05 (cinco) camadas com altura de 1,0 metro cada: a primeira (base) com largura de 3,50m; a segunda 2,50m; a terceira 2,00m, a quarta de 1,50m e a quinta (topo) 1,00m.
- Para altura de 4,50m sua seção é composta por 05 (cinco) camadas, sendo uma com altura de 0,50 metro e as demais com altura de 1,00 metro, cada: a primeira (base) com largura de 3,00m; a segunda 2,00m; a terceira 1,50m e a quarta (topo), 1,00m.

- Para altura de 4,00m sua seção é composta por 04 (quatro) camadas com altura de 1,0 metro cada: a primeira (base) com largura de 3,00m; a segunda 2,00m; a terceira 1,50m e a quarta (topo), 1,00m.
- Para altura de 3,50m sua seção é composta por 04 (quatro) camadas, sendo uma com 0,50 metro de altura e as demais com altura de 1,00 metro cada: a primeira (base) com largura de 2,50m; a segunda 1,50m; a terceira (topo) 1,00m.
- Para altura de 3,00m sua seção é composta por 03 (três) camadas com 1,0 metro de altura cada: a primeira (base) com largura de 2,50m; a segunda 1,50m; a terceira (topo) 1,00m.
- Para altura de 2,50m sua seção é composta por 03 (três) camadas, sendo uma com 0,50 metro de altura e as demais com altura de 1,00 metro cada: a primeira (base) com largura de 2,00m; a segunda (topo) 1,00m.
- Para altura de 2,00m sua seção é composta por 02 (duas) camadas com 1,0 metro de altura cada: a primeira (base) com largura de 2,00m; a segunda (topo) 1,00m.

Foram também previstos 06 contrafortes (três unidades em cada muro) com função de enrijecimento e drenagem ao longo da estrutura. Para a execução do enrocamento deve ser precedido de limpeza do terreno e escavação, onde a geometria projetada requerer a sua regularização. O enrocamento possui inclinação de 1,5H:1,0V.

No tardo do muro é indicada a execução de um dreno de seção $H=1,00m \times L=1,00m$, com brita nº 3 e tubo drenante com diâmetro de 100mm, envoltos em manta de geotêxtil não tecido. Em toda a extensão do muro foi prevista a colocação de um geotêxtil não tecido de gramatura mínima de 200 g/m² em todas as faces em contato com o solo. Para execução do muro em gabião e enrocamento projetado, um corte provisório (denteamento) deverá ser executado.

3.1.1.2 - Solo reforçado com malha hexagonal de dupla torção e face em gabião

Esta técnica é composta por reforços em malha hexagonal dupla torção associados a um paramento frontal formado pelas mesmas malha e pedras, formando caixas.

Este gabião ancorado é fabricado com painéis de malha hexagonal de dupla torção produzida com arames de baixo teor de carbono e adicionalmente protegidos por uma camada contínua de material plástico (aplicada por extrusão), sendo uma parte da malha embutida ao corpo de aterro.

Algumas das vantagens para escolha deste tipo de muro são:

- Alta permeabilidade e grande flexibilidade, permitindo construir estruturas monolíticas altamente drenantes e capazes de aceitar deslocamentos e deformações sem se romperem;
- Rapidez de construção, facilidade de mão de obra e utilização de material natural;
- Integração com a vegetação local.

O muro de contenção em solo reforçado com malha hexagonal de dupla torção (malha de 8x10 com arame de $\phi=2,7mm$) foi projetado com inclinação vertical e afastamento entre cada camada de 10cm e altura variando de 2,5 a 7,5m, engastado no mínimo 0,5m em solo.

O muro possui treze seções diferentes devido à variação da altura, sendo da seguinte forma:

- Para altura de 7,50m sua seção é composta por 08 (oito) camadas, sendo a primeira com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixa de 0,50m e cauda de 6,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 6,00m, a terceira com 02 caixas de 0,50m e cauda de 6,00m, a quarta com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a quinta com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a sexta 01 com caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a sétima com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m e a oitava com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m.
- Para altura de 7,00m sua seção é composta por 07 (sete) camadas com altura de 1,00 metro cada: a primeira (base) com 02 caixas de 0,50m e cauda de 6,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 6,00m, a terceira com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a quinta com caixa de 1,00m e cauda de 5,00m, a sexta com caixa de 1,00m e cauda de 5,00m e a sétima com 01 caixa de 1,00m e cauda de 5,00m.
- Para altura de 6,50m sua seção é composta por 07 (sete) camadas, sendo a primeira com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixa de 0,50m e cauda de 5,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a terceira com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a quinta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a sexta com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a sétima com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 6,00m sua seção é composta por 06 (seis) camadas com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a terceira com 01 caixas de 1,00m e cauda de 4,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a quinta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a sexta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 5,50m sua seção é composta por 06 (seis) camadas, sendo a primeira com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a terceira com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a quinta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a sexta 01 com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 5,00m sua seção é composta por 05 (cinco) camadas com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 5,00m, a terceira com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a quinta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 4,50m sua seção é composta por 05 (cinco) camadas, sendo a última com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 02 caixas de

0,50m e cauda de 4,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a terceira com 02 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a quarta com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a quinta com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m.

- Para altura de 4,00m sua seção é composta por 05 (cinco) camadas, sendo a primeira e a última camada com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a terceira com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m, a quarta 01 com caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a quinta com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 3,50m sua seção é composta por 04 (quatro) camadas, sendo a última camada com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 02 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a segunda com 01 caixas de 1,00m e cauda de 4,00m, a terceira com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a quarta com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 3,00m sua seção é composta por 04 (quatro) camadas, sendo a primeira e a última camada com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m, a segunda com 02 caixas de 0,50m e cauda de 4,00m, a terceira com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a quarta com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 2,50m sua seção é composta por 03 (três) camadas, sendo a primeira com altura de 0,50 metro e as demais com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m, a segunda com 01 caixas de 1,00m e cauda de 4,00m e a terceira com 01 caixa de 0,50m e cauda de 4,00m.
- Para altura de 2,00m sua seção é composta por 02 (duas) camadas com 1,00 metro cada: a primeira (base) com 01 caixa de 1,00m e cauda de 4,00m e a segunda com 01 caixas de 1,00m e cauda de 4,00m.

Foram também previstos 02 contrafortes nas extremidades com função de enrijecimento e drenagem ao longo da estrutura. Em toda a extensão do muro foi prevista a colocação de um geotêxtil não tecido de gramatura mínima de 200 g/m² em todas as faces em contato com o solo. Para execução do muro em solo reforçado uma troca de solo na base deverá ser executada.

3.1.2 - Metodologia

Para o muro em gabião em estudo foram propostos serviços de corte e aterro, aplicação de sistemas específicos de contenção e de controle de erosão, como muro de contenção em gabião, solo reforçado e enrocamento que estão descritos a seguir.

3.1.2.1 - Muro de Contenção em Gabiões

São elementos estruturais em forma de prisma retangular, fabricados em malha hexagonal de dupla torção, subdivididos em celas por diafragmas colocados a cada metro durante a fabricação, os quais, além de reforçar a estrutura, facilitam a sua montagem e enchimento. As arestas dos painéis de tela são reforçadas com arames de maior diâmetro.

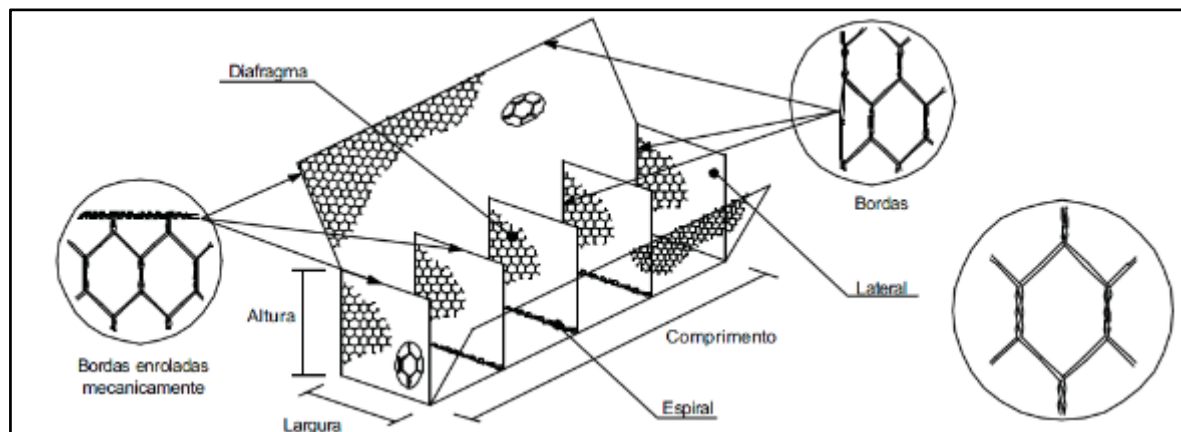


Figura 16.1 - Gabião tipo caixa.

A malha é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestidos com uma liga de zinco, alumínio (5%) e terras raras, que confere proteção contra a corrosão. Também podem ser recobertos por uma camada contínua de PVC (cloreto de polivinil). Isto confere proteção contra a corrosão e os tornam eficientes para uso em marinas, ambientes poluídos e/ou quimicamente agressivos ao seu revestimento metálico. Para o projeto em questão foi adotado o gabião caixa com malha hexagonal de dupla torção 8x10 com $\phi = 2,7$ mm.

Características do Gabião Caixa

Cada gabião caixa com comprimento maior que 1,50m devem ser divididos em celas por diafragmas colocados a cada metro. O lado inferior das laterais deve ser fixado ao plano de base, durante a fabricação, através do entrelaçamento das suas pontas livres ao redor do arame de borda. O lado inferior dos diafragmas deve ser costurado ao pano de base, durante a fabricação, com uma espiral de arame de diâmetro de 2,2 mm.

Características do Gabião para solo reforçado

Cada gabião caixa com comprimento maior que 1,50m devem ser divididos em celas por diafragmas colocados a cada metro. O lado inferior das laterais deve ser fixado ao plano de base, durante a fabricação, através do entrelaçamento das suas pontas livres ao redor do arame de borda. O lado inferior dos diafragmas deve ser costurado ao pano de base, durante a fabricação, com uma espiral de arame de diâmetro de 2,2 mm.

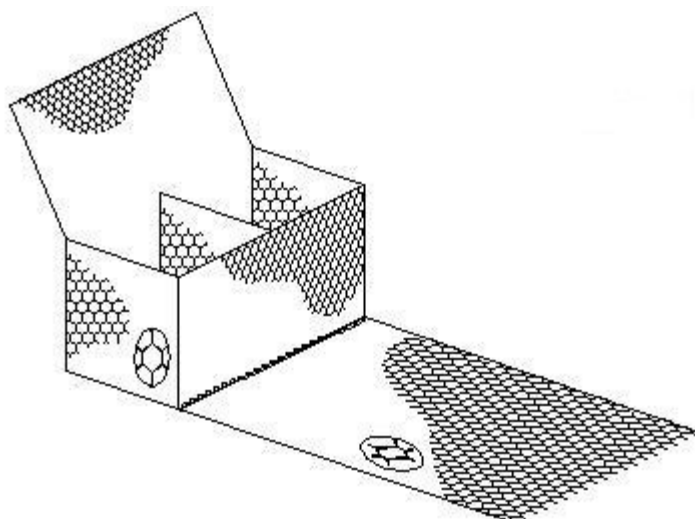


Figura 16.2 - Gabião ancorado para muro de solo reforçado.

A cauda do gabião deve ser estendida para dentro do corpo de aterro, onde deverá ser executado o aterro compactado mecanicamente com solo de primeira categoria, livre de pedregulhos, compactado mecanicamente. Este aterro juntamente com a cauda em malha hexagonal de dupla torção é que gera a capacidade estrutural deste sistema, onde as instruções do fabricante são de extrema importância para garantir a máxima eficiência do sistema.

Arame

Todo o arame utilizado na fabricação do gabião colchão e nas operações de amarração e atirantamento durante sua construção, deve ser de aço doce recozido de acordo com as especificações da NBR 8964, ASTM A641 e NB 709, isto é, o arame deverá ter uma tensão de ruptura média de 350 a 500 MPa. O aço doce é o aço de baixo teor de carbono, com $C < 0,20\%$ a $C < 0,25\%$. É um aço macio e de fácil manuseio.

O arame deve ser revestido com liga zinco-5% alumínio (Zn 5 Al MM) de acordo com as especificações da NBR 8964 e EN 10223-3. A quantidade de revestimento na superfície dos arames varia entre 230 a 245 g/m². O alongamento não deverá ser menor do que 8%, de acordo com as especificações da NBR 8964, ASTM A641 e NB 709.

Tela

A tela deve ser em malha hexagonal de dupla torção com abertura 8x10, diâmetro de 2,7 mm, conforme NBR 8964, NBR 10514 e EN-10223-3.

Todas as bordas livres do gabião caixa, inclusive o lado superior das laterais e dos diafragmas, devem ser enroladas mecanicamente em volta de um arame de diâmetro maior, neste caso 3,4 mm, para que as malhas não se desfaçam e adquiram maior resistência.

Amarração e Atirantamento

O arame deve ter diâmetro 2,2 mm e sua quantidade, em relação ao peso dos gabiões caixa, é de 8% para a caixa de 1,00 m de altura e de 6% para a caixa de 0,50 m de altura.

Tolerâncias

Admite-se uma tolerância de $\pm 3\%$ no comprimento do gabião e $\pm 5\%$ na altura e largura do mesmo.

Material de Enchimento

Para o enchimento dos gabiões pode ser utilizado qualquer material pétreo, sempre que seu peso e suas características satisfaçam as exigências técnicas, funcionais e de durabilidade exigidas para a obra. O material normalmente utilizado são pedras britadas.

No presente projeto, o enchimento dos gabiões se dará com rachão. Deve sempre ser preferido material de maior peso específico, especialmente porque o comportamento da estrutura a gravidade depende diretamente do seu peso próprio. Devem também ser descartadas pedras solúveis, friáveis e de pouca dureza.

As dimensões mais adequadas para as pedras usadas para o enchimento variam entre 1,5 e 2 vezes a dimensão “D” da malha da rede (distância entre as torções). A utilização de pedras de menor tamanho (diâmetros sempre maiores que a dimensão “D” para evitar a saída através da rede) permite uma melhor distribuição do enchimento, melhor distribuição das cargas atuantes e maior flexibilidade à estrutura.

Filtro de Proteção

O material filtrante, além da função de filtração, também preserva as características estruturais do solo/material drenado, evitando a erosão regressiva (efeito *piping*) no referido material e prevenindo a colmatção do meio drenante. Tal material deve obedecer, sempre e concomitantemente, aos seguintes requisitos:

- Deve ser suficientemente fino para evitar a passagem, através de seus vazios, das partículas do solo que está sendo drenado e protegido e, ao mesmo tempo;
- Deve ser suficientemente grosso para que as cargas nele (filtro) dissipadas, durante o fluxo, sejam pequenas.

O geotêxtil é geralmente empregado ao tardo das estruturas na interface entre os gabiões e o material de aterro/terreno original.

Deve-se ter cuidado com o geotêxtil, durante o manuseio, para que o mesmo não seja sujo por barro, graxa, etc., fato que poderia comprometer sua permeabilidade (colmatção). Para manter a continuidade do filtro, deve-se prever uma sobreposição mínima de 30,0 cm, ao final de cada pano ou, com equipamento adequado, proceder a costura entre os painéis de geotêxtil.

Neste projeto é prevista a utilização de uma manta de geotêxtil não tecido com gramatura mínima de 200 g/m² cujas propriedades mecânicas e hidráulicas estão apresentadas a seguir.

Propriedades mecânicas:

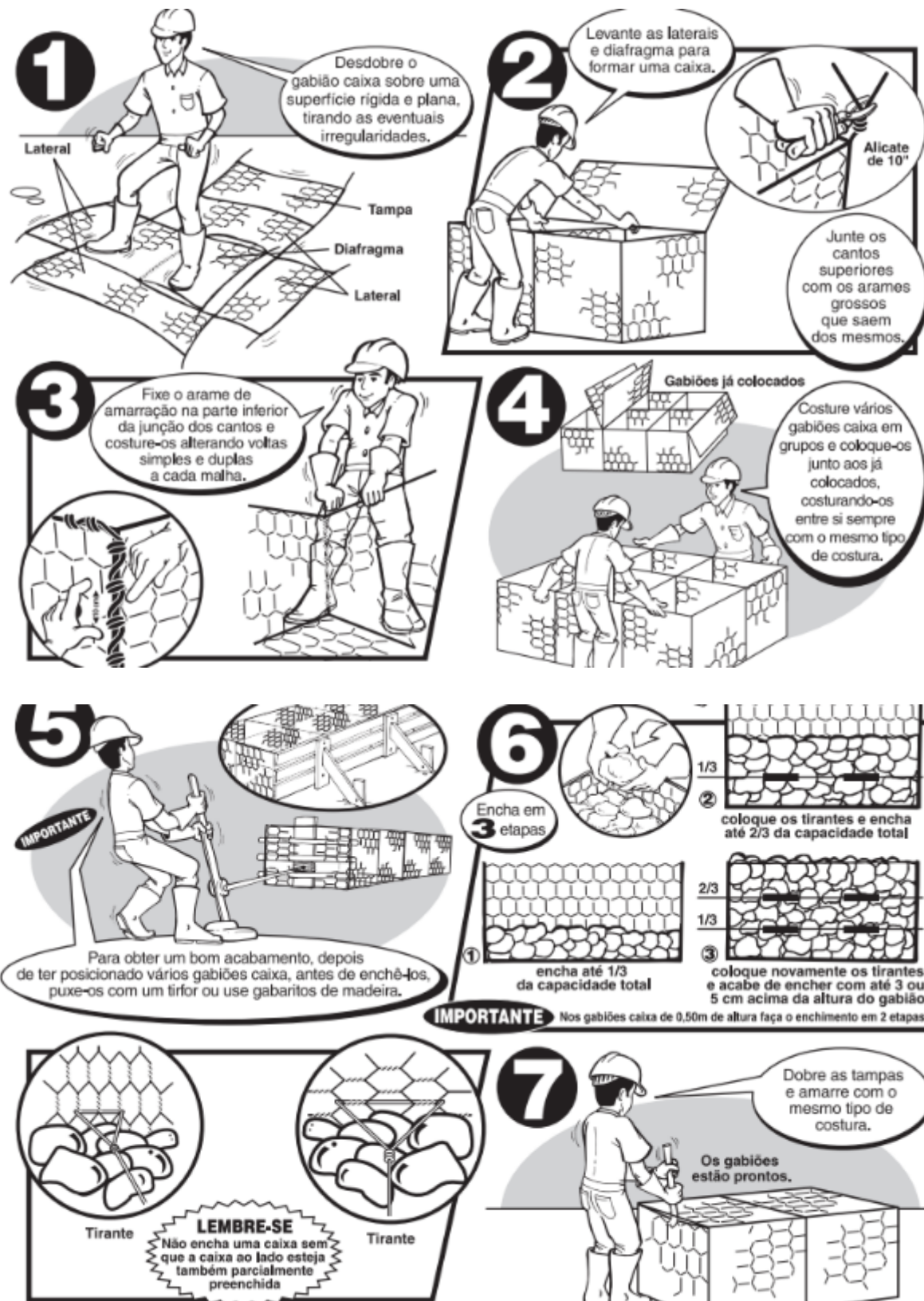
- Espessura: 1,5 mm
- Resistência longitudinal à tração (faixa larga) ABNT NBR 12824: 14 kN/m;
- Alongamento faixa larga ABNT NBR 12824: >50%;
- Resistência longitudinal à tração (Grab Test), ASTM D 4632: 840N;
- Alongamento longitudinal (Grab Test), ASTM D 4632: >50%;
- Resistência ao puncionamento CBR, NBR 13359: 2,3 kN;
- Resistência longitudinal ao rasgo trapezoidal, ASTM D 4533: 340 N.

Propriedades hidráulicas:

- Permeabilidade normal, ASTM D 4491: 0,39 cm/s;
- Permissividade, ASTM D 4491: 1,6 s⁻¹.

3.1.2.2 - Processo Executivo

Estão relacionadas na sequência as indicações para aplicação de gabiões e face do muro em solo reforçado. As especificações do fabricante deverão ser estritamente seguidas.



Execução do Solo Reforçado

Previamente se deve preparar e nivelar a superfície de apoio, assegurando que as características de resistência do solo sejam as mesmas consideradas em projeto, caso contrário, deve-se substituir a camada superior do terreno por material granular de boas.

O fardo dos elementos deve ser armazenado em um lugar próximo ao escolhido para a montagem. O lugar onde serão montados os elementos, para facilitar o trabalho, deverá ser plano, rígido.

Depois de retirados os elementos do fardo, estes devem ser transportados ao lugar preparado para a montagem. Com o terreno previamente nivelado e regularizado, cada elemento deverá ser posicionado no local definitivo de acordo com o especificado no Projeto de Contenção. Os painéis frontais devem ser montados conforme a montagem de gabião caixa. O aterro será realizado em camadas de aproximadamente 20 cm, compactado mecanicamente.

Os procedimentos anteriores deverão ser repetidos para montagem das camadas superiores. Os elementos das demais camadas deverão ser costurados aos elementos da camada inferior ao longo de todas as arestas de contato, inclusive nas laterais.

3.1.2.3 - Enrocamento

Para a execução do enrocamento deve ser precedido de limpeza do terreno e escavação, onde a geometria projetada requerer a sua regularização, em nichos com comprimento máximo de 10,00m, preferencialmente sendo executadas sequencialmente.

Nas estruturas de enrocamento, as pedras devem ser colocadas manualmente, alternando-se os seus diâmetros, de modo que se obtenha o apoio das pedras maiores pelas menores, assegurando um conjunto estável, livre de grandes vazios ou engaiolamentos. Essas pedras devem obedecer a faixa granulométrica entre a peneira 12" e 8" (entre 304,8 e 203,2mm).

A arrumação das pedras deve ser executada de modo que as faces visíveis do enrocamento fiquem uniformes, sem depressões ou saliências maiores que a metade da maior dimensão das pedras utilizadas.

3.2 - Ponte sobre o Rio São Pedro - Km 265+900

3.2.1 - Considerações

A Ponte sobre o Rio São Pedro - Km 265+900, situa-se no trecho Imbaú - Reserva, na qual a rodovia se desenvolve planimetricamente em curva espiral e altimetricamente com declividade.

A extensão total da obra no eixo da ponte é de 45,00m, medidos entre faces externas das transversinas de entrada. A largura total do estrado é de 15,30m, assim subdividido: duas pistas de rolamento de 3,90m, dois acostamentos de 2,50m, um passeio de 1,55m, duas barreiras New-jersey de 0,40m e um guarda-corpo de 0,15m.

A superestrutura, em concreto armado, é formada por quatro longarinas contínuas, com dois balanços extremos de 2,50m e três vãos de 12,00m, 16,00m e 12,00, respectivamente. As longarinas de seção retangular, tem altura constante de 1,10m e largura de 0,60m. As lajes têm espessura constante de 0,30m em toda extensão da obra. Foram adotados guarda-corpos com altura de 1,10m. Os encontros terão ala de retorno de 1,20m. Para drenagem serão utilizados drenos de PVC com diâmetro de 100mm. Adequou-se também uma pingadeira em cada lado, nas lajes em balanço do tabuleiro.

A mesoestrutura, responsável pela transmissão das cargas da super para a infraestrutura, é composta de pórticos em concreto armado, onde os pilares terão seção circular. As alturas dos pilares foram determinadas conforme o perfil do terreno e greide de pavimentação.

A vinculação da super e mesoestrutura é feita por meio de aparelhos de apoio de elastômero fretado. A infraestrutura, devido às características do terreno, conforme sondagem será profunda tipo estacas raiz. A classe considerada para essa obra foi o Trem Tipo Classe 45 da NBR 7188/2013. O concreto utilizado foi $f_{ck} = 30$ MPa para todos os elementos da estrutura.

3.2.2 - Justificativa da Solução Adotada

A escolha da solução estrutural descrita anteriormente resultou do exame do local de implantação da ponte, buscando uma estrutura exequível, funcional, segura, econômica, levando em conta também os aspectos arquitetônicos e paisagísticos.

A extensão dos vãos entre apoios foi adotada em função do comprimento total da obra, de forma que os pilares implantados minimizassem sua interferência no regime hidráulico do rio e dos padrões econômicos normais para o concreto armado.

A superestrutura, composta por quatro longarinas contínuas em concreto armado, é adequada para este projeto. A infraestrutura, devido às características do terreno, conforme sondagem será profunda tipo estacas raiz.

3.2.3 - Especificações Técnicas Particulares

Todo o projeto executivo foi elaborado conforme as Normas Brasileiras e em particular:

- o NBR 7188/2013 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre;
- o NBR 6118/2014 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- o NBR 7187/2003 - Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido.

Além das normas citadas, da bibliografia consultada e sem prejuízo às observações contidas no projeto e nestas ESPECIFICAÇÕES, o detalhamento do projeto executivo obedece às seguintes recomendações:

3.2.3.1 - Classe de Agressividade Ambiental = II (NBR 6118/14)

- Cobrimento das longarinas = 25mm;
- Cobrimento das vigas da super/mesoestrutura = 30mm;
- Cobrimento blocos e pilares = 45mm;
- Cobrimento das lajes e placas = 25mm;
- Comprimento máximo das barras de aço para armadura = 12,00m.
- Aço: CA 50/60 (concreto armado)

3.2.3.2 - Instalação da Obra

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

3.2.3.3 - 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 cumprimento do cronograma de construção.

3.2.3.4 - Fundações Profundas

Serão executadas conforme o projeto, observando as cotas e a capacidade de carga.

3.2.4 - Estrutura de Concreto

3.2.4.1 - Generalidades

Esta seção trata de todos os trabalhos referentes ao 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:

- Estrutura em concreto armado: $fck = 30 \text{ MPa}$;

O concreto será composto de cimento, água, agregados e outros componentes, a critério da fiscalização e por conta da Empreiteira, tais como: incorporador de ar, redutor de água, retardador de pega, impermeabilizante, plastificante ou outro, que produza propriedades benéficas conforme comprovados em ensaios de laboratório e aprovados 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 Especificações Técnicas e 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 Especificações Técnicas 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.

3.2.5 - Materiais

3.2.5.1 - 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 uso de qualquer outro estará também sujeito à 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 datas. Em condições normais, as pilhas serão compostas de no máximo 10 sacos; quando o

cimento apresentar temperatura igual ou maior que 35° as pilhas 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.

3.2.5.2 - Agregado Miúdo

Areia quartzosa, com dimensão igual ou inferior a 4,8mm, atendendo aos requisitos de granulometria, porcentagem máxima de argila, materiais orgânicos, materiais pulverulentos e ensaio de qualidade constantes na NBR-7211 da ABNT.

3.2.5.3 - Agregado Graúdo

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

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

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

3.2.5.4 - Água

Doce, limpa e isenta de substâncias estranhas e nocivas como silte, óleo, 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.

3.2.5.5 - Aditivo

O uso será restrito a casos especialmente necessários sob autorização e orientação da fiscalização. Quando isso ocorrer, observar rigorosamente as prescrições do 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.

3.2.6 - Dosagem

3.2.6.1 - Concreto Moldado *in loco* e Concreto Armado

O traço será determinado por método racional, em laboratório idôneo aceito pela fiscalização, às expensas da empreiteira, antes do início da concretagem. Os 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 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.

3.2.6.2 - Mistura e Amassamento

Somente será admitido o processo mecânico. O tempo de mistura, contado a partir do lançamento de todos os componentes, será de dois minutos e meio, reservado a fiscalização o direito de aumentá-lo, caso o concreto, a ser moldado não demonstre homogeneização adequada.

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

Não será admitido o emprego de concreto remisturado e/ou quando já tiver iniciado a pega.

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 do nível de controle tecnológico adotado nestas especificações.

A fiscalização orientará em caso de dúvida.

3.2.6.3 - 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, serão adotadas medidas e/ou equipamentos especiais. No caso de lançamento de altura superior a 2 m, poderão ser usados trombas, funis ou calhas previamente aprovadas 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 o 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.

3.2.6.4 - 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 pelo 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 três quartos de seu comprimento) na camada recém lançada e também na anterior, enquanto esta não tiver inicializado 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 à massa a ser adensada. As aplicações sucessivas serão realizadas à distância máxima do raio de ação das vibrações.

O vibrador de imersão não poderá, de forma alguma, ser utilizado como 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.

3.2.6.5 - Cura e Proteção do Concreto

Enquanto não atingir endurecimento satisfatório, o concreto será protegido da chuva torrencial, agentes químicos, choque e vibração com intensidade tal que produza fissura na massa ou inaderência à armadura.

A proteção contra a secagem prematura, evitando ou reduzindo os efeitos 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 aprovado por escrito pela fiscalização.

3.2.6.6 - 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, epóxi, argamassa epoxídica, argamassa para "grouting", etc. O uso destes materiais exige técnicas específicas recomendadas pelo fabricante e/ou pela fiscalização.

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

Tabela 3.1 - Tolerâncias Admissíveis

	TOLERÂNCIAS	
	VARIAÇÃO (%)	LIMITE MÁXIMO (cm)
<i>Tubulões e/ou estacas</i>		
• 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
Espessuras de paredes, lajes, pilares e vigas	-2,0 à +5,0	-
Níveis da laje superior	0,2	1,0
Locação de embutidos e aberturas		±0,5

3.2.7 - Controle Tecnológico

3.2.7.1 - Concreto Moldado *in loco*

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 duas regiões: fundações e estrutura.

3.2.7.2 - 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 às 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 desforma, 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.

3.2.7.3 - Retirada de formas e escoramento

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

- Face lateral: 03 dias;
- Face inferior c/ pontalete bem encunhada: 14 dias;
- Face inferior c/ pontalete: 21 dias.

O pontalete que permanecer após a desforma, não deverá produzir esforço 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 desforma 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.

3.2.7.4 - Aberturas de 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.

3.2.7.5 - Aços

Para as armaduras, serão empregadas barras de aço de seção circular, de diversas bitolas do tipo CA-50 e CA-60 conforme indicado.

3.2.7.6 - Emendas

As emendas das barras das armaduras serão por solda de topo ou traspasse, conforme indicação no projeto.

3.2.8 - Armadura para Concreto Armado

Será executada de acordo com o projeto, observando-se 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.

3.2.8.1 - 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 ao 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.

3.2.8.2 - 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.

3.2.8.3 - 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, 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.

3.2.9 - Pintura do Guarda-Corpo em Aço Galvanizado

3.2.9.1 - Tratamento do Aço

O aço deverá ser galvanizado à fogo, com espessura de 100 micrômetros.

3.2.9.2 - Preparação da Superfície

A superfície de aço deverá ser lavada com detergente neutro utilizando esponja, com objetivo de eliminar qualquer oleosidade e abrir perfil de rugosidade para melhorara a aderência nas peças.

3.2.9.3 - Aplicação da Pintura

Deverá ser aplicada tinta primer com acabamento de alta durabilidade, à base de poliuretano acrílico alifático. Ao final, deverá ser obtido um valor entre 35 a 40 micrometros de espessura de camada seca.

3.2.9.4 - Ensecadeira

Ensecadeiras: são estruturas de utilização provisória, destinadas a controlar as águas, permitindo manter uma área de trabalho seca ou em condições tais que seja possível realizar os

serviços pretendidos com a qualidade requerida. No caso desse projeto foram utilizadas ensecadeiras duplas de madeira.

Essas ensecadeiras consistem em dupla parede de madeira, cravada no leito do rio, e preenchida por material vedante, podendo esse ser terra. A ensecadeira deve ser inspecionada com frequência, principalmente para se garantir que o solo contido não será carregado pelo fluxo de água.

Também é necessário a utilização de moto bombas para a secagem das águas que possam infiltrar pela ensecadeira, para garantir que o ambiente de armação de formas e ferragens fique o mais estanque possível.

3.2.10 - Desmobilização da Obra

No final da obra, deverão ser removidas 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 em completa limpeza o pavimento de concreto e os passeios 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.

3.2.11 - Bibliografia

No desenvolvimento dos cálculos foi consultada a seguinte bibliografia:

- PFEIL, Walter Dimensionamento de Concreto à Flexão Composta- 1976;
- PFEIL, Walter Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projeto, Solicitações e Dimensionamento 1979;
- LEONHART, F. Estruturas de Concreto Armado- 1977;
- RÜSCH, H., Fahrbahnplatten von Strassenbrücken- 1960;
- DEINFRA/SC, Projeto de Obras de Arte;
- DNIT, Manual de Projeto de Obras de Arte- Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte;
- ABNT - NBR 6118/2014, Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- ABNT - NBR 7188/2013, Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres;
- ABNT - NBR 8681, Ações e Segurança nas Estruturas;
- ABNT - NBR 6122, Projeto e Execução de Fundações.

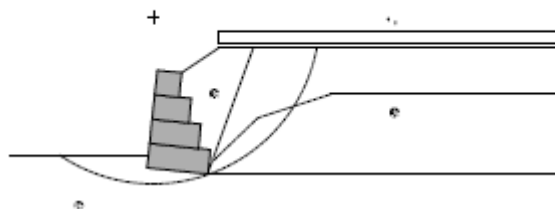
4.0 - CÁLCULO DAS ESTRUTURAS

4.0 - CÁLCULO DAS ESTRUTURAS

4.1 - Contenção tipo muro em gabião - Km 265+900

Dados sobre o muro

Inclinação do muro	: 6,00 graus	Camada	Compr.	Altura	Início
Peso específico da pedra	: 26,60 kN/m ³		m	m	m
Porosidade dos gabiões	: 40,00 %	1	2,50	1,00	-
Geotêxtil no terrapleno	: Sim	2	2,00	1,00	0,00
Redução do atrito	: 5,00 %	3	1,50	1,00	0,00
Geotêxtil sob a base	: Não	4	1,00	1,00	0,00
Redução do atrito	: %				
Malha e diâm. do arame:	8x10, Ø 2.7 mm CD				



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho	: 34,00 graus
Comprimento do 1º trecho	: 1,50 m
Inclinação do 2º trecho	: 0,00 graus
Peso específico do solo	: 17,00 kN/m ³
Ângulo de atrito do solo	: 29,00 graus
Coesão do solo	: 5,00 kN/m ²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
1	-0,20	70,00	16,00	8,00	27,00

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior	: 0,50 m
Comprimento inicial	: m
Inclinação	: 0,00 graus
Peso específico do solo	: 16,00 kN/m ³
Ângulo de atrito do solo	: 27,00 graus
Coesão do solo	: 8,00 kN/m ²

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial	:	0,10 m
Inclinação do 1º trecho	:	44,00 graus
Comprimento do 1º trecho	:	2,00 m
Inclinação do 2º trecho	:	18,00 graus
Comprimento do 2º trecho	:	3,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno	Primeiro trecho	:	kN/m ²
	Segundo trecho	:	20,00 kN/m ²

Resultados das análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	78,06 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2,13 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	1,10 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,11 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,02 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,23 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	169,21 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,11 m
Força tangente sob a base	:	40,44 kN/m
Força resistente na base	:	96,22 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento	:	2,07
--	---	------

Tombamento

Momento Atuante	:	63,92 kN/m x m
Momento Resistente	:	234,77 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento	:	3,67
--	---	------

Tensões Atuantes na Fundação

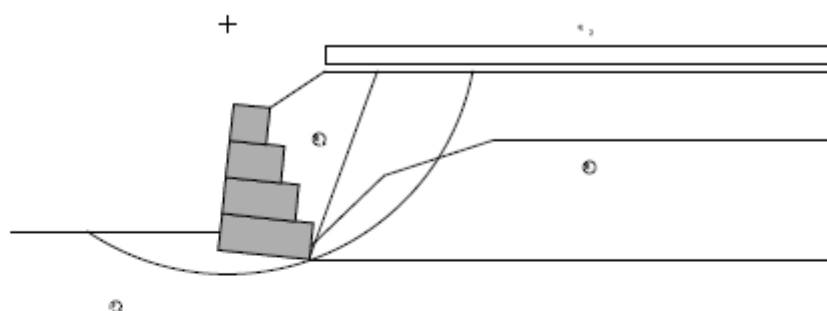
Excentricidade	:	0,23 m
Tensão normal na borda externa	:	106,72 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	28,65 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	153,56 kN/m ²

Estabilidade global

Centro do arco ref. ao eixo X	:	0,26 m
Centro do arco ref. ao eixo Y	:	6,15 m
Raio do arco	:	6,83 m
Número de superfícies pesquisadas	:	44
Coef. de Segurança Contra a Rup. Global	:	1,67

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	3,09	105,69	25,60	89,56	12,80	51,17	62,36	503,79
2	2,04	50,05	7,51	35,06	5,01	39,61	35,72	
3	0,99	17,21	0,89	9,25	0,89	30,02	16,00	



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	17,00	5,00	29,00	F _s	16,00	8,00	27,00
B ₁	16,00	8,00	27,00				

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₂	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	2,07	Tensão na base (esquerda)	106,72kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	3,67	Tensão na base (direita)	28,65kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,67	Máxima tensão admissível	153,56kN/m ²

4.2 - Ponte sobre o Rio São Pedro - Km 265+920

1. SUPERESTRUTURA

1.1 Longarinas de borda

1.1.1 Cargas permanentes para uma longarina

a) Concentradas nas extremidades dos balanços:

Ala + cortina + consolo +
placa de transição = 181,60 kN
Somatório = 181,60 kN

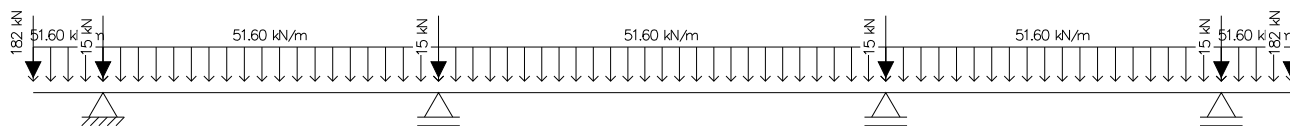
b) Distribuídas ao longo da ponte:

Barreira = 5,75 kN/m
Guarda-corpo = 0,00 kN/m
Passeio = 0,00 kN/m
Laje em balanço = 11,25 kN/m
Laje central = 12,56 kN/m
Viga principal = 16,50 kN/m
Pavimentação = 5,54 kN/m
51,60 kN/m

c) Concentradas sobre os apoios

Transversinas de apoio = 15,08 kN

d) Esquema estrutural e carregamentos permanentes



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

RP = 122,40 kN
Rp = 17,60 kN/m

Q	Q	Q = 165,648 kN
↓	↓	↓ q = 23,819 kN/m

Impacto vertical = $1,00 + 1,06 \times (20/L + 50) : 1,353$

1.1.3 Planilha de momentos fletores

Seção	Mg (kN.m)	Mq+ (kN.m)	Mq- (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)	MSd+ (serviço)		MSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
I	-330		-275	-330	-858			-468	-330
0	-615		-655	-615	-1813			-943	-615
1	-313	574	-609	548	-1336			-618	-313
2	-86	973	-562	1374	-959			-367	-86
3	67	1213	-516	1910	-707	674	67	-191	
4	146	1358	-470	2234	-559	825	146	-89	
5	151	1351	-547	2230	-670	827	151	-123	
6	81	1205	-641	1917	-881	684	81	-240	
7	-63	938	-736	1344	-1189	406		-431	-63
8	-281	580	-830	589	-1624	9		-696	-281
9	-574	221	-983	-243	-2249			-1066	-574
10	-941	221	-1237	-610	-3126			-1560	-941
11	-346	250	-720	29	-1547			-706	-346
12	116	705	-531	1214	-681	469	116	-150	
13	446	1147	-457	2323	-240	1020	446		
14	644	1432	-391	3017	58	1360	644		
15	710	1530	-325	3254	223	1475	710		

1.1.4 Planilha de esforços cortantes

Seção	Vg (kN)	Vq+ (kN)	Vq- (kN)	Vd+ (kN)	Vd- (kN)	VSd+ (serviço)		VSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
II E	-182		-166	-182	-495			-265	-182
I E	-259		-366	-259	-899			-442	-259
0 E	-311		-392	-311	-1008			-507	-311
0 D	282	560	-86	1221	153	562	282		
1	221	474	-88	1009	89	458	221		
2	159	392	-93	803	20	355	159		
3	97	316	-151	605	-130	255	97		
4	35	246	-222	416	-298	158	35	-76	
5	-27	183	-294	238	-468	65	-27	-174	-27
6	-89	128	-367	72	-640			-273	-89
7	-151	82	-440	-81	-811			-371	-151
8	-213	76	-511	-174	-980			-469	-213
9	-275	73	-579	-262	-1144			-565	-275
10 E	-337	72	-644	-347	-1303			-659	-337
10 D	413	670	-59	1563	325	748	413		
11	330	589	-60	1329	240	625	330		
12	248	505	-64	1092	152	501	248		
13	165	419	-117	851	-11	375	165		
14	83	334	-181	613	-189	250	83	-8	
15	0	254	-254	381	-381	127	0	-127	0

1.1.5 Planilha de reações de apoio

Seção	Rg (kN)	Rq+ (kN)	Rq- (kN)	R máx (kN)	R min (kN)
0=30	608	746	-83	1354	525
10=20	765	885	-82	1650	683

1.1.6 Planilha de dimensionamento à flexão

Seção	Armaduras calculadas para flexão					
	Md+ (kN.m)	d+ (cm)	As+ (cm ²)	Md- (kN.m)	d- (cm)	As- (cm ²)
I				-858	104,8	19,57
0				-1813	104,8	43,42
1	548	104,8	12,13	-1336	104,8	31,23
2	1374	104,8	30,80	-959	104,8	22,06
3	1910	104,8	43,01	-707	104,8	16,06
4	2234	104,8	50,52	-559	104,8	12,59
5	2230	104,8	50,44	-670	104,8	15,20
6	1917	104,8	43,17	-881	104,8	20,08
7	1344	104,8	30,14	-1189	104,8	27,57
8	589	104,8	13,04	-1624	104,8	38,44
9		104,8		-2249	104,8	55,38
10		104,8		-3126	104,8	80,83
11	29	104,8	0,64	-1547	104,8	36,46
12	1214	104,8	26,99	-681	104,8	15,39
13	2323	104,3	52,55	-240	104,8	5,32
14	3017	103,3	69,23		104,8	
15	3254	103,1	75,11		104,8	

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

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

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

$A_{smin+} = 20,00 \text{ cm}^2$

Após verificação à fadiga				Seção
As+		As-		
cm²	Adotado	cm²	Adotado	
20,00	4 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	I
20,00	4 ϕ 25,0	45,00	9 ϕ 25,0	0
20,00	4 ϕ 25,0	35,00	7 ϕ 25,0	1
30,00	6 ϕ 25,0	25,00	5 ϕ 25,0	2
45,00	9 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	3
50,00	10 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	4
50,00	10 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	5
45,00	9 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	6
35,00	7 ϕ 25,0	30,00	6 ϕ 25,0	7
20,00	4 ϕ 25,0	40,00	8 ϕ 25,0	8
20,00	4 ϕ 25,0	55,00	11 ϕ 25,0	9
20,00	4 ϕ 25,0	80,00	16 ϕ 25,0	10
20,00	4 ϕ 25,0	40,00	8 ϕ 25,0	11
30,00	6 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	12
55,00	11 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	13
70,00	14 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	14
75,00	15 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	15

1.1.7 Fadiga para armaduras de flexão

$E_c = 26072$ $E_s = 210000$ $n = 8,055$
 $b_w = 0,60 \text{ m}$ $b_f = 2,00 \text{ m}$ $h = 1,10 \text{ m}$ $h_f = 0,30 \text{ m}$

Seção	As (flexão)		As (fadiga)		Armadura positiva				
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	$\sigma_{\max}$ (Mpa)	$\sigma_{\min}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	x (m)	J (m4)
I		19,57	20,00	20,00	-42,8	-60,6	17,8	0,0000	0,0000
0		43,42	20,00	45,00	-58,0	-88,8	30,9	0,0000	0,0000
1	12,13	31,23	20,00	35,00	-32,5	-64,0	31,6	0,1221	0,0150
2	30,80	22,06	30,00	25,00	-10,2	-43,4	33,3	0,1475	0,0217
3	43,01	16,06	45,00	20,00	151,4	15,1	136,3	0,1776	0,0312
4	50,52	12,59	50,00	20,00	167,4	29,6	137,7	0,1863	0,0342
5	50,44	15,20	50,00	20,00	167,7	30,6	137,0	0,1863	0,0342
6	43,17	20,08	45,00	20,00	153,6	18,2	135,4	0,1776	0,0312
7	30,14	27,57	35,00	30,00	116,6	-47,5	164,0	0,1584	0,0250
8	13,04	38,44	20,00	40,00	4,5	-68,6	73,0	0,1221	0,0150
9		55,38	20,00	55,00	-50,3	-93,3	43,0	0,1221	0,0150
10		80,83	20,00	80,00	-72,3	-119,9	47,5	0,1221	0,0150
11	0,64	36,46	20,00	40,00	-34,1	-69,6	35,5	0,1221	0,0150
12	26,99	15,39	30,00	20,00	156,3	38,7	117,6	0,1475	0,0217
13	52,55	5,32	55,00	10,00	189,5	82,9	106,6	0,1939	0,0368
14	69,23		70,00	10,00	202,1	95,7	106,4	0,2148	0,0444
15	75,11		75,00	10,00	205,4	98,9	106,6	0,2212	0,0468

Armadura negativa					Seção
$\sigma_{\max}$ (Mpa)	$\sigma_{\min}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	x (m)	J (m4)	
-239,2	-168,8	-70,3	0,2119	0,01316	I
-221,0	-144,2	-76,8	0,3005	0,02568	0
-184,2	-93,4	-90,8	0,2703	0,02100	1
-151,3	-35,5	-115,9	0,2338	0,01591	2
-97,7	30,9	-128,6	0,2119	0,01316	3
-45,5	36,2	-81,7	0,2119	0,01316	4
-62,7	36,2	-98,9	0,2119	0,01316	5
-122,5	31,3	-153,9	0,2119	0,01316	6
-149,1	20,7	-169,8	0,2530	0,01851	7
-182,6	-73,7	-108,9	0,2861	0,02339	8
-206,3	-111,1	-95,1	0,3264	0,03002	9
-211,5	-127,6	-83,9	0,3791	0,03973	10
-185,3	-90,8	-94,5	0,2861	0,02339	11
6,3	25,6	-19,3	0,2119	0,01316	12
18,9	43,3	-24,3	0,1549	0,00717	13
25,1	53,0	-27,9	0,1549	0,00717	14
27,0	56,1	-29,1	0,1549	0,00717	15

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:

$$\begin{aligned} \text{Apoio P1=P4} &= 1,1 \times 608 = 669 \text{ kN} \\ \text{Trecho considerado} &= 1,20 \text{ m} \\ A_s &= 1,4 \times 0,669 / (435 \times 1,20) = 17,94 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Será adotado: } \phi 10 &\text{ c. } 17,0 \text{ } \longleftarrow \text{ 4 ramos} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Apoio P2=P3} &= 1,1 \times 765 = 842 \text{ kN} \\ \text{Trecho considerado} &= 1,20 \text{ m} \\ A_s &= 1,4 \times 0,842 / (435 \times 1,20) = 22,57 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Será adotado: } \phi 10 &\text{ c. } 14,0 \text{ } \longleftarrow \text{ 4 ramos} \end{aligned}$$

1.2 Longarinas centrais

1.2.1 Cargas permanentes para uma longarina

a) Concentradas nas extremidades dos balanços:

$$\begin{aligned} \text{Ala + cortina + consolo +} \\ \text{placa de transição} &= 159,50 \text{ kN} \\ \text{Somatório} &= 159,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

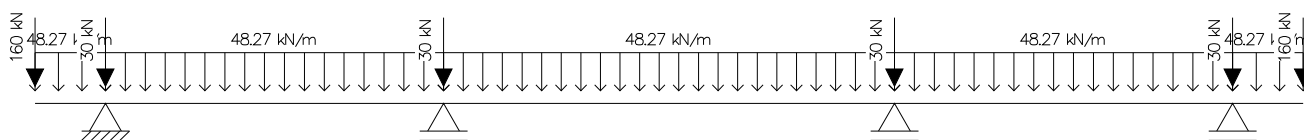
b) Distribuídas ao longo da ponte:

$$\begin{aligned} \text{Barreira} &= 0,00 \text{ kN/m} \\ \text{Guarda-corpo} &= 0,00 \text{ kN/m} \\ \text{Passeio} &= 0,00 \text{ kN/m} \\ \text{Laje em balanço} &= 0,00 \text{ kN/m} \\ \text{Laje central} &= 25,13 \text{ kN/m} \\ \text{Viga principal} &= 16,50 \text{ kN/m} \\ \text{Pavimentação} &= 6,64 \text{ kN/m} \\ &= 48,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Concentradas sobre os apoios

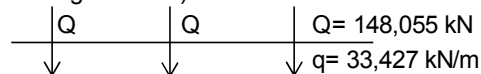
$$\text{Transversinas de apoio} = 30,15 \text{ kN}$$

d) Esquema estrutural e carregamentos permanentes



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

RP = 109,40 kN
Rp = 24,70 kN/m



$$\text{Impacto vertical} = 1,00 + 1,06 \times (20/L + 50) = 1,353$$

1.2.3 Planilha de momentos fletores

Seção	Mg (kN.m)	Mq+ (kN.m)	Mq- (kN.m)	Md+ (kN.m)	Md- (kN.m)	MSd+ (serviço)		MSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
I	-292		-260	-292	-784			-422	-292
0	-550		-623	-550	-1677			-862	-550
1	-270	583	-594	605	-1256			-567	-270
2	-61	994	-565	1430	-930			-344	-61
3	80	1245	-537	1976	-726	703	80	-189	
4	151	1393	-508	2293	-611	848	151	-103	
5	152	1388	-590	2287	-733	846	152	-143	
6	84	1241	-688	1975	-948	705	84	-260	
7	-54	970	-785	1401	-1250	431		-447	-54
8	-261	599	-882	638	-1675	39		-702	-261
9	-538	240	-1060	-178	-2316			-1068	-538
10	-885	235	-1381	-533	-3266			-1576	-885
11	-328	264	-782	68	-1616			-719	-328
12	104	715	-551	1213	-723	462	104	-172	
13	413	1184	-481	2334	-309	1005	413		
14	598	1485	-422	3035	-35	1341	598		
15	660	1588	-363	3273	116	1454	660		

1.2.4 Planilha de esforços cortantes

Seção	Vg (kN)	Vq+ (kN)	Vq- (kN)	Vd+ (kN)	Vd- (kN)	VSd+ (serviço)		VSd- (serviço)	
						máximo	mínimo	máximo	mínimo
II E	-160		-148	-160	-438			-234	-160
I E	-232		-344	-232	-829			-404	-232
0 E	-280		-380	-280	-948			-470	-280
0 D	262	571	-92	1210	124	548	262		
1	204	480	-94	995	63	444	204		
2	146	395	-102	790	-7	344	146		
3	88	317	-157	594	-148	247	88		
4	30	246	-227	410	-311	153	30	-84	
5	-28	184	-299	238	-486	64		-178	-28
6	-86	129	-374	77	-677			-273	-86
7	-144	84	-449	-68	-868			-369	-144
8	-202	76	-525	-159	-1060			-465	-202
9	-260	72	-599	-243	-1250			-560	-260
10 E	-318	71	-671	-323	-1436			-654	-318
10 D	386	704	-61	1577	295	738	386		
11	309	613	-63	1337	215	616	309		
12	232	520	-69	1093	129	492	232		
13	154	428	-120	850	-26	368	154		
14	77	340	-184	614	-199	247	77	-15	
15	0	258	-258	387	-387	129	0	-129	0

1.2.5 Planilha de reações de apoio

Seção	Rg (kN)	Rq+ (kN)	Rq- (kN)	R máx (kN)	R min (kN)
0=30	572	768	-88	1340	484
10=20	734	994	-88	1728	646

1.2.6 Planilha de dimensionamento à flexão

Seção	Armaduras calculadas para flexão					
	Md+ (kN.m)	d+ (cm)	As+ (cm²)	Md- (kN.m)	d- (cm)	As- (cm²)
I				-784	104,8	17,88
0				-1677	104,8	39,84
1	605	104,8	13,38	-1256	104,8	29,23
2	1430	104,8	32,07	-930	104,8	21,38
3	1976	104,8	44,49	-726	104,8	16,41
4	2293	104,3	52,11	-611	104,8	13,82
5	2287	104,3	51,97	-733	104,8	16,65
6	1975	104,8	44,47	-948	104,8	21,80
7	1401	104,8	31,42	-1250	104,8	29,11
8	638	104,8	14,11	-1675	104,8	39,81
9		104,8		-2316	104,8	57,02
10		104,8		-3266	104,8	85,40
11	68	104,8	1,51	-1616	104,8	38,39
12	1213	104,8	26,97	-723	104,8	16,34
13	2334	104,3	52,80	-309	104,8	6,86
14	3035	103,3	69,63	-35	104,8	0,77
15	3273	103,1	75,87		104,8	

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

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

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

$A_{smin+} = 20,00 \text{ cm}^2$

Após verificação à fadiga				Seção
As+		As-		
cm²	Adotado	cm²	Adotado	
20,00	4 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	I
20,00	4 ϕ 25,0	45,00	9 ϕ 25,0	0
20,00	4 ϕ 25,0	35,00	7 ϕ 25,0	1
35,00	7 ϕ 25,0	25,00	5 ϕ 25,0	2
45,00	9 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	3
55,00	11 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	4
55,00	11 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	5
45,00	9 ϕ 25,0	25,00	5 ϕ 25,0	6
35,00	7 ϕ 25,0	30,00	6 ϕ 25,0	7
20,00	4 ϕ 25,0	40,00	8 ϕ 25,0	8
20,00	4 ϕ 25,0	60,00	12 ϕ 25,0	9
20,00	4 ϕ 25,0	85,00	17 ϕ 25,0	10
20,00	4 ϕ 25,0	40,00	8 ϕ 25,0	11
30,00	6 ϕ 25,0	20,00	4 ϕ 25,0	12
55,00	11 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	13
70,00	14 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	14
75,00	15 ϕ 25,0	10,00	2 ϕ 25,0	15

1.2.7 Fadiga para armaduras de flexão

$E_c = 26072$ $E_s = 210000$ $n = 8,055$
 $b_w = 0,60 \text{ m}$ $b_f = 2,00 \text{ m}$ $h = 1,10 \text{ m}$ $h_f = 0,30 \text{ m}$

Seção	As (flexão)		As (fadiga)		Armadura positiva				
	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	x (m)	J (m4)
I		17,88	20,00	20,00	-37,9	-54,7	16,9	0,0000	0,0000
0		39,84	20,00	45,00	-51,8	-81,2	29,4	0,0000	0,0000
1	13,38	29,23	20,00	35,00	-28,0	-58,8	30,8	0,1221	0,0150
2	32,07	21,38	35,00	25,00	-7,2	-40,7	33,4	0,1584	0,0250
3	44,49	16,41	45,00	20,00	157,9	18,0	139,9	0,1776	0,0312
4	52,11	13,82	55,00	20,00	157,5	28,1	129,4	0,1939	0,0368
5	51,97	16,65	55,00	20,00	157,2	28,2	129,0	0,1939	0,0368
6	44,47	21,80	45,00	25,00	158,3	18,9	139,5	0,1776	0,0312
7	31,42	29,11	35,00	30,00	123,7	-49,2	172,9	0,1584	0,0250
8	14,11	39,81	20,00	40,00	19,1	-69,2	88,3	0,1221	0,0150
9		57,02	20,00	60,00	-45,7	-90,7	45,0	0,1221	0,0150
10		85,40	20,00	85,00	-66,7	-118,7	52,0	0,1221	0,0150
11	1,51	38,39	20,00	40,00	-32,3	-70,8	38,5	0,1221	0,0150
12	26,97	16,34	30,00	20,00	154,0	34,7	119,3	0,1475	0,0217
13	52,80	6,86	55,00	10,00	186,8	76,8	110,0	0,1939	0,0368
14	69,63		70,00	10,00	199,2	88,9	110,3	0,2148	0,0444
15	75,87		75,00	10,00	202,5	91,9	110,6	0,2212	0,0468

Armadura negativa					Seção
$\sigma_{\max}$ (Mpa)	$\sigma_{\min}$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	x (m)	J (m4)	
-215,9	-149,4	-66,5	0,2119	0,01316	I
-202,0	-128,9	-73,0	0,3005	0,02568	0
-169,1	-80,5	-88,6	0,2703	0,02100	1
-141,6	-25,2	-116,5	0,2338	0,01591	2
-96,4	32,2	-128,7	0,2119	0,01316	3
-52,7	36,0	-88,7	0,2119	0,01316	4
-73,2	35,9	-109,1	0,2119	0,01316	5
-107,2	32,3	-139,5	0,2338	0,01591	6
-154,4	22,0	-176,5	0,2530	0,01851	7
-184,2	-68,5	-115,7	0,2861	0,02339	8
-190,3	-95,9	-94,4	0,3382	0,03209	9
-201,8	-113,3	-88,4	0,3881	0,04151	10
-188,7	-86,1	-102,6	0,2861	0,02339	11
5,7	25,2	-19,5	0,2119	0,01316	12
17,5	42,7	-25,1	0,1549	0,00717	13
23,3	52,3	-29,0	0,1549	0,00717	14
25,1	55,3	-30,2	0,1549	0,00717	15

1.2.8 Armaduras de cisalhamento

$f_{ctk,inf}$ 2,028 MPa b_w = 0,60 m

Seção	d (m)	Vd (MN)	VRd2 (MN)	0,5xVc (MN)	Vsw (MN)	Asw (cm²/m)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	(fator α)	$\alpha \times A_{sw}$ (cm²/m)	Estribos		Seção
										bitolas	ramos	
II E	1,048	0,438	3,201	0,273	0,165	4,02	73,5	1,000	6,95	10,0 c. 20	2	II E
I E	1,048	0,829	3,201	0,273	0,556	13,56	90,2	1,062	14,39	10,0 c. 11	2	I E
0 E	1,048	0,948	3,201	0,273	0,675	16,46	87,2	1,026	16,88	10,0 c. 18	4	0 E
0 D	1,048	1,210	3,201	0,273	0,937	22,85	102,6	1,207	27,59	10,0 c. 11	4	0 D
1	1,048	0,995	3,201	0,273	0,722	17,61	104,9	1,234	21,73	10,0 c. 14	4	1
2	1,048	0,790	3,201	0,273	0,516	12,59	108,8	1,280	16,12	10,0 c. 10	2	2
3	1,048	0,594	3,201	0,273	0,321	7,83	116,0	1,365	10,69	10,0 c. 14	2	3
4	1,043	0,410	3,186	0,272	0,138	3,37	130,7	1,537	6,95	10,0 c. 20	2	4
5	1,043	0,486	3,186	0,272	0,214	5,25	133,7	1,573	8,27	10,0 c. 19	2	5
6	1,048	0,677	3,201	0,273	0,404	9,85	120,1	1,413	13,92	10,0 c. 11	2	6
7	1,048	0,868	3,201	0,273	0,595	14,50	112,5	1,324	19,20	10,0 c. 16	4	7
8	1,048	1,060	3,201	0,273	0,787	19,19	107,7	1,267	24,32	10,0 c. 13	4	8
9	1,048	1,250	3,201	0,273	0,976	23,81	104,3	1,227	29,20	10,0 c. 11	4	9
10 E	1,048	1,436	3,201	0,273	1,163	28,35	101,6	1,196	33,90	10,0 c. 10	4	10 E
10 D	1,048	1,577	3,201	0,273	1,304	31,80	97,1	1,142	36,32	10,0 c. 9	4	10 D
11	1,048	1,337	3,201	0,273	1,063	25,93	99,7	1,174	30,43	10,0 c. 10	4	11
12	1,048	1,093	3,201	0,273	0,820	20,00	103,5	1,217	24,34	10,0 c. 13	4	12
13	1,043	0,850	3,186	0,272	0,578	14,16	109,5	1,289	18,25	10,0 c. 17	4	13
14	1,033	0,614	3,156	0,269	0,345	8,53	120,4	1,417	12,08	10,0 c. 13	2	14
15	1,031	0,387	3,150	0,269	0,118	2,93	145,0	1,706	6,95	10,0 c. 20	2	15

$A_{sw \min}$ = 6,95 cm²/m

Armadura de pele = 5,00 cm²/m/face Adotado: $\phi 10$ c. 16

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:

Apoio P1=P4 = $1,1 \times 572 = 629 \text{ kN}$
 Trecho considerado = $1,20 \text{ m}$
 $A_s = 1,4 \times 0,629 / (435 \times 1,20) = 16,88 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Será adotado: $\phi 10$ c. 18,0 $\leftarrow$ 4 ramos

Apoio P2=P3 = $1,1 \times 734 = 807 \text{ kN}$
 Trecho considerado = $1,20 \text{ m}$
 $A_s = 1,4 \times 0,807 / (435 \times 1,20) = 21,65 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Será adotado: $\phi 10$ c. 14,0 $\leftarrow$ 4 ramos

1.3 LAJES

1.3.1 Lajes em balanço

1.3.1.1 Cargas permanentes

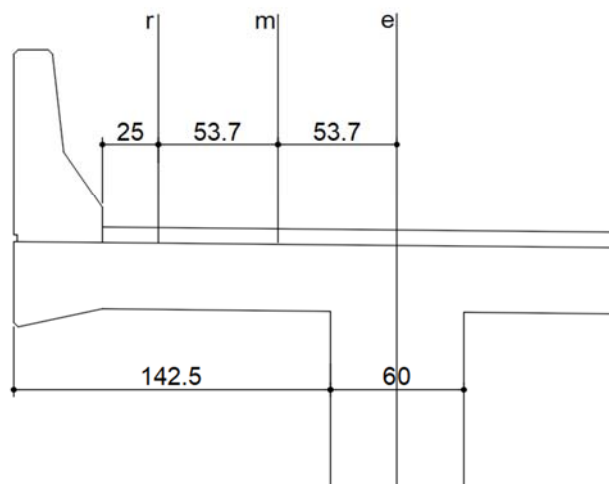
$-M_{xrg} = 4,715 \text{ kN.m/m}$
 $-M_{xmg} = 12,375 \text{ kN.m/m}$
 $-M_{xeg} = 22,125 \text{ kN.m/m}$

1.3.1.2 Cargas acidentais (Impacto na barreira)

$-M_{xrg} = 38,839 \text{ kN.m/m}$
 $-M_{xmg} = 26,252 \text{ kN.m/m}$
 $-M_{xeg} = 19,827 \text{ kN.m/m}$

1.3.1.3 Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$\varphi = 1,350$
 $t/a = 0,378$
 $l_x/a = 0,54$



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

$-M_{xeq} = 1,350 \times 75 \times 0,532 = 53,865 \text{ kN.m/m}$
 $M_{yrg} = 1,350 \times 75 \times 0,209 = 21,161 \text{ kN.m/m}$
 $M_{xmq} = 1,350 \times 75 \times 0,040 = 4,050 \text{ kN.m/m}$
 $M_{ymq} = 1,350 \times 75 \times 0,070 = 7,088 \text{ kN.m/m}$
 $-M_{xmq} = 1,350 \times 75 \times 0,160 = 16,200 \text{ kN.m/m}$

1.3.1.4 Dimensionamento: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $cob = 2,5 \text{ cm}$

$-M_{ked} = 1,35 \times 22,125 + 1,5 \times 53,865 = 105,905 \text{ kN.m/m}$

$h = 30 \text{ cm}$ $d = 26,9 \text{ cm}$ $k_c = 6,820$ $k_s = 0,0241$
 $A_s = 9,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Avaliação da fadiga:

$M_{sdmax} = 65,22 \text{ kN.m}$ $M_{sdmin} = 22,13 \text{ kN.m}$
 Para $A_s = 9,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Delta\sigma_s = 181,66 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$
 Adotado: $\phi 12,5$ c. 12

$$M_{yrd} = 1,35 \times 0,000 + 1,5 \times 21,161 = 28,568 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 25,8 \text{ cm} \quad k_c = 23,210 \quad k_s = 0,0233$$

$$A_s = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 16,93 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 136,33 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 15$$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 0,000 + 1,5 \times 4,050 = 5,468 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 27,0 \text{ cm} \quad k_c = 133,333 \quad k_s = 0,0232$$

$$A_s = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 3,24 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 24,85 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 15$$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 0,000 + 1,5 \times 7,088 = 9,568 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,0 \text{ cm} \quad k_c = 70,651 \quad k_s = 0,0232$$

$$A_s = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 5,67 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 45,21 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 15$$

$$-M_{xmd} = 1,35 \times 12,375 + 1,5 \times 16,200 = 40,433 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,9 \text{ cm} \quad k_c = 17,863 \quad k_s = 0,0234$$

$$A_s = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 25,34 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 12,38 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 99,89 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 12,5 \quad c. 24$$

$$-M_{yrd} = 1,35 \times 4,715 + 1,5 \times 38,839 = 59,505 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,9 \text{ cm} \quad k_c = 12,138 \quad k_s = 0,0236$$

$$A_s = 5,23 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 12,5 \quad c. 24$$

1.3.2 Lajes centrais (Vãos)

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

- | | | |
|--|---|-------------------------|
| | 1 | Simplemente apoiada |
| | 2 | Apoio-engaste |
| | 3 | Perfeitamente engastada |

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

$$g = 9,25 \text{ kN/m}^2 \quad l_x = 3,95 \text{ m}$$

Utilizando Rüsch nº1:

$$M_{xmg0} = 0,125 \cdot g \cdot l_x^2 = 18,04 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ymg0} = 0,025 \cdot g \cdot l_x^2 = 3,61 \text{ kN.m/m}$$

Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$$\varphi = 1,35$$

$$t/a = 0,378$$

$$l_x/a = 1,975$$

$$M_{xm0} = 1,350 \times 75 \times 0,471 + 5 \times (0,24 + 0,39) = 50,839 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ym0} = 1,350 \times 75 \times 0,242 + 5 \times (0,04 + 0,12) = 25,288 \text{ kN.m/m}$$

1.3.2.2 Perfeitamente engastadas

Utilizando Rüsch nº27 e nº97:

$$M_{xmg1} = 0,0417 \cdot g \cdot l_x^2 = 6,02 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ymg1} = 0,0083 \cdot g \cdot l_x^2 = 1,20 \text{ kN.m/m}$$

$$-M_{keg1} = 0,0833 \cdot g \cdot l_x^2 = 12,02 \text{ kN.m/m}$$

$$-M_{yeg1} = 0,0570 \cdot g \cdot l_x^2 = 8,23 \text{ kN.m/m}$$

Cargas móveis - Classe 45 (NBR 7188)

$$M_{xm1} = 1,350 \times 75 \times 0,266 + 5 \times (0,00 + 0,10) = 27,423 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{ym1} = 1,350 \times 75 \times 0,130 + 5 \times (0,00 + 0,05) = 13,413 \text{ kN.m/m}$$

$$-M_{keq1} = 1,350 \times 75 \times 0,526 + 5 \times (0,03 + 0,37) = 55,258 \text{ kN.m/m}$$

$$-M_{yeq1} = 1,350 \times 75 \times 0,364 + 5 \times (0,00 + 0,37) = 38,705 \text{ kN.m/m}$$

1.3.2.3 Dimensionamento: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $c_{ob} = 2,5 \text{ cm}$

$$-M_{yed} = 1,35 \times 8,226 + 1,5 \times 38,705 = 69,163 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,9 \text{ cm} \quad k_c = 10,435 \quad k_s = 0,0236$$

$$A_s = 6,08 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 39,19 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 8,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 6,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 188,39 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10,0 \quad c. 12$$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 6,018 + 1,5 \times 50,839 = 79,600 \text{ kN.m/m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 26,9 \text{ cm} \quad k_c = 9,074 \quad k_s = 0,0237$$

$$A_s = 7,02 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avaliação da fadiga:

$$M_{sdmax} = 46,69 \text{ kN.m} \quad M_{sdmin} = 6,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Para } A_s = 8,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Delta\sigma_s = 190,68 \text{ MPa} > 190 \text{ MPa}$$

$$\text{Adotado: } \phi 12,5 \quad c. 14$$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 1,198 + 1,5 \times 25,288 = 37,080 \text{ kN.m/m}$$

$$\begin{array}{llll} h = 30 \text{ cm} & d = 25,8 \text{ cm} & k_c = 17,882 & k_s = 0,0233 \\ A_s = & 3,36 \text{ cm}^2/\text{m} & < & A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array}$$

Avaliação da fadiga:

$$\begin{array}{llll} M_{sdmax} = & 21,43 \text{ kN.m} & M_{sdmin} = & 1,20 \text{ kN.m} \\ \text{Para } A_s = & 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} & \Delta\sigma_s = & 162,78 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa} \\ \text{Adotado:} & \phi 10,0 & \text{c. } 15 & \end{array}$$

1.3.3 Lajes centrais (Apoios)

Para o dimensionamento dos momentos no engaste dos apoios centrais, 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)

$$-M_{keq} = 1,350 \times 75 \times 0,592 + 5 \times (0,08 + 0,49) = 62,790 \text{ kN.m/m}$$

$$1.3.3.1 \text{ Dimensionamento: } f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad c_{ob} = 2,5 \text{ cm}$$

$$-M_{ked} = 1,35 \times 12,022 + 1,5 \times 62,790 = 104,737 \text{ kN.m/m}$$

$$\begin{array}{llll} h = 30 \text{ cm} & d = 26,9 \text{ cm} & k_c = 6,896 & k_s = 0,0241 \\ A_s = & 9,39 \text{ cm}^2/\text{m} & > & A_{smin} = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{Avaliação da fadiga:} & & & \\ M_{sdmax} = & 62,25 \text{ kN.m} & M_{sdmin} = & 12,02 \text{ kN.m} \\ \text{Para } A_s = & 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} & \Delta\sigma_s = & 189,37 \text{ MPa} < 190 \text{ MPa} \\ \text{Adotado:} & \phi 12,5 & \text{c. } 12 & \end{array}$$

1.4 TRANSVERSINAS P1=P4

1.4.1 Esforços máximos

$$-M_g = 355,10 \text{ kN.m} \quad +M_g = 249,80 \text{ kN.m} \quad V_g = 547,30 \text{ kN}$$

1.4.2 Dimensionamento

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad h_c = 60 \text{ cm} \quad c_{ob} = 3,0 \text{ cm}$$

$$-M_d = 426,12 \text{ kN.m} \quad b_c = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54,75 \text{ cm} \quad k_c = 4,221 \quad k_s = 0,0247$$

$$A_s = 19,22 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 4 \phi 25,0$$

$$+M_d = 299,76 \text{ kN.m} \quad b_c = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54,75 \text{ cm} \quad k_c = 6,000 \quad k_s = 0,0242$$

$$A_s = 13,25 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 4 \phi 20,0$$

$$V_d = 656,76 \text{ kN}$$

$$d = 54,75 \text{ cm}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 1672,53 \text{ kN}$$

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

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 285,45 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 371,31 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = 17,323 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{swmin} = 6,952 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{array}{llll} \text{Será adotado: } \phi 10,0 & c. 18,0 \leftarrow & 4 \text{ ramos} & (\text{Até } 70 \text{ cm da face dos apoios}) \\ \text{Será adotado: } \phi 10,0 & c. 20,0 \leftarrow & 2 \text{ ramos} & (\text{Restante do vão}) \end{array}$$

$$\text{Arm. de pele: } 5,0 \text{ cm}^2/\text{m/face} \quad \text{Será adotado: } \phi 10,0 \quad c. 16,0$$

1.5 TRANSVERSINAS P2=P3

1.5.1 Esforços máximos

$$-M_g = 447,70 \text{ kN.m} \quad +M_g = 318,40 \text{ kN.m} \quad V_g = 688,80 \text{ kN}$$

1.5.2 Dimensionamento

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad h_c = 60 \text{ cm} \quad c_{ob} = 3,0 \text{ cm}$$

$$-M_d = 537,24 \text{ kN.m} \quad b_c = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54,75 \text{ cm} \quad k_c = 3,348 \quad k_s = 0,0252$$

$$A_s = 24,73 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 5 \phi \quad 25,0$$

$$+M_d = 382,08 \text{ kN.m} \quad b_c = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54,75 \text{ cm} \quad k_c = 4,707 \quad k_s = 0,0245$$

$$A_s = 17,10 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 4 \phi \quad 25,0$$

$$V_d = 826,56 \text{ kN}$$

$$d = 54,75 \text{ cm}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 1672,53 \text{ kN}$$

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

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 285,45 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 541,11 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = 25,245 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{swmin} = 6,952 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{array}{llll} \text{Será adotado: } \phi \ 10,0 & c.12,0 \longleftarrow & 4 \text{ ramos} & (\text{Até } 70 \text{ cm da face dos apoios}) \\ \text{Será adotado: } \phi \ 10,0 & c.20,0 \longleftarrow & 2 \text{ ramos} & (\text{Restante do vão}) \end{array}$$

$$\text{Arm. de pele: } 5,0 \text{ cm}^2/\text{m/face} \quad \text{Será adotado: } \phi \ 10,0 \quad c.16,0$$

1.6 CORTINAS

1.6.1 Cargas permanentes

$$V_{\max} = 110,7 \text{ kN} \quad M_- = 99,2 \text{ kN.m} \quad M_+ = 39,8 \text{ kN.m}$$

1.6.2 Cargas móveis

$$V_{\max} = 423,3 \text{ kN} \quad M_- = 328,1 \text{ kN.m} \quad M_+ = 273,4 \text{ kN.m}$$

1.6.3 Dimensionamento

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad h_c = 110 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} b_{c+} = 30 \text{ cm} \\ b_{c-} = 60 \text{ cm} \\ c_{ob} = 3,0 \text{ cm} \end{array}$$

$$-M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q = 626,07 \text{ kN.m}$$

$$d = 104,75 \text{ cm} \quad k_c = 10,516 \quad k_s = 0,0237$$

$$A_s = 14,17 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s\min} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } 3 \phi \quad 25,0$$

$$+M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q = 463,83 \text{ kN.m}$$

$$d = 104,75 \text{ cm} \quad k_c = 7,09693 \quad k_s = 0,0240$$

$$A_s = 10,63 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\min} = 11,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } 2 \phi \quad 25,0$$

$$V_d = 1,35 \times V_{g\max} + 1,5 \times V_{q\max} = 784,40 \text{ kN}$$

$$d = 104,75 \text{ cm}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b \times d = 1599,98 \text{ kN}$$

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

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d = 273,06 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 511,33 \text{ kN}$$

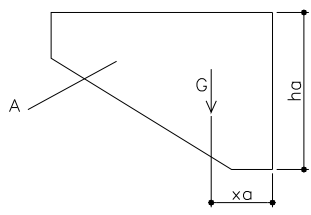
$$A_{sw} = 12,469 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw\min} = 3,476 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Será adotado: } \phi \ 10,0 \quad c.13,0 \leftarrow 2 \text{ ramos}$$

$$\text{Arm. de pele: } 5,0 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad \text{Será adotado: } \phi \ 10,0 \quad c.16,0$$

1.7 ALAS

1.7.1 Para cargas verticais

$A =$	1,32 m ²	$b_w =$	40 cm		
$G =$	25,200 kN	$x =$	0,60 m		
$M_g = G \cdot x$	15,120 kN.m				
$M_d = 1,4 \cdot M_g$	21,168 kN.m				
		$f_{ck} =$	30 MPa		
		$c_{ob} =$	3,0 cm		
$h =$	110 cm	$d =$	104,2 cm	$k_c =$	205,171
$k_s =$	0,0232	$A_s =$	0,47 cm ²	$<$	$A_{smin} = 7,48 \text{ cm}^2$
Será adotado:	4 ϕ		16,0		

1.7.2 Para cargas horizontais

$c =$	0	$\phi =$	30°	$d =$	0	$\gamma =$	18 kN/m ³
$q(\text{sobrecarga}) =$	25,00 kN/m ²			$k_a =$	0,33		
Pressão do solo:	$p_s =$	6,53 kN/m ²					
Pressão da sobrecarga:	$p_q =$	8,25 kN/m ²					
Pressão média:	$p =$	11,52 kN/m ²					
$M =$	8,292 kN.m/m						
$M_d = 1,4 \times M =$	11,609 kN.m/m						
$d =$	34,45	$k_c =$	102,230	$k_s =$	0,0232		
$A_s =$	0,78 cm ² /m	$<$	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m			
Será adotado:	ϕ 10,0	c.11					
Armadura externa	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m	Adotado:	ϕ 10,0	c.11		
Armaduras verticais	$A_{sw min} =$	4,64 cm ² /m	Adotado:	ϕ 8,0	c.20	← 2 ramos	

2. MESOESTRUTURA

2.1 Cargas verticais da superestrutura

a) Longarinas de bordo

P1=P4					
R _g =	608 kN	R _{q+} =	746 kN	R _{q-} =	-83 kN
R _{máx} =	1354 kN	R _{mín} =	525 kN		
P2=P3					
R _g =	765 kN	R _{q+} =	885 kN	R _{q-} =	-82 kN
R _{máx} =	1650 kN	R _{mín} =	683 kN		

b) Longarina central

P1=P4					
R _g =	572 kN	R _{q+} =	768 kN	R _{q-} =	-88 kN
R _{máx} =	1340 kN	R _{mín} =	484 kN		
P2=P3					
R _g =	734 kN	R _{q+} =	994 kN	R _{q-} =	-88 kN
R _{máx} =	1728 kN	R _{mín} =	646 kN		

2.2 Cargas verticais da mesoestrutura

P1 (h=7,0 m) :	Peso próprio =	112 kN
P2 (h=11,0 m) :	Peso próprio =	176 kN
P3 (h=11,0 m) :	Peso próprio =	176 kN
P4 (h=7,0 m) :	Peso próprio =	112 kN
Vigas ap. P1=P4:	Peso próprio =	13,8 kN/m
Vigas ap. P2=P3:	Peso próprio =	13,8 kN/m

2.3 Aparelhos de apoio

Serão adotados aparelhos de apoio de 300x400x48mm (3 camadas de 10mm)

Apoio P1 = P4: $\sigma_{max} = 11,3 \text{ MPa}$ $k_a = 4000 \text{ kN/m}$

Serão adotados aparelhos de apoio de 350x450x48mm (3 camadas de 10mm)

Apoio P2 = P3: $\sigma_{max} = 11,0 \text{ MPa}$ $k_a = 5250 \text{ kN/m}$

2.4 Rigidez longitudinal

2.4.1 Pilares

f _{ck} =	30 MPa	Inércia =	0,020 m ⁴
P1 (h=7,0 m) :	k _p =	4585 kN/m	
P2 (h=11,0 m) :	k _p =	1182 kN/m	
P3 (h=11,0 m) :	k _p =	1182 kN/m	
P4 (h=7,0 m) :	k _p =	4585 kN/m	

2.4.2 Pilares + Aparelho de apoio

$$\frac{1}{k_L} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_a}$$

P1:	$k_L =$	2136 kN/m
P2:	$k_L =$	964 kN/m
P3:	$k_L =$	964 kN/m
P4:	$k_L =$	2136 kN/m

2.5 Rigidez transversal

2.5.1 Pórticos

Para obtenção das rigidezes transversais foi utilizado o programa computacional Ftool.

P1 (h=7,0 m) :	$k_p =$	59809 kN/m
P2 (h=11,0 m) :	$k_p =$	16521 kN/m
P3 (h=11,0 m) :	$k_p =$	16521 kN/m
P4 (h=7,0 m) :	$k_p =$	59809 kN/m

2.5.2 Pórticos + Aparelho de apoio

P1:	$k_T =$	3749 kN/m
P2:	$k_T =$	3984 kN/m
P3:	$k_T =$	3984 kN/m
P4:	$k_T =$	3749 kN/m

2.6 Forças horizontais longitudinais

2.6.1 Frenagem e aceleração

- a) Devido a carga distribuída: $H = 144,0 \text{ kN}$
- b) Devido ao peso do veículo: $H = 135 \text{ kN}$
- c) Adotado: $H = 144,0 \text{ kN}$ na superestrutura
- | | | |
|------------------|----------|-----------|
| Apoio P1 : $H =$ | 12,40 kN | por pilar |
| Apoio P2 : $H =$ | 5,60 kN | por pilar |
| Apoio P3 : $H =$ | 5,60 kN | por pilar |
| Apoio P4 : $H =$ | 12,40 kN | por pilar |

2.6.2 Temperatura e retração

$\Delta T =$	30 °C	vão =	12,00/16,00/12,00 m
$\alpha =$	10^{-5} °C	PDN =	22,50 m à direita do apoio P1
Apoio P1 : H =	14,4 kN	por pilar	
Apoio P2 : H =	3,0 kN	por pilar	
Apoio P3 : H =	3,0 kN	por pilar	
Apoio P4 : H =	14,4 kN	por pilar	

2.6.3 Empuxo nas cortinas

b = 14,50 m	h = 1,17 m	ka = 0,333	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Ea =	59 kN/m	agindo na superestrutura	
E = Ea =	59 kN/m =	15 kN	por linha de pilares
Apoio P1:	H = 5,12 kN	por pilar	
Apoio P2:	H = 2,31 kN	por pilar	
Apoio P3:	H = 2,31 kN	por pilar	
Apoio P4:	H = 5,12 kN	por pilar	

2.6.4 Forças longitudinais totais

Apoio P1 : H =	31,9 kN	por pilar
Apoio P2 : H =	10,9 kN	por pilar
Apoio P3 : H =	10,9 kN	por pilar
Apoio P4 : H =	31,9 kN	por pilar

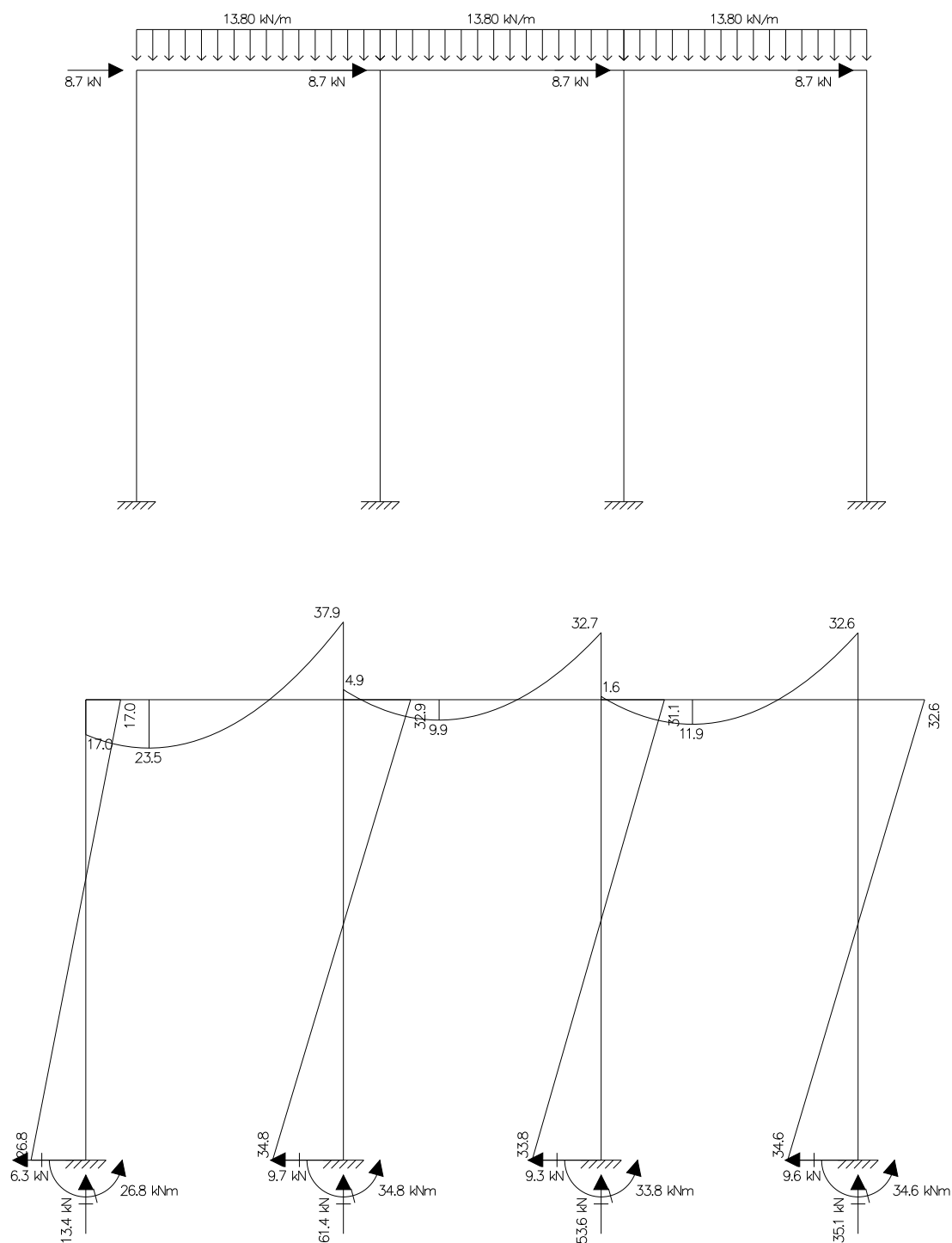
2.7 Forças horizontais transversais

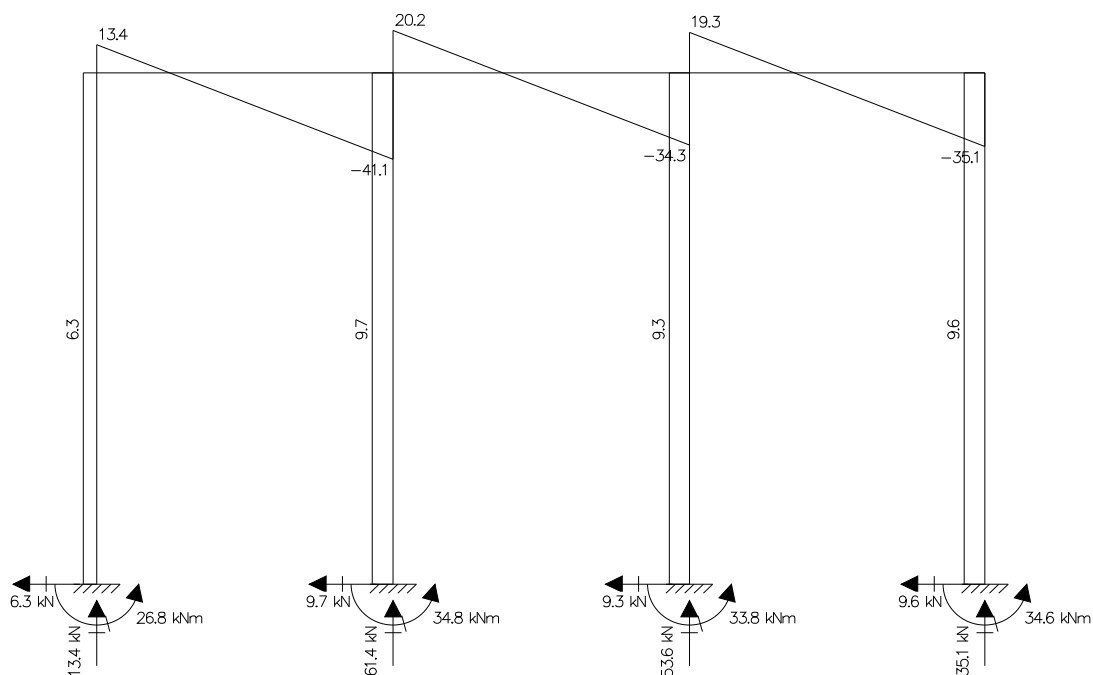
2.7.1 Vento

a) Ponte carregada:	h = 3,19 m	Hw =	143,55 kN
b) Ponte descarregada:	h = 1,99 m	Hw =	134,33 kN
c) Adotado:	143,55 kN		
d) Por apoio:	Apoio P1 =	34,8 kN	por apoio
	Apoio P2 =	37,0 kN	por apoio
	Apoio P3 =	37,0 kN	por apoio
	Apoio P4 =	34,8 kN	por apoio

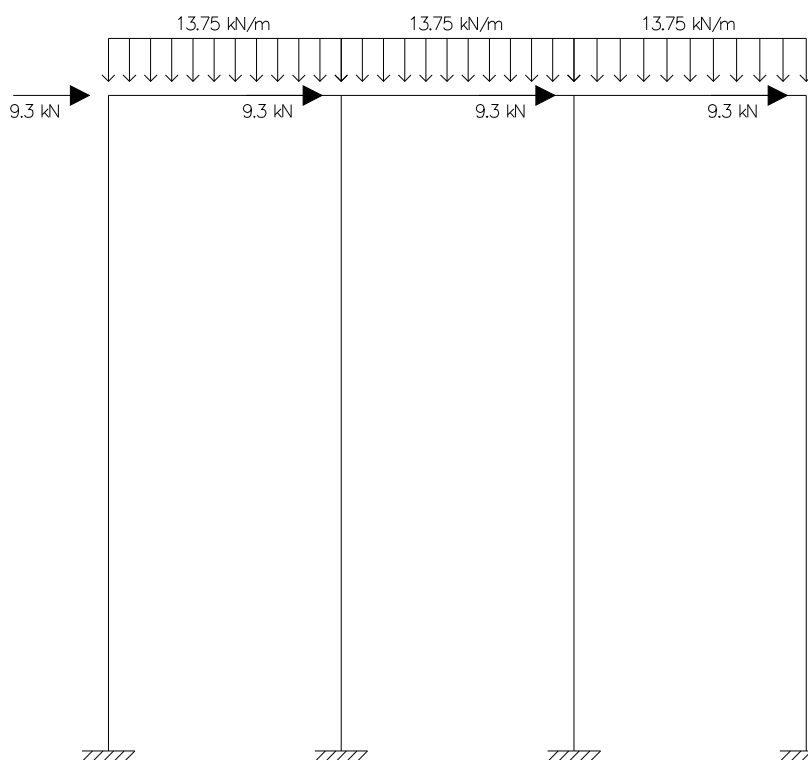
2.8 Avaliação dos pórticos

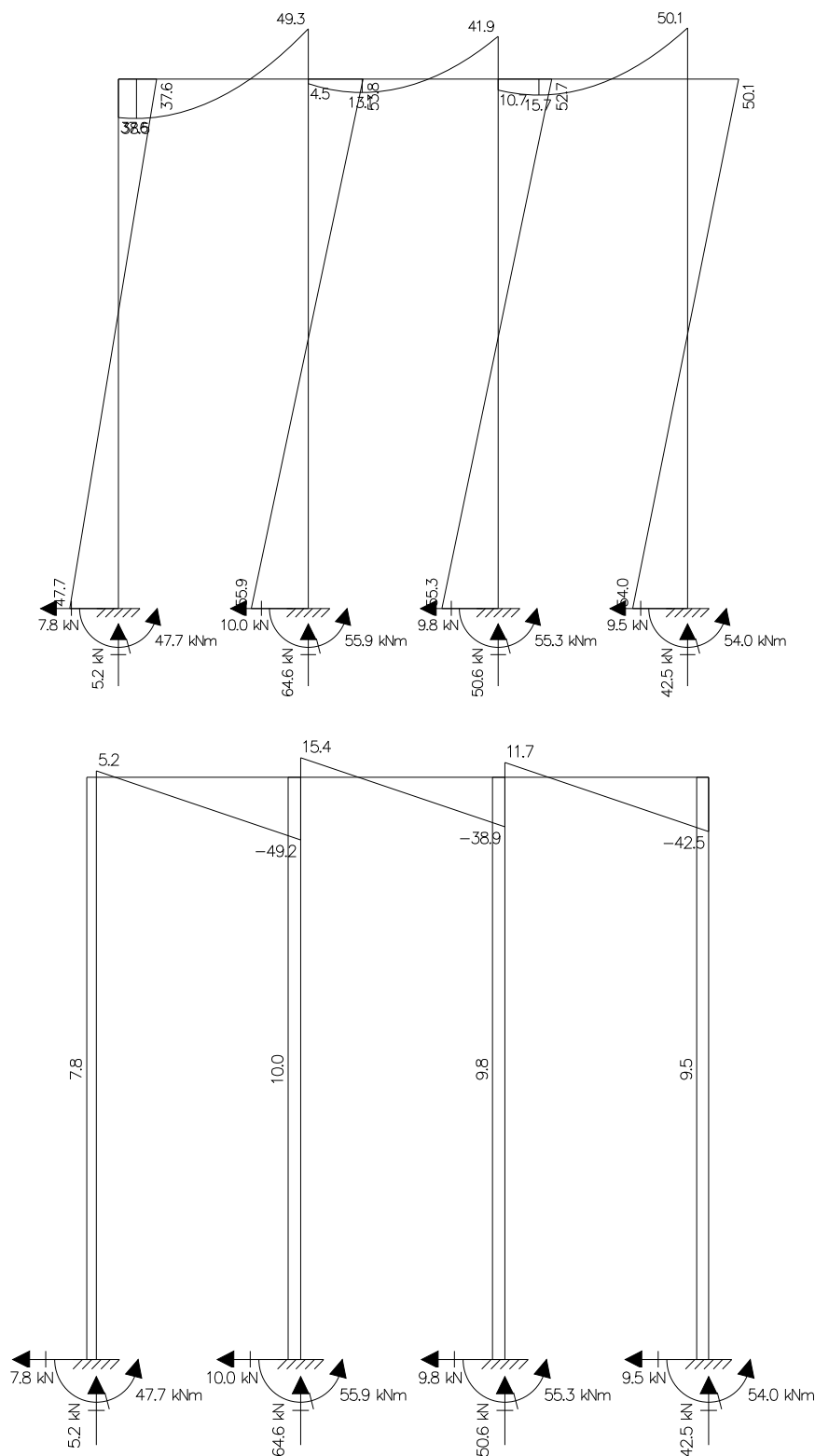
2.8.1 Pórtico P1=P4





2.8.2 Pórtico P2=P3

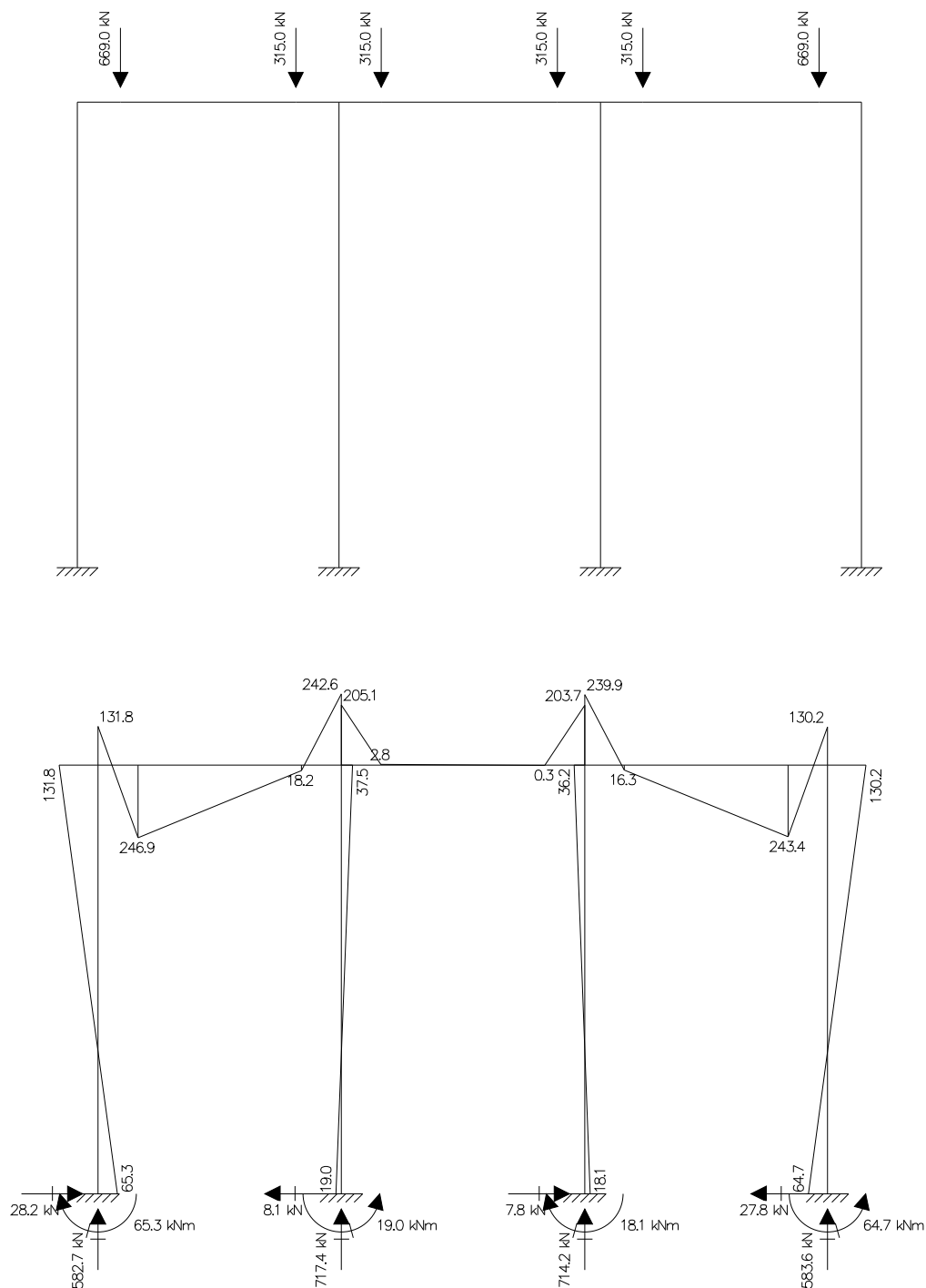


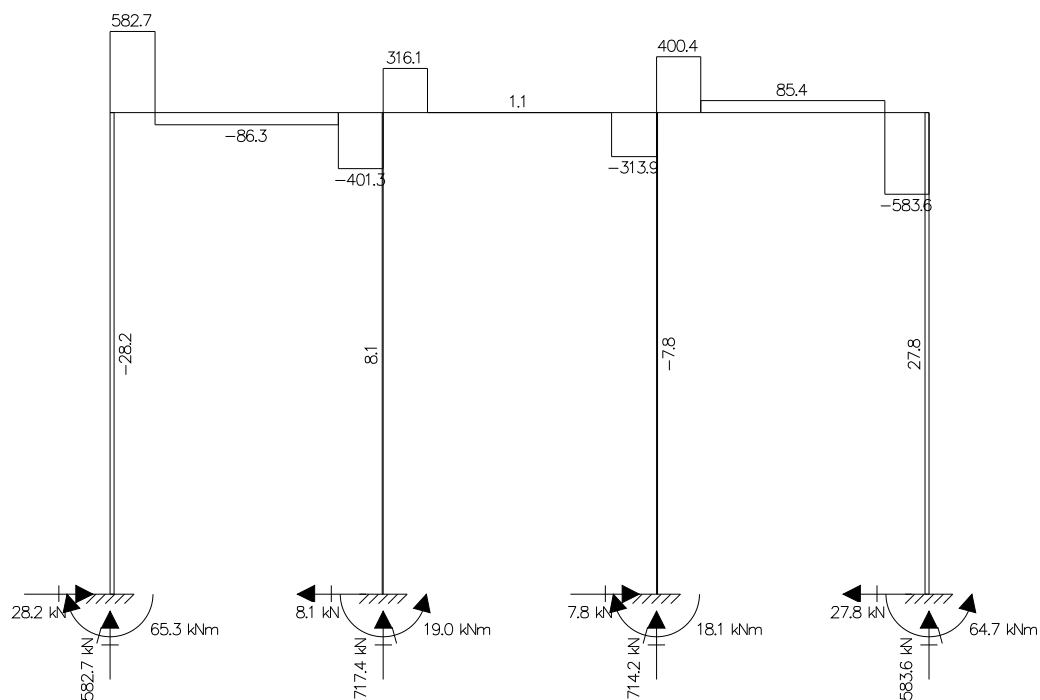


2.9 Avaliação dos pórticos para a troca de aparelhos de apoio

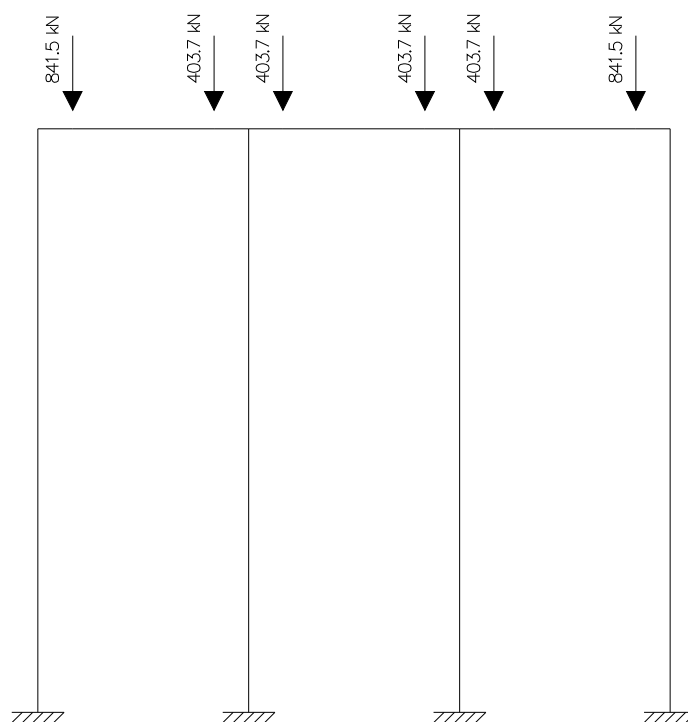
Para tal, foram consideradas as cargas $P = 1,1 \times R_g$, posicionadas a 65cm do apoio

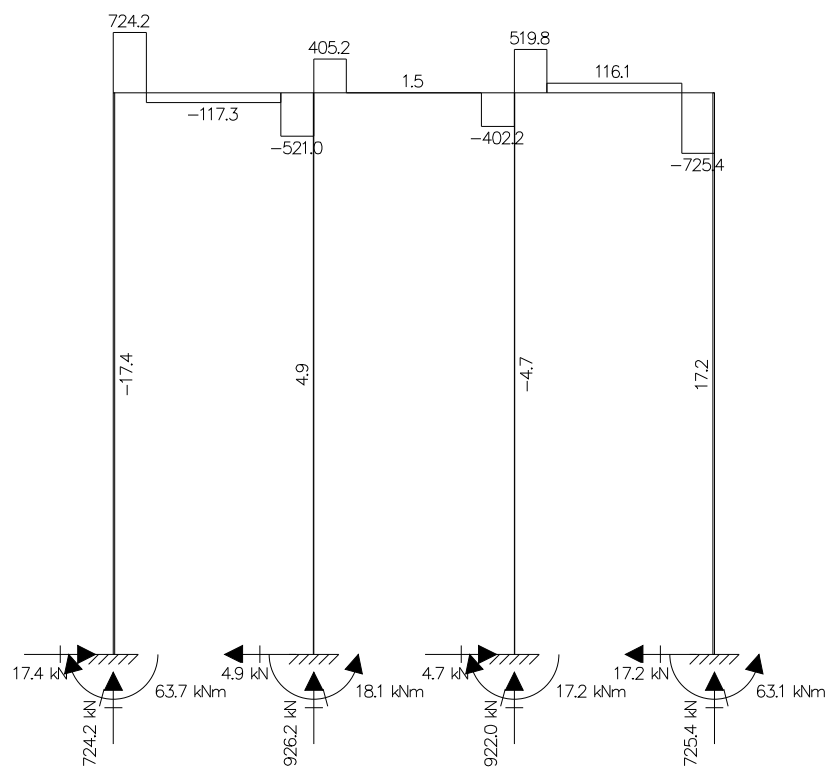
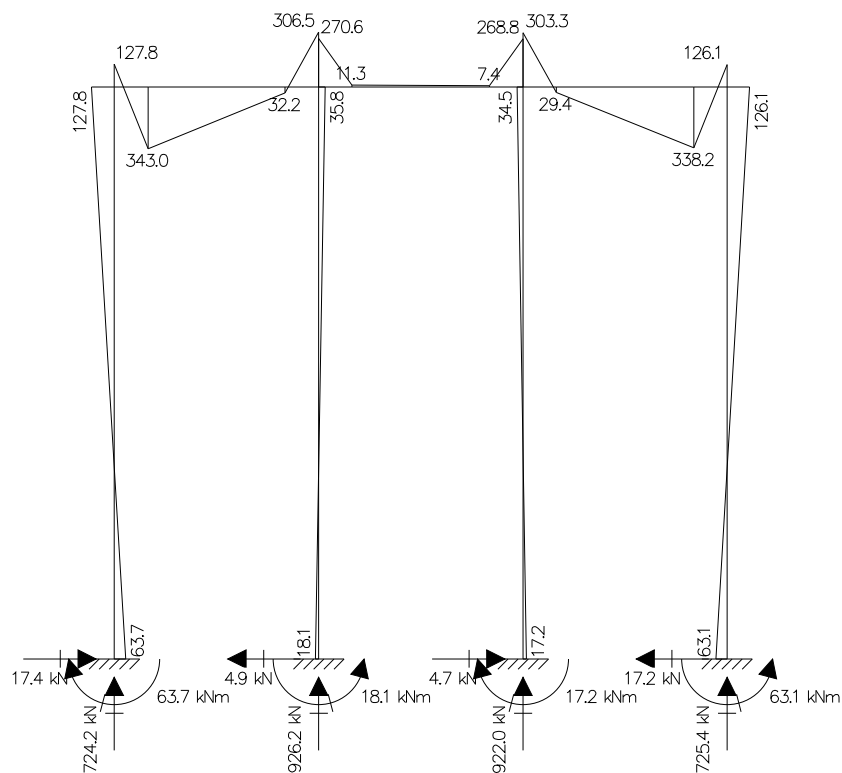
2.9.1 Pórtico P1=P4





2.9.2 Pórtico P2=P3





2.10 Dimensionamento dos pilares

2.10.1 Pilares P1=P4

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

d =	0,8 m	le =	14,0 m	λ =	70,00
ΣN_g =	712 kN	N_q =	829 kN	N_d =	2205 kN
H_{Ld} =	31,94 kN	M_{Ld} =	313 kN.m	M_{Td} =	49 kN.m
$M_{1d,A}$ =	317 kN.m	>	$M_{1d,min}$ =	86 kN.m	
e1 =	0,144 m	e/d =	0,180	f_c =	18,21 MPa
α_b =	0,900 m	λ_1 =	30,273	<	70,00
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:					
		1/r =	0,006	$M_{d,tot}$ =	555 kN.m
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,189	$v_1 \cdot e/d =$	0,060	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:	e/d= 0,315
$\omega =$	0,00	$A_s =$	0,000 cm ²	<	$A_{smin} =$ 20,106 cm ²
Adotado:	12 ϕ	16,0	Estribos:	ϕ 5,0 c. 15	
Fretagem no topo dos pilares:		$A_s =$	11,88 cm ² /m	ϕ 8,0 c. 8,5	

2.10.2 Pilares P2=P3

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

d =	0,8 m	le =	22,0 m	λ =	110,00
ΣN_g =	938 kN	N_q =	1059 kN	N_d =	2854 kN
H_{Ld} =	10,95 kN	M_{Ld} =	169 kN.m	M_{Td} =	78 kN.m
$M_{1d,A}$ =	186 kN.m	>	$M_{1d,min}$ =	111 kN.m	
e1 =	0,065 m	e/d =	0,081	f_c =	18,21 MPa
α_b =	0,900 m	λ_1 =	28,909	<	110,00
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:					
		1/r =	0,006	$M_{d,tot}$ =	1031 kN.m
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,245	$v_1 \cdot e/d =$	0,111	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:	e/d= 0,451
$\omega =$	0,25	$A_s =$	52,618 cm ²	>	$A_{smin} =$ 20,106 cm ²
Adotado:	26 ϕ	16,0	Estribos:	ϕ 5,0 c. 15	
Fretagem no topo dos pilares:		$A_s =$	13,84 cm ² /m	ϕ 8,0 c. 6,5	

2.10.3 Pilares P1=P4 (Troca aparelhos de apoio)

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

$d =$	0,8 m	$le =$	14,0 m	$\lambda =$	70,00
$\Sigma N_g =$	717 kN	$N_q =$	0 kN	$N_d =$	968 kN
$H_{Ld} =$	0,00 kN	$M_{Ld} =$	0 kN.m	$M_{Td} =$	27 kN.m
$M_{1d,A} =$	27 kN.m	$<$	$M_{1d,min} =$	38 kN.m	
$e_1 =$	0,039 m	$e/d =$	0,049	$f_c =$	18,21 MPa
$\alpha_b =$	0,900 m	$\lambda_1 =$	28,455	$<$	70,00
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:					
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,083	$1/r =$	0,006	$M_{d,tot} =$	143 kN.m
$\omega =$	0,00	$v_1 \cdot e/d =$	0,015	$e/d =$	0,184
Adotado:	12 ϕ	$A_s =$	0,000 cm ²	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:	
		16,0	Estribos:	$A_{smin} =$	20,106 cm ²
				$\phi 5,0$ c. 15	

2.10.4 Pilares P2=P3 (Troca aparelhos de apoio)

Será admitido pilar engastado na base e livre no topo

$d =$	0,8 m	$le =$	22,0 m	$\lambda =$	110,00
$\Sigma N_g =$	926 kN	$N_q =$	0 kN	$N_d =$	1250 kN
$H_{Ld} =$	0,00 kN	$M_{Ld} =$	0 kN.m	$M_{Td} =$	25 kN.m
$M_{1d,A} =$	25 kN.m	$<$	$M_{1d,min} =$	49 kN.m	
$e_1 =$	0,039 m	$e/d =$	0,049	$f_c =$	18,21 MPa
$\alpha_b =$	0,900 m	$\lambda_1 =$	28,455	$<$	110,00
Devem ser considerados efeitos de segunda ordem. Utilizando método do pilar padrão com curvatura aproximada, temos:					
$v_1 = N_d / (f_c \cdot d^2) =$	0,107	$1/r =$	0,006	$M_{d,tot} =$	401 kN.m
$\omega =$	0,03	$v_1 \cdot e/d =$	0,043	$e/d =$	0,401
Adotado:	26 ϕ	$A_s =$	6,314 cm ²	Utilizando ábaco 5.4 Pfeil:	
		16,0	Estribos:	$A_{smin} =$	20,106 cm ²
				$\phi 5,0$ c. 15	

2.11 Dimensionamento das vigas no topo dos pilares

2.11.1 Apoio P1=P4 (Trocas de aparelho de apoio)

$f_{ck} =$	30 MPa	$h =$	80 cm	$b =$	50 cm	$d =$	74,0 cm
$-M_d =$	339,64 kN.m	$k_c =$	8,061	$k_s =$	0,0239		
$A_s =$	10,97 cm ² /m	$>$	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m			
Adotado:	4 ϕ	20,0					
$+M_d =$	345,66 kN.m	$k_c =$	7,921	$k_s =$	0,0239		
$A_s =$	11,16 kN.m	$>$	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m			
Adotado:	4 ϕ	20,0					
$V_d =$	700 kN	$d =$	74 cm				
$V_{Rd2} = 0,27 \times a_v \times f_{cd} \times b \times d =$		1883,83 kN					
V_d	$<$	V_{Rd2}	OK!				
$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d =$		321,51 kN					
$V_{sw} =$	378,81 kN						
$A_{sw} =$	13,076 cm ² /m	$>$	$A_{sw min} =$	5,793 cm ² /m			
Adotado:	ϕ 10,0	c.20 $\leftarrow$	4 ramos	(Até 70 cm da face dos apoios)			
	ϕ 10,0	c.20 $\leftarrow$	2 ramos	(Restante do vão)			
Pele:	5,0 cm ² /m/face	Adotado:	ϕ 10,0	c.16			

2.11.2 Apoio P2=P3 (Trocas de aparelho de apoio)

$f_{ck} =$	30 MPa	$h =$	80 cm	$b =$	50 cm	$d =$	74,0 cm
$-M_d =$	429,10 kN.m	$k_c =$	6,381	$k_s =$	0,0241		
$A_s =$	13,97 cm ² /m	$>$	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m			
Adotado:	5 ϕ	20,0					
$+M_d =$	480,20 kN.m	$k_c =$	5,702	$k_s =$	0,0243		
$A_s =$	15,77 kN.m	$>$	$A_{smin} =$	6,80 cm ² /m			
Adotado:	4 ϕ	25,0					
$V_d =$	870 kN	$d =$	74 cm				
$V_{Rd2} = 0,27 \times a_v \times f_{cd} \times b \times d =$		1883,83 kN					
V_d	$<$	V_{Rd2}	OK!				
$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d =$		321,51 kN					
$V_{sw} =$	548,97 kN						
$A_{sw} =$	18,949 cm ² /m	$>$	$A_{sw min} =$	5,793 cm ² /m			
Adotado:	ϕ 10,0	c.17 $\leftarrow$	4 ramos	(Até 70 cm da face dos apoios)			
	ϕ 10,0	c.20 $\leftarrow$	2 ramos	(Restante do vão)			
Pele:	5,0 cm ² /m/face	Adotado:	ϕ 10,0	c.16			

3. INFRAESTRUTURA

3.1 Blocos apoio P1=P4

3.1.1 Cargas verticais:

Peso próprio do bloco =	121 kN
Peso próprio da viga =	19 kN
Solo sobre a infra =	0 kN
Peso da infra por pilar =	131 kN
Cargas da meso (máx - extremos) =	1354 kN
Cargas da meso (mín - extremos) =	608 kN
Cargas da meso (máx - centrais) =	1340 kN
Cargas da meso (mín - centrais) =	572 kN

3.1.2 Forças horizontais:

Longitudinal =	32 kN/pilar
Empuxo do solo =	0 kN/pilar
Transversal =	35 kN/apoio

3.1.3 Alturas dos centros elásticos

$e =$	1,4 m	$\alpha = 9,46$
inclinação =	0,167	
Direção longitudinal =	4,20 m	
Direção transversal =	27,90 m	

3.1.4 Cálculo das cargas na estacas

3.1.4.1 Hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical V

$$J_v = 3,8919$$

$$\text{Para pilares extremos: } V = 1485 \text{ kN}$$

$$F = 376,25 \text{ kN} \quad F1=F2=F3=F4=F13=F14=F15=F16 = 376,25 \text{ kN}$$

$$\text{Para pilares centrais: } V = 1471 \text{ kN}$$

$$F = 372,70 \text{ kN} \quad F5=F6=F7=F8=F9=F10=F11=F12 = 372,70 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal HL = 32 kN/pilar

$$J_{HL} = 0,0541 \quad \text{Total} = 32 \text{ kN/pilar}$$

$$F = 97,020 \text{ kN} \quad F3=F7=F9=F13 = -97,02 \text{ kN}$$

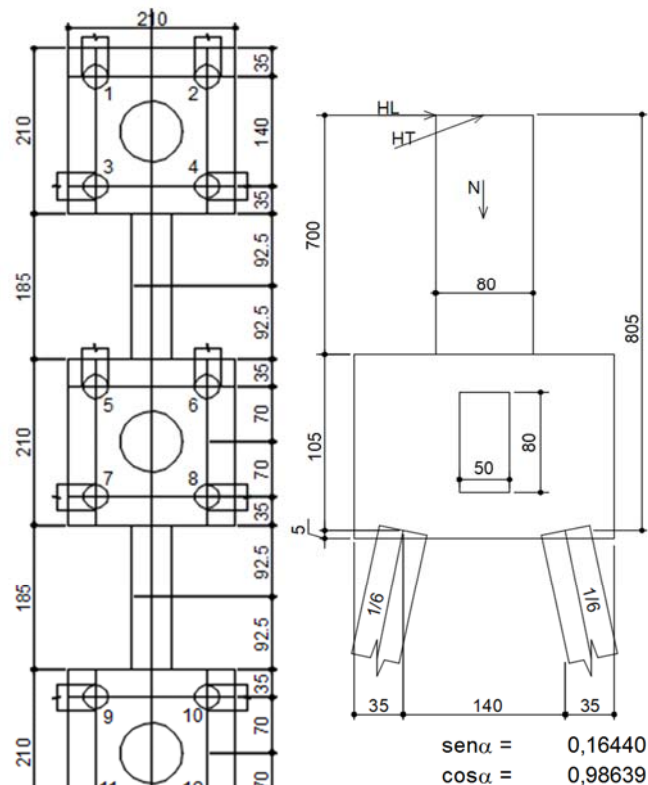
$$F4=F8=F10=F14 = 97,02 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal HT = 35 kN/apoio

$$J_{HT} = 0,2162$$

$$F = 26,46 \text{ kN} \quad F11=F12=F15=F16 = 26,46 \text{ kN}$$

$$F1=F2=F5=F6 = -26,46 \text{ kN}$$



d) Devido ao momento causado pela força longitudinal HL = 32 kN/pilar
 0 kN/pilar
 Total = 32 kN/pilar

h = 8,05 m ri = 0,7
 $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 0,954$

M_L = 122,82 kN.m

F = 90,16 kN F2=F6=F12=F16 = -90,16 kN
 F1=F5=F11=F15 = 90,16 kN

e) Devido ao momento causado pela força transversal H_T = 35 kN/apoio

h = 8,05 m $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 112,578$

M_T = -690,78 kN.m

F3=F4 = 32,06 kN F13=F14 = -32,06 kN
 F7=F8 = 7,82 kN F9=F10 = -7,82 kN

f) Superposição dos efeitos

F1 = 439,95 kN	F2 = 259,63 kN	
F3 = 311,29 kN	F4 = 505,33 kN	Carga máxima = 505,33 kN
F5 = 436,40 kN	F6 = 256,08 kN	
F7 = 283,51 kN	F8 = 477,55 kN	
F9 = 267,86 kN	F10 = 461,90 kN	
F11 = 489,32 kN	F12 = 309,00 kN	
F13 = 247,17 kN	F14 = 441,21 kN	
F15 = 492,87 kN	F16 = 312,55 kN	

3.1.4.2 Hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical V

J_v = 3,8919

Para pilares extremos: V = 739 kN

F = 187,18 kN F1=F2=F3=F4=F13=F14=F15=F16 = 187,18 kN

Para pilares centrais: V = 703 kN

F = 178,05 kN F5=F6=F7=F8=F9=F10=F11=F12 = 178,05 kN

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal H_L = 32 kN/pilar
 0 kN/pilar
 J_{HL} = 0,0541 Total = 32 kN/pilar

F = 97,020 kN F3=F7=F9=F13 = -97,02 kN
 F4=F8=F10=F14 = 97,02 kN

c) Devido ao esforço horizontal transversal H_T = 35 kN/apoio

J_{HT} = 0,2162

F = 26,46 kN F11=F12=F15=F16 = 26,46 kN
 F1=F2=F5=F6 = -26,46 kN

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal HL = 32 kN/pilar
 0 kN/pilar
 Total = 32 kN/pilar

h = 8,05 m ri = 0,7
 $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 0,954$
 ML = 122,82 kN.m
 F = 90,16 kN F2=F6=F12=F16 = -90,16 kN
 F1=F5=F11=F15 = 90,16 kN

e) Devido ao momento causado pela força transversal H_T = 35 kN/apoio

h = 8,05 m $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 112,578$
 M_T = -690,78 kN.m
 F3=F4 = 32,06 kN F13=F14 = -32,06 kN
 F7=F8 = 7,82 kN F9=F10 = -7,82 kN

f) Superposição dos efeitos

F1 = 250,88 kN	F2 = 70,56 kN	
F3 = 122,22 kN	F4 = 316,26 kN	Carga máxima = 58,10 kN
F5 = 241,76 kN	F6 = 61,43 kN	
F7 = 276,04 kN	F8 = 282,90 kN	
F9 = 73,21 kN	F10 = 267,25 kN	
F11 = 294,68 kN	F12 = 114,35 kN	
F13 = 58,10 kN	F14 = 252,14 kN	
F15 = 303,80 kN	F16 = 123,48 kN	

3.1.5 Cálculo dos blocos

f_{ck} = 30 MPa b_w = 210 cm h = 110 cm

a) Direção longitudinal

ML = 532 kN.m	W ₀ = 0,350 m ³
ML _d = 745 kN.m	f _{ctk,sup} = 3,765 MPa
cob = 4,50 cm	M _{d,min} = 1054 kN.m
d = 104 cm	kc = 21,543
ASL = 23,72 cm ²	ks = 0,0234
	As _{min} = 35,70 cm ²

Adotado: 18 ϕ 16,0

b) Direção transversal

ML = 551 kN.m	W ₀ = 0,350 m ³
ML _d = 772 kN.m	f _{ctk,sup} = 3,765 MPa
cob = 4,50 cm	M _{d,min} = 1054 kN.m
d = 103 cm	kc = 21,131
ASL = 24,05 cm ²	ks = 0,0235
	As _{min} = 35,70 cm ²

Adotado: 18 ϕ 16,0

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$A_{sc} = 7,14 \text{ cm}^2$ por direção
 $A_{sc} = 3,57 \text{ cm}^2$ em cada face Adotado: 5 ϕ 10,0

3.1.6 Viga de rigidez entre os blocos

Momento transversal no pé do pilar = 34,8 kN.m

Cargas sobre a viga: Peso próprio = 10,0 kN/m
 Solo = 0,0 kN/m
 Total = 10,0 kN/m

a) Dimensionamento à flexão

	$b_w = 50 \text{ cm}$		$h = 80 \text{ cm}$
$M = 39,1 \text{ kN.m}$	$cob = 4,50 \text{ cm}$		$d = 74,4 \text{ cm}$
$M_{sd} = 54,7 \text{ kN.m}$	$<$	$M_{dmin} = 160,7 \text{ kN.m}$	
$k_c = 50,55$	$k_s = 0,0234$		
$A_s = 5,05 \text{ cm}^2$	$A_{smin} = 6,80 \text{ cm}^2$	Adotado:	4 ϕ 16,0

b) Esforço cortante

$A_{sw \text{ min}} = 5,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adotado: ϕ 8,0 c. 17 ← 2 ramos

c) Armadura de pele

$A_s = 5,00 \text{ cm}^2$ Adotado: ϕ 10,0 c. 16

3.2 Blocos apoio P2=P3

3.2.1 Cargas verticais:

Peso próprio do bloco =	121 kN
Peso próprio da viga =	19 kN
Solo sobre a infra =	0 kN
Peso da infra por pilar =	131 kN
Cargas da meso (máx - extremos) =	1650 kN
Cargas da meso (mín - extremos) =	765 kN
Cargas da meso (máx - centrais) =	1728 kN
Cargas da meso (mín - centrais) =	734 kN

3.2.2 Forças horizontais:

Longitudinal =	11 kN/pilar
Empuxo do solo =	0 kN/pilar
Transversal =	35 kN/apoio

3.2.3 Alturas dos centros elásticos

$e =$	1,4 m	$\alpha = 9,46$
inclinação =	0,167	
Direção longitudinal =	4,20 m	
Direção transversal =	27,90 m	

3.2.4 Cálculo das cargas na estacas

3.2.4.1 Hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical V

$$J_v = 3,8919$$

$$\text{Para pilares extremos: } V = 1781 \text{ kN}$$

$$F = 451,27 \text{ kN} \quad F1=F2=F3=F4=F13=F14=F15=F16 = 451,27 \text{ kN}$$

$$\text{Para pilares centrais: } V = 1859 \text{ kN}$$

$$F = 471,04 \text{ kN} \quad F5=F6=F7=F8=F9=F10=F11=F12 = 471,04 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal HL = 11 kN/pilar

$$J_{HL} = 0,0541 \quad \text{Total} = 11 \text{ kN/pilar}$$

$$F = 33,151 \text{ kN} \quad F3=F7=F9=F13 = -33,15 \text{ kN}$$

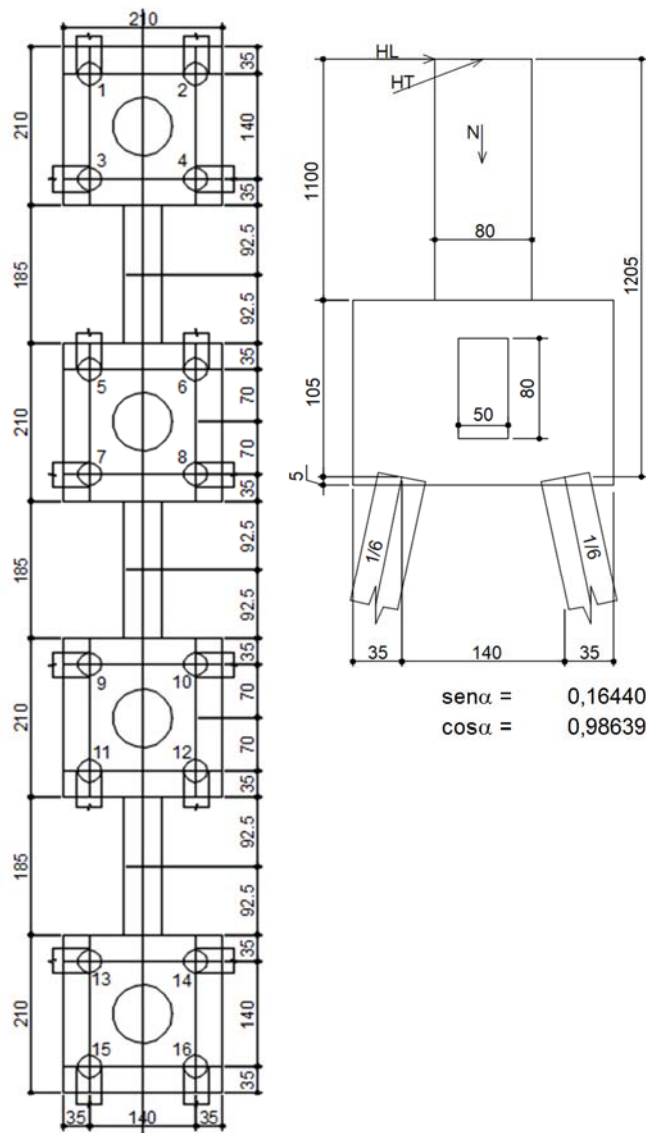
$$F4=F8=F10=F14 = 33,15 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal HT = 35 kN/apoio

$$J_{HT} = 0,2162$$

$$F = 26,46 \text{ kN} \quad F11=F12=F15=F16 = 26,46 \text{ kN}$$

$$F1=F2=F5=F6 = -26,46 \text{ kN}$$



$$\sin \alpha = 0,16440$$

$$\cos \alpha = 0,98639$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal HL = 11 kN/pilar
 0 kN/pilar
 Total = 11 kN/pilar

h = 12,05 m $r_i = 0,7$
 $\Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 0,954$

$M_L = 85,57 \text{ kN.m}$

F = 62,82 kN $F_2=F_6=F_{12}=F_{16} = -62,82 \text{ kN}$
 $F_1=F_5=F_{11}=F_{15} = 62,82 \text{ kN}$

e) Devido ao momento causado pela força transversal H_T = 35 kN/apoio

h = 12,05 m $\Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 112,578$

$M_T = -551,58 \text{ kN.m}$

$F_3=F_4 = 25,60 \text{ kN}$ $F_{13}=F_{14} = -25,60 \text{ kN}$
 $F_7=F_8 = 6,25 \text{ kN}$ $F_9=F_{10} = -6,25 \text{ kN}$

f) Superposição dos efeitos

F1 = 487,63 kN	F2 = 362,00 kN	
F3 = 443,72 kN	F4 = 510,02 kN	Carga máxima = 560,32 kN
F5 = 507,40 kN	F6 = 381,76 kN	
F7 = 444,14 kN	F8 = 510,44 kN	
F9 = 431,64 kN	F10 = 497,94 kN	
F11 = 560,32 kN	F12 = 434,68 kN	
F13 = 392,52 kN	F14 = 458,82 kN	
F15 = 540,55 kN	F16 = 414,92 kN	

3.2.4.2 Hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical V

$J_v = 3,8919$

Para pilares extremos: V = 896 kN

F = 226,97 kN $F_1=F_2=F_3=F_4=F_{13}=F_{14}=F_{15}=F_{16} = 226,97 \text{ kN}$

Para pilares centrais: V = 865 kN

F = 219,11 kN $F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}=F_{11}=F_{12} = 219,11 \text{ kN}$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal HL = 11 kN/pilar

$J_{HL} = 0,0541$ Total = 11 kN/pilar

F = 33,151 kN $F_3=F_7=F_9=F_{13} = -33,15 \text{ kN}$
 $F_4=F_8=F_{10}=F_{14} = 33,15 \text{ kN}$

c) Devido ao esforço horizontal transversal H_T = 35 kN/apoio

$J_{HT} = 0,2162$

F = 26,46 kN $F_{11}=F_{12}=F_{15}=F_{16} = 26,46 \text{ kN}$
 $F_1=F_2=F_5=F_6 = -26,46 \text{ kN}$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal HL = 11 kN/pilar
 0 kN/pilar
 Total = 11 kN/pilar

h = 12,05 m ri = 0,7
 $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 0,954$

M_L = 85,57 kN.m

F = 62,82 kN F₂=F₆=F₁₂=F₁₆ = -62,82 kN
 F₁=F₅=F₁₁=F₁₅ = 62,82 kN

e) Devido ao momento causado pela força transversal H_T = 35 kN/apoio

h = 12,05 m $\Sigma ri^2 \times \cos^2 \alpha = 112,578$

M_T = -551,58 kN.m

F₃=F₄ = 25,60 kN F₁₃=F₁₄ = -25,60 kN
 F₇=F₈ = 6,25 kN F₉=F₁₀ = -6,25 kN

f) Superposição dos efeitos

F ₁ = 263,32 kN	F ₂ = 137,69 kN	
F ₃ = 219,42 kN	F ₄ = 285,72 kN	Carga máxima = 129,84 kN
F ₅ = 255,47 kN	F ₆ = 129,84 kN	
F ₇ = 288,18 kN	F ₈ = 258,51 kN	
F ₉ = 179,71 kN	F ₁₀ = 246,02 kN	
F ₁₁ = 308,39 kN	F ₁₂ = 182,76 kN	
F ₁₃ = 168,22 kN	F ₁₄ = 234,52 kN	
F ₁₅ = 316,25 kN	F ₁₆ = 190,61 kN	

3.2.5 Cálculo dos blocos

f_{ck} = 30 MPa b_w = 210 cm h = 110 cm

a) Direção longitudinal

M _L = 644 kN.m	W ₀ = 0,350 m ³
M _{Ld} = 902 kN.m	f _{ctk,sup} = 3,765 MPa
cob = 4,50 cm	M _{d,min} = 1054 kN.m
d = 104 cm	
AS _L = 23,72 cm ²	As _{min} = 35,70 cm ²

Adotado: 18 ϕ 16,0

b) Direção transversal

M _L = 687 kN.m	W ₀ = 0,350 m ³
M _{Ld} = 962 kN.m	f _{ctk,sup} = 3,765 MPa
cob = 4,50 cm	M _{d,min} = 1054 kN.m
d = 103 cm	
AS _L = 24,05 cm ²	As _{min} = 35,70 cm ²

Adotado: 18 ϕ 16,0

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$A_{sc} = 7,14 \text{ cm}^2$ por direção
 $A_{sc} = 3,57 \text{ cm}^2$ em cada face Adotado: 5 ϕ 10,0

3.2.6 Viga de rigidez entre os blocos

Momento transversal no pé do pilar = 55,9 kN.m

Cargas sobre a viga: Peso próprio = 10,0 kN/m
 Solo = 0,0 kN/m
 Total = 10,0 kN/m

a) Dimensionamento à flexão

$b_w = 50 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm}$
 $M = 60,2 \text{ kN.m}$ $cob = 4,50 \text{ cm}$ $d = 74,4 \text{ cm}$

 $M_{sd} = 84,2 \text{ kN.m}$ $<$ $M_{dmin} = 160,7 \text{ kN.m}$
 $k_c = 32,82$ $k_s = 0,0234$
 $A_s = 5,05 \text{ cm}^2$ $A_{smin} = 6,80 \text{ cm}^2$ Adotado: 4 ϕ 16,0

b) Esforço cortante

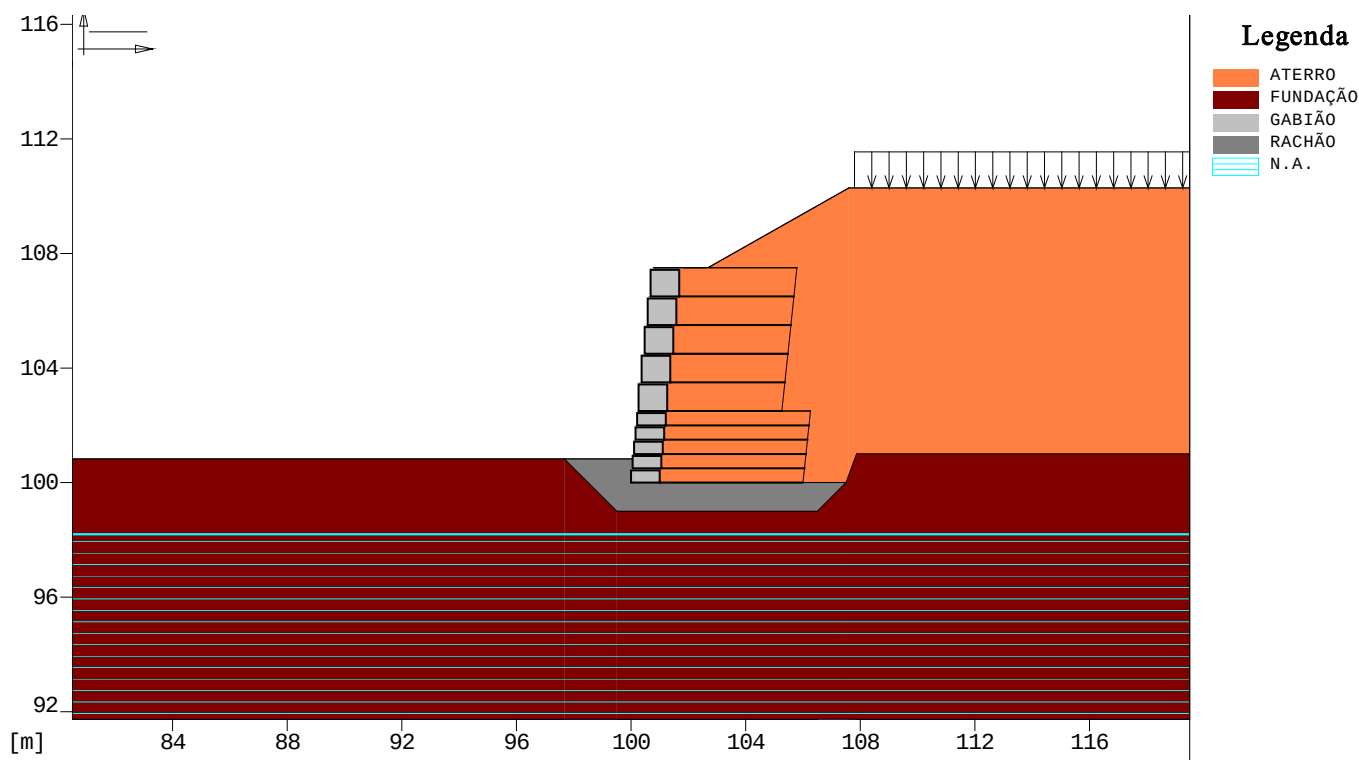
$A_{sw \text{ min}} = 5,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adotado: ϕ 8,0 c. 17 $\leftarrow$ 2 ramos

c) Armadura de pele

$A_s = 5,00 \text{ cm}^2$ Adotado: ϕ 10,0 c. 16

4.3 - CONTENÇÃO TIPO SOLO REFORÇADO - KM 265+960

4.3.1 - PROPRIEDADES DO SOLO



Aterro:

▪ Coesão	[kN/m ²]:	5.00
▪ Ângulo de Atrito	:	29.00
▪ Valor de Ru	:	0.00
▪ Peso unitário - acima do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Peso unitário - abaixo do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Módulo Elástico	[kN/m ²]:	0.00
▪ Módulo de Poisson	:	0.30

Fundação:

▪ Coesão	[kN/m ²]:	8.00
▪ Ângulo de Atrito:	[°] :	27.00
▪ Valor de Ru	:	0.00
▪ Peso unitário - acima do Nível de água	[kN/m ³]:	16.00
▪ Peso unitário - abaixo do Nível de água	[kN/m ³]:	16.00
▪ Módulo Elástico	[kN/m ²]:	0.00
▪ Módulo de Poisson	:	0.30

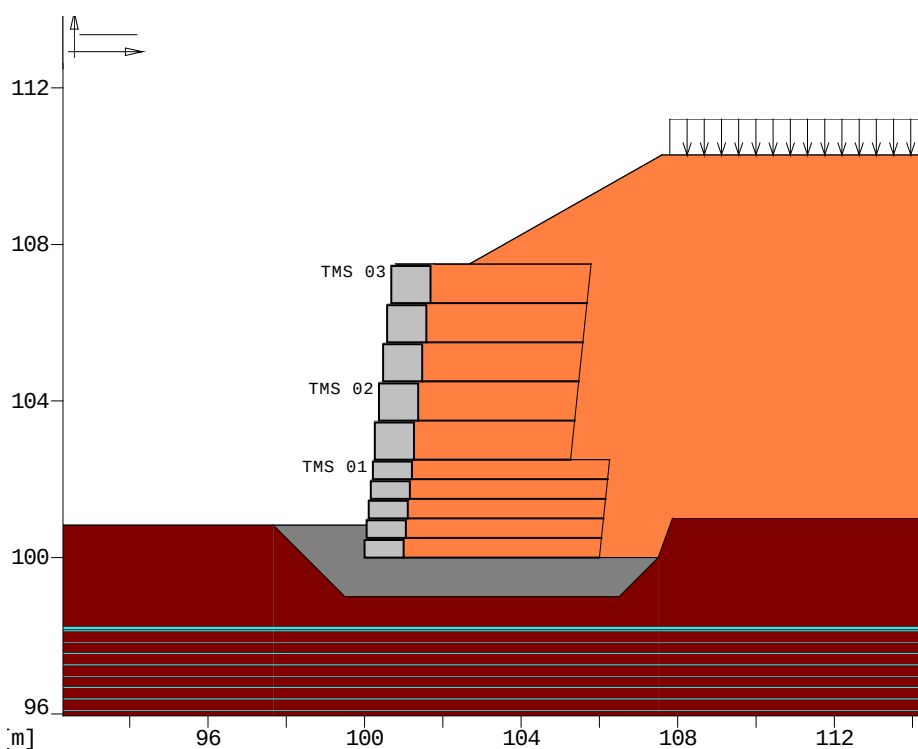
Gabião

▪ Coesão	[kN/m ²]:	90.00
▪ Ângulo de Atrito:	[°] :	54.00
▪ Valor de Ru	:	0.00
▪ Peso unitário - acima do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Peso unitário - abaixo do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Módulo Elástico	[kN/m ²]:	0.00
▪ Módulo de Poisson	:	0.30

Rachão

▪ Coesão	[kN/m ²]:	0.00
▪ Ângulo de Atrito:	[°] :	45.00
▪ Valor de Ru	:	0.00
▪ Peso unitário - acima do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Peso unitário - abaixo do Nível de água	[kN/m ³]:	17.00
▪ Módulo Elástico	[kN/m ²]:	0.00
▪ Módulo de Poisson	:	0.30

4.3.2 - Blocos reforçados



Lista de Reforços			
TMS 01	W=6.00	H=2.50	a=6.0
Maccaferri Terramesh System P - 8x10 - 2,7 - 0.50			
TMS 02	W=5.00	H=2.00	a=6.0
Maccaferri Terramesh System P - 8x10 - 2,7 - 1.00			
TMS 03	W=5.00	H=3.00	a=6.0
Maccaferri Terramesh System P - 8x10 - 2,7 - 1.00			

Bloco: TMS 01

Block dimensions [m] : Largura da Base = 6.00 Altura = 2.50
Origem do Bloco [m] : Abscissa = 100.00 Ordenada = 100.00

Inclinação da Face [°] : 6.00

- Material de enchimento do Gabião : GABIÃO
- Tipo de aterro estrutural : Areia siltosa
- Aterro estrutural : ATERRO
- Solo de aterro : ATERRO
- Solo do talude acima da estrutura : ATERRO
- Solo da Fundação : FUNDAÇÃO

Padrão dos reforços :

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 0.50

Comprimento [m] = 6.00

Gabião [m] : Altura = 0.50 Largura = 1.00

Bloco: TMS 02

Block dimensions [m] : Largura da Base = 5.00 Altura = 2.00

Back Shift [m] = 0.00 por TMS 01

Inclinação da Face [°] : 6.00

- Material de enchimento do Gabião : GABIÃO
- Tipo de aterro estrutural : Areia siltosa
- Aterro estrutural : ATERRO
- Solo de aterro : ATERRO
- Solo do talude acima da estrutura : ATERRO
- Solo da Fundação : ATERRO

Padrão dos reforços :

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 1.00

Comprimento [m] = 5.00

Gabião [m] : Altura = 1.00 Largura = 1.00

Bloco: TMS 03

Block dimensions [m] : Largura da Base = 5.00 Altura = 3.00

Back Shift [m] = 0.00 por TMS 02

Inclinação da Face [°] : 6.00

- Material de enchimento do Gabião : GABIÃO
- Tipo de aterro estrutural : Areia siltosa

- Aterro estrutural : ATERRO
- Solo de aterro : ATERRO
- Solo do talude acima da estrutura : ATERRO
- Solo da Fundação : ATERRO

Padrão dos reforços :

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 1.00

Comprimento [m] = 5.00

Gabião [m] : Altura = 1.00 Largura = 1.00

4.3.3 - Sobrecargas

Cargas Distribuídas: 20 KPA

Intensidade [kN/m²] = 20.00 Inclinação [°] = 0.00

Abscissa [m] : de = 107.80 até = 150.00

4.3.4 - Propriedades dos reforços utilizados

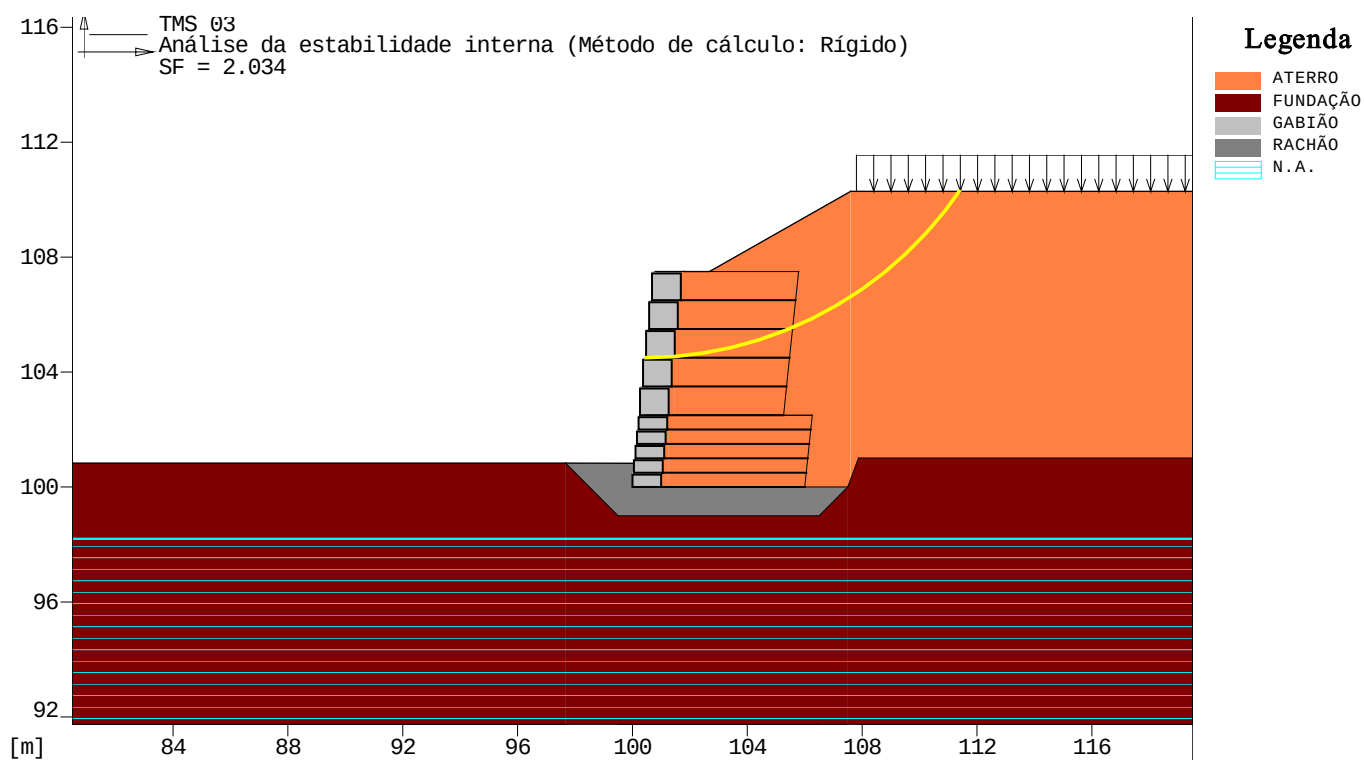
Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 0.50

- Resistência à Tração [kN/m] : 50.11
- Taxa de deformação plástica : 2.00
- Coeficiente de deformação elástico [m³/kN]: 1.10e-04
- Rigidez do reforço [kN/m] : 500.00
- Comprimento de ancoragem Mínimo [m] : 0.15
- Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho) : 1.44
- Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out): 1.00
- Fator de seg. contra a ruptura (areia) : 1.30
- Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out): 1.00
- Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa) : 1.30
- Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out): 1.00
- Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa): 1.30
- Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out): 1.00
- Fator de interação reforço/reforço : 0.30
- Coeficiente de interação reforço-brita : 0.90
- Coeficiente de interação reforço-areia : 0.65
- Coeficiente de interação reforço-silte : 0.50
- Coeficiente de interação reforço-argila : 0.30

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 1.00

▪ Resistência à Tração	[kN/m]	:	50.11
▪ Taxa de deformação plástica		:	2.00
▪ Coeficiente de deformação elástico	[m³/kN]:		1.10e-04
▪ Rigidez do reforço	[kN/m]	:	500.00
▪ Comprimento de ancoragem Mínimo	[m]	:	0.15
▪ Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho)		:	1.44
▪ Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out):			1.00
▪ Fator de seg. contra a ruptura (areia)		:	1.30
▪ Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out):			1.00
▪ Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa)		:	1.30
▪ Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out):			1.00
▪ Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa):			1.30
▪ Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out):			1.00
▪ Fator de interação reforço/reforço		:	0.30
▪ Coeficiente de interação reforço-brita		:	0.90
▪ Coeficiente de interação reforço-areia		:	0.65
▪ Coeficiente de interação reforço-silte		:	0.50
▪ Coeficiente de interação reforço-argila		:	0.30

4.3.5 - Verificação dos resultados



Estabilidade Interna: TMS 03

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido. Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : 2.034

Limites de busca para as superfícies de ruptura

TMS 03 Primeiro ponto: 102,00 m Segundo ponto: 150,00 m

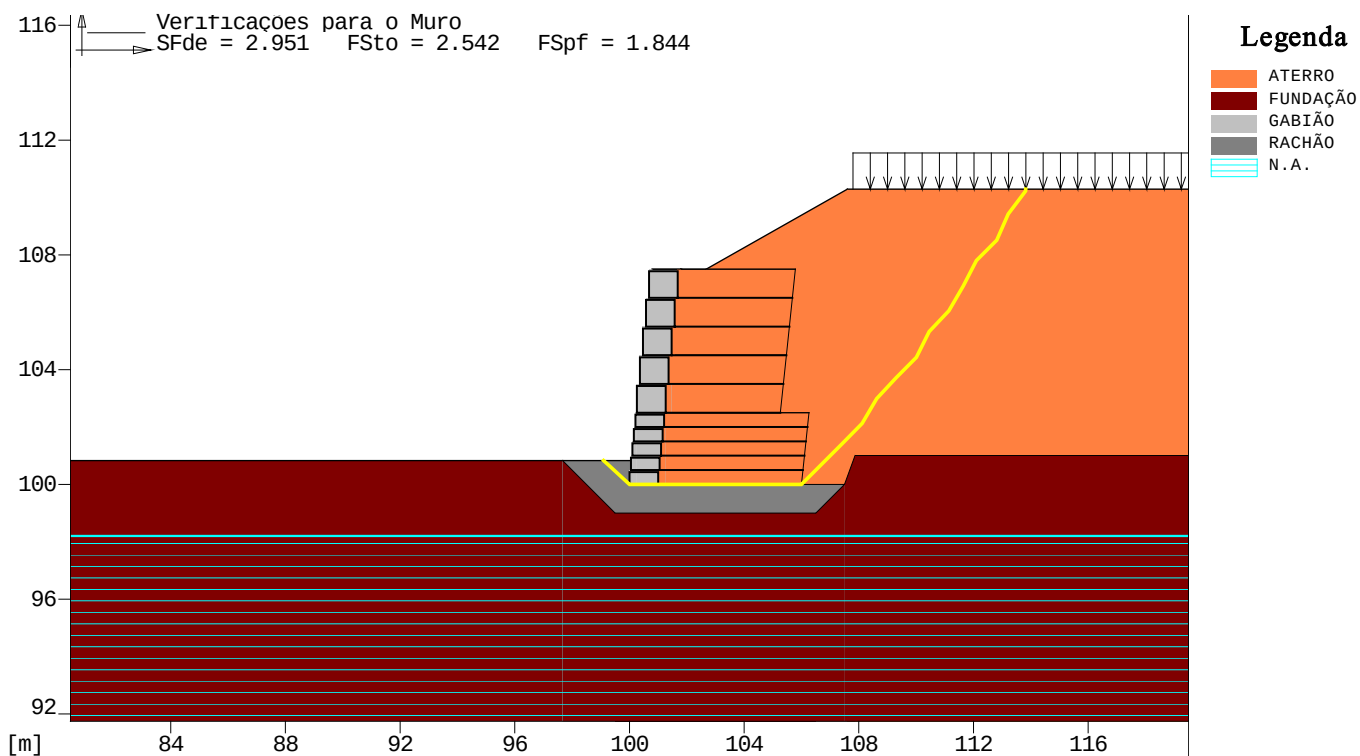
Número de pontos de início no primeiro segmento : 1

Número total de superfícies verificadas : 1000

Comprimento mínimo da base das lamelas [m] : 1.00

Ângulo limite superior para a busca [°] : 0.00

Ângulo limite inferior para a busca [°] : 0.00



Verificação como muro a gravidade

Bloco Considerado : TMS 01

Pressão disponível na Fundação [kN/m²]: 377.01

Força Horizontal Máx [kN/m] : 272.89

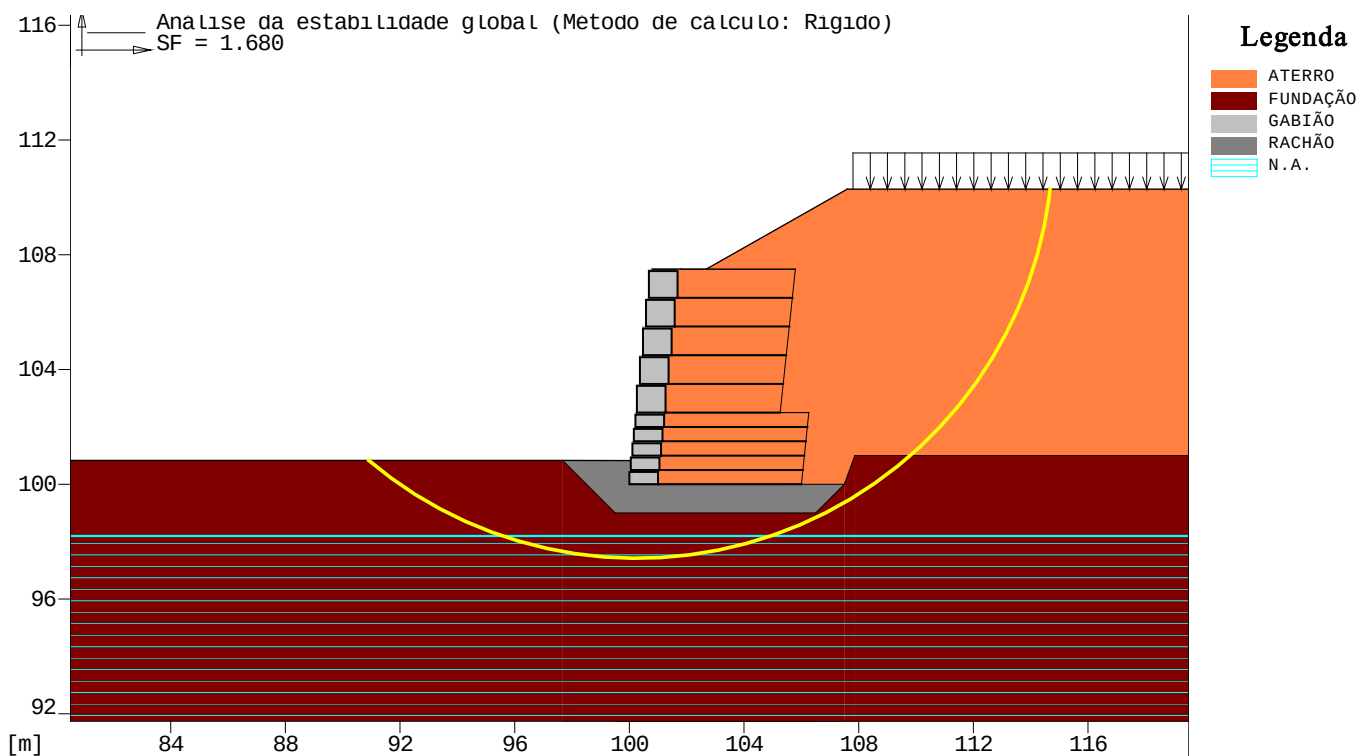
Fator de Segurança contra o Deslizamento : 2.951

Momento Máx. de tombamento [kN*m/m] : 1086.10

Fator de segurança contra o tombamento : 2.542

Pressão Máx. na fundação [kN/m²] : 204.48

Fator de seg. da capacidade de sup. do solo de apoio : 1.844



Verificação da estabilidade Global:

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : 1.680

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Limite inicial, abscissas [m] Limite final, abscissas [m]

Primeiro ponto	Segundo ponto	Primeiro ponto	Segundo ponto
50.00	100.00	101.00	150.00

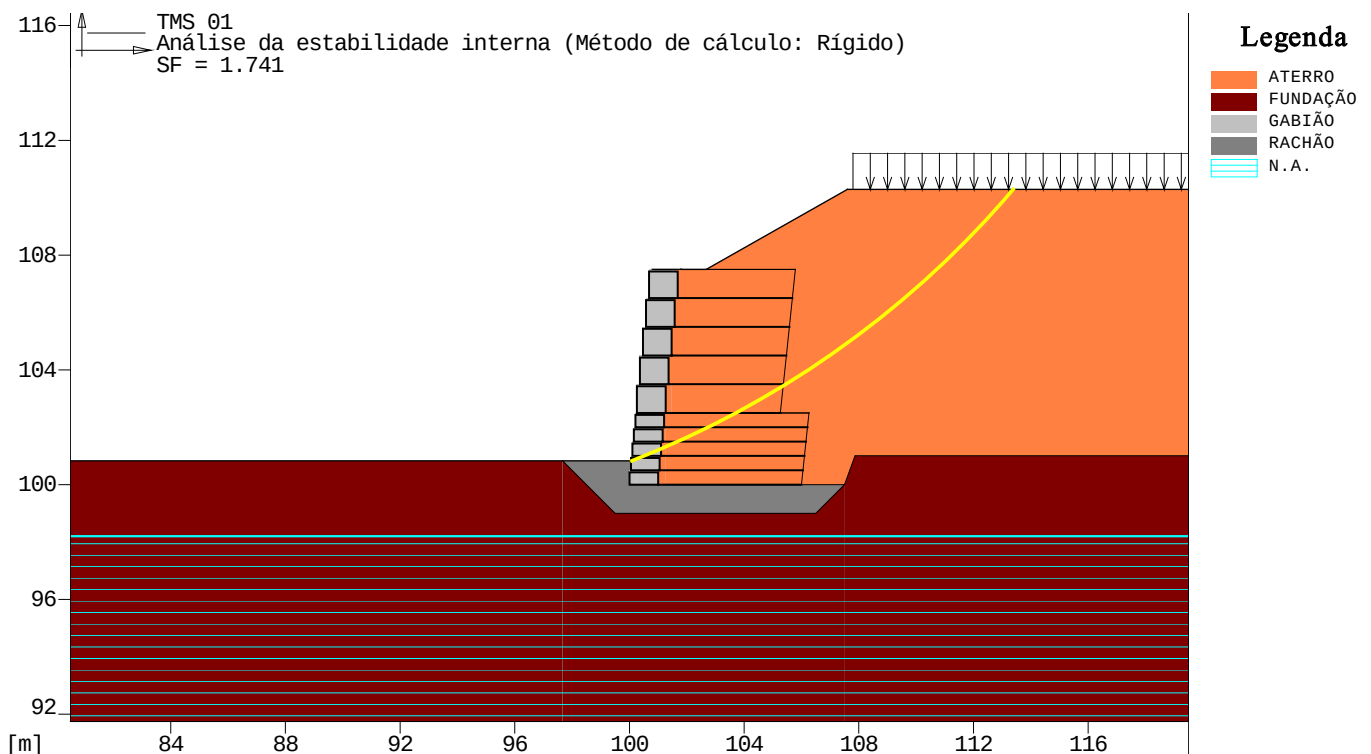
Número de pontos de início no primeiro segmento : 100

Número total de superfícies verificadas : 1000

Comprimento mínimo da base das lamelas [m] : 1.00

Ângulo limite superior para a busca [°] : 0.00

Ângulo limite inferior para a busca [°] : 0.00



Estabilidade Interna: TMS 01

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : 1.741

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Bloco Limite inicial, abscissas [m]

TMS 01	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	150.00

Número de pontos de início no primeiro segmento : 1

Número total de superfícies verificadas : 1000

Comprimento mínimo da base das lamelas [m] : 1.00

Ângulo limite superior para a busca [°] : 0.00

Ângulo limite inferior para a busca [°] : 0.00

Bloco : TMS 01

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 0.50

Relação: Carga de Tração/Resistência a Tração

Y [m]	FMáx
1.00	0.768
1.50	0.768
2.00	0.768

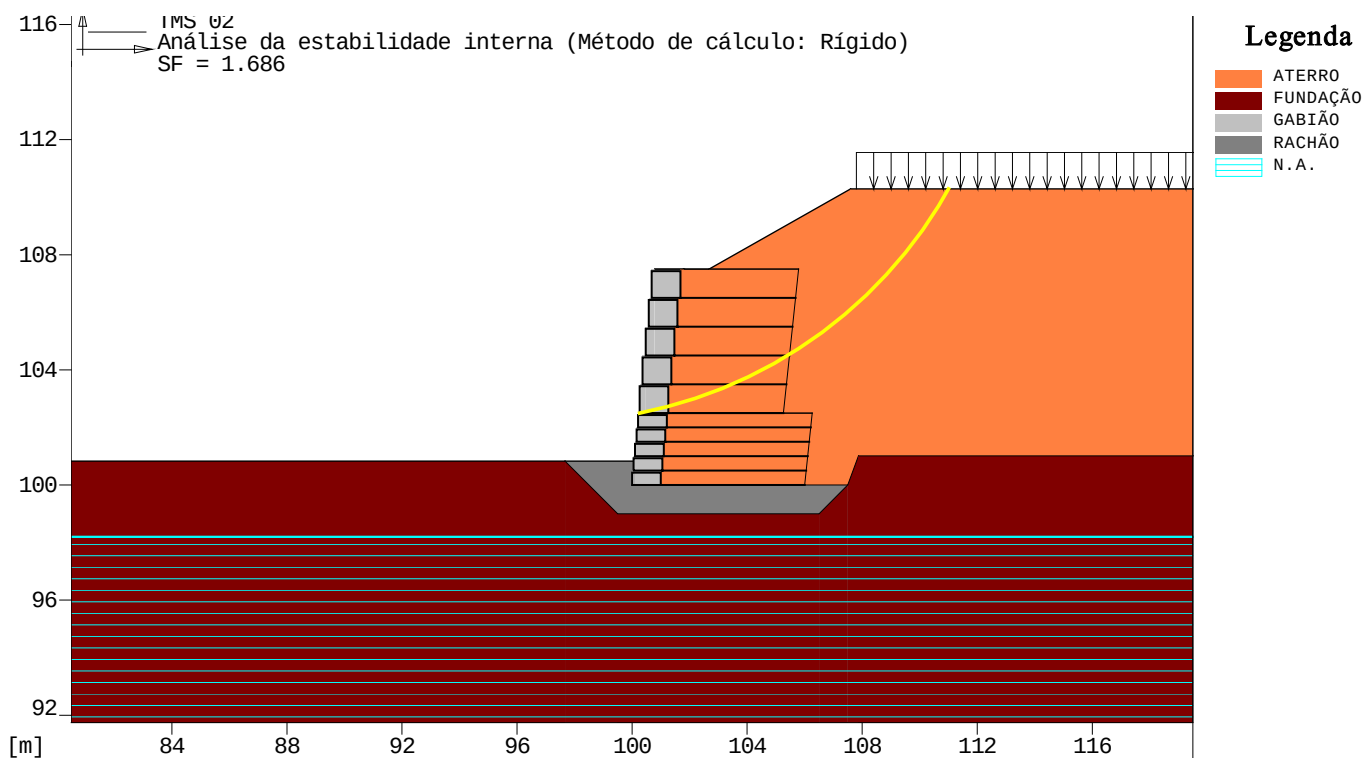
Bloco : TMS 02

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 1.00

Relação: Carga de Tração/Resistência a Tração

Y [m] FMáx

0.00 0.768



Estabilidade Interna: TMS 02

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : 1.686

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Bloco Limite inicial, abscissas [m]

TMS 02	Primeiro ponto	Segundo ponto
	102.00	150.00

Número de pontos de início no primeiro segmento : 1

Número total de superfícies verificadas : 1000

Comprimento mínimo da base das lamelas [m] : 1.00

Ângulo limite superior para a busca [°] : 0.00

Ângulo limite inferior para a busca [°] : 0.00

Bloco : TMS 02

Solo reforçado - P - 8x10 - 2,7 - 1.00

Relação: Carga de Tração/Resistência a Tração

Y [m] FMáx

1.00 0.768

5.0 - MEMÓRIA DOS QUANTITATIVOS

5.0 - MEMÓRIA DOS QUANTITATIVOS

5.1 - Contenção tipo muro em gabião - Km 265+900

5.1.1 - Gabião tipo caixa (NBR 8964)

- Muro de gabião:**

Descrição	Gabião H=0,50m	Gabião H=1,00m	Área de Geotêxtil	Extensão Muro 01	Extensão Muro 02
Muro H=2,50m	1,00 m³/m	2,50 m³/m	3,30 m²/m	4,00 m	-
Muro H=3,00m	-	4,50 m³/m	3,80 m²/m	2,00 m	-
Muro H=3,50m	1,25 m³/m	4,50 m³/m	4,70 m²/m	4,00 m	-
Muro H=3,50m (6°)	1,25 m³/m	4,50 m³/m	5,00 m²/m	-	10,00 m
Muro H=4,00m	-	7,00 m³/m	5,20 m²/m	2,00 m	-
Muro H=4,00m (6°)	-	7,00 m³/m	5,50 m²/m	-	50,00 m
Muro H=4,50m	1,50 m³/m	7,00 m³/m	6,10 m²/m	4,00 m	-
Muro H=5,00m	1,00 m³/m	9,50 m³/m	6,70 m²/m	12,00 m	-
Muro H=6,00m	2,00 m³/m	11,00 m³/m	8,45 m²/m	13,00 m	-

Descrição	Extensão total	Gabião caixa H=0,50m	Gabião caixa H=1,00m	Geotêxtil
Muro H=2,50m	4,00 m	4,00 m³	10,00 m³	13,20 m²
Muro H=3,00m	2,00 m	0,00 m³	9,00 m³	7,60 m²
Muro H=3,50m	4,00 m	5,00 m³	18,00 m³	18,80 m²
Muro H=3,50m (6°)	10,00 m	12,50 m³	45,00 m³	50,00 m²
Muro H=4,00m	2,00 m	0,00 m³	14,00 m³	10,40 m²
Muro H=4,00m (6°)	50,00 m	0,00 m³	350,00 m³	275,00 m²
Muro H=4,50m	4,00 m	6,00 m³	28,00 m³	24,40 m²
Muro H=5,00m	12,00 m	12,00 m³	114,00 m³	80,40 m²
Muro H=6,00m	13,00 m	26,00 m³	143,00 m³	109,85 m²
Total		65,50 m³	731,00 m³	589,65 m²

• **Contrafortes:**

Descrição	Gabião H=0,50m	Gabião H=1,00m	Área de Geotêxtil*	Quantidade Muro 01	Quantidade Muro 02
Contraforte H=2,50m	0,75 m³/unid.	5,00 m³/unid.	15,20 m²/unid.	02	-
Contraforte H=3,50m	0,75 m³/unid.	8,00 m³/unid.	21,50 m²/unid.	-	02
Contraforte H=4,00m	-	9,50 m³/unid.	23,00 m²/unid.	-	02
Contraforte H=6,00m	-	17,00 m³/unid.	39,35 m²/unid.	01	-

Descrição	Quantidade Total	Gabião caixa H=0,50m	Gabião caixa H=1,00m	Geotêxtil
Contraforte H=2,50m	02	1,50 m³	10,00 m³	30,40 m²
Contraforte H=3,50m	02	1,50 m³	16,00 m³	43,00 m²
Contraforte H=4,00m	02	0,00 m³	19,00 m³	46,00 m²
Contraforte H=6,00m	01	0,00 m³	17,00 m³	39,35 m²
Total		3,00 m³	62,00 m³	158,75 m²

• **Total:**

Gabião tipo caixa (NBR 8964) H= 0,50m = **68,5 m³**

Gabião tipo caixa (NBR 8964) H = 1,00m = **793,0 m³**

5.1.2 - Gabião tipo colchão ZN/AL + PVC e=23cm (NBR 8964)

Áreas retiradas em planta baixa, sendo:

- Área 01 = 32,0 m² (km 265+920 - Rio São Pedro);
- Área 02 = 120,0m² (km 265+920 - Rio São Pedro);
- Área 03 = 479,00m² (km 238+560 - Corta rio no início trecho).

Totalizando uma área de **631,00 m²**.

5.1.3 - Fornecimento e colocação geotextil n/tecido(GNT)

Conforme cálculo demonstrado no item 5.1.1, área de geotêxtil de 748,40 m².

Os drenos também possuem geotêxtil, somando-se a extensão do Dreno 01 de 56,0m e do Dreno 02 de 73,0m e multiplicado pelo consumo de 4,50 m²/m (conforme detalhe em projeto), os drenos somam uma área de 580,50 m².

Somando-se os geotêxteis do muro e dos drenos a área total é de **1.328,90 m²**.

5.1.4 - Tubo polietileno (PEAD) p/dreno 0,10m - Fornecimento e Instalação

Somatório da extensão dos drenos, conforme planta baixa, sendo o Dreno 01 com 56,0 m e o Dreno 02 com 73,0m, totalizando a extensão total de **129,00 m**.

5.1.5 - Lastro de brita

Extensão dos drenos de 129,0m multiplicado pelo consumo de 0,98m³/m (conforme detalhe em projeto) totaliza um volume de **126,42 m³**.

5.1.6 - Escavação p/ fundação em 1a. cat.

- **Muro 01**

Estaca	Área de Corte (m²)	Volume de Corte (m³)	Volume Acumulado de Corte (m³)
0+000,000	26,497	0,000	0,000
0+010,000	38,390	324,435	324,435
0+015,804	36,843	218,326	542,761
0+020,000	25,312	130,401	673,162
0+030,000	35,096	302,040	975,202
0+040,000	19,715	274,055	1.249,257
0+040,951	23,644	20,617	1.269,875

Volume total de escavação do Muro 01 = 1.269,88 m³.

- **Muro 02**

Estaca	Área de Corte (m²)	Volume de Corte (m³)	Volume Acumulado de Corte (m³)
0+000,000	30,715	0,000	0,000
0+010,000	28,474	295,945	295,945
0+020,000	19,585	240,295	536,240
0+030,000	22,500	210,425	746,665
0+040,000	26,821	246,605	993,270
0+050,000	27,934	273,775	1.267,045
0+060,000	31,303	296,185	1.563,230
0+061,132	31,308	35,438	1.598,668

Volume total de escavação do Muro 02 = 1.598,67 m³.

- **Total**

Volume total de escavação = 1.269,88 + 1.598,67 = **2.868,55 m³**.

5.1.7 - Reaterro e apiloamento mecânico

- **Muro 01**

Estaca	Área de Reaterro (m²)	Volume de Reaterro (m³)	Volume Acumulado de Reaterro (m³)
0+000,000	11,093	0,000	0,000
0+010,000	17,970	145,315	145,315
0+015,804	12,980	89,817	235,132
0+020,000	7,142	42,216	277,348
0+030,000	10,375	87,585	364,933
0+040,000	7,820	90,975	455,908
0+040,951	10,589	8,753	464,661

Volume total de reaterro do Muro 01 = 464,66 m³

- **Muro 02**

Estaca	Área de Aterro (m²)	Área de Reaterro (m²)	Volume de Aterro (m³)	Volume de Reaterro (m³)	Volume Acumulado de Aterro (m³)	Volume Acumulado de Reaterro (m³)
0+000,000	0,000	17,633	0,000	0,000	0,000	0,000
0+010,000	0,969	22,463	4,845	200,480	4,845	200,480
0+020,000	0,723	16,029	8,460	192,460	13,305	392,940
0+030,000	0,000	18,159	3,615	170,940	16,920	563,880
0+040,000	0,000	20,860	0,000	195,095	16,920	758,975
0+050,000	0,000	19,255	0,000	200,575	16,920	959,550
0+060,000	0,000	18,447	0,000	188,510	16,920	1.148,060
0+061,132	0,000	18,386	0,000	20,847	16,920	1.168,907

Volume total de reaterro do Muro 02 = 16,92 + 1.168,907 = 1.185,83 m³

- **Total**

Volume total de escavação = 464,66 + 1.185,83 = **1.650,49 m³**.

5.1.8 - Preenchimento rebaixo c/ rachão

- **Muro 01**

Estaca	Área de Rachão (m²)	Volume de Rachão (m³)	Volume Acumulado de Rachão (m³)
0+000,000	11,979	0,000	0,000
0+010,000	13,974	129,765	129,765
0+015,804	16,967	89,791	219,556
0+020,000	13,974	64,914	284,470
0+030,000	11,979	129,765	414,235
0+040,000	9,984	109,815	524,050
0+040,951	9,984	9,495	533,545

Volume total de rachão = **553,55 m³**

5.2 - Ponte Sobre o Rio São Pedro - Km 265+900

5.2.1 - Infra e Mesoestrutura

5.2.1.1 - Estaca raiz perfurada em Rocha D = 25 cm

Pórtico P1 = 5,00m x 4 estacas x 4 blocos = 80,00m

Pórtico P2 = 5,00m x 4 estacas x 4 blocos = 80,00m

Pórtico P3 = 5,00m x 4 estacas x 4 blocos = 80,00m

Pórtico P4 = 5,00m x 4 estacas x 4 blocos = 80,00m

Total = **320,00m.**

5.2.1.2 - Estaca raiz perfurada em solo D = 31 cm

Pórtico P1 = 6,00m x 4 estacas x 4 blocos = 96,00m

Pórtico P2 = 2,00m x 4 estacas x 4 blocos = 32,00m

Pórtico P3 = 2,00m x 4 estacas x 4 blocos = 32,00m

Pórtico P4 = 6,50m x 4 estacas x 4 blocos = 104,00m

Total = **264,00m.**

5.2.1.3 - Arrasamento de estacas de concreto com diâmetro ou largura = 31 cm

Pórtico P1 = 4 estacas x 4 blocos = 16 estacas

Pórtico P2 = 4 estacas x 4 blocos = 16 estacas

Pórtico P3 = 4 estacas x 4 blocos = 16 estacas

Pórtico P4 = 4 estacas x 4 blocos = 16 estacas

Total = **64 unidades.**

5.2.1.4 - Escavação para fundação em 1ª categoria

Blocos pórtico P1: $(2,10 + 0,5 \times 2) \times (13,95 + 0,50 \times 2) \times 1,00 = 46,35 \text{ m}^3$;

Blocos pórtico P2: $(2,10 + 0,5 \times 2) \times (13,95 + 0,50 \times 2) \times 3,00 = 139,05 \text{ m}^3$;

Blocos pórtico P3: $(2,10 + 0,5 \times 2) \times (13,95 + 0,50 \times 2) \times 3,60 = 166,86 \text{ m}^3$;

Blocos pórtico P4: $(2,10 + 0,5 \times 2) \times (13,95 + 0,50 \times 2) \times 1,00 = 46,35 \text{ m}^3$;

Total = **398,61 m³.**

5.2.1.5 - Reaterro e Apiloamento Mecânico

Blocos pórtico P1

Escavação: 46,35 m³;

Volume blocos + viga ligação = $(2,1 \times 2,1 \times 1,1 \times 4) + (0,5 \times 0,8 \times 1,85 \times 3) = 21,62 \text{ m}^3$

Reaterro = $46,35 - 21,62 = \mathbf{24,73 \text{ m}^3}$

Blocos pórtico P2

Escavação: $139,05 \text{ m}^3$;

Volume concreto blocos + viga ligação: $(2,1 \times 2,1 \times 1,1 \times 4) + (0,5 \times 0,8 \times 1,85 \times 3) = 21,62 \text{ m}^3$

Reaterro: $139,05 - 21,62 = \mathbf{117,43 \text{ m}^3}$

Blocos pórtico P3

Escavação: $166,86 \text{ m}^3$;

Volume concreto blocos + viga ligação: $(2,1 \times 2,1 \times 1,1 \times 4) + (0,5 \times 0,8 \times 1,85 \times 3) = 21,62 \text{ m}^3$

Reaterro: $166,86 - 21,62 = \mathbf{145,24 \text{ m}^3}$

Blocos pórtico P4

Escavação: $46,35 \text{ m}^3$;

Volume concreto blocos + viga ligação: $(2,1 \times 2,1 \times 1,1 \times 4) + (0,5 \times 0,8 \times 1,85 \times 3) = 21,62 \text{ m}^3$

Reaterro: $46,35 - 21,62 = \mathbf{24,73 \text{ m}^3}$

Total = $312,13 \text{ m}^3$.

5.2.1.6 - Concreto magro, preparo em betoneira e lançamento

$2,30 \times 2,30 \times 0,10 \times 16 = \mathbf{8,47 \text{ m}^3}$

5.2.1.7 - Formas de madeira compensada e Resinada

Blocos: $2,10 \times 1,10 \times 4 \times 16 = 147,84 \text{ m}^2$

Pórtico P1=P4:

Viga ligação blocos: $2,10 \times 1,85 \times 6 = 23,31 \text{ m}^2$

Pilares P1 e P4: $2 \times 3,14 \times 0,40 \times (28,571 + 28,571) = 143,54 \text{ m}^2$

Travessas apoios: $2,10 \times 9,45 \times 2 = 39,69 \text{ m}^2$

Pórtico P2=P3:

Viga ligação blocos: $2,10 \times 1,85 \times 6 = 23,31 \text{ m}^2$

Pilares P2 e P3: $2 \times 3,14 \times 0,40 \times (44,571 + 44,571) = 223,92 \text{ m}^2$

Travessas apoios: $2,10 \times 9,45 \times 2 = 39,69 \text{ m}^2$

Total = $641,30 \text{ m}^2$

5.2.1.8 - Aço CA 50 fornecimento dobra e colocação

Blocos: 4.365 kg

Pórtico P1=P4: 3.123 kg

Pórtico P2=P3: 6.492 kg

Total = **13.980 kg**

5.2.1.9 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

Blocos: 2,10 x 2,10 x 1,10 x 16 = 77,62 m³

Pórtico P1=P4:

Viga ligação blocos: 0,50 x 0,80 x 1,85 x 6 = 4,44 m³

Pilares P1 e P4: 3,14 x 0,40² x (28,571 + 28,571) = 28,71 m³

Travessas apoios: 0,50 x 0,80 x 9,45 x 2 = 7,56 m³

Pórtico P2=P3:

Viga ligação blocos: 0,50 x 0,80 x 1,85 x 6 = 4,44 m³

Pilares P2 e P3: 3,14 x 0,40² x (44,571 + 44,571) = 44,79 m³

Travessas apoios: 0,50 x 0,80 x 9,45 x 2 = 7,56 m³

Total = **175,12 m³**

5.2.1.10 - Apoio Elastomérico Fretado, Fornecimento e colocação

3,00 x 4,00 x 0,48 x 8 = 46,08 dm³ x 3,20 kg/dm³ = 147,46 kg

3,50 x 4,50 x 0,48 x 8 = 60,48 dm³ x 3,20 kg/dm³ = 193,54 kg

Total = **341,00 kg**

5.2.1.11 - Escoramento (cimbramento) de pilares e travessas do pórtico

Pórtico P1: 2,50 x 13,70 x 7,00 = 239,75 m³

Pórtico P2: 2,50 x 13,70 x 11,00 = 376,75 m³

Pórtico P3: 2,50 x 13,70 x 11,00 = 376,75 m³

Pórtico P4: 2,50 x 13,70 x 7,00 = 239,75 m³

Total = **1.233,00 m³**

5.2.1.12 - Enscadeira dupla madeira h > 2m

Comprimento x altura = 20,00m x 3,00m = 60,00m²

Total = **60,00 m²**

5.2.2 - Superestrutura

5.2.2.1 - Formas de madeira compensada e Resinada

Longarina 01: $2,20 \times 45,98 = 101,16 \text{ m}^2$

Longarina 02: $2,20 \times 45,13 = 99,29 \text{ m}^2$

Longarina 03: $2,20 \times 44,29 = 97,44 \text{ m}^2$

Longarina 04: $2,20 \times 43,44 = 95,57 \text{ m}^2$

Lajes: $14,27 \times 45,00 = 642,15 \text{ m}^2$

Transversinas P1=P4: $1,80 \times 10,05 \times 2 = 36,18 \text{ m}^2$

Transversinas P1=P4: $1,80 \times 10,05 \times 2 = 36,18 \text{ m}^2$

Cortinas: $2,80 \times 15,30 \times 2 = 85,68 \text{ m}^2$

Alas: $(0,53\text{m}^2 \times 2 + 2,00 \times 0,40) \times 4 = 7,44 \text{ m}^2$

Cunhas de nivelamento: $0,60 \times 4 \times 0,05 \times 16 = 1,92 \text{ m}^2$

Total = **1.203,01m²**

5.2.2.2 - Aço CA 50 fornecimento dobra e colocação

Longarina 01: 4.642 kg

Longarina 02: 4.748 kg

Longarina 03: 4.713 kg

Longarina 04: 4.492 kg

Lajes: 15.997 kg

Transversinas P1=P4: 950 kg

Transversinas P2=P3: 1.256 kg

Cortinas: 1.512 kg

Alas: 274 kg

Cunhas de nivelamento: 157 kg

Total = **38.741 kg**

5.2.2.3 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

Longarina 01: $0,60 \times 1,10 \times 45,98 = 30,35 \text{ m}^3$

Longarina 02: $0,60 \times 1,10 \times 45,13 = 29,79 \text{ m}^3$

Longarina 03: $0,60 \times 1,10 \times 44,29 = 29,23 \text{ m}^3$

Longarina 04: $0,60 \times 1,10 \times 43,44 = 28,67 \text{ m}^3$

Lajes: $0,30 \times 12,90 \times 44,40 + 0,07\text{m}^2 \times 45,00 = 174,98 \text{ m}^3$

Transversinas P1: $0,60 \times 1,10 \times 10,05 \times 2 = 13,26 \text{ m}^3$

Transversinas P2: $0,60 \times 1,10 \times 10,05 \times 2 = 13,26 \text{ m}^3$

Cortinas: $0,41\text{m}^2 \times 15,30 \times 2 = 12,55 \text{ m}^3$

Alas: $0,40 \times 0,53\text{m}^2 \times 4 = 0,85 \text{ m}^3$

Cunhas de nivelamento: $0,60 \times 0,60 \times 0,05 \times 16 = 0,29 \text{ m}^3$

Total = **333,23m³**

5.2.2.4 - Escoramento (cimbramento) de Superestrutura

$460,18\text{m}^2 \times 16,30 = 7.500,93 \text{ m}^3$

5.2.3 - Placa de Transição

5.2.3.1 - Concreto magro, preparo em betoneira e lançamento

$3,81 \times 14,48 \times 0,10 \times 2 = 11,03 \text{ m}^3$

5.2.3.2 - Formas de madeira compensada e Resinada

$0,30 \times 22,48 \times 2 = 13,49 \text{ m}^2$

5.2.3.3 - Aço CA 50 fornecimento dobra e colocação

Total = **3.433 kg**

5.2.3.4 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

$0,30 \times 4,00 \times 14,48 \times 2 = 34,75 \text{ m}^3$

5.2.4 - Barreiras New Jersey

5.2.4.1 - Formas de madeira compensada e Resinada

$1,95 \times 45,00 \times 2 = 175,50 \text{ m}^2$

5.2.4.2 - Aço CA 50 fornecimento dobra e colocação

Total = **1.696 kg**

5.2.4.3 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

$0,24\text{m}^2 \times 45,00 \times 2 = 21,60 \text{ m}^3$

5.2.5 - Guarda Corpos

5.2.5.1 - Formas de madeira compensada e Resinada

$(0,60\text{m} \times 1,20 \times 2 + 0,30\text{m} \times 5,70\text{m}) \times 23 = 72,45 \text{ m}^2$

5.2.5.2 - Aço CA 50 fornecimento dobra e colocação

Total = **355 kg**

5.2.5.3 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

$(0,0225\text{m}^2 \times 1,20\text{m} \times 2 + 0,01\text{m}^2 \times 5,70\text{m}) \times 23 = \mathbf{2,55\text{ m}^3}$

5.2.6 - Acabamentos e Obras Complementares

5.2.6.1 - Dreno de PVC D = 100 mm, comprimento 0,50m

Corte horizontal: Dreno PVC 100mm = 12 unidades

5.2.6.2 - Concreto usinado Fck = 30 MPa, fornecimento, lançamento, adensamento e acabamento

Passeio: $0,166\text{m}^2 \times 45,00\text{m} = \mathbf{7,47\text{ m}^3}$

5.2.6.3 - Limpeza e pintura de ponte

Extensão da ponte = **45,00m**

5.3 - CONTENÇÃO tipo solo reforçado - Km 265+960

5.3.1 - Fornecimento e colocação de gabião para solo reforçado em PVC

- Solo reforçado:**

Descrição	Área da face (perfil)	Quantidade de caixas
Gabião (com PVC para solo reforçado) caixa de 2,0 x 1,0 x 0,5m Calda 4,0m	69,00 m ²	69
Gabião (com PVC para solo reforçado) caixa de 2,0 x 1,0 x 1,0m Calda 4,0m	198,00 m ²	99
Gabião (com PVC para solo reforçado) caixa de 2,0 x 1,0 x 0,5m Calda 5,0m	86,00 m ²	86
Gabião (com PVC para solo reforçado) caixa de 2,0 x 1,0 x 1,0m Calda 5,0m	120,00 m ²	60
Gabião (com PVC para solo reforçado) caixa de 2,0 x 1,0 x 0,5m Calda 6,0m	67,00 m ²	67

5.3.2 - Fornecimento e colocação geotextil n/tecido(GNT)

- Solo reforçado:**

Descrição	Quantidade de caixas	Consumo	Geotêxtil
Solo reforçado 2,0 x 1,0 x 0,5m cauda 4,0m	69	2,80 m ² /unid.	193,20 m ²
Solo reforçado 2,0 x 1,0 x 1,0m cauda 4,0m	99	3,80 m ² /unid.	376,20 m ²
Solo reforçado 2,0 x 1,0 x 0,5m cauda 5,0m	86	2,80 m ² /unid.	240,80 m ²
Solo reforçado 2,0 x 1,0 x 1,0m cauda 5,0m	60	3,80 m ² /unid.	228,00 m ²
Solo reforçado 2,0 x 1,0 x 0,5m cauda 6,0m	67	2,80 m ² /unid.	187,60 m ²
Total			1.225,80 m ²

- Contrafortes:**

Descrição	Quantidade	Consumo	Geotêxtil
Contraforte H=2,00m	01	15,10 m ² /unid.	15,10 m ²
Contraforte H=4,00m	01	27,40 m ² /unid.	27,40 m ²
Total			42,50 m ²

Somando-se os geotêxteis do muro e dos contrafortes a área total é de **1.268,30 m²**.

5.3.3 - Gabião tipo caixa (NBR 8964)

Descrição	Quantidade	Gabião H=0,50m	Gabião H=1,00m	Gabião caixa H=0,50m	Gabião caixa H=1,00m
Contraforte H=2,00m	01		6,00 m³/unid.	0,00 m³	6,00 m³
Contraforte H=4,00m	01	6,00 m³/unid.	6,00 m³/unid.	6,00 m³	6,00 m³
				6,00 m³	12,00 m³

5.3.4 - Escavação p/ fundação em 1a. cat.

Estaca	Área de Corte (m²)	Volume de Corte (m³)
0+000,000	0,000	0,000
0+010,000	15,417	77,085
0+020,000	14,887	151,520
0+030,000	11,298	130,925
0+040,000	15,068	131,830
0+050,000	15,174	151,210
0+060,000	13,437	143,055
0+070,000	14,710	140,735
0+080,000	17,878	162,940
0+090,000	16,054	169,660
0+100,000	16,205	161,295
0+101,005	13,009	14,680
Total		1.434,935

5.3.5 - Reaterro e apiloamento mecânico

Estaca	Área de Reaterro (m²)	Volume de Reaterro (m³)
0+000,000	0,000	0,000
0+010,000	7,660	38,300
0+020,000	7,102	73,810
0+030,000	3,912	55,070
0+040,000	7,225	55,685
0+050,000	7,382	73,035
0+060,000	5,820	66,010
0+070,000	7,230	65,250
0+080,000	9,914	85,720
0+090,000	8,444	91,790
0+100,000	8,475	84,595
0+101,005	5,703	7,124
Total		696,389

6.0 - TERMO DE ENCERRAMENTO

6.0 - TERMO DE ENCERRAMENTO

O presente relatório volume 03E pertencente ao lote 01 do Projeto de Engenharia para a Implantação da Rodovia Antônio Eduardo de Brito (PR-160), no trecho entre os municípios de Imbaú e Reserva/PR, km 238+192 (interseção BR-376/PR) ao km 266+553 (contorno de Reserva) contém um total de 103 páginas, numeradas em ordem crescente.

AZIMUTE Engenharia

Maio de 2020