ESTADO DE MATO GROSSO

PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA:	ELABORAÇÃO DE ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO E PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA:	MUNICIPAL
TRECHO:	NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
EXTENSÕES:	31,00 m
LARGURA:	5,00 m

VOLUME ÚNICO – OAE

TOMO I

CUIABÁ/MT
SETEMBRO/2024

ESTADO DE MATO GROSSO

PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA:	ELABORAÇÃO DE ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO E PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA:	MUNICIPAL
TRECHO:	NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
EXTENSÕES:	31,00 m
LARGURA:	5,00 m

VOLUME ÚNICO – OAE

TOMO I

Elaboração: **FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA COMERCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA**

Responsáveis: **MARILDA DE CASTRO COSTA – RN 2607349869**

LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA – RN 1203670761

CUIABÁ/MT

SETEMBRO/2024

1.0 - ÍNDICE

INDICE

2.0 - APRESENTAÇÃO 4
3.0 - MAPA DE SITUAÇÃO 6
4.0 – ESTUDOS 8
4.1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS 9
4.2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS 11
4.3 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS 57
5.0 – INFORMAÇÕES DO PROJETO 66
6.0 – ESPECIFICAÇÕES DOS SERVIÇOS 69
7.0 – PROJETO DE EXECUÇÃO 148
8.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS 161
9.0 – ART 199
10.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO 202

2.0 - APRESENTAÇÃO

2.0 – APRESENTAÇÃO

A prefeitura municipal de Nova Brasilândia apresenta o resultado do estudo hidrológico, da ponte sobre o Rio Embira Branca, situado em rodovia Municipal, trecho Nova Brasilândia - Comunidade São João Batista, com extensão de 31,00 m e largura de 5,00 m.

O presente Relatório foi elaborado de acordo com as normas e instruções do DNIT.

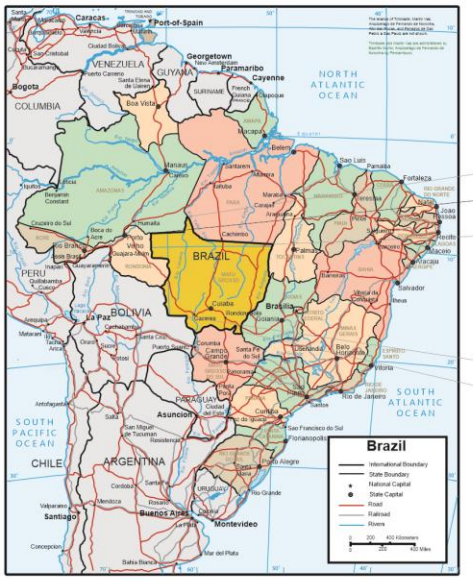
O Orçamento, relativo ao serviço de Contratação de Pessoa Jurídica para os Serviços de Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para construção da Ponte de Concreto Pré-Moldado Protendido sobre o Rio Embira Branca foi elaborado de acordo com a estrutura do SICRO – Sistema de Custos Rodoviários do DNIT, para o estado do Mato Grosso, com a data base de Abril/2024, utilizando-se sempre que necessários elementos adicionais visando atender as condições particulares do projeto

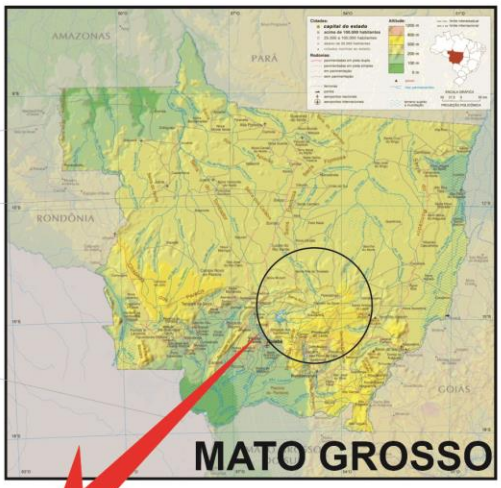
A brita será proveniente da pedreira J A Machnic-ME, localizada há, aproximadamente, 181 km da obra, estando localizada no Município de Primavera do Leste-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

A Areia será proveniente do Areal J A Machnic-ME, localizada há, aproximadamente, 181 km da obra, estando localizada no Município de Primavera do Leste-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

O cimento será proveniente da loja Votorantins Cimentos, localizada há, aproximadamente, 258,6 km da obra, estando localizada no Município de Cuiabá-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

3.0 - MAPA DE SITUAÇÃO





RIO EMBIRA BRANCA: 14°58'43.27"S - 54°57'11.19"O

PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

CONSTRUÇÃO DE PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

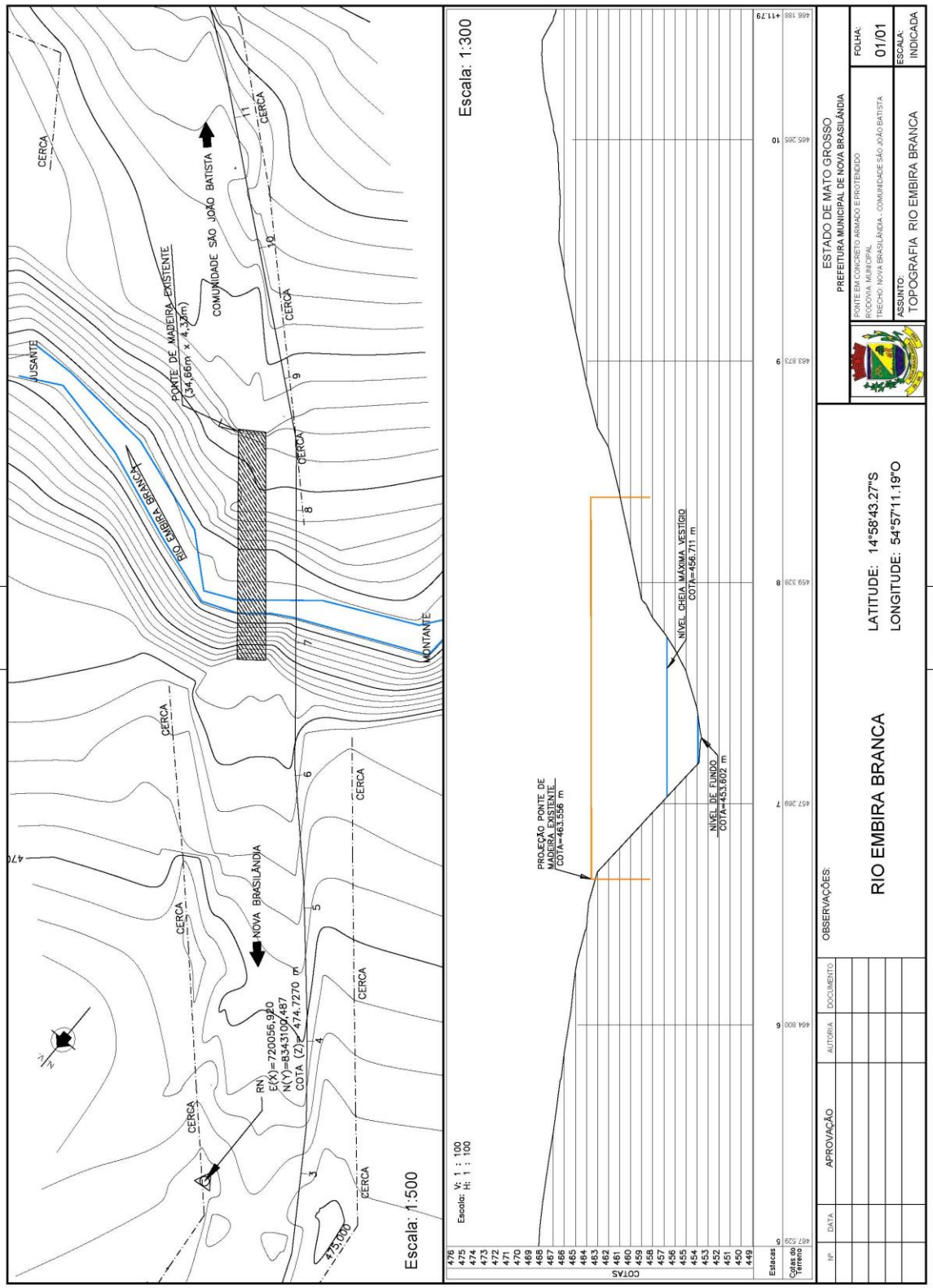
RIO EMBIRA BRANCA

MAPA DE SITUAÇÃO

RODOVIA:	TRECHO:	MUNICÍPIO:
MUNICIPAL	**Nova Brasilândia - Comunidade São João Batista**	**NOVA BRASILÂNDIA**

4.0 – ESTUDOS

4.1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS


Escala: 1:500
Escala: 1:300
CERCA
COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
PONTE DE MADEIRA EXISTENTE
(34,66m x 4,30m)
JUSANTE
MONTANTE
RIO EMBIRA BRANCA
NOVA BRASILÂNDIA
RN
E(X)=720056,920
N(Y)=8343109,487
COTA (Z)= 474,7270 m
475,000
Escala: V: 1 : 100
H: 1 : 100
COTAS
Estacas
Cotas do Terreno
PROJEÇÃO PONTE DE MADEIRA EXISTENTE
COTA=463,556 m
NÍVEL CHEIA MÁXIMA VESTÍGIO
COTA=456,711 m
NÍVEL DE FUNDO
COTA=453,602 m
ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO
RODOVIA MUNICIPAL
TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
FOLHA: 01/01
ESCALA: INDICADA
ASSUNTO: TOPOGRAFIA RIO EMBIRA BRANCA
LATITUDE: 14°58'43.27"S
LONGITUDE: 54°57'11.19"O
RIO EMBIRA BRANCA
OBSERVAÇÕES:
APROVAÇÃO
AUTORIA
DOCUMENTO
Nº
DATA

4.2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS

4.2.1. Objetivo

O presente relatório tem como objetivo determinar o cálculo das vazões, necessário para a checagem e o dimensionamento das obras de artes especiais, a fim de garantir o perfeito funcionamento das estradas e Rodovias.

4.2.2. Reconhecimento da região

4.2.2.1. Coleta e análise de dados

De acordo com o IS-239, a coleta dos dados existentes, tem como finalidade, com base na vazão, determinar a os tipos de estruturas de drenagem a serem utilizadas. Serão necessários coletar os dados pluviométricos ou fluviométricos, existente na região, e os dados que permitam a definição e as características físicas da bacia em estudo.

Sobre o comportamento hidráulico da ponte sobre o Rio Embira Branca, foi informado no levantamento que o nível máximo d'água havia atingido aproximadamente a altura de 3,11m, contados a partir do fundo do rio.

Para as estações presentes no local em estudo, foi identificada a existência de estações fluviométricas com dados disponíveis, contudo as áreas de drenagem são incompatíveis com a bacia do local em estudo, portanto, serão utilizadas as estações pluviométricas disponíveis para o dimensionamento hidráulico.

a) Dados da Estação Pluviométrica

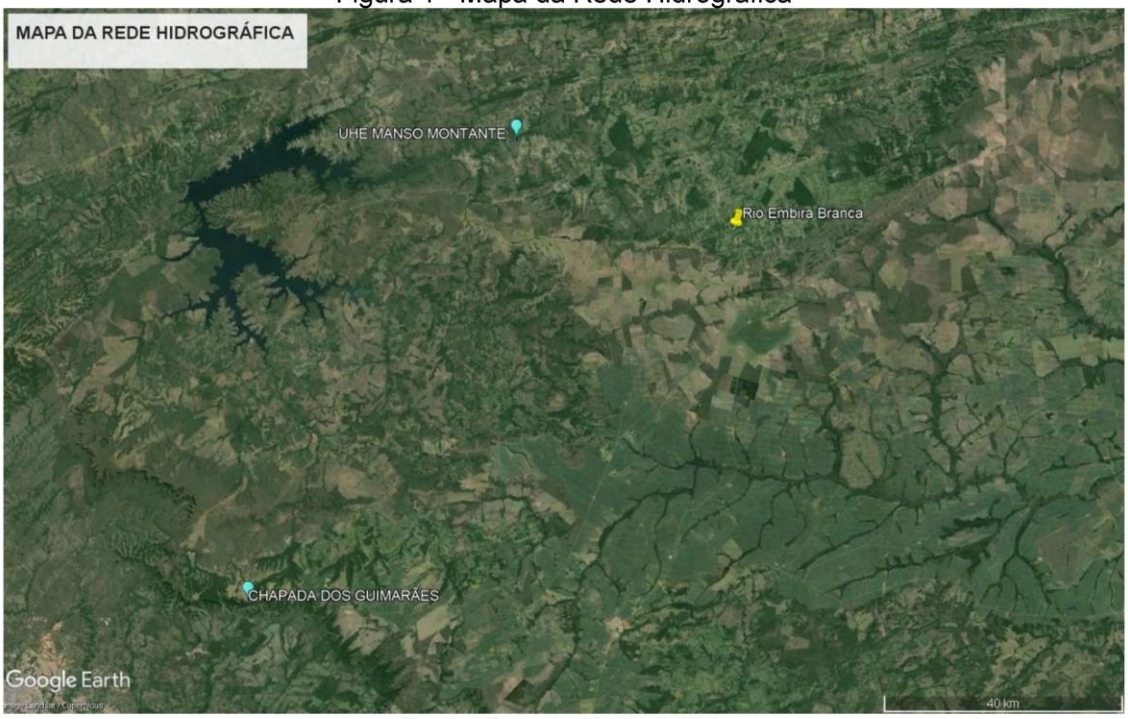
Abaixo segue as informações coletadas no site da ANA (Agência Nacional de Águas), referente as estações de Chapada dos Guimarães com período de 49 anos e de UHE Manso Montante com período de 47 anos, para caracterização do regime pluviométrico foram coletados e processados seus dados de chuva, coletados no site da ANA.

- Código: 1555001
- Nome: Chapada dos Guimarães
- Bacia: Rio Paraná
- Estado: Mato Grosso
- Município: Chapada dos Guimarães
- Responsável: FURNAS
- Operadora: FURNAS
- Latitude: 15.4689º S
- Longitude: 55.7289º W

- Código: 1455004
- Nome: UHE Manso Montante
- Bacia: Rio Paraná
- Estado: Mato Grosso
- Município: Chapada dos Guimarães
- Responsável: CONS. MANSO
- Operadora: CONS. MANSO
- Latitude: 14.81º S
- Longitude: 55.2764º W

Como as estações estão próximas e por pertencerem a mesma microrregião, ambas podem ser utilizadas, porém a Estação Chapada dos Guimarães possui maior período com levantamento de dados pluviométricos consolidados, deste modo para o dimensionamento hidrológico, considerou a Estação Chapada dos Guimarães como a principal, e foram acrescentados nela os levantamentos da Estação UHE Manso Montante.

Figura 1 - Mapa da Rede Hidrográfica



Fonte: Google Earth, 2024.

b) Dados Utilizados

Para o desenvolvimento do estudo hidrológico, foram analisadas fontes de informações como, cartas topográficas, registros pluviométricos e levantamentos de campo. Os mapas topográficos analisados são do Estado de Mato Grosso e foram obtidos pelo IBGE, em escalas diversas.

As informações referentes aos aspectos físicos da região, foram levantadas com estudos em campo e sendo complementados por consultas em publicações especializadas, como Atlas Nacional do Brasil e livros de Geografia do Brasil.

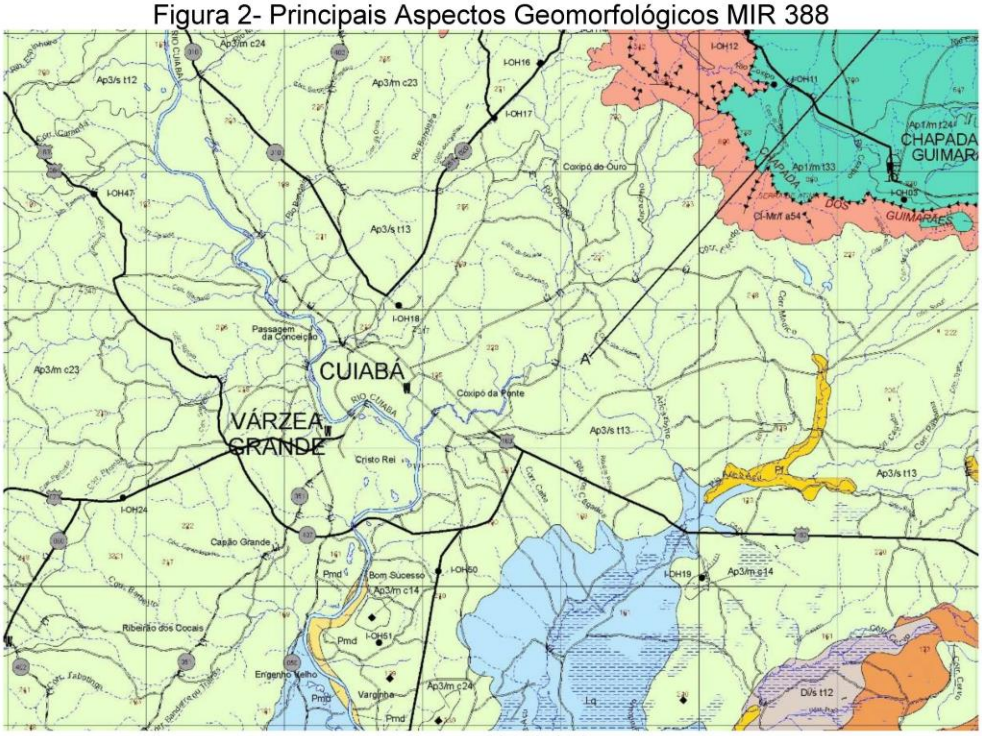
Os dados de pluviometria da região foram obtidos no Sistema de Informações Hidrológicas controlado pela ANA, os registros das estações pluviométricas Chapada dos Guimarães e UHE Manso Montante (códigos 1555001 e 1455004), são administrados e operados pelo FURNAS e CONS. MANSO.

4.2.2.2. Características Físicas da Região

a. Geomorfologia e Relevo

Os principais centros urbanos correspondem às cidades de Cuiabá, capital do Estado de Mato Grosso, Várzea Grande, Chapada dos Guimarães e Santo Antônio do Leverger, Jangada e Acorizal. Nesta folha concentra-se a grande maioria das vias de acesso do Estado representadas pela BR-364, BR-070, BR-020, MT-476, MT-040, MT-160, MT-010 e MT-351 dentre outras, e quase todas, confluindo para a capital Cuiabá. Os principais rios que drenam a folha são os rios Cuiabá e seus tributários, Aricá-Açu ou Grande, Aricá-Mirim, Coxipó, Bandeira, Engenho, Quilombo, Bom Jardim, da Casca, Pari, Esmeril, Espinheiro, Jangada, Chiqueirão, entre outros. Pequena porção da bacia do Rio Paraguai ocorre no setor sudoeste da folha, onde destaca-se o Rio Bento Gomes e seus afluentes. A área mapeada é caracterizada pela presença dos seguintes sistemas geomorfológicos: Sistemas de Aplanamento S1 - Ap1; Sistemas de Aplanamento S3 - Ap3; Sistema de Pedimentos - Pd. Sistema de Dissecação – Di; Sistema de Faixas Dobradas - Sd; Sistema de Dissecação em Colinas e Morros Cl-Mr. E os Sistemas de Agradação Fluvial, Planície Fluvial (Pf), Planície Aluvionar Meandriforme (Pmd), e Leques Fluviais, (Lq). (Figura 2).

Figura 2- Principais Aspectos Geomorfológicos MIR 388



Fonte: SEPLAN

O Sistema de Aplanamento S1 – Ap1 tem ocorrência restrita, preferencialmente na forma de pequenos residuais de topos planos ilhados por relevos mais dissecados. Desenvolve-se sobre sedimentos mesozóicos da Bacia do Paraná. Suas formas são sustentadas por rochas das Formações Botucatu e Marília, separadas por degrau erosivo. O Sistema Ap1/m ocorre na borda do sistema Ap, próximo ao contato com o Sistema Cl-Mr na forma de pequenas manchas e no extremo nordeste da Folha Cuiabá. Esse relevo está associado a rochas das formações Furnas, Ponta Grossa e Marília. O sistema de Aplanamento S1 – Preservado – Ap1/p é sustentado preferencialmente por litologias da Formação Marília e subordinadamente por rochas do Grupo Cuiabá, as quais sustentam residuais de topos aplanados. No geral, o relevo é constituído por pequenos residuais, de formato circular. O Sistema de Suave Dissecação - Ap1/s são sustentados por rochas da Bacia do Paraná, representada pelas Formações Botucatu e Marília, na porção nordeste da Folha Cuiabá. A Média Dissecação - Ap1/m é sustentado por rochas das formações Furnas, Ponta Grossa, Botucatu e Marília. Correspondem a sedimentos arenosos de granulometria variada e, subordinadamente, a sedimentos finos, como siltitos e folhelhos (Formação Ponta Grossa).

O Sistema de Aplanamento S3 – Ap3 tem ampla distribuição pela Folha Cuiabá. Ocupa grande parte das porções central, sul e norte. O grau de dissecação deste sistema permitiu identificar dois sistemas geomorfológicos, um com suave – Ap3/s e outro com média dissecação – Ap3/m. As maiores altitudes do sistema, em torno de 400 m ocorrem como manchas isoladas do Sistema Ap3/m, principalmente na porção sudoeste da Folha Cuiabá. Já o Sistema Ap/s caracteriza-se como a superfície de piso topográfico regional, reunindo as altitudes mais baixas. Os relevos desse sistema foram elaborados sobre litologias do Grupo Cuiabá, que correspondem a filitos diversos, metarenitos, metarcósios e calcários, orientados preferencialmente para NE. Grande parte dessas litologias, encontram-se dobradas provendo relevo característico, com colinas médias subniveladas e truncadas, com drenagens adaptadas aos lineamentos do substrato.

O Sistema de Pedimentos – Pd situa-se na porção sudeste da Folha Cuiabá limitado a norte pelos sistemas Cl-Mr e Ap1, e a sul, em sua porção mais baixa, pelos sistemas Ap3 e Lq. De uma forma geral, o sistema funciona como uma superfície de acumulação de detritos (bajada), provenientes da dissecação dos relevos Cl-Mr e Ap1. Na verdade, a transição entre os sistemas Ap3 e Pd é sutil, de difícil observação em campo, sendo as formações superficiais e o relevo mais plano e suave do Sistema Pd, os elementos de diferenciação entre eles.

O Sistema de Dissecação – Di foi diferenciado do Sistema Ap3, por se desenvolverem sobre a cobertura sedimentar quaternária da Formação Pantanal assentada sobre rochas arrasadas do Grupo Cuiabá, indicando um evento erosivo-acumulativo diferente daquele associado à abertura do Sistema Ap3.

O Sistema de Faixas Dobradas – Sd a foi esculpido sobre substrato do Grupo Alto Paraguai representado pelas formações Bauxi, Puga, Araras, Raizama e Diamantino. Nestas formações predominam os termos arenosos, geralmente de granulometria fina a média, com intercalações de siltitos e calcários.

O Sistema de Dissecação em Colinas e Morros - Cl-Mr ocorre na porção leste da Folha Cuiabá, margeando o limite escarpado do Sistema Ap1. Na porção sudeste, ocorre como mancha isolada associada a rochas graníticas e a pequenas cristas elaboradas em litologias do Grupo Cuiabá, ilhadas no sistema Pd. No geral formam relevos serranos com morros, morros alongados e morrotes. Na forma de faixa alongada funciona como relevos de transição entre os sistemas Ap1 e Ap3. Na porção

sudeste, forma relevos serranos elaborados em granitos intrusivos e metamorfitos do Grupo Cuiabá.

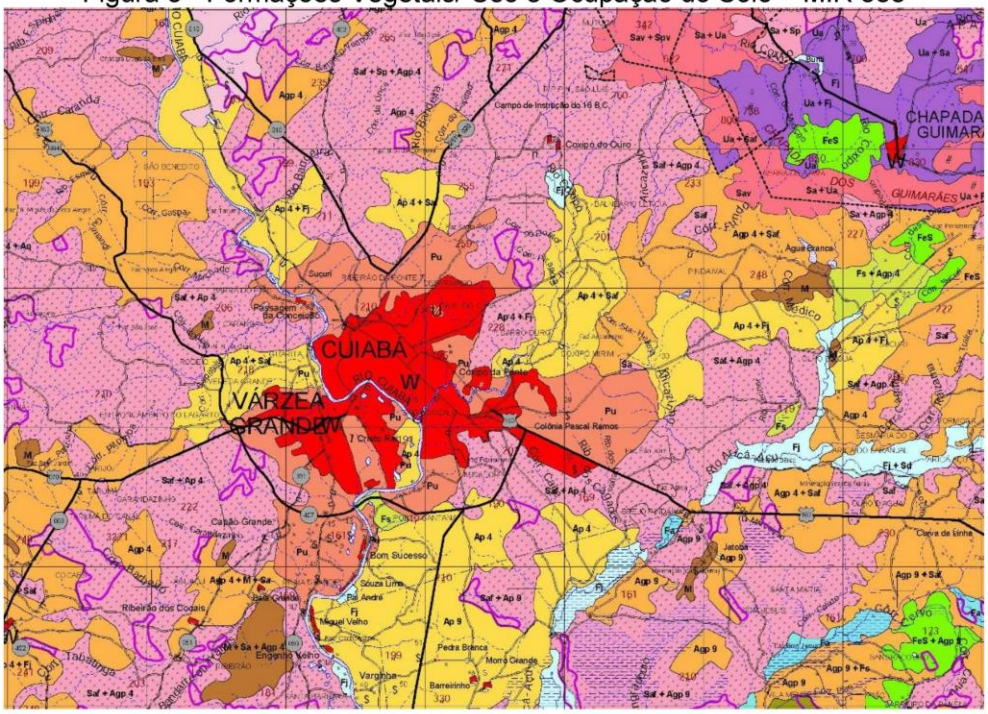
O Sistema de Agradação Fluvial - F Este sistema é representado pelas áreas onde o relevo é composto geneticamente por processos de acumulação fluvial. Neste sentido, estão incluídos nessa categoria as planícies, terraços fluviais e as demais formas originadas pela acumulação de materiais transportados. O Sistema de Planície Fluvial - Pf apresenta formas de unidade ligadas ao processo de acumulação fluvial. Geralmente são constituídas por canais de segunda ordem e as planícies são estreitas. Apresentam declividade médias inferiores a 1%. Os materiais superficiais correspondem a depósitos predominantemente arenosos, ocorrendo secundariamente argilas, siltes e cascalhos, geologicamente classificados como Aluviões Quaternários - Ha. O Sistema de Planície Aluvionar Meandriforme - Pmd está associado com a sedimentação promovida pelo Rio Cuiabá na porção sul da folha. Ocupa ampla faixa de terras baixas, nivelado em torno da cota topográfica de 100 m. Reúne extensa planície aluvionar formada por terraços e diques marginais. Nesse setor, o Rio Cuiabá apresenta canal meandriforme alternando erosão e sedimentação ao longo de seus meandros divagantes. A confluência com o Rio Aricá-Mirim é o local de maior expressão desse sistema. (Ponto OH52). Os materiais superficiais correspondem a depósitos predominantemente arenosos, ocorrendo secundariamente argilas, siltes e cascalhos, geologicamente classificados como Aluviões Quaternários - Ha. Os solos são Plantossolos e Glei Pouco Húmico. O Sistema de Leques Fluviais - Lq ocorre na porção sul da Folha Cuiabá e corresponde em parte às Planícies e Pantanais Mato-grossense (Projeto RADAM, 1982). O sistema corresponde à principal feição agradacional da área. Caracteriza-se como um sistema de depósitos fluviais antigos e atuais associado ao regime de cheia e vazante do Rio Cuiabá e seus tributários. Distribui-se ao longo da cota topográfica de 100 m. São áreas inundadas periodicamente que formam amplos planos secionados por canais controlados pela estrutura do substrato. Os solos associados a esse sistema geralmente são do tipo Plantossolos e Glei Pouco Húmico. Geralmente apresenta coloração neutra e textura média a argilosa. O substrato apresenta sedimentos inconsolidados da Formação Pantanal composta por fácies arenosas, silto-argilosas e conglomeráticas.

b. Vegetação e Hidrografia

A Folha MIR-388 compreende parcial ou totalmente os municípios de Cuiabá, Várzea Grande, Acorizal, Alto Paraguai, Chapada dos Guimarães, Jangada, Nossa Senhora do Livramento, Poconé, Porto Estrela, Rosário Oeste, Santo Antônio do Leverger e Barra do Bugres. O território está inserido na Bacia do Rio Paraguai, em sua maior parte drenada pelo Rio Cuiabá e, na porção noroeste, pelo Rio Paraguai. A região encontra-se no Domínio das Savanas, com zonas de transição para sistemas florestais na Chapada dos Guimarães, em formações serranas e em áreas pantaneiras.

A conurbação Cuiabá/Várzea Grande constitui o maior centro urbano do Estado, polarizando as atividades industriais, do setor terciário e de prestação de serviços. Assentadas, respectivamente, às margens esquerda e direita do Rio Cuiabá, as duas cidades posicionam-se centralizadas em relação a uma rede rodoviária radial, de interligação com todas as regiões do Mato Grosso e com outros estados. O sistema rodoviário principal é constituído pela BR-163, que demanda as regiões centro-norte do Estado e Santarém, no Pará e que segue para leste, propiciando ligação com os Estados de Goiás e Mato Grosso do Sul; pela BR-170, que liga Cuiabá às regiões oeste do Estado e ao Estado de Rondônia e por rodovias estaduais que propiciam ainda ligações a norte e nordeste (Chapada dos Guimarães), a sul e sudeste (Barão de Melgaço, Poconé). Na região, a produção agrícola é pouco significativa, restrita às áreas de chapada, sendo predominante a pecuária extensiva. A região tem boa potencialidade no setor turístico, local e extrarregional, pela proximidade do Pantanal e das áreas protegidas da Chapada dos Guimarães e pelas boas condições de acessibilidade propiciadas pela infraestrutura de serviços existente em Cuiabá, veja (Figura 3).

Figura 3 - Formações Vegetais/ Uso e Ocupação do Solo – MIR 388



Fonte: SEPLAN

Saf - Savana Arborizada com Floresta de Galeria: É constituído pela fisionomia da Savana Arborizada associada a Formações Ripárias. Porém, devido às pequenas extensões, não é possível sua individualização através de mapeamento, na escala do trabalho. Estas Formações Ripárias formam faixas ao longo das margens dos rios e córregos onde ocorrem espécies como: ingás (Inga sp), figueiras (Ficus sp), pinha-do-brejo (Talauma ovata), pindaíba-do-brejo (Xylopia emarginata). Ao lado destas essências tipicamente ripárias, ocorrem ainda elementos estacionais, uma vez que estas formações não estão submetidas ao 10 estresse hídrico verificado no ambiente savânico. Por constituírem faixas contínuas que se destacam na paisagem de formações abertas, recebem a denominação de Florestas de Galeria ou Florestas Ciliares. De modo geral, as Savanas Arborizadas presentes nesta folha caracterizam-se pela presença de Floresta de Galeria.

Fj – Formação Justafluvial: Compreende diversas formas de vegetação associadas a cursos d'água, que recebem distintas denominações, de acordo com suas peculiaridades, reflexo das condições do substrato onde se desenvolvem: "Veredas", "Matas de Brejo", "Floresta-de-Galeria" ou "Floresta Ciliar". Em domínio de savanas, estas formações começam, em geral, em pequenos brejos ou nascedouros

de ribeirões, sob a forma de alamedas de buritis (Mauritia sp), formando “Veredas”. Ao longo dos cursos d’água, as veredas vão progressivamente adquirindo outras espécies de árvores, dentre as quais citam-se embaúba (Cecropia pachystachya), ingá (Inga uruguensis), copaíba (Copaifera langsdorffii), tapiriri (Tapirira guianensis), congonha (Ilex sp), mulungu (Erythrina aff. mulungu), encorpando e passando a constituir faixas que margeiam as linhas de drenagem. Adquirem caráter peculiar, por se destacar na paisagem caracterizada por formações abertas e xeromorfas, e recebem a denominação de “Floresta-de-Galeria” ou “Floresta Ciliar”. Por vezes, passam gradualmente a ocupar as “rampas” do interflúvio, em uma transição para as formações adjacentes. Quando estas florestas se fundem no interflúvio, considera-se o fim da área nuclear do domínio das savanas. Na área da Folha MIR-388 onde a vegetação de interflúvio é a Savana, estas formações são comumente florestais e apresentam composição florística influenciada pelas Savanas do entorno. Dependendo da homogeneidade do relevo, é muito difícil estabelecer os limites entre ambas, devido ao gradiente de transição que caracteriza o ecótono.

Fa – Floresta Aluvial: Ocorre seletivamente em solos aluviais, em planícies de inundação sazonal dos rios. Apresenta elementos botânicos estacionais e ombrófilos, predominando estes ou aqueles, de acordo com o domínio em que se insere. Sua composição florística, contudo, é relativamente distinta e menos diversa em relação às formações florestais de interflúvios, devido às restrições decorrentes do substrato periodicamente encharcado. Verificam-se espécies seletivas higrófilas, dentre as quais destacam-se: ingás (*Inga* sp), jenipapo (*Genipa americana*), olandi (*Calophyllum brasiliensis*), e leiteiro (*Sapium* sp). As palmeiras são indicadoras do tipo e das condições hídricas do solo, uma vez que maripá (*Attalea maripa*), bacuri (*Attalea phalerata*) e bacaba (*Oenocarpus* sp) dominam nas planícies aluviais. Em grotas e outros sítios de maior umidade ocorrem ainda paxiúbas (*Iriartea* sp) e palmiteiro (*Euterpe precatoria*). O baixo potencial madeireiro, a impossibilidade de exploração agrícola e a ausência de fogo, colocam este tipo de vegetação, de modo geral, em situação privilegiada em relação à sua preservação. Formações aluviais expressivas desenvolvem-se a sul-sudeste da Folha MIR-388, em correspondência às áreas pantaneiras, caracterizando a porção sul do Rio Cuiabá e seus tributários Aricá-Açu e Aricá-Mirim.

Fs - Formação Secundária Remanescente de floresta que, devido às perturbações causadas por retirada seletiva de madeiras, abertura de clareira e efeitos de borda, não apresenta características originais de estrutura, tendo altura menor, dossel irregular e raras emergentes. A composição florística é empobrecida em relação à floresta original, prevalecendo espécies secundárias e de baixo valor econômico. Geralmente apresenta pequenas extensões e encontra-se em áreas antropizadas.

Agp – Uso Agropecuário em Médias e Grandes Propriedades com Predomínio de Pastagens Padrão de mapeamento caracterizado pelo predomínio de pastagens, sendo inexpressiva a participação de culturas. Esta tipologia de ocupação é caracterizada por um conjunto diversificado de sistemas de produção que ocorrem, de forma diferenciada, nas três Regiões Homogêneas.

M – Extrativismo Mineral: Na Folha encontram-se mineradoras de ouro e de diamantes que são conhecidas de longa data e foram fundamentais no processo de desenvolvimento da região. São presentes, no território da Folha MIR-388, os distritos mineiros auríferos Cuiabá-Poconé e Jatobá-Casca de Pedra; o distrito mineiro Diamantífero do Rio Quilombo, no quadrante nordeste da Folha. Na região Guia-Lavrinho-Coxipó-Açu ocorre ouro e diamante, nos aluviões do Rio Forte. Depósitos de calcário (utilizados para produzir cimento e na correção dos solos na agricultura) ocorrem nas Serras da Água Limpa, das Araras e Tombador (Formação Araras); há nos aluviões da região de Cuiabá e Várzea Grande, depósitos de materiais para construção civil. Destaca-se ainda a exploração de pedra britada na região de Jangada e na Serra de São Vicente e cascalheiras lavradas e britadas no entorno de Cuiabá. São também freqüentes as saibreiras, para material de empréstimo, enquanto na planície fluvial do Rio Cuiabá, na região de Cuiabá e Várzea Grande, há a exploração de argila para cerâmica e de areia, extraída do leito do rio por dragagem. Na Chapada dos Guimarães há fontes de água mineral e de água termal na Serra São Vicente.

b.1 Morfometria da Bacia Hidrográfica

A análise morfométrica da bacia hidrográfica Embira Branca foi realizada a partir de parâmetros que caracterizam a forma da bacia, o relevo e a rede de drenagem. Foram analisados os seguintes índices morfométricos: coeficiente de compacidade, fator de forma, índice de conformação, índice de sinuosidade e fator de

assimetria. Além desses, foram calculados atributos, tais como: Área e perímetro da bacia, comprimento dos canais e do canal principal, declividade e altitude.

b.1.1 Coeficiente de Compacidade

O coeficiente de compacidade (Kc) é um índice que relaciona a forma da bacia com um círculo. Constitui a relação entre o perímetro da bacia com uma circunferência de área igual ao da bacia hidrográfica. O Kc foi determinado pela seguinte equação:

$$Kc = 0{,}28\left(\frac{P}{\sqrt{A}}\right)$$

Sendo que:

Kc = coeficiente de compacidade;

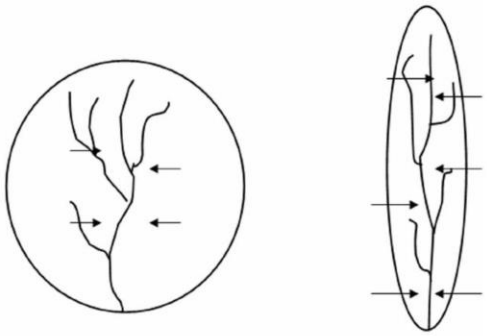
P= perímetro da bacia (km);

A = área da bacia (km²).

Observa-se que quanto mais próximo de um círculo uma bacia se assemelhar, maior será a sua capacidade de proporcionar grandes cheias. Isto ocorre porque há convergência do escoamento superficial, ao mesmo tempo, para um pequeno trecho do rio principal, havendo acúmulo do fluxo. Na Figura 4 pode-se observar o comportamento teórico do escoamento em uma bacia circular e em uma elipsoidal.

Nesta última, o fluxo é mais distribuído ao longo de todo o canal principal, produzindo cheias de menor vulto.

Figura 4 – Representação da distribuição do fluxo superficial em duas bacias, uma circular e outra, elipsoidal.



Fonte: https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2014/03/baciashidrograficas.pdf

Quanto mais próximo da unidade for este coeficiente, mais a bacia se assemelha a um círculo. Assim, pode-se interpretá-lo da seguinte forma:

1,00 – 1,25 = bacia com alta propensão a grandes enchentes

1,25 – 1,50 = bacia com tendência mediana a grandes enchentes

> 1,50 = bacia com menor propensão a grandes enchentes.

b.1.2 Índice de conformação

Representa a relação entre a área da bacia e um quadrado de lado igual ao comprimento axial da bacia. O comprimento axial da bacia (L) é determinado, medindo axialmente do exutório até o ponto mais alto do talvegue. O índice de conformação (Ic) foi determinado, utilizando-se a seguinte equação:

$$Ic = \frac{A}{L^2}$$

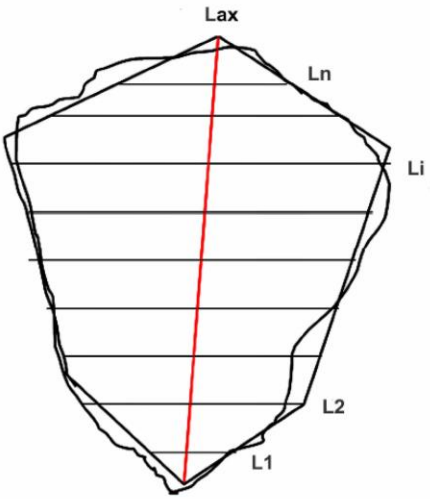
Sendo que:

Ic = Índice de conformação;

A= área da bacia (km²);

L = comprimento do eixo da bacia (km).

Figura 5 – Representação gráfica do cálculo do Índice de Conformação.



Fonte: https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2014/03/baciashidrograficas.pdf

O índice de conformação pode assumir os seguintes valores:

1,00 – 0,75.: sujeito a enchentes

0,75 – 0,50.: tendência mediana

< 0,50.: menor tendência a enchentes

b.1.3 Densidade de Drenagem

Uma boa indicação do grau de desenvolvimento de um sistema de drenagem é dada pelo índice chamado densidade de drenagem $\boldsymbol{D_d}$. O fator Densidade de Drenagem indica a maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia hidrográfica. A densidade de drenagem é calculada pela seguinte equação:

$$\mathrm{D_d} = \frac{\mathrm{L}}{\mathrm{A}}$$

Sendo que:

$\mathrm{D_d}$ = densidade de drenagem (km/km²)

L= comprimento total dos cursos d'água (km);

A = área de drenagem da bacia (km²).

Pode-se classificar uma bacia, com base neste índice, da seguinte forma:

- baixa densidade: 0,5 km/km^2
- média densidade: 0,5-3,5 km/km^2
- alta densidade: > 3,5 km/km^2

Fonte: Hidrologia aplicada – Swami Marcondes Villela, Arthur Mattos

b.1.4 Risco de ruptura teórico:

O manual de hidrologia básica para estrutura de drenagem do DNIT, na página 20, apresenta uma fórmula para a definição teórica do risco de ruptura de uma obra, em que a probabilidade de ocorrer a descarga de projeto com o tempo de recorrência estimado dentro da vida útil da uma obra é:

$$J = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n$$

Sendo que:

J = Risco teórico de ruptura;

TR = Tempo de recorrência (em anos);

n = Vida útil da obra (em anos).

b.1.5 Índice de sinuosidade:

O índice de sinuosidade dos canais torna-se ferramenta importante para melhor definição da escolha do coeficiente de Manning que melhor reflita a realidade do local em estudo.

$$Is = \left(\frac{Lc}{Lv}\right)$$

Sendo que:

Is= Índice de sinuosidade;

Lc = Comprimento do talvegue (km);

Lv = Distância entre o local da ponte e o ponto mais distante do talvegue (km);

Uma caracterização dos tipos de canais em função do índice de sinuosidade está sintetizada na Tabela 1 abaixo.

Tabela 1 – Caracterização do tipo de canal em função do índice de sinuosidade.

Tipo de Canal	Índice de Sinuosidade (Is)
Retilíneo	≤1,1
Sinuoso	1,1 a 1,5
Meândrico e Tortuoso	>1,5

Fonte: Fundamentos de engenharia hidráulica - Marcio Baptista e Márcia Lara

Tabela 2 – Resultados dos parâmetros morfométricos obtidos da bacia hidrográfica Embira Branca

Parâmetros	Valores	Unidades
Área de Drenagem	19,191	km²
Perímetro	20,304	km
Coeficiente de compacidade	1,30	
Índice de conformação	0,60	
Índice de Sinuosidade	1,40	
Características da Rede de Drenagem		
Comprimento total dos canais	7,223	km
Comprimento do canal principal	8,49	km
Densidade de drenagem	0,38	Km/km²

Fonte: Autor.

c. Clima e Pluviometria

A cidade de Nova Brasilândia tem um clima tropical. Há muito mais pluviosidade no verão que no inverno. Segundo a Köppen e Geiger a classificação do clima é Aw.

A temperatura média anual na região é de 25,2°C tendo uma pluviosidade média anual de 1608 mm.

As temperaturas registradas nesta área apresentam as seguintes características:

CARACTERÍSTICAS	
Temperatura média anual	25,2º C
Temperatura máxima absoluta	32,4º C
Temperatura mínima absoluta	18,8º C

Fonte: climate-data.org

No mês de julho à precipitação é de 3mm sendo o mês mais seco. Apresentando uma média de 291 mm, o mês de janeiro é o mês de maior precipitação.

As precipitações pluviométricas observadas conferem a esta região as seguintes médias climáticas:

CARACTERÍSTICAS	
Altura de precipitação total média anual	1608 mm
Trimestre de maior pluviosidade	Janeiro / Fevereiro / Março
Trimestre de menor pluviosidade	Junho / Julho / Agosto

Fonte: climate-data.org

A seguir são apresentados o resumo de precipitações da Estação Chapada dos Guimarães e da Estação UHE Manso Montante, respectivamente. Em seguida o resumo de precipitações com a sobreposição de dados das duas estações citadas anteriormente, logo após é exibido o histograma da média anual da pluviosidade da região e os gráficos com as distribuições mensais das alturas médias de precipitação e dos números médios de dias de chuva, de acordo com os registros da estação.

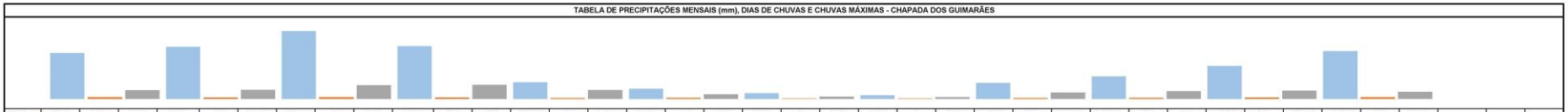
FCK ENGENHARIA

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - CHAPADA DOS GUIMARÃES

ANO	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho		
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
1968																			0,00		
1969	346,10	20,00	85,00	359,60	18,00	52,00	193,00	16,00	35,20	156,80	12,00	45,00	66,00	2,00	46,00				4,90	3,00	2,90
1970	488,00	23,00	78,60	348,40	22,00	70,20	226,20	14,00	74,20	71,00	10,00	29,40	102,10	6,00	68,40	25,30	3,00	19,00	4,80	3,00	2,70
1971	232,30	20,00	37,40	262,40	19,00	54,00	385,60	21,00	84,60	122,10	15,00	33,40	76,50	10,00	32,40	12,60	7,00	5,30			
1972	292,80	21,00	46,20	384,40	21,00	81,60	226,70	17,00	39,00	147,50	14,00	36,60	38,40	4,00	24,00	27,00	3,00	25,80			
1973	451,90	14,00	140,00	240,00	17,00	80,20	177,00	15,00	37,60	244,60	15,00	58,20				20,20	1,00	20,20	12,70	5,00	7,90
1974	483,50	25,00	113,60	225,80	19,00	39,50	451,40	23,00	93,40	314,30	22,00	62,80	75,70	6,00	33,60	20,00	4,00	7,80	7,20	4,00	3,80
1975	176,90	15,00	62,80	301,80	18,00	86,60	233,00	23,00	62,40	320,50	13,00	76,80	55,00	9,00	41,80	28,10	5,00	8,20	20,50	2,00	10,40
1976	226,70	15,00	50,40	413,70	17,00	95,40	294,20	16,00	56,00	270,30	15,00	60,40	116,10	13,00	42,00						
1977	428,40	20,00	84,00	116,00	8,00	56,30	94,30	6,00	22,00	181,00	6,00	73,00	14,50	1,00	14,50						
1978	554,80	22,00	104,20	319,60	14,00	65,00	266,20	14,00	103,00	121,00	9,00	33,40	153,20	5,00	67,80						
1979	430,60	27,00	59,00	213,70	18,00	39,00	220,30	19,00	32,00	330,30	8,00	225,00	47,00	2,00	38,00	5,00	1,00	5,00			
1980	415,80	17,00	75,60	578,40	23,00	114,60	222,60	16,00	35,00	90,20	9,00	26,20	91,20	10,00	16,00	21,00	3,00	14,40	18,60	2,00	10,20
1981	371,80	17,00	109,00	169,00	13,00	30,20	498,60	20,00	95,60	141,40	12,00	33,60	18,80	2,00	16,00	162,80	4,00	75,60	17,00	1,00	17,00
1982	367,20	20,00	60,00	315,00	16,00	43,00	444,00	21,00	102,00	226,60	14,00	65,00	42,60	4,00	19,60						
1983	266,00	16,00	92,80	270,20	15,00	54,00	490,20	14,00	87,40	90,60	8,00	27,60	236,00	8,00	103,60				19,20	1,00	19,20
1984	204,40	17,00	53,60				237,30	5,00	220,00												
1985																					
1986													179,00	11,00	40,60	139,40	16,00	28,00			
1987	209,20	13,00	38,00	284,80	17,00	30,00	503,90	15,00	122,80	307,40	11,00	132,40	131,10	6,00	35,00	55,80	5,00	31,40			
1988	162,30	14,00	42,60	336,90	22,00	119,60	235,20	21,00	43,20	163,30	15,00	33,00	130,60	12,00	45,40	18,00	4,00	6,00	4,60	1,00	4,60
1989	447,40	26,00	51,20	346,60	22,00	77,60	317,90	21,00	75,00	200,30	15,00	72,40	210,80	4,00	142,40						
1990	345,50	23,00	45,40	299,40	18,00	70,80	220,60	12,00	73,20	185,60	7,00	88,20	268,40	9,00	58,20	24,20	1,00	24,20	90,80	4,00	31,60
1991	186,60	17,00	46,60	326,00	16,00	67,20	237,90	17,00	32,40	188,80	10,00	96,00	37,60	6,00	23,20	56,00	6,00	27,00	5,80	2,00	5,00
1992	319,20	23,00	53,20	179,90	20,00	45,20	277,20	21,00	66,40	238,60	8,00	123,20	13,80	3,00	6,80	0,60	1,00	0,60	17,60	2,00	12,40
1993	218,80	13,00	35,20	503,70	23,00	130,40	252,80	15,00	44,60	74,60	8,00	11,40	29,80	3,00	18,30						
1994	227,80	17,00	38,20	215,40	16,00	69,50	203,80	14,00	36,00	252,40	15,00	36,80	115,00	8,00	48,20						
1995	286,60	11,00	57,40	838,00	19,00	147,20	403,90	17,00	60,20	389,80	10,00	129,40	141,40	7,00	53,40	116,60	5,00	50,00			
1996	444,30	19,00	51,50	459,00	12,00	80,60	379,00	12,00	60,40	117,40	3,00	56,40	83,00	4,00	34,60						
1997	507,30	22,00	62,40	474,80	17,00	66,20	280,60	13,00	50,40	194,00	9,00	44,20				89,10	4,00	32,40			
1998	186,20	14,00	40,90	374,10	18,00	70,10	224,20	19,00	37,60	247,50	11,00	73,80	95,60	5,00	35,40				7,10	1,00	7,10
1999	217,50	14,00	24,70	270,80	18,00	34,50	489,50	19,00	127,80	194,70	4,00	60,70									
2000	364,80	13,00	81,70	326,70	20,00	50,20	318,50	19,00	44,10	109,30	7,00	53,60	22,20	4,00	10,20				19,50	2,00	10,30
2001	347,50	17,00	48,10	406,10	20,00	61,20	317,70	21,00	50,90	100,20	8,00	33,40	75,20	6,00	20,50	29,20	3,00	20,90			
2002	343,70	15,00	90,20	414,70	19,00	99,50	134,60	13,00	21,60	80,20	7,00	24,70	111,00	7,00	37,50						
2003							195,90	19,00	28,80	263,80	10,00	81,10	188,80	4,00	87,60						
2004	366,00	22,00	71,90	435,80	19,00	97,50	128,20	7,00	49,70	171,10	10,00	44,70	65,50	8,00	22,30	20,50	3,00	9,20	63,00	4,00	34,90
2005	397,00	23,00	64,50	194,90	11,00	50,30	230,80	18,00	62,90	155,80	9,00	56,70	19,20	1,00	19,20				16,70	3,00	8,40
2006	374,30	14,00	100,20	438,80	18,00	73,70	317,80	16,00	94,20	420,20	12,00	85,70	25,00	1,00	25,00						
2007	737,90	21,00	70,80	585,60	20,00	66,90	260,90	8,00	53,50	326,10	5,00	130,20	107,90	2,00	83,80						
2008	576,60	23,00	52,70	318,90	16,00	41,90	1095,40	28,00	120,10	849,30	18,00	92,70	158,90	6,00	40,80						
2009										277,80	14,00	77,80	97,20	2,00	91,10						
2010	501,40	25,00	61,00	324,40	11,00	60,90	270,60	7,00	102,30	78,90	3,00	42,50	95,10	2,00	84,70						
2011	1053,20	25,00	110,80	627,80	24,00	91,60	933,80	26,00	101,70	386,70	8,00	201,90	42,70	1,00	42,70						
2012	943,90	27,00	69,60	320,30	9,00	59,30	550,10	15,00	116,80	388,50	14,00	53,90	426,30	12,00	80,10	170,50	3,00	91,60			
2013	781,30	23,00	109,70	379,60	15,00	61,90	840,60	19,00	126,90	223,70	10,00	44,40	65,10	2,00	37,90	102,10	4,00	42,80	15,20	1,00	15,20
2014	767,20	27,00	65,80	742,40	23,00	62,90	704,40	24,00	62,90	1129,40	21,00	225,90	78,30	2,00	42,70	98,50	3,00	60,40			
2015	641,60	14,00	70,80	765,60	20,00	62,40	1051,30	28,00	76,60	606,80	14,00	106,40	250,30	8,00	55,60						
2016	832,00	20,00	98,40	824,70	19,00	81,90	940,80	23,00	69,20	64,30	2,00	32,80									
Média	**421,00**	**19**	**68,31**	**384,50**	**18**	**69,59**	**377,30**	**17**	**70,92**	**249,21**	**11**	**71,83**	**104,71**	**5**	**44,92**	**56,47**	**4**	**27,53**	**19,17**	**2**	**11,97**

ANO	Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total		
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
1968	0,00	0,00	0,00	101,10	8,00	35,20	167,00	12,00	47,00	129,90	12,00	49,00	271,10	25,00	28,80	**669,10**	**57**	**49,00**
1969				15,20	6,00	5,40	149,60	10,00	28,80	272,30	17,00	57,80	373,50	20,00	74,80	**1937,00**	**124**	**85,00**
1970				156,20	8,00	63,00	156,30	11,00	84,60	206,20	10,00	56,40	142,60	15,00	35,20	**1927,10**	**125**	**84,60**
1971	0,50	1,00	0,50	73,00	3,00	56,80	337,70	15,00	124,00	232,00	21,00	45,00	196,80	13,00	97,40	**1931,50**	**145**	**124,00**
1972	54,60	6,00	27,40	53,30	8,00	17,60	172,00	11,00	54,00	343,80	19,00	110,40	313,80	21,00	35,40	**2054,30**	**145**	**110,40**
1973				46,30	2,00	36,10	209,30	12,00	93,00	306,50	17,00	45,80	234,80	16,00	66,00	**1943,30**	**114**	**140,00**
1974	29,00	4,00	17,50	61,90	7,00	19,60	265,50	14,00	122,80	120,90	11,00	51,00	234,80	16,00	66,00	**2290,00**	**155**	**122,80**
1975				17,20	2,00	11,40	203,50	11,00	45,60	330,80	16,00	55,60	152,60	16,00	27,00	**1839,90**	**130**	**86,60**
1976	25,40	4,00	11,00	78,40	9,00	25,80	308,40	11,00	98,00	304,00	13,00	68,60	51,80	7,00	19,60	**2089,00**	**120**	**98,00**
1977				55,40	6,00	15,80	213,60	9,00	80,00	266,50	14,00	83,40	243,60	16,00	34,20	**1613,30**	**86**	**84,00**
1978	10,80	1,00	10,80	67,30	7,00	25,00	208,10	14,00	50,10	194,00	13,00	67,00	67,50	14,00	8,00	**1962,50**	**113**	**104,20**
1979	28,50	1,00	28,50	62,90	4,00	30,10	180,10	10,00	45,70	326,60	9,00	74,00	255,00	19,00	48,60	**2100,00**	**118**	**225,00**
1980	21,40	2,00	12,40	257,60	6,00	102,40	247,60	9,00	84,40	275,00	15,00	84,60	276,60	18,00	63,00	**2516,00**	**130**	**114,60**
1981				80,00	2,00	57,00	122,80	10,00	20,00	286,20	13,00	80,60	292,40	16,00	48,00	**2160,80**	**110**	**109,00**
1982	55,20	5,00	27,20	246,80	14,00	55,00	138,80	9,00	41,80	273,80	15,00	62,40	187,80	16,00	31,40	**2297,80**	**134**	**102,00**
1983	10,00	1,00	10,00	104,20	7,00	25,00				437,00	18,00	51,00	273,00	17,00	40,00	**2196,40**	**105**	**103,60**
1984																**441,70**	**22**	**220,00**
1985																**0,00**	**0**	**0,00**
1986				189,10	15,00	36,00	65,80	12,00	25,00	181,00	12,00	28,00	117,00	8,00	28,00	**871,30**	**74**	**40,60**
1987	8,20	3,00	3,20	56,80	3,00	48,00	170,30	15,00	48,90	229,60	17,00	64,40	306,80	18,00	52,00	**2263,90**	**123**	**132,40**
1988										297,20	13,00	56,80	517,00	23,00	105,20	**1865,10**	**125**	**119,60**
1989				44,20	4,00	15,20	172,40	7,00	79,20	214,40	8,00	55,60	318,40	9,00	62,40	**2272,40**	**116**	**142,40**
1990	30,60	4,00	16,40	156,20	6,00	66,20	247,60	12,00	39,20	129,60	12,00	46,20	297,70	21,00	42,40	**2296,20**	**129**	**88,20**
1991	8,60	2,00	7,20	113,60	8,00	52,40	151,20	10,00	29,40	161,80	12,00	56,80	383,60	20,00	67,80	**1857,50**	**126**	**96,00**
1992	33,40	5,00	11,40	231,70	12,00	33,50	315,20	13,00	70,60	306,80	13,00	72,40	312,90	15,00	75,40	**2246,90**	**136**	**123,20**
1993	15,20	2,00	7,80	110,80	5,00	43,80	103,30	9,00	27,20	232,10	10,00	70,20	418,90	20,00	56,80	**1960,00**	**108**	**130,40**
1994	10,40	1,00	10,40	98,20	6,00	52,40	182,90	9,00	43,80	243,80	11,00	55,80	449,10	16,00	86,80	**1998,80**	**113**	**86,80**
1995				12,40	1,00	12,40	110,10	8,00	22,80	309,00	11,00	55,60	663,40	21,00	70,60	**3271,20**	**110**	**147,20**
1996	28,80	3,00	14,20	27,40	2,00	15,20	174,80	10,00	45,20	322,40	17,00	105,20	278,80	17,00	57,80	**2314,90**	**99**	**105,20**
1997				62,80	3,00	25,60	138,50	6,00	68,60	117,90	8,00	49,10	310,50	14,00	82,50	**2175,50**	**96**	**82,50**
1998	36,90	2,00	26,10	36,70	2,00	21,30	184,20	9,00	51,10	216,40	11,00	37,30	314,20	16,00	80,90	**1923,10**	**108**	**80,90**
1999				18,40	3,00	6,90	219,30	10,00	60,80	130,30	11,00	25,80	259,80	12,00	50,00	**1800,30**	**91**	**127,80**
2000	11,90	2,00	8,90	79,30	4,00	45,90	173,90	10,00	46,40	247,30	18,00	36,80	301,60	13,00	80,40	**1975,00**	**112**	**81,70**
2001	20,10	1,00	20,10	63,80	4,00	35,50	192,80	11,00	45,70	351,80	16,00	70,90	620,20	27,00	85,70	**2524,60**	**134**	**85,70**
2002																**1084,20**	**61**	**99,50**
2003				75,10	8,00	19,60	122,10	10,00	41,10	206,10	12,00	40,40	163,30	13,00	50,10	**1215,10**	**76**	**87,60**
2004				15,40	3,00	8,70	140,60	10,00	44,40	244,90	13,00	79,50	176,40	14,00	65,30	**1827,40**	**113**	**97,50**
2005				49,50	6,00	19,60	192,30	9,00	62,10	233,30	13,00	68,30	542,90	19,00	112,50	**2032,40**	**112**	**112,50**
2006				153,30	7,00	71,90	360,40	16,00	56,10	268,90	11,00	46,30	528,50	18,00	82,70	**2887,20**	**113**	**100,20**
2007				7,80	1,00	7,80	141,40	7,00	42,20	460,70	12,00	81,30	517,90	16,00	82,90	**3146,20**	**92**	**130,20**
2008																**2999,10**	**91**	**120,10**
2009	56,80	3,00	26,60				153,30	9,00	82,70	160,90	15,00	35,60	768,30	22,00	92,30	**1514,30**	**65**	**92,30**
2010							75,50	4,00	32,70	529,90	13,00	132,90	326,80	14,00	62,90	**2202,60**	**79**	**132,90**
2011	38,50	1,00	38,50	41,80	1,00	41,80	433,90	9,00	98,50	96,70	2,00	86,10	527,00	13,00	78,70	**4182,10**	**110**	**201,90**
2012				74,80	2,00	58,60	185,10	5,00	68,70	796,80	20,00	110,30				**3856,30**	**107**	**116,80**
2013							305,80	17,00	42,50	480,70	16,00	78,30	790,20	22,00	83,10	**3984,30**	**129**	**126,90**
2014	20,00	1,00	20,00	281,30	8,00	86,90	235,60	6,00	52,50	406,70	12,00	62,70	1109,30	23,00	81,90	**5573,10**	**150**	**225,90**
2015							420,40	11,00	74,80	651,50	16,00	68,70	250,10	5,00	81,20	**4637,60**	**116**	**106,40**
2016	155,90	3,00	82,50							689,80	14,00	91,60	289,80	9,00	49,90	**3797,30**	**90**	**98,40**
Média	**29,61**	**2**	**18,27**	**89,15**	**5**	**36,06**	**201,16**	**10**	**57,66**	**293,86**	**13**	**64,70**	**350,63**	**16**	**62,08**	**2255,62**	**107**	**111,88**

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - CHAPADA DOS GUIMARÃES



Dados	737,9	27	140	838	23	147,2	1095,4	28	220	849,3	22	225	268,4	13	142,4	162,8	16	75,6	90,8	5	34,9	56,8	6	28,5	257,6	15	102,4	360,4	16	124	529,9	21	132,9	768,3	27	112,5
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
Meses	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro		

Fonte: SIH/ANA - Sistema de informação Hidrológicas (HIDRO - versão web: http://hidroweb.ana.gov.br).

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - UHE MANSO MONTANTE

ANO	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total		
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
1968																																					0,00	0	0,00
1969																																					0,00	0	0,00
1970																									47,90	12,00	11,00	161,90	13,00	49,50	147,00	16,00	43,00	184,90	21,00	35,00	541,70	62	49,50
1971	224,40	26,00	37,80	256,40	22,00	48,90	226,40	19,00	89,70	90,50	15,00	20,70	52,70	8,00	43,00				3,40	3,00	1,80	0,40	1,00	0,40	0,30	1,00	0,30	79,00	15,00	17,20	244,40	19,00	49,50	201,00	11,00	47,70	1378,90	140	89,70
1972	269,20	1,00	269,20	283,80	1,00	283,80	147,90	1,00	147,90	118,30	1,00	118,30	7,90	3,00	3,70	3,40	1,00	3,40	0,90	2,00	0,60	73,40	9,00	28,50	17,20	10,00	8,50	122,80	16,00	32,10	183,20	18,00	36,90	336,70	20,00	60,60	1564,70	83	283,80
1973	54,90	6,00	22,90	293,00	1,00	293,00	147,00	14,00	43,10	37,70	12,00	18,50	136,40	11,00	83,40	6,10	2,00	5,80				1,20	2,00	0,60	45,10	4,00	33,20	196,40	19,00	67,50	297,10	7,00	131,00	189,20	15,00	30,30	1404,10	93	293,00
1974	320,30	25,00	38,10	164,20	19,00	29,70	473,20	25,00	106,30	284,70	16,00	78,70	23,20	9,00	5,60	2,30	2,00	2,00				13,80	2,00	10,30	69,60	9,00	32,90	335,70	11,00	103,60	92,00	15,00	16,70	278,00	24,00	63,40	2057,00	157	106,30
1975	251,80	23,00	35,60	247,40	20,00	60,70	213,00	23,00	42,40	166,30	11,00	106,80				4,20	1,00	4,20	7,90	2,00	7,60	3,10	1,00	3,10	58,30	4,00	50,70	114,90	13,00	29,90	372,20	21,00	113,40	230,10	24,00	30,70	1669,20	143	113,40
1976	128,90	17,00	63,30	233,30	3,00	217,30	259,10	8,00	210,20	172,90	12,00	39,10	66,60	8,00	23,90	0,60	2,00	0,30	0,30	1,00	0,30	16,50	3,00	7,70	54,40	4,00	36,90	330,60	13,00	76,30	95,70	7,00	53,00	235,00	1,00	235,00	1593,90	79	235,00
1977																																					0,00	0	0,00
1978																									71,80	11,00	15,80	400,30	15,00	125,20	246,50	19,00	63,00	484,50	24,00	101,00	1203,10	69	125,20
1979	376,00	28,00	56,50	285,40	20,00	52,40	222,80	22,00	40,10	52,70	12,00	14,50	117,90	7,00	71,30	0,40	1,00	0,40	7,60	1,00	7,60	13,90	2,00	11,10	141,20	12,00	54,90	225,40	7,00	88,60	117,30	13,00	44,10	146,00	17,00	39,90	1706,60	142	88,60
1980	763,80	20,00	484,80	485,10	26,00	120,50	272,10	18,00	63,00	102,90	12,00	20,20	48,60	5,00	23,70	7,20	2,00	6,70				8,30	1,00	8,30	146,60	8,00	63,20	30,50	5,00	14,30	168,50	19,00	46,30	383,00	27,00	51,20	2416,60	143	484,80
1981	446,20	26,00	71,50	114,30	26,00	17,90	272,50	25,00	32,10	82,80	9,00	23,90	33,20	2,00	27,70	32,50	4,00	26,30				0,90	1,00	0,90	73,60	4,00	50,60	7,10	7,00	2,80	138,50	1,00	138,50				1201,60	105	138,50
1982	194,30	12,00	46,50	213,40	18,00	47,20	289,50	22,00	30,90	124,20	11,00	62,20	1,30	1,00	1,30							51,90	3,00	44,00	124,50	20,00	19,40	114,10	13,00	27,10	153,80	22,00	26,30	168,60	13,00	34,60	1435,60	135	62,20
1983	263,50	25,00	47,00	163,40	17,00	70,70	221,30	20,00	78,30	60,00	12,00	22,20	71,40	7,00	37,00	2,90	1,00	2,90	2,10	1,00	2,10				38,30	4,00	28,60	207,80	13,00	93,10	355,40	19,00	60,50	292,80	25,00	38,50	1678,90	144	93,10
1984	189,40	20,00	25,90	189,20	21,00	25,00	180,40	19,00	49,30	89,40	13,00	17,60	97,50	4,00	52,80							65,90	4,00	48,10	152,20	10,00	58,90	143,00	17,00	44,20	357,70	21,00	133,60	204,60	17,00	29,70	1669,30	146	133,60
1985	236,50	20,00	24,70	91,40	11,00	29,50	25,90	7,00	18,30	76,90	17,00	28,20	100,10	6,00	86,30				24,20	2,00	23,60	10,70	3,00	10,10	48,50	7,00	41,90				12,50	7,00	3,20	182,10	14,00	57,20	808,80	94	86,30
1986	381,30	28,00	43,10	201,40	18,00	71,50	296,90	25,00	46,80	76,50	12,00	20,40	35,20	6,00	17,30	17,30	2,00	13,00	2,00	1,00	2,00	48,70	10,00	8,70	76,30	6,00	17,80	101,20	10,00	32,30	259,30	14,00	95,00	192,70	19,00	36,40	1688,80	151	95,00
1987	213,10	22,00	45,50	129,30	13,00	35,40	223,70	19,00	39,70	113,20	10,00	45,40	34,50	6,00	18,30	2,80	1,00	2,80				1,50	1,00	1,50	10,10	3,00	8,30	92,30	14,00	24,30	145,50	20,00	29,00	0,30	1,00	0,30	966,30	110	45,50
1988				190,90	15,00	29,20	199,10	19,00	29,70	114,10	14,00	27,30	0,30	1,00	0,30	7,10	1,00	7,10							11,70	4,00	7,60	25,80	3,00	16,10	236,70	13,00	70,00	288,50	21,00	50,10	1074,20	91	70,00
1989																																					0,00	0	0,00
1990																															123,80	14,00	28,30	149,80	9,00	34,30	273,60	23	34,30
1991	355,40	23,00	75,20	360,00	23,00	86,20	360,20	18,00	76,20	209,20	11,00	49,80	45,60	3,00	38,20										40,00	6,00	20,40	106,10	8,00	48,60	152,80	13,00	46,20	272,80	14,00	45,20	1902,10	119	86,20
1992																																					0,00	0	0,00
1993																																					0,00	0	0,00
1994																															151,60	13,00	25,40	448,20	23,00	74,60	599,80	36	74,60
1995	469,60	20,00	64,80	420,50	23,00	44,80	205,20	15,00	42,40	137,40	11,00	24,80	112,80	3,00	68,40							26,40	1,00	26,40	41,20	1,00	41,20	118,20	6,00	40,60	148,80	7,00	68,20	223,50	11,00	46,20	1903,60	98	68,40
1996	258,00	14,00	40,80	290,00	13,00	68,20	382,40	20,00	48,40	195,20	10,00	38,20	171,80	7,00	44,60							16,80	3,00	7,20	48,40	4,00	21,40	132,80	7,00	42,40	212,80	14,00	37,40	242,40	16,00	37,20	1950,60	108	68,20
1997	495,80	25,00	76,20	235,20	17,00	35,40	134,00	12,00	24,60	143,00	14,00	35,40	56,20	6,00	20,90	59,70	4,00	36,90							87,20	8,00	22,10	116,20	8,00	47,30	197,80	11,00	90,90	231,10	16,00	43,90	1756,20	121	90,90
1998	225,80	16,00	39,80	203,60	18,00	36,50	130,40	15,00	22,40	79,20	6,00	21,90	9,20	1,00	9,20							33,90	2,00	18,60	130,50	9,00	46,40	119,00	13,00	61,50	169,70	8,00	48,30	427,20	20,00	84,20	1528,50	108	84,20
1999	232,10	15,00	42,10	202,80	10,00	46,40	202,70	13,00	87,70	61,30	7,00	24,00				1,40	1,00	1,40							16,20	2,00	9,70	86,40	8,00	41,40	86,20	8,00	22,10	283,60	18,00	68,30	1172,70	82	87,70
2000	179,90	13,00	39,50	213,80	20,00	43,60	271,60	16,00	59,50	156,10	12,00	32,00	4,80	2,00	2,80				3,50	1,00	3,50							166,40	19,00	46,90							996,10	83	59,50
2001							112,60	12,00	36,40	85,90	5,00	50,50	70,30	5,00	32,00							32,20	3,00	20,00	168,70	13,00	33,80	265,50	14,00	93,40	188,30	17,00	29,30	455,80	26,00	82,10	1379,30	95	93,40
2002	290,40	21,00	55,20	497,50	21,00	101,10	198,30	13,00	46,60	38,70	6,00	20,00	119,50	5,00	45,50				46,30	3,00	43,20	16,00	2,00	15,30	19,10	3,00	10,50	157,70	11,00	40,70	180,30	12,00	57,40	263,70	17,00	45,10	1827,50	114	101,10
2003	439,60	24,00	77,80	168,20	17,00	28,20	242,50	16,00	59,20	102,40	12,00	25,60	62,60	4,00	38,00	0,60	1,00	0,60				19,10	1,00	19,10	105,30	7,00	49,50	176,20	8,00	59,50	154,80	10,00	48,30	100,90	15,00	42,00	1572,20	115	77,80
2004	511,90	28,00	73,10	253,80	20,00	28,50	207,70	11,00	67,20	104,80	10,00	36,90	22,90	2,00	21,20	3,40	1,00	3,40	32,90	3,00	29,70																1137,40	75	73,10
2005							316,00	14,00	74,00	80,00	9,00	30,60	24,10	4,00	14,10							1,30	1,00	1,30	56,20	6,00	23,90	152,80	10,00	43,10	64,10	10,00	20,00	285,00	14,00	72,20	979,50	68	74,00
2006	393,00	13,00	60,00	207,80	13,00	36,60	303,40	13,00	46,60	0,60	1,00	0,60	2,20	1,00	2,20	2,30	2,00	1,20	15,80	1,00	15,80	3,60	1,00	3,60	82,30	7,00	20,00	147,90	12,00	63,30	224,30	14,00	62,40	248,10	16,00	50,00	1631,30	94	63,30
2007	302,10	20,00	65,60	339,40	19,00	72,30	183,50	13,00	33,60	79,70	8,00	36,20	6,60	1,00	6,60				13,20	2,00	8,40				7,80	1,00	7,80	144,80	10,00	29,40	366,70	19,00	78,60	479,20	24,00	57,40	1923,00	117	78,60
2008	420,00	19,00	61,20	363,70	15,00	123,80	208,70	16,00	34,80	205,30	11,00	46,80	21,40	3,00	17,20										28,00	4,00	18,20	57,80	9,00	19,60	238,20	12,00	118,00	317,20	23,00	37,60	1860,30	112	123,80
2009	225,60	13,00	62,40	292,20	19,00	48,80	256,40	16,00	75,80	156,60	14,00	40,00	34,80	5,00	18,60	42,60	1,00	42,60				123,20	4,00	67,60	57,20	6,00	40,00	166,20	12,00	36,20	211,50	12,00	55,40	369,60	18,00	62,60	1935,90	120	75,80
2010	381,60	20,00	45,60	203,40	13,00	40,00	173,40	10,00	82,80	41,00	6,00	28,60	24,50	3,00	17,20																						823,90	52	82,80
2011										10,60	8,00	3,00	1,20	1,00	1,20										11,20	4,00	7,00	59,80	16,00	12,60	16,60	9,00	6,00	40,60	16,00	12,20	140,00	54	12,60
2012	21,60	8,00	8,80	0,80	1,00	0,80	20,60	4,00	11,00	34,20	7,00	11,20	12,60	7,00	4,20										304,80	14,00	114,80	42,80	15,00	12,80	275,20	27,00	47,40	131,20	22,00	37,20	843,80	105	114,80
2013	502,00	24,00	113,00	208,60	25,00	57,60	356,60	28,00	72,00	100,60	15,00	34,60																									1167,80	92	113,00
2014																						2,60	2,00	1,40	175,60	14,00	47,40	258,40	12,00	88,00	84,50	11,00	21,60				521,10	39	88,00
2015	151,60	21,00	27,80	244,40	21,00	61,80	342,40	25,00	69,00	231,00	20,00	81,80	43,20	12,00	16,40	3,60	2,00	3,40	3,60	2,00	3,40	7,40	2,00	7,20	36,00	6,00	16,20	62,00	13,00	17,40	96,40	19,00	26,20	220,40	25,00	48,20	1442,00	168	81,80
2016	657,40	29,00	111,20	145,40	17,00	48,40	219,00	21,00	34,80	62,60	8,00	26,20	5,40	5,00	2,40	2,40	3,00	2,00				50,60	7,00	20,60	51,20	8,00	35,40	172,80	16,00	43,40	185,60	23,00	33,80	202,40	27,00	35,20	1754,80	164	111,20
Média	**318,44**	**20**	**72,13**	**239,80**	**16**	**69,76**	**229,68**	**16**	**58,72**	**107,32**	**11**	**35,86**	**47,95**	**5**	**26,18**	**10,14**	**2**	**8,32**	**11,69**	**2**	**10,68**	**24,74**	**3**	**15,06**	**71,74**	**7**	**30,43**	**145,90**	**12**	**46,81**	**183,41**	**14**	**54,46**	**253,80**	**18**	**52,90**	**1205,76**	**91**	**94,13**

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - UHE MANSO MONTANTE

Dados	763,8	28	484,8	497,5	26	293	473,2	25	210,2	284,7	17	118,3	171,8	11	86,3	59,7	4	42,6	46,3	3	43,2	123,2	10	67,6	168,7	20	63,2	400,3	19	125,2	372,2	22	138,5	484,5	27	235			
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
Meses	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total		

Fonte: SIH/ANA - Sistema de informação Hidrológicas (HIDRO - versão web: http://hidroweb.ana.gov.br).

FCK ENGENHARIA

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - CHAPADA DOS GUIMARÃES E UHE MANSO MONTANTE

ANO	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total		
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
1968																									101,10	8	35,20	167,00	12	47,00	129,90	12	49,00	271,10	25	28,80	**669,10**	**57**	**49,00**
1969	346,10	20	85,00	359,60	18	52,00	193,00	16	35,20	156,80	12	45,00	66,00	2	46,00				4,90	3	2,90				15,20	6	5,40	149,60	10	28,80	272,30	17	57,80	373,50	20	74,80	**1937,00**	**124**	**85,00**
1970	488,00	23	78,60	348,40	22	70,20	226,20	14	74,20	71,00	10	29,40	102,10	6	68,40	25,30	3	19,00	4,80	3	2,70				156,20	8	63,00	156,30	11	84,60	206,20	10	56,40	142,60	15	35,20	**1927,10**	**125**	**84,60**
1971	232,30	20	37,40	262,40	19	54,00	385,60	21	84,60	122,10	15	33,40	76,50	10	32,40	12,60	7	5,30	3,40	3	1,80	0,50	1	0,50	73,00	3	56,80	337,70	15	124,00	232,00	21	45,00	196,80	13	97,40	**1934,90**	**148**	**124,00**
1972	292,80	21	46,20	384,40	21	81,60	226,70	17	39,00	147,50	14	36,60	38,40	4	24,00	27,00	3	25,80	0,90	2	0,60	54,60	6	27,40	53,30	8	17,60	172,00	11	54,00	343,80	19	110,40	313,80	21	35,40	**2055,20**	**147**	**110,40**
1973	451,90	14	140,00	240,00	17	80,20	177,00	15	37,60	244,60	15	58,20	136,40	11	83,40	20,20	1	20,20	12,70	5	7,90				46,30	2	36,10	209,30	12	93,00	306,50	17	45,80	234,80	16	66,00	**2079,70**	**125**	**140,00**
1974	483,50	25	113,60	225,80	19	39,50	451,40	23	93,40	314,30	22	62,80	75,70	6	33,60	20,00	4	7,80	7,20	4	3,80	29,00	4	17,50	61,90	7	19,60	265,50	14	122,80	120,90	11	51,00	234,80	16	66,00	**2290,00**	**155**	**122,80**
1975	176,90	15	62,80	301,80	18	86,60	233,00	23	62,40	320,50	13	76,80	55,00	9	41,80	28,10	5	8,20	20,50	2	10,40				17,20	2	11,40	203,50	11	45,60	330,80	16	55,60	152,60	16	27,00	**1839,90**	**130**	**86,60**
1976	226,70	15	50,40	413,70	17	95,40	294,20	16	56,00	270,30	15	60,40	116,10	13	42,00							25,40	4	11,00	78,40	9	25,80	308,40	11	98,00	304,00	13	68,60	51,80	7	19,60	**2089,00**	**120**	**98,00**
1977	428,40	20	84,00	116,00	8	56,30	94,30	6	22,00	181,00	6	73,00	14,50	1	14,50										55,40	6	15,80	213,60	9	80,00	266,50	14	83,40	243,60	16	34,20	**1613,30**	**86**	**84,00**
1978	554,80	22	104,20	319,60	14	65,00	266,20	14	103,00	121,00	9	33,40	153,20	5	67,80							10,80	1	10,80	67,30	7	25,00	208,10	14	50,10	194,00	13	67,00	67,50	14	8,00	**1962,50**	**113**	**104,20**
1979	430,60	27	59,00	213,70	18	39,00	220,30	19	32,00	330,30	8	225,00	47,00	2	38,00	5,00	1	5,00	7,60	1	7,60	28,50	1	28,50	62,90	4	30,10	180,10	10	45,70	326,60	9	74,00	255,00	19	48,60	**2107,60**	**119**	**225,00**
1980	415,80	17	75,60	578,40	23	114,60	222,60	16	35,00	90,20	9	26,20	91,20	10	16,00	21,00	3	14,40	18,60	2	10,20	21,40	2	12,40	257,60	6	102,40	247,60	9	84,40	275,00	15	84,60	276,60	18	63,00	**2516,00**	**130**	**114,60**
1981	371,80	17	109,00	169,00	13	30,20	498,60	20	95,60	141,40	12	33,60	18,80	2	16,00	162,80	4	75,60	17,00	1	17,00	0,90	1	0,90	80,00	2	57,00	122,80	10	20,00	286,20	13	80,60	292,40	16	48,00	**2161,70**	**111**	**109,00**
1982	367,20	20	60,00	315,00	16	43,00	444,00	21	102,00	226,60	14	65,00	42,60	4	19,60							55,20	5	27,20	246,80	14	55,00	138,80	9	41,80	273,80	15	62,40	187,80	16	31,40	**2297,80**	**134**	**102,00**
1983	266,00	16	92,80	270,20	15	54,00	490,20	14	87,40	90,60	8	27,60	236,00	8	103,60	2,90	1	2,90	19,20	1	19,20	10,00	1	10,00	104,20	7	25,00	207,80	13	93,10	437,00	18	51,00	273,00	17	40,00	**2407,10**	**119**	**103,60**
1984	204,40	17	53,60	189,20	21	25,00	237,30	5	220,00	89,40	13	17,60	97,50	4	52,80							65,90	4	48,10	152,20	10	58,90	143,00	17	44,20	357,70	21	133,60	204,60	17	29,70	**1741,20**	**129**	**220,00**
1985	236,50	20	24,70	91,40	11	29,50	25,90	7	18,30	76,90	17	28,20	100,10	6	86,30				24,20	2	23,60	10,70	3	10,10	48,50	7	41,90				12,50	7	3,20	182,10	14	57,20	**808,80**	**94**	**86,30**
1986	381,30	28	43,10	201,40	18	71,50	296,90	25	46,80	76,50	12	20,40	179,00	11	40,60	139,40	16	28,00	2,00	1	2,00	48,70	10	8,70	189,10	15	36,00	65,80	12	25,00	181,00	12	28,00	117,00	8	28,00	**1878,10**	**168**	**71,50**
1987	209,20	13	38,00	284,80	17	30,00	503,90	15	122,80	307,40	11	132,40	131,10	6	35,00	55,80	5	31,40				8,20	3	3,20	56,80	3	48,00	170,30	15	48,90	229,60	17	64,40	306,80	18	52,00	**2263,90**	**123**	**132,40**
1988	162,30	14	42,60	336,90	22	119,60	235,20	21	43,20	163,30	15	33,00	130,60	12	45,40	18,00	4	6,00	4,60	1	4,60							25,80	3	16,10	297,20	13	56,80	517,00	23	105,20	**1890,90**	**128**	**119,60**
1989	447,40	26	51,20	346,60	22	77,60	317,90	21	75,00	200,30	15	72,40	210,80	4	142,40										44,20	4	15,20	172,40	7	79,20	214,40	8	55,60	318,40	9	62,40	**2272,40**	**116**	**142,40**
1990	345,50	23	45,40	299,40	18	70,80	220,60	12	73,20	185,60	7	88,20	268,40	9	58,20	24,20	1	24,20	90,80	4	31,60	30,60	4	16,40	156,20	6	66,20	247,60	12	39,20	129,60	12	46,20	297,70	21	42,40	**2296,20**	**129**	**88,20**
1991	186,60	17	46,60	326,00	16	67,20	237,90	17	32,40	188,80	10	96,00	37,60	6	23,20	56,00	6	27,00	5,80	2	5,00	8,60	2	7,20	113,60	8	52,40	151,20	10	29,40	161,80	12	56,80	383,60	20	67,80	**1857,50**	**126**	**96,00**
1992	319,20	23	53,20	179,90	20	45,20	277,20	21	66,40	238,60	8	123,20	13,80	3	6,80	0,60	1	0,60	17,60	2	12,40	33,40	5	11,40	231,70	12	33,50	315,20	13	70,60	306,80	13	72,40	312,90	15	75,40	**2246,90**	**136**	**123,20**
1993	218,80	13	35,20	503,70	23	130,40	252,80	15	44,60	74,60	8	11,40	29,80	3	18,30							15,20	2	7,80	110,80	5	43,80	103,30	9	27,20	232,10	10	70,20	418,90	20	56,80	**1960,00**	**108**	**130,40**
1994	227,80	17	38,20	215,40	16	69,50	203,80	14	36,00	252,40	15	36,80	115,00	8	48,20							10,40	1	10,40	98,20	6	52,40	182,90	9	43,80	243,80	11	55,80	449,10	16	86,80	**1998,80**	**113**	**86,80**
1995	286,60	11	57,40	838,00	19	147,20	403,90	17	60,20	389,80	10	129,40	141,40	7	53,40	116,60	5	50,00				26,40	1	26,40	12,40	1	12,40	110,10	8	22,80	309,00	11	55,60	663,40	21	70,60	**3297,60**	**111**	**147,20**
1996	444,30	19	51,50	459,00	12	80,60	379,00	12	60,40	117,40	3	56,40	83,00	4	34,60							28,80	3	14,20	27,40	2	15,20	174,80	10	45,20	322,40	17	105,20	278,80	17	57,80	**2314,90**	**99**	**105,20**
1997	507,30	22	62,40	474,80	17	66,20	280,60	13	50,40	194,00	9	44,20	56,20	6	20,90	89,10	4	32,40							62,80	3	25,60	138,50	6	68,60	117,90	8	49,10	310,50	14	82,50	**2231,70**	**102**	**82,50**
1998	186,20	14	40,90	374,10	18	70,10	224,20	19	37,60	247,50	11	73,80	95,60	5	35,40				7,10	1	7,10	36,90	2	26,10	36,70	2	21,30	184,20	9	51,10	216,40	11	37,30	314,20	16	80,90	**1923,10**	**108**	**80,90**
1999	217,50	14	24,70	270,80	18	34,50	489,50	19	127,80	194,70	4	60,70				1,40	1	1,40							18,40	3	6,90	219,30	10	60,80	130,30	11	25,80	259,80	12	50,00	**1801,70**	**92**	**127,80**
2000	364,80	13	81,70	326,70	20	50,20	318,50	19	44,10	109,30	7	53,60	22,20	4	10,20				19,50	2	10,30	11,90	2	8,90	79,30	4	45,90	173,90	10	46,40	247,30	18	36,80	301,60	13	80,40	**1975,00**	**112**	**81,70**
2001	347,50	17	48,10	406,10	20	61,20	317,70	21	50,90	100,20	8	33,40	75,20	6	20,50	29,20	3	20,90				20,10	1	20,10	63,80	4	35,50	192,80	11	45,70	351,80	16	70,90	620,20	27	85,70	**2524,60**	**134**	**85,70**
2002	343,70	15	90,20	414,70	19	99,50	134,60	13	21,60	80,20	7	24,70	111,00	7	37,50							16,00	2	15,30	19,10	3	10,50	157,70	11	40,70	180,30	12	57,40	263,70	17	45,10	**1721,00**	**106**	**99,50**
2003	439,60	24	77,80	168,20	17	28,20	195,90	19	28,80	263,80	10	81,10	188,80	4	87,60	0,60	1	0,60							75,10	8	19,60	122,10	10	41,10	206,10	12	40,40	163,30	13	50,10	**1823,50**	**118**	**87,60**
2004	366,00	22	71,90	435,80	19	97,50	128,20	7	49,70	171,10	10	44,70	65,50	8	22,30	20,50	3	9,20	63,00	4	34,90				15,40	3	8,70	140,60	10	44,40	244,90	13	79,50	176,40	14	65,30	**1827,40**	**113**	**97,50**
2005	397,00	23	64,50	194,90	11	50,30	230,80	18	62,90	155,80	9	56,70	19,20	1	19,20				16,70	3	8,40	1,30	1	1,30	49,50	6	19,60	192,30	9	62,10	233,30	13	68,30	542,90	19	112,50	**2033,70**	**113**	**112,50**
2006	374,30	14	100,20	438,80	18	73,70	317,80	16	94,20	420,20	12	85,70	25,00	1	25,00	2,30	2	1,20	15,80	1	15,80	3,60	1	3,60	153,30	7	71,90	360,40	16	56,10	268,90	11	46,30	528,50	18	82,70	**2908,90**	**117**	**100,20**
2007	737,90	21	70,80	585,60	20	66,90	260,90	8	53,50	326,10	5	130,20	107,90	2	83,80				13,20	2	8,40				7,80	1	7,80	141,40	7	42,20	460,70	12	81,30	517,90	16	82,90	**3159,40**	**94**	**130,20**
2008	576,60	23	52,70	318,90	16	41,90	1095,40	28	120,10	849,30	18	92,70	158,90	6	40,80										28,00	4	18,20	57,80	9	19,60	238,20	12	118,00	317,20	23	37,60	**3640,30**	**139**	**120,10**
2009	225,60	13	62,40	292,20	19	48,80	256,40	16	75,80	277,80	14	77,80	97,20	2	91,10	42,60	1	42,60				56,80	3	26,60				153,30	9	82,70	160,90	15	35,60	768,30	22	92,30	**2331,10**	**114**	**92,30**
2010	501,40	25	61,00	324,40	11	60,90	270,60	7	102,30	78,90	3	42,50	95,10	2	84,70													75,50	4	32,70	529,90	13	132,90	326,80	14	62,90	**2202,60**	**79**	**132,90**
2011	1053,20	25	110,80	627,80	24	91,60	933,80	26	101,70	386,70	8	201,90	42,70	1	42,70							38,50	1	38,50	41,80	1	41,80	433,90	9	98,50	96,70	2	86,10	527,00	13	78,70	**4182,10**	**110**	**201,90**
2012	943,90	27	69,60	320,30	9	59,30	550,10	15	116,80	388,50	14	53,90	426,30	12	80,10	170,50	3	91,60							74,80	2	58,60	185,10	5	68,70	796,80	20	110,30	131,20	22	37,20	**3987,50**	**129**	**116,80**
2013	781,30	23	109,70	379,60	15	61,90	840,60	19	126,90	223,70	10	44,40	65,10	2	37,90	102,10	4	42,80	15,20	1	15,20							305,80	17	42,50	480,70	16	78,30	790,20	22	83,10	**3984,30**	**129**	**126,90**
2014	767,20	27	65,80	742,40	23	62,90	704,40	24	62,90	1129,40	21	225,90	78,30	2	42,70	98,50	3	60,40				20,00	1	20,00	281,30	8	86,90	235,60	6	52,50	406,70	12	62,70	1109,30	23	81,90	**5573,10**	**150**	**225,90**
2015	641,60	14	70,80	765,60	20	62,40	1051,30	28	76,60	606,80	14	106,40	250,30	8	55,60				3,60	2	3,40							420,40	11	74,80	651,50	16	68,70	250,10	5	81,20	**4641,20**	**118**	**106,40**
2016	832,00	20	98,40	824,70	19	81,90	940,80	23	69,20	64,30	2	32,80										155,90	3	82,50	51,20	8	35,40	172,80	16	43,40	689,80	14	91,60	289,80	9	49,90	**4021,30**	**114**	**98,40**
Média	**412,65**	**19**	**66,95**	**364,08**	**18**	**66,57**	**365,78**	**17**	**69,42**	**238,69**	**11**	**68,72**	**104,08**	**6**	**46,31**	**47,86**	**4**	**24,24**	**16,63**	**2**	**10,67**	**28,52**	**3**	**17,83**	**85,82**	**6**	**35,71**	**191,95**	**10**	**55,81**	**285,96**	**13**	**65,78**	**337,28**	**17**	**59,96**	**2392,01**	**119**	**114,27**

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - CHAPADA DOS GUIMARÃES E UHE MANSO MONTANTE

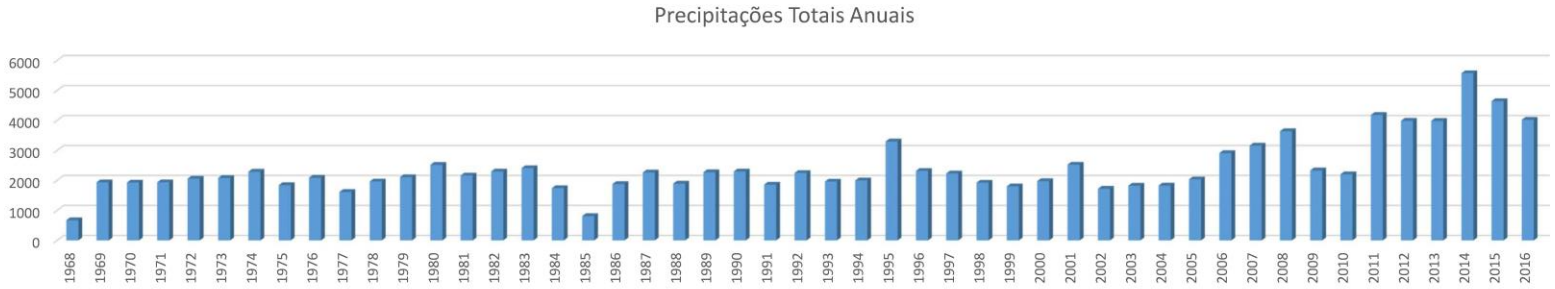
Dados	737,9	28	140	838	23	147,2	1095,4	28	220	849,3	22	225	268,4	13	142,4	162,8	16	75,6	90,8	5	34,9	65,9	10	48,1	257,6	15	102,4	360,4	17	124	529,9	21	133,6	768,3	27	112,5			
	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.	Precipit.	D. Chuvas	Ch. Máx.
Meses	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total		

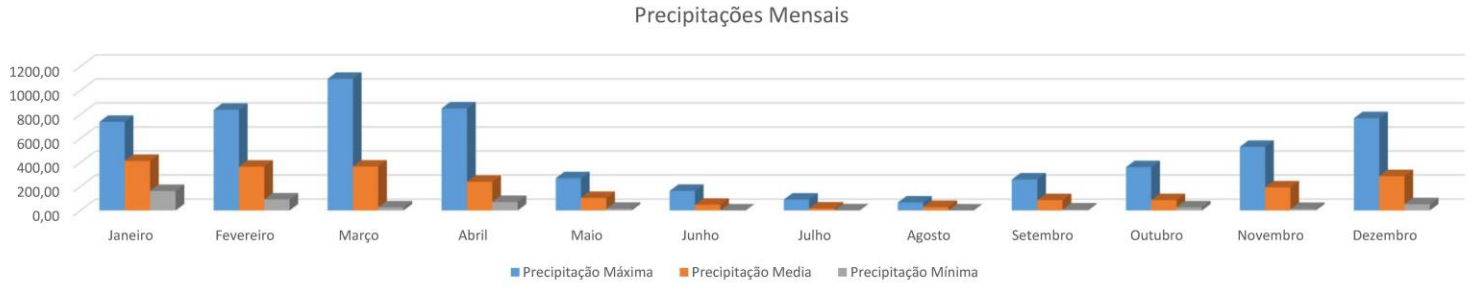
Fonte: SIH/ANA - Sistema de informação Hidrológicas (HIDRO - versão web: http://hidroweb.ana.gov.br).

PERÍODO DE OBSERVAÇÃO: 01/07/1968 até 01/12/2016
NORMAIS MENSAIS
POSTO : **CHAPADA DOS GUIMARÃES E UHE MANSO MONTANTE**

PRECIPITAÇÕES E DIAS DE CHUVAS

Meses	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Total
Prec. máx. mensal	737,90	838,00	1095,40	849,30	268,40	162,80	90,80	65,90	257,60	360,40	529,90	768,30	**6024,70**
Prec. med. mensal	412,65	364,08	365,78	238,69	104,08	47,86	16,63	28,52	85,82	85,82	191,95	285,96	**2227,84**
Prec. min. mensal	162,30	91,40	25,90	71,00	13,80	0,60	0,90	0,50	7,80	25,80	12,50	51,80	**464,30**
D. Chuva máx. mensal	28	23	28	22	13	16	5	10	15	17	21	27	**225,00**
D. Chuva. med. mensal	19	18	17	11	6	4	2	3	6	10	13	17	**126,00**
D. Chuva. min. mensal	11	8	5	3	1	1	1	1	1	3	7	7	**49,00**





4.2.3. Estudo da Chuva de Projeto

a. Determinação dos Valores Característicos da Chuva de Projeto

Com as informações dos postos escolhidos, é possível determinar as alturas as precipitações e a intensidade de chuva com duração de um dia, em diferentes tempos de recorrência, tomando como base métodos estatísticos como o método Racional, método Hidrogramas e outro. Para o dimensionamento, utiliza-se as maiores alturas de chuvas de cada ano para montar a série de máximas anuais para a estação considerada.

						Eventos	49
Estação:	CHAPADA DOS GUIMARÃES E UHE MANSO MONTANTE			UF:	MT	SOMA	5.599,70
Código:	1555001 e 1455004			Isozonas:	F	MÉDIA	114,279
						DESVIO	37,357
N	**Ano**	**Chuva máx**	**Chuva máx. Orden.**	**Ch-Ch.med**	**(Ch-Ch.med)²**	**F=n/(m+1)%**	**Tr=1/F**
1	1968	49,0	225,9	111,621	12.459,248	2,00	50,00
2	1969	85,0	225	110,721	12.259,140	4,00	25,00
3	1970	84,6	220	105,721	11.176,930	6,00	16,66
4	1971	124,0	201,9	87,621	7.677,440	8,00	12,50
5	1972	110,4	147,2	32,921	1.083,792	10,00	10,00
6	1973	140,0	142,4	28,121	790,791	12,00	8,33
7	1974	122,8	140	25,721	661,570	14,00	7,14
8	1975	86,6	132,9	18,621	346,742	16,00	6,25
9	1976	98,0	132,4	18,121	328,371	18,00	5,55
10	1977	84,0	130,4	16,121	259,887	20,00	5,00
11	1978	104,2	130,2	15,921	253,478	22,00	4,54
12	1979	225,0	127,8	13,521	182,817	24,00	4,16
13	1980	114,6	126,9	12,621	159,290	26,00	3,84
14	1981	109,0	124	9,721	94,498	28,00	3,57
15	1982	102,0	123,2	8,921	79,584	30,00	3,33
16	1983	103,6	122,8	8,521	72,607	32,00	3,12
17	1984	220,0	120,1	5,821	33,884	34,00	2,94
18	1985	86,3	119,6	5,321	28,313	36,00	2,77
19	1986	71,5	116,8	2,521	6,355	38,00	2,63
20	1987	132,4	114,6	0,321	0,103	40,00	2,50
21	1988	119,6	112,5	-1,779	3,165	42,00	2,38
22	1989	142,4	110,4	-3,879	15,047	44,00	2,27
23	1990	88,2	109	-5,279	27,868	46,00	2,17
24	1991	96,0	106,4	-7,879	62,079	48,00	2,08
25	1992	123,2	105,2	-9,079	82,428	50,00	2,00
26	1993	130,4	104,2	-10,079	101,586	52,00	1,92
27	1994	86,8	103,6	-10,679	114,041	54,00	1,85
28	1995	147,2	102	-12,279	150,774	56,00	1,78
29	1996	105,2	100,2	-14,079	198,218	58,00	1,72
30	1997	82,5	99,5	-14,779	218,419	60,00	1,66
31	1998	80,9	98,4	-15,879	252,143	62,00	1,61
32	1999	127,8	98	-16,279	265,006	64,00	1,56
33	2000	81,7	97,5	-16,779	281,535	66,00	1,51
34	2001	85,7	96	-18,279	334,122	68,00	1,47
35	2002	99,5	92,3	-21,979	483,076	70,00	1,42
36	2003	87,6	88,2	-26,079	680,114	72,00	1,38
37	2004	97,5	87,6	-26,679	711,769	74,00	1,35
38	2005	112,5	86,8	-27,479	755,095	76,00	1,31
39	2006	100,2	86,6	-27,679	766,127	78,00	1,28
40	2007	130,2	86,3	-27,979	782,824	80,00	1,25
41	2008	120,1	85,7	-28,579	816,759	82,00	1,21
42	2009	92,3	85	-29,279	857,260	84,00	1,19
43	2010	132,9	84,6	-29,679	880,843	86,00	1,16
44	2011	201,9	84	-30,279	916,818	88,00	1,13
45	2012	116,8	82,5	-31,779	1.009,905	90,00	1,11
46	2013	126,9	81,7	-32,579	1.061,391	92,00	1,08
47	2014	225,9	80,9	-33,379	1.114,158	94,00	1,06
48	2015	106,4	71,5	-42,779	1.830,043	96,00	1,04
49	2016	98,4	49	-65,279	4.261,348	98,00	1,02

VALORES DE " K " CALCULADOS SEGUNDO A LEI DE GUMBEL						
Nº de Eventos Considerados	TR - Tempo de Recorrência em anos					
	5	10	15	25	50	100
10	1,058	1,848	2,289	2,847	3,588	4,323
11	1,034	1,809	2,242	2,789	3,516	4,238
12	1,013	1,777	2,202	2,741	3,456	4,166
13	0,996	1,748	2,168	2,699	3,405	4,105
14	0,981	1,724	2,138	2,663	3,360	4,052
15	0,967	1,703	2,112	2,632	3,321	4,005
16	0,955	1,682	2,087	2,601	3,283	3,959
17	0,943	1,664	2,066	2,575	3,250	3,921
18	0,934	1,649	2,047	2,552	3,223	3,888
19	0,926	1,636	2,032	2,533	3,199	3,860
20	0,919	1,625	2,018	2,517	3,179	3,836
21	0,911	1,613	2,004	2,500	3,157	3,810
22	0,905	1,603	1,992	2,484	3,138	3,787
23	0,899	1,593	1,980	2,470	3,121	3,766
24	0,893	1,584	1,969	2,457	3,104	3,747
25	0,888	1,575	1,958	2,444	3,088	3,729
26	0,883	1,566	1,949	2,432	3,074	3,711
27	0,879	1,560	1,941	2,422	3,061	3,696
28	0,874	1,553	1,932	2,412	3,048	3,681
29	0,870	1,547	1,924	2,402	3,037	3,667
30	0,866	1,541	1,917	2,393	3,026	3,653
31	0,863	1,535	1,910	2,385	3,015	3,641
32	0,860	1,530	1,904	2,377	3,005	3,629
33	0,856	1,525	1,897	2,369	2,996	3,618
34	0,853	1,520	1,892	2,362	2,987	3,609
35	0,851	1,516	1,886	2,354	2,977	3,598
36	0,848	1,511	1,881	2,349	2,971	3,588
37	0,845	1,507	1,876	2,344	2,963	3,579
38	0,843	1,503	1,871	2,338	2,957	3,571
39	0,840	1,499	1,867	2,331	2,950	3,563
40	0,838	1,495	1,862	2,326	2,943	3,554
41	0,836	1,492	1,856	2,321	2,936	3,547
42	0,834	1,489	1,854	2,316	2,930	3,539
43	0,832	1,485	1,850	2,311	2,924	3,532
44	0,830	1,482	1,846	2,307	2,919	3,526
45	0,828	1,478	1,842	2,303	2,913	3,519
46	0,826	1,476	1,839	2,298	2,908	3,513
47	0,824	1,474	1,836	2,294	2,903	3,507
48	0,823	1,471	1,832	2,290	2,898	3,501
49	0,821	1,469	1,830	2,287	2,894	3,498
50	0,820	1,466	1,827	2,283	2,889	3,490
51	0,818	1,464	1,824	2,280	2,885	3,486
52	0,817	1,462	1,821	2,276	2,881	3,481
53	0,815	1,459	1,818	2,273	2,875	3,474
54	0,814	1,457	1,816	2,270	2,873	3,471
55	0,813	1,455	1,813	2,267	2,869	3,467
56	0,812	1,453	1,811	2,264	2,865	3,462
57	0,810	1,451	1,809	2,261	2,862	3,458
58	0,809	1,449	1,806	2,258	2,858	3,454
59	0,808	1,448	1,804	2,256	2,855	3,450
60	0,807	1,446	1,802	2,253	2,852	3,446

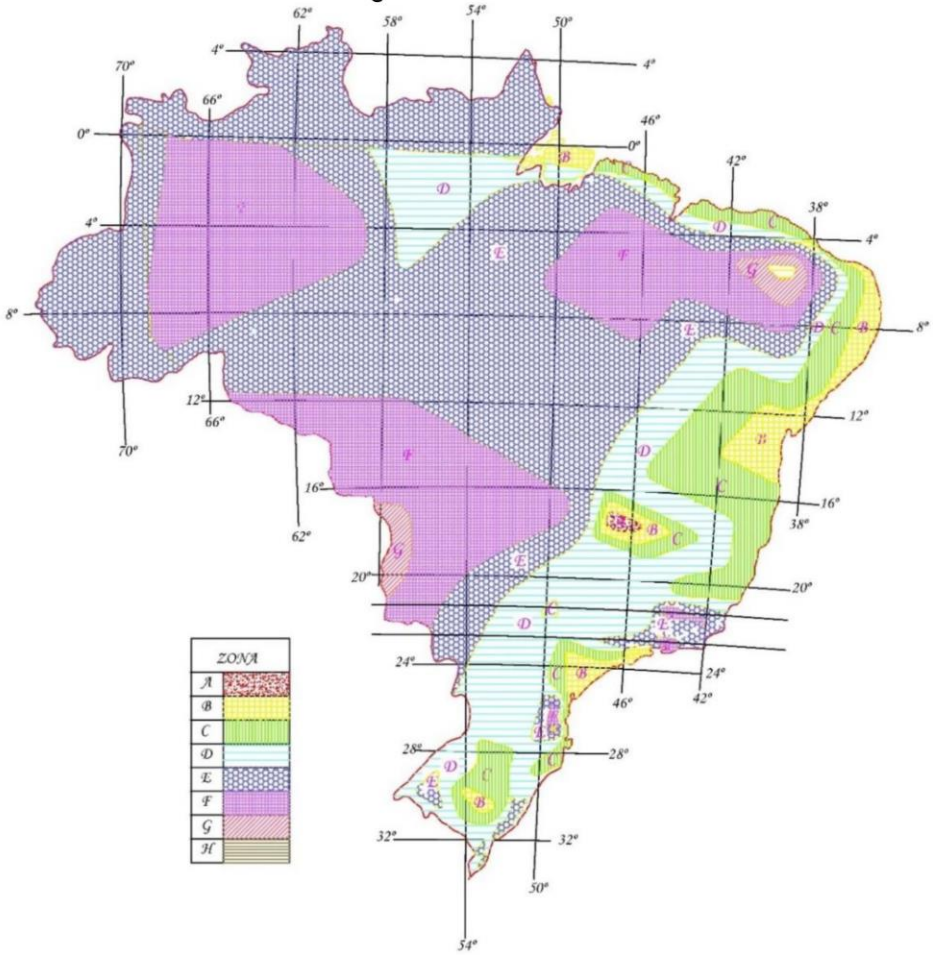
Fonte: M. D. REID , 8 de Nov de 1942

b. Determinação da Curva de Intensidade

O Engº José Jaime Taborga Torrico, desenvolveu um método alternativo para chuvas intensas de curta duração, em locais onde não há postos pluviométricos e pluviográficos, nas proximidades da bacia estudada. Com os dados dos estudos estatísticos do método de Gumbel, e utilizando o método das Isozonas do Eng.º J.J.T. Torrico é possível deduzir a altura de precipitação para tempos de concentração menores que 24 horas.

A partir do estudo estatístico do método de Gumbel, calcula-se para a estação em estudo, as chuvas de um dia, nos tempos de recorrência previstos, conforme a metodologia do Eng. Torrico, estas chuvas de um dia, são convertidas em chuvas de 24horas, multiplicando-se pelo coeficiente de 1,10, que é a relação de 24 horas / 1 dia. Em seguida determina-se no mapa das Isozonas qual a zona que corresponde ao local de estudo (Figura 6).

Figura 6 - Isozonas



Fonte: "Práticas Hidrológicas" do Eng.º J.J.T. Torrico

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO												
TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS												
ZONA	1 Hora / 24 horas chuva										6min 24h	Chuva
	5	10	15	20	25	30	50	100	1.000	10.000	5-50	100
A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,3	35,0	34,7	33,6	32,5	7,0	6,3
B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,8	38,4	37,2	36,0	9,8	8,8
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,9	12,4
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,8	48,6	48,3	47,8	46,3	44,8	16,7	14,9

Com a isozona determinada, é extraído da tabela as porcentagens que correspondem as relações de 6 minutos e 1 hora, assim o cálculo das alturas de chuva com porcentagens, para cada tempo de recorrência previsto, temos:

Valores de K (GUMBEL)					
Tr -Tempo de Recorrência em anos					
5	10	15	25	50	100
0,821	1,469	1,830	2,287	2,894	3,498

*de acordo com o método para converter a chuva de 1 dia para 24h mult. o coef por 1,10

		K	Desvio						
Tr - 5 Anos		114,279 + (0,821 x 37,357)		=	144,94	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 144,94	=	159,43	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,460	x 159,43	=	73,34	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,139	x 159,43	=	22,16	mm		Max.	0,1h
Tr - 10 Anos		114,279 + (1,469 x 37,357)		=	169,15	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 169,15	=	186,07	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,455	x 186,07	=	84,66	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,139	x 186,07	=	25,86	mm		Max.	0,1h
Tr - 15 Anos		114,279 + (1,83 x 37,357)		=	182,64	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 182,64	=	200,90	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,453	x 200,90	=	91,01	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,139	x 200,90	=	27,93	mm		Max.	0,1h
Tr - 25 Anos		114,279 + (2,287 x 37,357)		=	199,71	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 199,71	=	219,68	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,449	x 219,68	=	98,64	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,139	x 219,68	=	30,54	mm		Max.	0,1h
Tr - 50 Anos		114,279 + (2,894 x 37,357)		=	222,39	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 222,39	=	244,63	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,445	x 244,63	=	108,86	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,139	x 244,63	=	34,00	mm		Max.	0,1h
Tr - 100 Anos		114,279 + (3,498 x 37,357)		=	244,95	mm		Max.	1 dia
		1,100	x 244,95	=	269,45	mm		Max.	24 h
Isozonas de	1h / 24h	0,441	x 269,45	=	118,83	mm		Max.	1 h
igual relação	6min	0,124	x 269,45	=	33,41	mm		Max.	0,1h

Determinado as alturas de precipitação para as durações de 24 horas, 1 hora e 6 minutos, em cada tempo de recorrência considerado, é traçado no papel de probabilidade de Hershfield e Wilson, os pontos que fornecem as alturas de precipitação em função do tempo de recorrência, ligando esses pontos obtemos as alturas de precipitação para qualquer duração de tempo entre 6 minutos e 24 horas, conforme observado a seguir:

Alturas da precipitação						
Duração (min)	Tempo de recorrência					
	TR = 5 anos	TR = 10 anos	TR = 15 anos	TR = 25 anos	TR = 50 anos	TR = 100 anos
6	22,16	25,86	27,93	30,54	34,00	33,41
10	32,57	37,82	40,75	44,38	49,22	50,78
19	46,40	53,71	57,80	62,79	69,46	73,86
20	47,54	55,02	59,21	64,31	71,13	75,77
30	56,76	65,61	70,57	76,57	84,60	91,15
40	63,50	73,35	78,88	85,54	94,47	102,40
50	68,84	79,50	85,47	92,66	102,29	111,32
60	73,34	84,66	91,01	98,64	108,86	118,83
120	88,23	102,19	110,01	119,57	132,34	144,87
240	105,28	122,28	131,78	143,55	159,24	174,71
360	116,27	135,22	145,81	158,99	176,56	193,93
480	124,51	144,93	156,33	170,58	189,56	208,35
600	131,16	152,77	164,82	179,93	200,05	219,99
720	136,77	159,37	171,97	187,81	208,88	229,79
840	141,62	165,08	178,16	194,63	216,54	238,28
960	145,91	170,14	183,64	200,67	223,30	245,79
1080	149,76	174,67	188,56	206,08	229,38	252,52
1200	153,26	178,79	193,02	211,00	234,89	258,65
1320	156,47	182,57	197,12	215,51	239,95	264,26
1440	159,43	186,07	200,90	219,68	244,63	269,45

c. Determinação da Curva: Intensidade de Precipitação x Duração x Tempo de Recorrência.

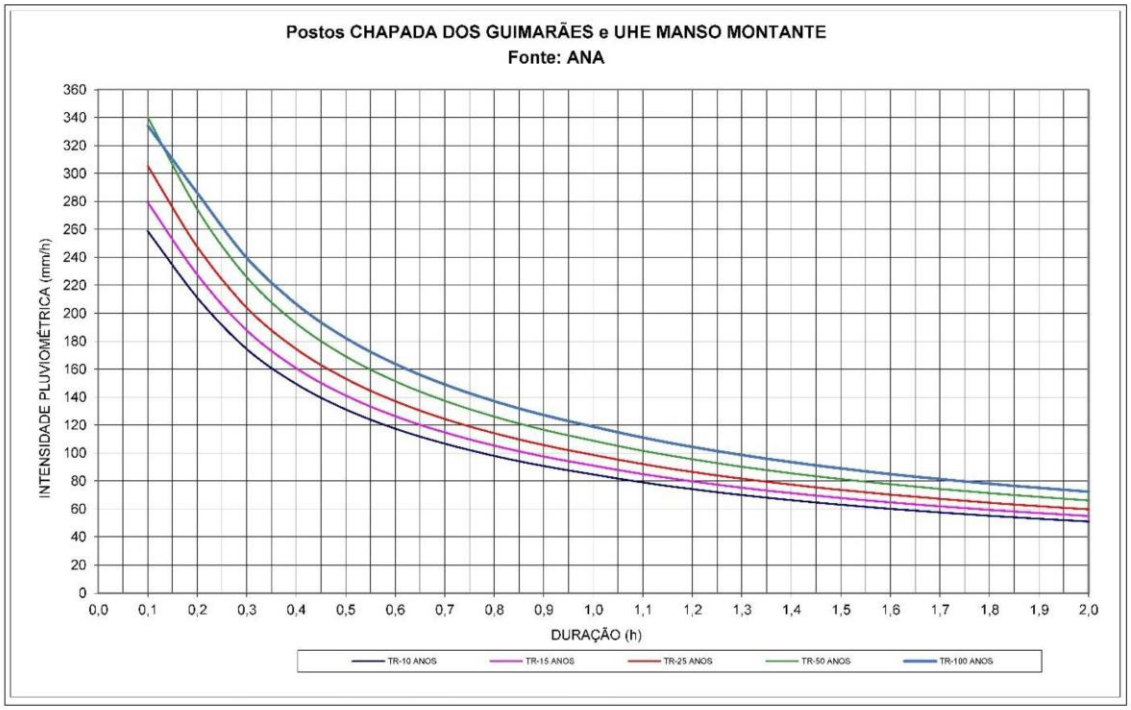
Com os valores das precipitações para durações de tempo ente 6 minutos a 24 horas, é possível calcular as intensidades dessas precipitações por meio da equação:

$i = \frac{P}{t}$, onde:

- i = Intensidade da precipitação, em mm/h;
- P = Altura da precipitação, em mm;
- t = Tempo de duração, em horas.

Deste modo o valor das intensidades e o gráfico da relação intensidade com a duração e o tempo de recorrência, podem ser observados a seguir.

Quadro de Intensidade						
Tempo		TR - anos				
		10	15	25	50	100
min	(hs)	I (mm/h)				
6	0,10	258,63	279,26	305,36	340,03	334,11
12	0,20	211,17	227,45	247,48	274,23	285,96
18	0,30	174,44	187,75	203,98	225,68	239,55
24	0,40	149,33	160,66	174,42	192,81	206,54
30	0,50	131,22	141,14	153,14	169,21	182,30
36	0,60	117,49	126,35	137,05	151,38	163,74
42	0,70	106,69	114,73	124,41	137,38	149,05
48	0,80	97,95	105,32	114,18	126,05	137,10
54	0,90	90,71	97,52	105,71	116,69	127,16
60	1,00	84,66	91,01	98,64	108,86	118,83
66	1,10	79,02	84,96	92,12	101,71	111,07
72	1,20	74,19	79,78	86,54	95,59	104,42
78	1,30	70,00	75,29	81,69	90,26	98,64
84	1,40	66,32	71,35	77,44	85,59	93,57
90	1,50	63,07	67,86	73,67	81,45	89,07
96	1,60	60,17	64,74	70,31	77,75	85,04
102	1,70	57,56	61,95	67,29	74,43	81,42
108	1,80	55,20	59,41	64,55	71,42	78,15
114	1,90	53,06	57,11	62,06	68,67	75,16
120	2,00	51,10	55,01	59,78	66,17	72,43



4.2.4. Determinação das Descargas de Projeto

4.2.4.1. Definição dos Tempos de Recorrência

O tempo de recorrência é o intervalo médio em anos em que pode ocorrer ou ser superado um dado evento. Para a definição do tempo de recorrência a ser utilizado nos projetos depende de uma análise econômica, da segurança da obra, a classe da rodovia e danos às propriedades vizinhas.

De modo a facilitar a utilização do tempo de recorrência para cada dispositivo de drenagem, está apresentado abaixo as recomendações dos órgãos rodoviários:

1. DNIT

- Drenagem superficial - 5 anos a 10 anos;
- Drenagem profunda - 1 ano;
- Drenagem grota, Bueiros tubulares - 10 e 25 anos (como orifício);
- Drenagem grota, Bueiros celulares - 25 anos (como canal) e 50 anos (como orifício);
- Pontilhão - 50 anos;
- Ponte - 100 anos.

2. SINFRA-MT

- Drenagem grota, Bueiros tubulares - 15 anos (como canal) e 25 anos (como orifício);
- Drenagem grota, Bueiros celulares - 25 anos (como canal) e 50 anos (como orifício);
- Pontes – 100 anos com borda livre de 1,00m e 200 anos sem atingir a viga;

Para o presente relatório será adotado as recomendações apresentadas pelo DNIT.

4.2.4.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração é o tempo necessário para que toda a bacia contribua para a vazão na seção estudada. Existem várias fórmulas para determinação desses tempos. O DNER recomenda que o projetista escolha a fórmula do tempo de concentração tendo em vista:

- A mais compatível com a bacia;
- A mais adaptável a região de interesse da rodovia;
- A que contenha o maior número de elementos físicos: declividade de talvegue, natureza do solo, recobrimento vegetal etc.;
- A distinção entre áreas rurais e urbanas.

a) Método de Kirpich

A fórmula para a determinação do tempo de concentração deste método é indicada para os métodos: Racional com coeficiente de deflúvio dos Eng. Baptista Gariglio e José Paulo Ferrai, para bacias com áreas menores que 4km². Método Racional com Coeficiente de Retardo, para bacias com áreas entre 4km² até 10km² e o método do Hidrograma triangular sintético para áreas maiores que 10km².

$$T_c = \left(\frac{0{,}294 \times L}{\sqrt{i}}\right)^{0{,}77}$$

Onde:

T_c – Tempo de concentração, em h;

L – Extensão do talvegue principal, em km;

I – Declividade efetiva do talvegue em %.

$$i = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \cdots + \frac{L_n}{\sqrt{i_n}}}\right]^2$$

Onde:

L – Comprimento total do talvegue em km;

$L_1, L_2, \ldots, L_n$ – Comprimentos parciais do Talvegue em km;

$i_1, i_2, \ldots, i_n$ – Declividade parciais em m/m

4.2.4.3. Coeficiente de Escoamento ou Coeficiente de Deflúvio ou Coeficiente "Run-off"

Este coeficiente é a relação entre o volume de água escoado superficialmente e o volume precipitado, isto significa, que uma parcela da chuva precipitada sobre a superfície da bacia tem uma parte de seu volume retido seja nas depressões do terreno, ou pela vegetação, ou na utilização na agricultura, ou para o consumo humana ou pela infiltração no solo.

Há diversas tabelas para diferentes métodos para a determinação do coeficiente de deflúvio. A seguir está apresentado algumas tabelas de acordo com o método de cálculo de vazão e da área da bacia.

a) Método do Hidrograma Triangular Sintético (área > 10km²)

Para áreas de bacia maiores que 10 km², é necessária uma análise mais aprofundada do tipo de solo, da sua utilização e das condições de superfícies, conforme quadros abaixo:

Quadro 1 - Definição do solo hidrológico

TIPO DE SOLO	CARACTERÍSTICAS
Tipo A	Baixo potencial de escoamento superficial e, portanto, alto coeficiente de permeabilidade, mesmo quando totalmente encharcado. Camadas profundas com pouca argila ou silte e mais areia e pedregulho limpo, com textura de boa drenagem. Coeficiente de permeabilidade aproximadamente igual a 10^{-1}.
Tipo B	Coeficiente de infiltração moderado quando totalmente encharcado. Inclui solos arenosos em camadas menos profundas que os do Tipo A, condições de drenagens médias, textura moderadamente fina e granular. Coeficiente de permeabilidade entre 10^{-1} a 10^{-3}.
Tipo C	Baixo coeficiente de infiltração quando totalmente encharcado composto por camadas com grande percentagem de argila e silte. Coeficiente de permeabilidade variando entre 10^{-1} a 10^{-5}.
Tipo D	Alto potencial de escoamento superficial e, conseqüentemente, baixo coeficiente de infiltração quando encharcado. É constituído por camadas de argila próximas à superfície e por solos superficiais sobre horizontes impermeáveis (rochosos). Coeficiente de permeabilidade compreendido entre 10^{-5} a 10^{-7}.

Fonte: "Drenagem de Rodovias. Jabôr, Marcos A.(2015)

Quadro 2 - Utilização do Solo - Número de Deflúvio - CN

UTILIZAÇÃO DA TERRA	CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE	TIPOS DE SOLO			
		A	B	C	D
Terrenos Cultivados	Sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Fileiras retas	70	80	87	90
Plantações Regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	73	79	82
	Fileiras retas	64	76	84	88
Cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Fileiras retas	62	75	83	87
Legumes ou Campos Cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado emível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	84
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos Permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras	Normais	59	74	82	86
Estradas de terra	Más	72	82	87	89
	De superficie duro	74	84	90	92

Fonte: “Drenagem de Rodovias. Jabôr, Marcos A.(2015)

O método anterior é o recomendado pelo DNIT, porém a sua aplicação requer um tempo maior para elaboração do projeto, pois é necessária uma pesquisa ampla para cada bacia em toda sua área, com a realização de sondagens com coleta de materiais, com objetivo de caracterizar os tipos de solo e possibilitar a execução de ensaios, assim é necessário um aumento significativo dos custos e prazos da obra. Tendo em vista essa complexidade, o Eng. Marcos Augusto Jabôr, apresenta uma sugestão para o cálculo de CN.

$$CN = CN_1 \times CN_2 \times CN_3$$

A < 30 km²	
i (%)	CN_1
< 0,5	68
1,0	70
1,5	72
2,0	74
3,0	76
4,0	78
5,0	80
6,0	82
7,0	84
8,0	86
9,0	88

>10,0	90
30 km² < A < 60 km²	
i (%)	CN_1
0,25	62
0,50	64
0,75	66
1,0	68
1,5	71
2,0	77
3,0	81
4,0	84
5,0	88
> 6,0	90

A > 60 km²	
i (%)	CN_1
< 0,125	56
0,25	58
0,5	60
1,0	65
1,5	70
2,0	80
3,0	85
> 4,0	90

Onde:

i – declividade efetiva do talvegue em %

A – área da bacia em km²

CN_2	
Região Montanhosa c/ Rocha	1,1
Região Montanhosa	1,0
Região Ondulada	0,9
Região Plana	0,8

Precipitação (mm)	CN_3
> 177,8	0,6
177,8	0,7
152,4	0,8
127,0	0,9
101,6	1,0
76,2	1,1
50,8	1,2
25,4	1,3
<25,4	1,4

4.2.4.4. Cálculo das Vazões de Projeto

A metodologia de cálculo das vazões máximas prováveis, depende da área da bacia a ser estudada, abaixo é apresentado as metodologias adotadas para diferentes áreas de bacia.

a) Hidrograma triangular sintético - Área > 10km²

Para bacias com áreas superiores a 10,0 km² utiliza-se o Método do Hidrógrafo Unitário Triangular, desenvolvido pelo "U.S.Soil Conservation Service". A equação

para o cálculo das vazões apresentada pelo método é:

$$Q_p = \frac{K \times A \times qm}{T_p}$$

Onde: Q_p – vazão de pico em m³/s;

K – Constante empírica de 0,20836;

A – Área da bacia em km²;

T_p – Tempo de pico do hidrograma, sendo: $T_p = \sqrt{T_c} + 0{,}6 \times T_c$;

Tc – tempo de concentração de Kirpich - $T_c = \left(\frac{0{,}294 \times L}{\sqrt{i}}\right)^{0{,}77}$;

i – declividade do talvegue (%);

L – comprimento do talvegue (km);

qm – é retirado da equação do "Soil Conservation Service".

$$qm = \frac{(P - 5{,}08 \times S)^2}{P + 20{,}32 \times S}$$

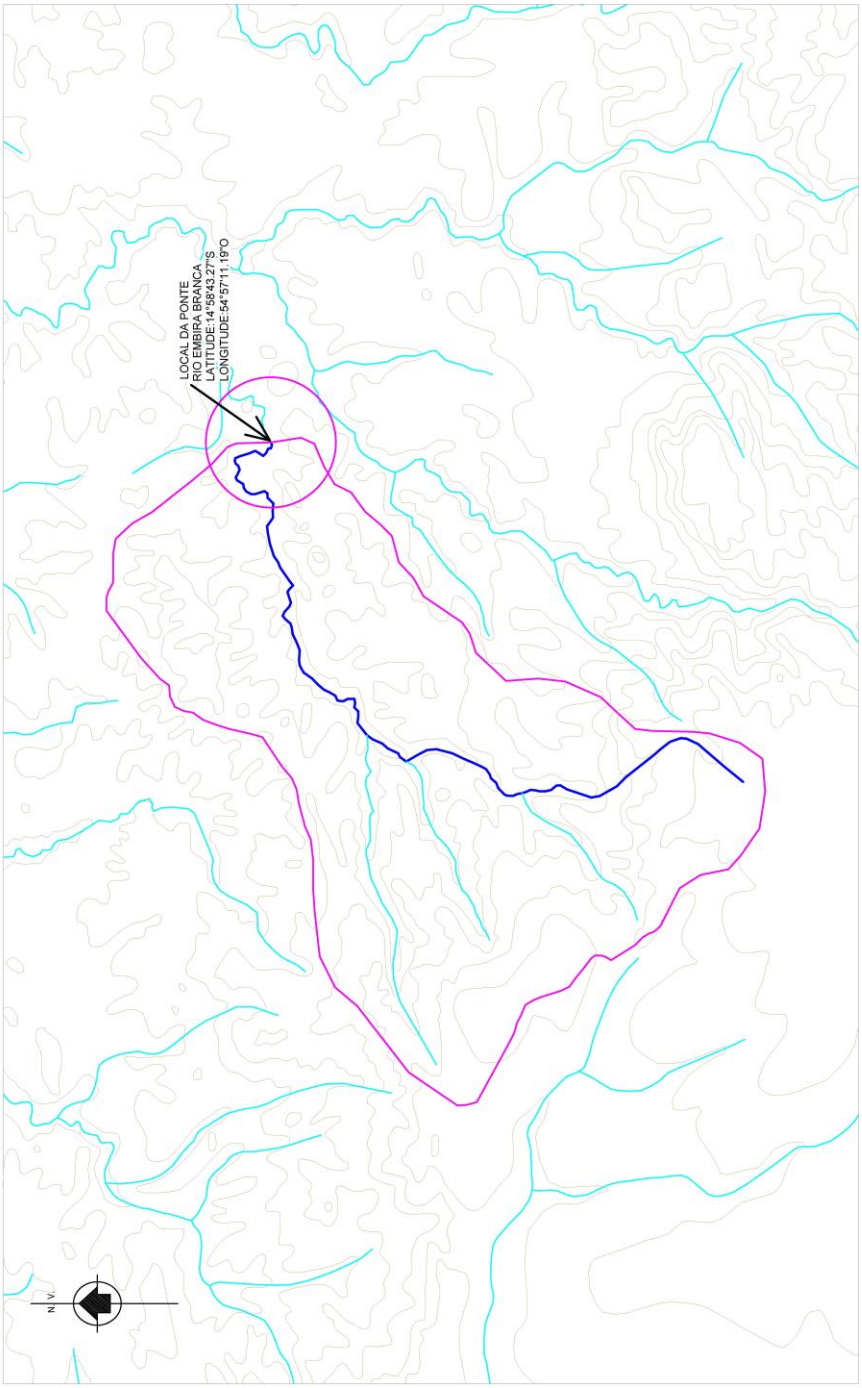
Onde: S – é obtido pela equação: $S = \frac{1000}{CN} - 10$;

P – altura acumulada da precipitação (mm);

CN – curva correspondente ao complexo solo/vegetação.

4.2.5. Apresentação da bacia hidrográfica

A seguir é apresentado o projeto da bacia em estudo, sendo apresentados os dados relativos às características físicas e geométricas das bacias.



ESCALA 1:40

CURSO D'ÁGUA: RIO EMBIRA BRANCA

ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO: 19,191 km²

COMPRIMENTO DO TALVEGUE: 8,490 km

DECLIVIDADE: 0,02050 m/m

COORDENADAS: 14°58'43.27"S / 54°57'11.19"O

ESTADO DE MATO GROSSO

PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

RODOVIA: Municipal

TRECHO:Nova Brasilândia - Comunidade São João Batista

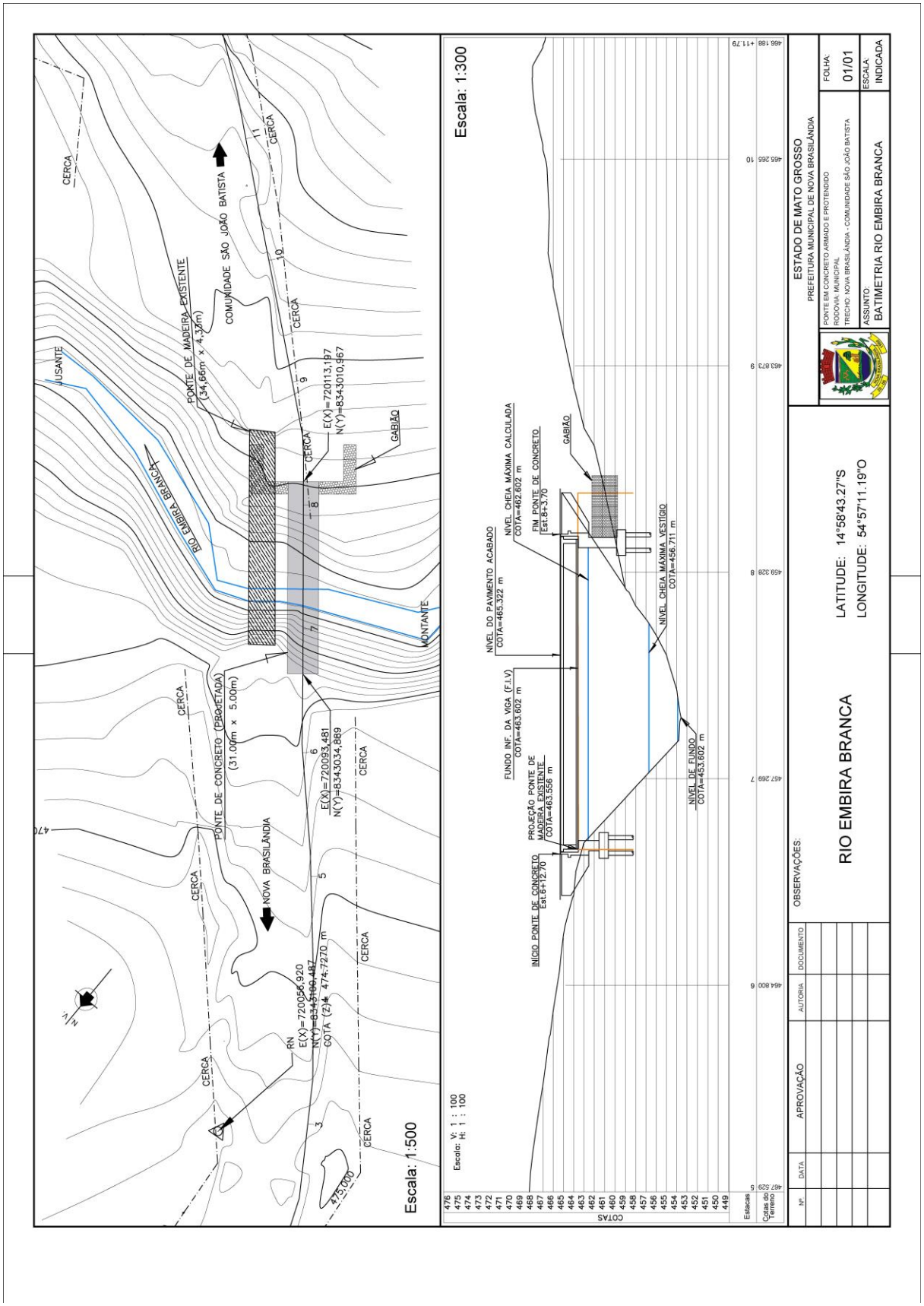
ASSUNTO: BACIA RIO EMBIRA BRANCA

FOLHA: Única

ESCALA: INDICADA

4.2.6. Apresentação da Batimetria

A seguir é apresentada a planta topográfica e a seção batimétrica, contendo informações das características topográficas do local deste estudo e da locação da ponte projetada sobre o Embira Branca em um tempo de recorrência de 100 anos.


Escala: 1:500
Escala: 1:300
ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO
RODOVIA MUNICIPAL
TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: BATIMETRIA RIO EMBIRA BRANCA
FOLHA: 01/01
ESCALA: INDICADA
LATITUDE: 14°58'43.27"S
LONGITUDE: 54°57'11.19"O
RIO EMBIRA BRANCA
OBSERVAÇÕES:
APROVAÇÃO
AUTORIA
DOCUMENTO
DATA
Nº
RIO EMBIRA BRANCA
COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
NOVA BRASILÂNDIA
PONTE DE MADEIRA EXISTENTE (34,66m x 4,33m)
PONTE DE CONCRETO (PROJETADA) (31,00m x 5,00m)
JUSANTE
MONTANTE
CERCA
GABIÃO
RN E(X)=720056,920 N(Y)=8343190,481 COTA (Z)= 474,7270 m
E(X)=720093,481 N(Y)=8343034,889
E(X)=720113,197 N(Y)=8343010,967
NÍVEL DO PAVIMENTO ACABADO COTA=465,322 m
NÍVEL CHEIA MÁXIMA CALCULADA COTA=462,602 m
FIM PONTE DE CONCRETO Est.84+3,70
NÍVEL CHEIA MÁXIMA VESTÍGIO COTA=456,711 m
FUNDO INF. DA VIGA (F.I.V) COTA=463,602 m
PROJEÇÃO PONTE DE MADEIRA EXISTENTE COTA=463,556 m
INÍCIO PONTE DE CONCRETO Est.64+12,70
NÍVEL DE FUNDO COTA=453,602 m
Escala: V: 1 : 100 H: 1 : 100
COTAS
Estacas
Cotas do Terreno

4.3. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

4.3.1. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (PONTES)

4.3.1.1. Introdução

Os estudos hidrológicos possibilitam a identificação da cota máxima de cheia para períodos de recorrência que variam de acordo com o tipo de serviço a ser executado, conforme apresentado no 4.2.4.1, essa análise é importante por estar relacionada com a segurança e vida útil da obra. Para o caso de Obras de Artes Especiais (O.A.E.), definem-se tempos de recorrência de 50 a 100 anos, conforme o tipo e importância.

Para a fixação do tempo de recorrência da enchente no projeto, deve-se considerar uma folga entre o nível d'água previsto e um ponto crítico, no caso para pontes, a face inferior da viga (F.I.V.), que na maior parte dos casos considera-se 1,00m, podendo variar caso o rio seja considerado navegável, ou com possibilidades de transportes de galhos ou troncos de árvores.

4.3.1.2. Elementos de projeto

a) Dimensionamento hidráulico

Para o início do dimensionamento hidráulico são necessárias as seguintes informações:

- Descarga do projeto, valor obtido pelos estudos hidrológicos, onde se leva o tempo de recorrência e os métodos de cálculo recomendados para o caso;
- Declividade do leito do rio, ou do seu gradiente, determinada entre dois pontos distante de 80m, sendo 40m a montante e outro a 40m a jusante, do eixo da pista, sempre que possível;
- Levantamento de seções normais ao curso do rio no local de sua travessia, ou seja, seções no eixo da rodovia, a montante e a jusante;
- Coeficiente de Manning adotado para o curso d'água.

b) Método de determinação da cota de máxima cheia e vão da obra.

Para a determinação da cota de máxima cheia, é necessário um estudo da posição da lâmina d'água em diferentes alturas contadas a partir da cota do fundo do

talvegue na seção do eixo da rodovia. Cada altura do nível d'água, corresponderá a uma "área molhada", um "perímetro molhado", um raio hidráulico e uma velocidade, estes valores serão aplicados na equação de Manning, onde será obtido a vazão da água na altura estudada. Este processo de análise, ocorrerá até que em uma determinada altura a vazão calculada pela fórmula de Manning seja igual ou maior que a vazão obtida pelos estudos hidrológicos.

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Onde: A – área molhada (m²);

R – Raio hidráulico (m/m), obtido pela relação entre a área e o perímetro molhado;

i – Declividade no local estudado;

n – Coeficiente de Manning (obtido pela tabela abaixo).

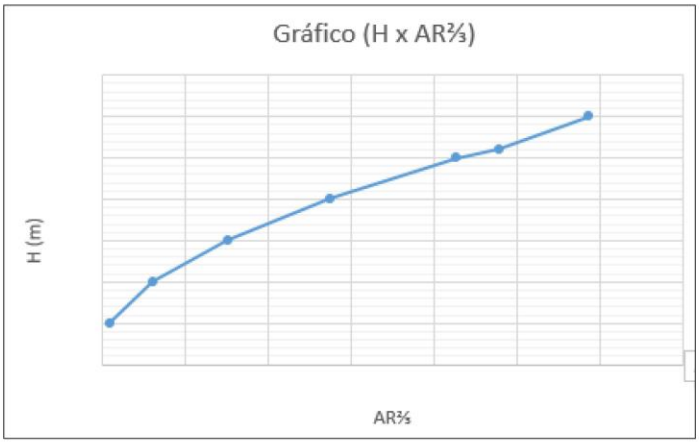
Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

c) Determinação do vão da ponte

Sabendo que a declividade e o coeficiente de Manning são constantes, e a que o raio hidráulico, a velocidade e a vazão dependem da altura do nível d'água, então

ao variar a altura é possível traçar um gráfico onde ao se variar a altura e os valores de $A.R^{2/3}$, tenho:



Com o valor da Vazão máxima, obtida nos estudos hidrológicos, e inserindo na equação de Manning, eu obtenho o valor de $A.R^{2/3}{}_{máx}$, assim ao inserir esse valor no gráfico é possível obter o valor da altura máxima

4.3.1.3. Resultados Obtidos

Com base nos dados da chuva, obtidos no site do ANA, tratados e apresentados nas no quadro de dimensionamento no item 4.3.1.3.1, e considerando a metodologia apresentada nos itens 4.2.3 e 4.2.4, em um tempo de recorrência de 100 anos, a descarga de projeto é de 131,611m³/s.

Para atender essa descarga de projeto foi considerado uma altura útil de 9,00m, contados a partir do fundo do rio até o nível da cheia máxima calculada, atingindo a cota de 462,602m, resultando em uma vazão de 179,572m³/s.

4.3.1.3.1. Dimensionamento hidráulico – pluviometria

Os resultados obtidos nos estudos hidrológicos e no dimensionamento hidráulico no local estudado são apresentados a seguir, sendo considerado um tempo de recorrência de 100 anos. A ponte sobre o Embira Branca, foi assumida com uma extensão de 31,00m e largura de 5,00m.

ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA DE NOVA BRASILÂNDIA

QUADRO RESUMO DO LEVANTAMENTO HIDROLÓGICO

Obra: Ponte de concreto armado e protendido
Local: Rio Embira Branca
Rodovia: Municipal
Trecho: Nova Brasilândia - Comunidade São João Batista
Extensão: 31,00m

LEVANTAMENTO HIDROLÓGICO DA BACIA

Identificação da Bacia	TR	K	GEOMETRIA				HIDROLOGIA		HIDROGRAMA TRIANG. SINTÉTICO				Descarga Q
			Área (A)	Talvegue (L)	Dif. De nivel	Declividade	TC (h)	P (mm)	Tp (h)	CN	S	Deflúvio (qm)	
	anos		km²	km	m	m/m							m³/s
Rio Embira Branca	100	0,20836	19,191	8,490	316,000	0,0205	1,53	134,84	2,1549	76,0	3,157	70,925	131,611

Fórmulas:

$$Tc = \left(\frac{0{,}294 \times L}{\sqrt{i}}\right)^{0{,}77} \qquad Tp = \sqrt{Tc} + 0{,}6Tc \qquad S = \frac{1000}{CN} - 10$$

$$qm = \frac{(P - 5{,}08 \times S)^2}{P + 20{,}32 \times S} \qquad Qp = \frac{K \times A \times qm}{Tp}$$

$$R = \frac{A}{P} \qquad V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i_0^{1/2}$$

$$Q = A \times V$$

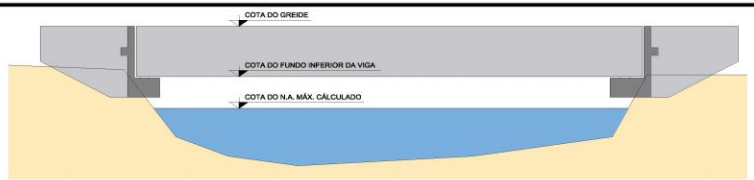
$$J = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n \qquad Is = \frac{Lc}{Lv}$$

Legenda:
Tc - Tempo de concentração
K - constante empírica = 0,20836
Tc - Tempo de concentração
P - Precipitação
Tp - Tempo de ponta
E = Envoltória
J = Risco de ruptura de uma obra
n= Vida útil da obra (100 anos)
IS=Índice de sinuosidade
Lc= Compr. Talvegue principal [km]
Lv= Compr. Vetorial do talvegue [km]

Identificação da Bacia	N.º	Cota superior	h	Dif. De nivel (i)	Coef. Manning	Área	Perimetro	R	Velocidade	$AR^{2/3}$	Vazão
		(m)	(m)	(m/m)	n	(m²)	(m)		V (m/s)		Q (m³/s)
Rio Embira Branca	E1	454,602	1,00	0,001	0,060	4,934	8,183	0,603	0,291	3,522	1,438
	E2	456,602	3,00	0,001	0,060	27,418	15,852	1,730	0,588	39,506	16,128
	E3	458,602	5,00	0,001	0,060	60,738	22,518	2,697	0,791	117,691	48,047
	E4	460,602	7,00	0,001	0,060	107,219	30,876	3,473	0,936	245,871	100,376
	E5	462,602	9,00	0,001	0,060	161,301	35,820	4,503	1,113	439,860	179,572
	E6	464,602	11,00	0,001	0,060	217,977	39,916	5,461	1,266	675,955	275,958
	N. Ench. Máx.	456,711	3,11	0,001	0,060	32,240	16,832	1,915	0,630	49,724	20,300
	E. P.Madeira	463,556	9,95	0,001	0,060	191,693	39,376	4,868	1,173	550,627	224,793

Conclusão:

A ponte deverá ser projetada com extensão de 31,00m
Cota do Greide = 465,322 m
Cota do FIV = 463,602 m
Cota do N.A. máx. (proj.)= 462,602 m
Risco de ruptura teórico= 39,5%
IS= 0,2 Retilíneo



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Rua 1, nº 1, Setor Noroeste – Bairro Morada do Ouro. – Cuiabá/MT - +55 65 3028 28 11 – fck@fckconsultoria.com.br

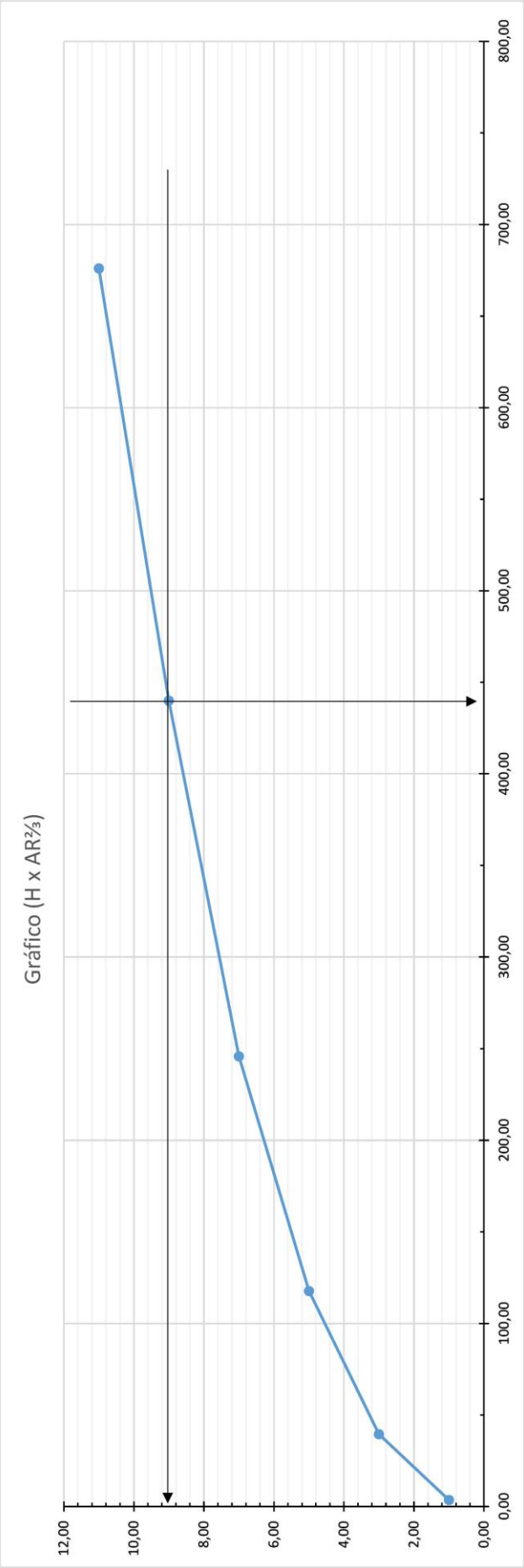


Gráfico (H x AR⅔)
12,00
10,00
8,00
6,00
4,00
2,00
0,00
0,00
100,00
200,00
300,00
400,00
500,00
600,00
700,00
800,00

4.4. ANEXOS

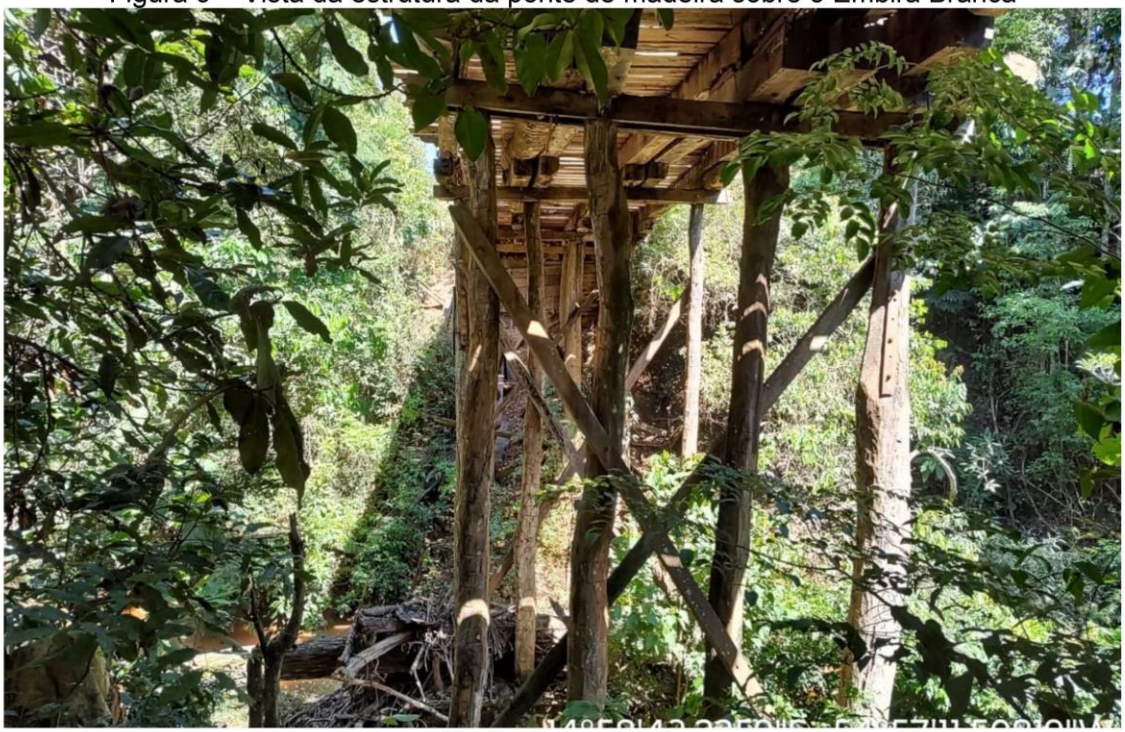
Figura 7 – Ponte de Madeira sobre o Embira Branca

Fonte: Autor, 2023.

Figura 8 – Vista longitudinal da ponte de madeira sobre o Embira Branca

Fonte: Autor, 2023.

Figura 9 – Vista da estrutura da ponte de madeira sobre o Embira Branca

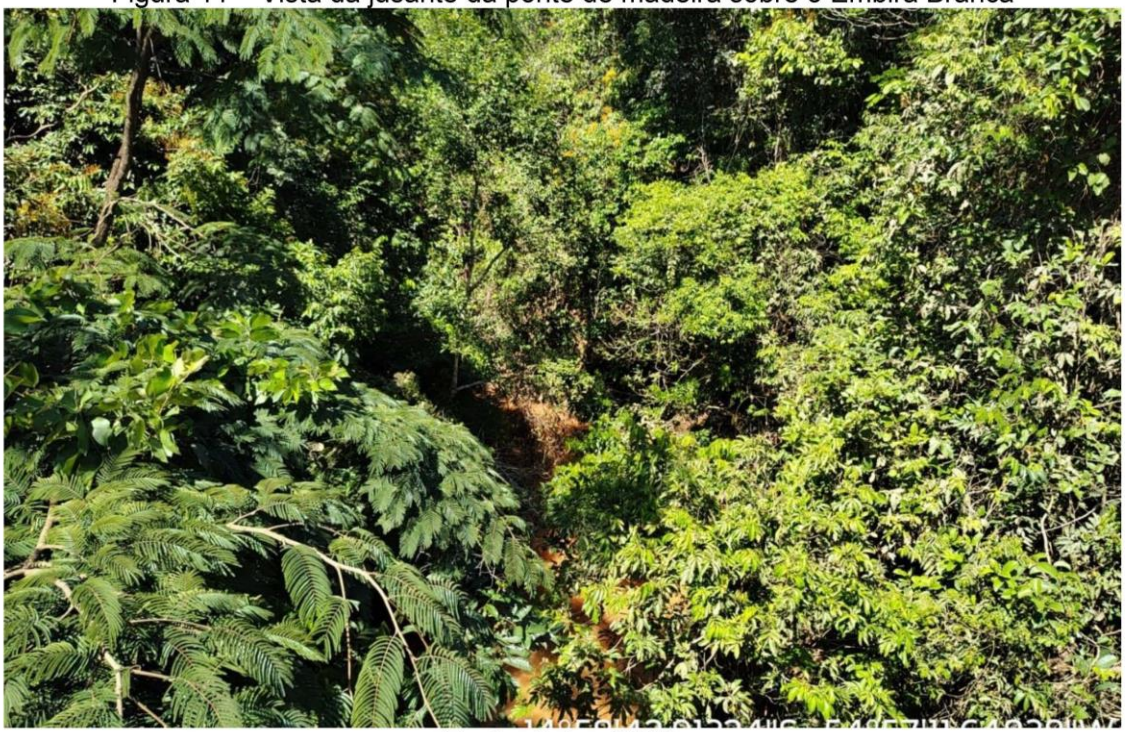


Fonte: Autor, 2023.

Figura 10 – Vista da Montante da ponte de madeira sobre o Embira Branca

Fonte: Autor, 2023.

Figura 11 – Vista da jusante da ponte de madeira sobre o Embira Branca



Fonte: Autor, 2023.

Figura 12 – Vista do encabeçamento da ponte de madeira sobre o Embira Branca

Fonte: Autor, 2023.

4.5. CONCLUSÃO

O presente relatório objetivou o estudo de uma bacia hidrográfica, localizada no município de Nova Brasilândia. Com os dados de chuva, obtidos nas estações pluviométricas, foram analisados a máxima vazão para a região da ponte, para um período de 100 anos de recorrência. Com os resultados obtidos concluiu-se que:

A enchente máxima histórica ocorrida no local da ponte, levantada no local meio de informação em levantamento topográfico, chegou a aproximadamente 3,11m do fundo do rio, atingindo a cota de 456,711m.

Com base nas informações levantadas “in loco”, e nas informações apresentadas no manual do DNIT, observa-se que para o tempo de recorrência de 100 anos, a altura mínima para a vazão de projeto é de 9,00m contados do fundo do rio até a máxima cheia projetada e para atender o colchão de ar recomendado pelo manual do DNIT, de 1,0 metro, adicionado à altura mínima de vazão de projeto resulta em uma altura de 10,00m, contados a partir do fundo do rio ao fundo da viga da ponte projetada. Sendo o risco teórico para ocorrer a vazão de descarga de projeto para esta situação é entorno de 39,5%.

Para o projeto da ponte sobre o Embira Branca, foi considerado para o cálculo uma ponte de 31,00m de comprimento. A ponte projetada foi à montante da ponte de madeira existente, visando amenizar a curva acentuada existente na atual estrada.

É necessária a proteção do aterro de acesso a ponte na margem E2 com gabião, além disso, é preciso remover a ponte de madeira existente pois, essa poderá afetar o desempenho hidráulico previsto para a ponte projetada.

A cota da enchente máxima calculada é de 462,602m, seguindo a recomendação do DNIT para um colchão de ar de 1 metro, acrescido a altura da superestrutura, que consiste em viga, laje e pavimento, o greide da ponte acabada é de 465,322m.

4.3 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Goiânia, 26 de fevereiro de 2024

CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA
CIDADE: ESTRADA MUNICIPAL, 14°58'43.00" S 54°57'11.40" W - ZONA RURAL - NOVA BRASILÂNDIA - MT

Prezado (s) Senhor (es):

Apresentamos em anexo, o relatório da sondagem mista executada para a obra acima citada. Foram executados 02 (DOIS) furos de sondagens mista.

1. Sondagens Mistas

1.1 - Definição

Sondagem rotativa é um método de investigação que consiste no uso de um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho.

1.2 – Identificação

As sondagens mistas foram identificadas pelas letras SM, seguidas de número indicativo. Em cada obra, o número indicativo deve ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.

1.3 – Equipamentos e ferramentas

A) A firma empreiteira forneceu equipamentos, acessórios e ferramentas para a execução de sondagens que atenderam a programação e às especificações estabelecidas no contrato de serviços.

B) Os equipamentos e ferramentas constaram dos seguintes elementos principais: tripé, sonda rotativa, bomba d'água, hastes, barriletes, coroas, luvas alargadoras (calibradores), tubos de revestimento e demais acessórios e ferramentas necessárias à execução de sondagens mista.

C) Os equipamentos utilizados seguiram as normas de padronização de dimensões e de nomenclatura de equipamentos de sondagens, para permitir a permutabilidade de peças provenientes de diversos fabricantes. Existem dois sistemas que normatizam mundialmente as dimensões e as nomenclaturas para sondagens mistas: padrão DCDMA (Diamond Core Drill Manufacturers Association) ou americano, que adota a combinação de duas ou mais letras para designar diâmetros e modelos dos equipamentos; e o padrão europeu, também conhecido por sistema métrico ou Craellius, que expressa o diâmetro do furo em milímetros e uma ou mais letras, para designar o modelo do equipamento.

D) O diâmetro utilizado na execução da sondagem mista foi NW.

E) O barriletete utilizado foi o Barrilete duplo-livre, constituído por dois tubos. Entre as partes da cabeça do barrilete, onde os tubos são rosqueados, existe um sistema de rolamentos. Assim, enquanto o tubo externo gira com a coluna de perfuração, o tubo interno permanece estacionário ou gira lentamente. O testemunho fica protegido do atrito com a parede do barrilete e o contato do testemunho com o fluido de circulação se dá entre a extremidade do tubo interno e a face da coroa. Existem variações desse barrilete, com saída do fluido de circulação na face interna da coroa (saída lateral) ou na parte inferior (saída frontal), para obter recuperação de boa qualidade de maciço alterado e muito fraturado. É utilizado também quando se pretende recuperar materiais de preenchimento de fraturas.

1.4 – Execução da sondagem

A) A sondagem em terra foi inicializada após uma limpeza de uma área que permitiu o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e a abertura de um sulco ao redor, que desviou as águas de enxurradas, nos dias de chuva.

B) Foram empregados todos os recursos das sondagens rotativas, de maneira a assegurar a perfeita recuperação de todos os materiais atravessados. Os principais recursos foram à escolha de equipamentos e acessórios apropriados às condições geológicas, emprego de lamas bentoníticas como fluido de perfuração, realização de manobras curtas e adequação da velocidade de perfuração às características geológicas da rocha perfurada. A alta recuperação de testemunho, especificamente de

trechos de maciços rochosos extremamente alterados e/ou muito fraturados, pode ser conseguida com emprego de sonda rotativa de avanço manual, sob controle de um bom sondador.

C) Quando a sondagem atingiu o nível freático, foi registrada sua profundidade. Os níveis d'água foram medidos todos os dias, antes de inicio dos trabalhos e na manhã seguinte a conclusão da sondagem.

Atenciosamente,

DMM SONDAGENS.

Aline de Oliveira Araújo

Responsável Técnico:
Eng. Civil Aline de Oliveira Araújo
CREA: 1020335645D-GO

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA (SM)

Tipologia do Estudo:	Nº FURO: SM-01	INÍCIO: 07/02/2024 TÉRMINO: 08/02/2024	FOLHA 1/1
CONTRATANTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA	LOTE:	COORDENADAS UTM E: 720100	FUSO:
OBRA: PONTE SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA	Km:	N: 8343045	21 L
LOCAL: ESTRADA MUNICIPAL, 14°58'43.00" S 54°57'11.40" W - ZONA RURAL - NOVA BRASILÂNDIA - MT	COTA (m):	POSIÇÃO: EIXO / DESLOCAMENTO: 0,00	Datum: SIRGAS2000
Φ DO REVESTIMENTO: NW - BARRILETE: Φ EXT.: 81,1 mm - Φ INT.: 76,4 mm			

COTA (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO "N" PENETRAÇÃO (GOLPES 30 cm) 1º e 2º	2º e 3º	MANOBRAS (m)	PERCENTUAL DE RECUPERAÇÃO REC.	R.Q.D.	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	Esc 1:1	AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK Nº DE GOLPES 10 20 30 40 50	REVEST	MÉTODO DE PERFURAÇÃO	NÍVEL DA ÁGUA (m)
0,00		1,00	Silte argiloso marrom com veios variegados									1			TC	
		2,00	Silte argiloso, duro, marrom com veios variegados e pedregulhos	33	36							2			SP+ TH	
		3,00	Silte arenoso, muito compacto, rosa com veios variegados	39	46							3			CA	
		4,00		48	53							4			CA	
-5,00		4,04	Silte arenoso, muito compacto, rosa com veios variegados e alteração de rocha	30/4								5			CA	
		5,54	Rocha arenito muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente			1,50	16%	R5	A2	F4	C3	6			CA	
		7,04	Rocha arenito muito pobre, medianamente alterada, muito fraturada e pouco coerente			1,50	19%	R5	A2	F3	C3	7			CA	
		8,54	Rocha arenito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente			0,00	27%	R4	A1	F3	C2	8			CA	
		9,04	Rocha arenito excelente, praticamente sã, pouco fraturada e muito coerente			0,50	100%	R1	A0	F1	C1	9			CA	
-10,00												10				
												11				
												12				
												13				
												14				
-15,00												15				
												16				
												17				
												18				
												19				
												20				

Limite da sondagem(m): 9,04

Motivo da paralização : Paralisado a pedido do cliente.

LAVAGEM POR TEMPO (30 min)	
Profundidade (cm)	Tempo de Lavagem
-	0 a 10 min
-	10 a 20 min
-	20 a 30 min

Avanço (m)	
Trado:	1,00
por lavagem:	0,00
Prof. Revestimento:	1,00

LEGENDA
SPT 30 cm INICIAIS
SPT 30 cm FINAIS

SP - Percussão, TC - Trado concha, TH - Trado helicoidal e CA - Circulação de água

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			
DATA		HORA	PROF.(m)
INICIAL:	07/02/24		4,50
Após 12 horas:	08/02/24		4,50

Sondagem executada em conformidade com as Normas ABNT NBR 6484/2020 e DNER-PRO 102/97.

Aline de Oliveira Araújo
Engenheira Civil
CREA 1020335645D-GO

R.T.: ALINE ARAÚJO - CREA 1020335645D-GO

Fiscal:

OBSERVAÇÃO:

DMM	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO	FOLHA: 1
		DATA: 07/02/24
		FURO
CONTRATANTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA		SM-01
OBRA: PONTE SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA		Estaca/Km: -
LOCAL: ESTRADA MUNICIPAL, 14°58'43.00" S 54°57'11.40" W - ZONA RURAL - NOVA BRASILÂNDIA - MT		

Foto 01 - Vista do local da sondagem

Foto 02 - Vista da execução da sondagem.

Foto 03 - Vista do local da sondagem

Foto 04 - Vista da execução da sondagem.

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA (SM)

CONTRATANTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA	Tipologia do Estudo:	Nº FURO: SM-02	INÍCIO: 08/02/2024
		LOTE:	TÉRMINO: 09/02/2024
OBRA: PONTE SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA	Km:		COORDENADAS UTM E: 720136 N: 8343004
LOCAL: ESTRADA MUNICIPAL, 14°58'43.00" S 54°57'11.40" W - ZONA RURAL - NOVA BRASILÂNDIA - MT		COTA (m):	POSIÇÃO: EIXO / DESLOCAMENTO: 0,00 / Datum: SIRGAS2000
Φ DO REVESTIMENTO: NW - BARRILETE: Φ EXT.: 81,1 mm - Φ INT.: 76,4 mm			

FOLHA 1/1 — FUSO: 21 L

COTA (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO "N" PENETRAÇÃO (GOLPES 30 cm) 1º e 2º	2º e 3º	MANOBRAS (m)	PERCENTUAL DE RECUPERAÇÃO REC.	R.Q.D.	ALTERAÇÃO	FRATURAMENTO	COERÊNCIA	Esc 1:1	REVEST	MÉTODO DE PERFURAÇÃO	NÍVEL DA ÁGUA (m)
0,00		1,00	Silte argiloso marrom com veios variegados									1		TC	
		2,00	Silte argiloso, duro, marrom com veios variegados e pedregulhos	27	31							2		SP+ TH	
		3,00	Silte arenoso, muito compacto, rosa com veios variegados	36	38							3		CA	
		4,00		42	46							4		CA	
-5,00		5,00	Silte arenoso, muito compacto, rosa com veios variegados e alteração de rocha	18/2								5		CA	
		5,01	Alteração de rocha	30/1								6		CA	
		6,51	Rocha arenito muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente			1,50	12%	R5	A2	F4	C3	7		CA	
		8,01	Rocha arenito muito pobre, medianamente alterada, muito fraturada e pouco coerente			1,50	22%	R5	A2	F3	C3	8		CA	
		9,51	Rocha arenito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente			1,50	34%	R4	A1	F3	C2	9		CA	
-10,00		10,01	Rocha arenito excelente, praticamente sã, pouco fraturada e muito coerente			0,50	100%	R1	A0	F1	C1	10		CA	
												11			
												12			
												13			
												14			
-15,00												15			
												16			
												17			
												18			
												19			
												20			

AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK — Nº DE GOLPES: 10 20 30 40 50

Limite da sondagem(m): 10,01

Motivo da paralização : Paralisado a pedido do cliente.

LAVAGEM POR TEMPO (30 min)	
Profundidade (cm)	Tempo de Lavagem
-	0 a 10 min
-	10 a 20 min
-	20 a 30 min

Avanço (m)	
Trado:	1,00
por lavagem:	0,00
Prof. Revestimento:	2,00

LEGENDA: SPT 30 cm INICIAIS; SPT 30 cm FINAIS

SP - Percussão, TC - Trado concha, TH - Trado helicoidal e CA - Circulação de água

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	DATA	HORA	PROF.(m)
INICIAL:	08/02/24		4,80
Após 12 horas:	09/02/24		4,80

Sondagem executada em conformidade com as Normas ABNT NBR 6484/2020 e DNER-PRO 102/97.

Aline de Oliveira Araújo — Engenheira Civil — CREA 1020335645D-GO

R.T.: ALINE ARAÚJO - CREA 1020335645D-GO

Fiscal:

OBSERVAÇÃO:

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO	FOLHA: 1
	DATA: 08/02/24
	FURO
CONTRATANTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA	SM-02
OBRA: PONTE SOBRE O RIO EMBIRA BRANCA	Estaca/Km: -
LOCAL: ESTRADA MUNICIPAL, 14°58'43.00" S 54°57'11.40" W - ZONA RURAL - NOVA BRASILÂNDIA - MT	

Foto 01 - Vista do local da sondagem

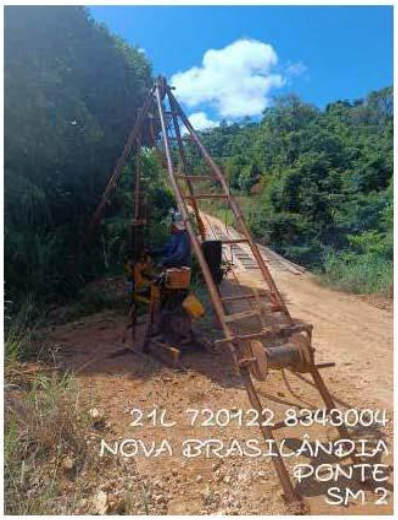


Foto 02 - Vista da execução da sondagem.

Foto 03 - Vista do local da sondagem

Foto 04 - Vista da execução da sondagem.

DMM CONSTRUÇÕES EIRELI.

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM

ENG. CIVIL ALINE DE OLIVEIRA ARAUJO
CREA1020335645D-GO

5.0 – INFORMAÇÕES DO PROJETO

5.1 - IDENTIFICAÇÃO

Rodovia: **MUNICIPAL**

Coordenadas: **14°58'43.27"S / 54°57'11.19"O**

Local: **Rio Embira Branca**

Extensão: **31,0 m**

Largura: **5,00 m**

Área: **155,00 m²**

5.2 - MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural proposto é de um sistema integral composto por um tramo em vigas pré-moldadas com geometria em simples “I” justapostos. Apoiados sobre elas estão pré-lajes destinadas a receber as armaduras da laje.

5.3 - INFRAESTRUTURA

A solução adotada para fundação do tipo estaca escavada (Estaca Raiz). Pois a sondagem no local da ponte foram mais propicias para esse tipo de fundação. Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerado ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

5.4 - MESOESTRUTURA

A mesoestrutura será composta por travessas de apoio em concreto armado, destinadas a apoiar as vigas pré-moldadas com auxílio de aparelhos de apoio de neoprene fretado.

5.5 - SUPERESTRUTURA

A superestrutura é constituída por um sistema estrutural integral composto de um vão com longarinas de 30,00 m em vigas pré-moldadas protendidas, com a geometria de um I, tendo como trem tipo o de 45 t.

As longarinas são fabricadas em uma pista que permite a tensão nos cabos de cordoalhas antes da concretagem da viga. Os tensionamento das cordoalhas são realizados com auxílio de macacos hidráulicos sendo tensionadas individualmente, utilizam também blocos, nas cabeceiras da pista de protensão, que absorvem as tensões aplicadas pelos macacos hidráulicos. A seguir é realizada concretagem das

vigas pré-fabricadas de concreto e após atingir certa resistência as cordoalhas tensionadas são liberadas.

A seção transversal tem a dimensão de 5,00 m assim distribuídos: 4,60 m de pista livre, 2 barreiras de 0,20 m.

5.6 - MATERIAIS EMPREGADOS

Os materiais a serem empregados na construção da ponte tem as seguintes características:

Concreto estrutural	
Infraestrutura.....	25 MPa
Mesoestrutura.....	25 MPa
Superestrutura.....	30 MPa
Vigas Pré-moldadas.....	40 MPa
Aço	CA 50
Cordoalhas para protensão	190 CP RB
Aparelhos de apoio	Neoprene fretado.

6.0 – ESPECIFICAÇÕES DOS SERVIÇOS

NORMA DNIT 116/2009 – ES
Pontes e viadutos rodoviários – Serviços preliminares - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática empregada na execução de serviços preliminares na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado. São também apresentados os requisitos concernentes ao exame do projeto e especificações, à localização da obra e ao preparo do terreno, aos levantamentos topográficos, à locação da obra, ao projeto e execução do canteiro de obras, aos materiais, equipamentos, inclusive plano de amostragem, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critério de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia
Índice geral

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os Serviços Preliminares na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado. Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 329/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para a viabilização do início da construção de pontes e viadutos rodoviários**.**

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6494* - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.
b) _____. *NBR 6497* - Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro.
c) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.
d) _____. *NBR 12284* - Áreas de vivência em canteiros de obras. Rio de Janeiro.
e) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO*- Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
f) _____. *DNIT 011/2004 - PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.
g) _____. *DNIT 070 - PRO* – Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

h) _____. *DNIT 104 - ES* – Terraplenagem – Serviços preliminares - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Serviços preliminares

Atividades necessárias ao início da construção de uma obra.

3.2 Canteiro de obra

Área junto à obra, onde são dispostos de maneira racional e ordenada, os escritórios, os depósitos de materiais, os equipamentos e, quando não são adquiridos prontos, os locais de fabricação de fôrmas e de corte e dobragem das armaduras.

4 Condições gerais

Antes do início das obras, há uma série de providências, mínimas, que devem ser tomadas:

- Visita ao local da obra para conhecimento e confirmação de dados importantes para o desenvolvimento do empreendimento: clima, salubridade, disponibilidade de mão-de-obra, facilidades de acesso, enchentes de rios próximos e outros específicos da obra;
- Verificação da disponibilidade de área adequada para localização de um canteiro de obra, como definido na subseção 3.2;
- Revisão do projeto e das especificações;
- Levantamento dos equipamentos necessários, dos disponíveis e dos que devem ser adquiridos ou locados.

5 Condições específicas

5.1 Dados gerais

Para que a construção da obra seja conduzida no prazo previsto e dentro do orçamento é necessário um planejamento com o conhecimento dos seguintes itens, mínimos:

- Identificação das atividades específicas e a ordem de precedência destas atividades;
- Adequado sequenciamento das atividades, propiciando a conclusão da obra no prazo previamente fixado;
- Prazo para entrega dos materiais e instalação dos equipamentos;
- Classificação e número de operários e técnicos e períodos de tempo em que serão necessários;
- Definição das necessidades do canteiro de obras;
- Programação de desembolsos e eventuais financiamentos necessários.

5.2 Canteiro de obra

5.2.1 Localização e preparo do terreno

Conhecidas as necessidades do canteiro de obras e após o estudo de vários locais aparentemente igualmente adequados, deve ser escolhido o que possui um terreno livre de enchentes, drenado e com solo com boa capacidade de suporte, para permitir a estocagem de materiais e tráfego de equipamentos pesados.

Em seguida, deve ser feita a preparação do terreno, com o desmatamento, limpeza, eliminação de poças de água e nivelamento de toda a área; cercas e portões devem delimitar o canteiro.

5.2.2 Instalações

Definidas as necessidades do canteiro de obras, cabe ao executante providenciar instalações adequadas para almoxarifado, alojamento e alimentação de funcionários, oficinas, depósito de materiais e combustíveis, preparo de fôrmas e armações, produções de concreto e fabricação de pré-moldados, se houver, e centro médico para atendimento de urgência.

As instalações devem ser executadas em compartimentos independentes e os alojamentos devem dispor de energia elétrica, de água corrente e de esgotos sanitários.

Algumas disposições devem ser adotadas para o bom funcionamento do canteiro de obras:

- O arranjo das diversas áreas deve ser tal que o tempo necessário para deslocar materiais das áreas de estocagem até o local da construção seja o menor possível;
- Materiais similares devem ser estocados em locais próximos.

5.3 Remoção de obstáculos

Os obstáculos que impeçam a boa execução dos serviços devem ser removidos pelo executante e o material resultante transportado para locais previamente determinados, a fim de minimizar os danos inevitáveis e possibilitar a posterior recuperação ambiental.

5.4 Locação da obra

A locação da obra, indicada no projeto e compreendendo o eixo longitudinal e as referências de nível, deve ser materializada e complementada pelo executante.

6 Condicionantes ambientais

Os serviços preliminares, que incluem o canteiro de obras, com seus acessos e a inevitável remoção de obstáculos, são os que mais podem prejudicar a preservação do meio ambiente.

O atendimento da Norma DNIT 070/2006 – PRO: Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras: procedimento, das recomendações pertinentes constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT, (IPR Publ. 730) e das prescrições resumidas indicadas a seguir, minimiza as agressões ao meio ambiente, concernentes aos Serviços Preliminares:

- Evitar a realização de serviços em Área de Preservação Permanente;
- Dependendo do vulto da construção, pode ser necessário mobilizar uma área considerável para instalar o canteiro de obras; esta área deve ser preparada sem utilizar queimadas, como forma de desmatamento, e sem obstruir eventuais cursos d'água existentes;
- Os esgotos, de utilização temporária, não devem ser lançados "in natura" nos cursos d'água; dependendo do vulto e duração da obra, devem ser usadas fossas sépticas ou pequenas estações de tratamento primário de esgoto;
- Após a conclusão da obra, a área utilizada deve ser limpa, removendo-se todos os vestígios da utilização para a construção;
- A vegetação primitiva deve ser recomposta.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Realizar o controle dos serviços preliminares executados com base, principalmente, em dados constantes do Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER (IPR. Publ. 698), de 1996, estabelecendo as tolerâncias admitidas.

7.2 Condições de conformidade e não conformidade

Todos os ensaios de controle e verificação dos insumos da execução devem ser realizados de acordo com o Plano de Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e conforme a Norma DNIT 011/2004- PRO, devendo atender às condições gerais e específicas das seções 4 e 5 desta Norma, respectivamente.

Os resultados do controle devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da execução e do produto.

8 Critério de medição
Os serviços preliminares devem ser medidos de acordo com as condições estabelecidas no contrato.

NORMA DNIT 121/2009 - ES
Pontes e viadutos rodoviários – Fundações Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática adotada na execução dos diversos tipos de fundações de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.
São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e ensaios, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critérios de medição
Anexo A (Normativo) – Relatório de cravação de estacas
Anexo B (Informativo) Bibliografia
Índice geral

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução e controle da qualidade dos vários tipos de fundações em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.
Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 334/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para controle, execução e aceitação de fundações de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122* - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

b) _____. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

c) _____. *NBR 6489* - Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro.

d) _____. *NBR 6502* - Rochas e solos. Rio de Janeiro.

e) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.

f) _____. *NBR 8681* - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro.

g) _____. *NBR 8800* - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro.

h) _____. *NBR 9061* - Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro.

i) ____. *NBR 9062* - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Procedimento. Rio de Janeiro.

j) _____. *NBR 9603* - Sondagem a trado - Procedimento. Rio de Janeiro.

k) _____. *NBR 9604* - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro.

l) _____. *NBR 9820* - Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens - Procedimento. Rio de Janeiro.

m) _____. *NBR 6497* - Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro.

n) _____. *DNER EM 34* – Água para argamassa e concreto de cimento portland – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.

o) _____. *DNER EM 36* – Cimento Portland – recebimento e aceitação – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.

p) _____. *DNER EM 37* – Agregado graúdo para concreto de cimento – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.

q) _____. *DNER EM 38* – Agregado miúdo para concreto de cimento – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.

r) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

s) _____. *DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

t) _____. *DNIT 105 - ES* - Terraplenagem – Caminhos de serviço - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

u) _____. *DNIT 117 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

v) _____. *DNIT 118 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários – Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Fundações

Parte da ponte ou viaduto destinada a transmitir ao solo os esforços provenientes do peso próprio e das cargas atuantes. São executadas em concreto, aço ou madeira e classificadas conforme a profundidade de assentamento em fundações superficiais ou profundas.

3.2 Fundações superficiais
Também denominadas fundações diretas, assentes em profundidades inferiores a 1,50 m e maiores duas vezes que a menor dimensão de sua base, exceto as fundações apoiadas diretamente na rocha, que podem ter profundidade menor que 1,50 m. São os blocos, as sapatas e os “radies”.

3.3 Fundações profundas
Utilizadas quando os solos resistentes estão a profundidades difíceis de atingir por escavações convencionais. São as fundações em estacas, tubulões e caixões.

3.4 Estacas
Elementos estruturais longos e esbeltos, executados mediante cravação sob a ação de repetidas pancadas, produzidas através da queda de um peso ou por escavação, ou ainda, moldadas no local.

3.5 Tubulões
Peças cilíndricas, que podem ser executadas a céu aberto ou sob ar comprimido e ter ou não a base alargada. Podem ser executadas sem ou com revestimento, de concreto ou aço, neste caso a camisa pode ser perdida ou recuperada.

3.6 Caixão
Elemento de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Usa-se ou não ar comprimido, podendo ter ou não a base alargada.

4 Condições gerais
O termo fundação é usado para designar a parte da estrutura que transmite ao solo seu peso próprio, o peso da estrutura e todas as forças que atuam sobre a mesma.
A função de uma fundação adequadamente projetada é suportar as cargas que atuam sobre ela e distribuí-las de maneira satisfatória sobre a superfície do solo que a sustenta, o que implica na acertada escolha do tipo de fundação e na profundidade de seu assentamento.
Os elementos coletados para a definição das fundações, por mais detalhados que possam ser não merecem uma confiança total; a mecânica dos solos não é uma ciência exata ou, pelo menos, não tão exata quanto à das estruturas, de concreto ou de aço. É indispensável que os engenheiros responsáveis pelo projeto e pela execução das fundações sejam experientes e tenham sólidos conhecimentos de mecânica dos solos.

5 Condições específicas
5.1 Material
5.1.1 Concreto
Deve satisfazer à Norma DNIT 117/2009 – ES – Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção e apresentar qualidades outras, tais como: permeabilidade, estanqueidade, compatibilidade com a agressividade do meio ambiente, exposição ou confinamento, presença de água etc.

5.1.2 Aço
O aço empregado nas armaduras deve estar de acordo com a Norma DNIT 118/2009 – ES – Pontes e viadutos rodoviários – Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço. Também podem ser empregados perfis e chapas de aço na confecção de estacas e tubulões. Qualquer material escolhido deve sempre atender às indicações do projeto.

5.1.3 Madeira
A madeira, quando considerada material integrante das fundações, deve ser sempre a madeira de lei, de primeira qualidade, e deve ser protegida contra o ataque de organismos. Usar outro tipo de madeira somente em serviços provisórios, tais como escoramento de cava e estacas de escoramento.

5.1.4 Pedra para alvenaria
A pedra para alvenaria empregada nas fundações deve ser resistente e durável, oriunda de granito ou outra rocha sadia e aceitável. Pode ter acabamento grosseiro e forma variada, porém possuir faces razoavelmente planas. Cada bloco de pedra deve ter, no mínimo, espessura de 20 cm, largura de 30 cm e comprimento de 60 cm, e ser livre de depressões ou saliências que dificultem o assentamento adequado ou provoquem enfraquecimento da alvenaria.

5.1.5 Argamassa
A argamassa deve ser de cimento e areia e deve resistir às tensões indicadas no projeto. Para assentamento das alvenarias de pedra indica-se o traço em volume de cimento e areia de 1:3. Em casos especiais, tais como recebimento de armadura, a relação em peso água/cimento, em peso, não deve exceder 0,50.

5.2 Equipamento
A natureza, capacidade e quantidade do equipamento utilizado dependem do tipo do serviço a executar. O executante deve apresentar a relação detalhada do equipamento a ser empregado em cada obra. São de uso obrigatório, dependendo do serviço, os seguintes equipamentos: bate-estacas; martelo de gravidade, automáticos ou vibradores; perfuratriz; gerador e equipamentos para escavação de estacas e injeção de argamassa; campânulas; compressores; guinchos; e betoneira de, no mínimo, 320 litros ou central de concreto.

5.3 Execução
5.3.1 Locação
A escavação para fundação deve ser feita em conformidade com o alinhamento, cotas e profundidades indicadas no projeto. Sempre que necessário, devem ser feitas sondagens complementares de reconhecimento do subsolo.
Não é permitido reaterro de qualquer natureza para compensar escavações feitas além do limite da fundação. Caso ocorra, a regularização do excesso deve ser realizada com concreto, de resistência compatível com a fundação, após verificação da estabilidade para novas condições. Nas escavações a céu aberto é vedada a escavação além de um metro das faces externas da fundação, a menos que expressa no projeto.
No nível definitivo de implantação da fundação, a rocha ou o material firme encontrado deve ficar isento de todo material solto. Nas fundações em areia ou pedregulho, ou moledo (solo concrecionado), o terreno deve ser cortado segundo uma superfície horizontal, plana e firme. No caso de rocha, esta deve ser cortada conforme indicação do projeto, devendo ser todas as fendas limpas e preenchidas com material apropriado.

5.3.2 Escoramento de cavas de fundação (ensecadeiras)
As ensecadeiras podem ser de madeira ou metálicas, face à profundidade da escavação e natureza do solo; suas dimensões em planta devem possuir medidas internas suficientes para a manipulação das fôrmas e o eventual bombeamento d'água do interior.
Devem ser detalhadas previamente, para permitir a retirada do contraventamento durante o processamento da concretagem das fundações. Em caso contrário, os contraventamentos que ficarem incorporados à massa do concreto devem ser de aço. Depois de completada a estrutura, os contraventamentos expostos devem ser cortados em pelo menos 5 cm para dentro da face externa e as cavi-

dades resultantes devem ser preenchidas com argamassa de cimento e areia de traço 1:3, em volume.

5.3.3 Blocos, sapatas e “radies”

Os blocos, sapatas e “radies” devem ser concretados, sempre que possível, a seco. Quando a concretagem for sob água, devem ser seguidos os critérios estabelecidos na alínea “e” da subseção 5.3.1 da Norma DNIT117/2009 – ES - Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço. De modo geral, os blocos e sapatas devem ser executados sobre um leito para regularização do terreno, de concreto simples (C 10), com pelo menos 5 cm de espessura.

Todos os espaços escavados e não ocupados pela estrutura devem ser preenchidos com solos isentos de materiais orgânicos e o reaterro executado em camadas compactadas com equipamento de pequeno porte ou manualmente, colocadas uniformemente em torno dos elementos estruturais.

5.3.4 Estacas

a) Estacas de madeira

É desaconselhável o emprego de estacas de madeira em fundações de pontes e viadutos rodoviários, ficando as mesmas limitadas às fundações de escoramentos e de pontes de serviços.

Podem ser empregadas nas fundações das pontes e viadutos rodoviários, somente quando indicado no projeto e forem encontradas condições satisfatórias sobre a conveniência de tal medida. Neste caso, em fundações definitivas, devem ter seus topos e cota de arrasamento abaixo do nível d’água permanente, sendo a exigência dispensada em obras provisórias.

As emendas devem ser evitadas, bem como a sua cravação em terrenos com matacões.

b) Estacas de aço

Podem ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapas dobradas, tubos sem costura e trilhos. As emendas devem oferecer a maior resistência possível e, neste caso, executadas de acordo com os detalhamentos do projeto executivo. Devem ser praticamente etilíneas e resistir à corrosão, pela natureza do aço ou por tratamento adequado, relacionado com o solo a atravessar. Havendo segmento exposto ou cravado em aterro com materiais capazes de atacar o aço, proteger com um encamisamento de concreto, pintura, proteção catódica etc.

As estacas tubulares de aço, geralmente constituídas de chapas calandradas e soldadas, segundo a geratriz do cilindro, devem apresentar, de preferência, extremidade inferior fechada. O concreto utilizado deve apresentar resistência característica mínima de 12 MPa (120 kgf/cm²), armado ou não, conforme indicado no projeto.

As estacas metálicas constituídas por trilhos devem ter seu emprego evitado. No caso de se utilizar, somente são recomendáveis as compostas por três trilhos soldados pelos patins. A carga admissível deve ser considerada com uma redução de 25% em relação às estacas de seção equivalente, compostas de perfis metálicos.

c) Estacas pré-moldadas de concreto

As estacas pré-moldadas, executadas em concreto armado vibrado, concreto armado centrifugado ou concreto protendido devem ter suas formas e dimensões indicadas no projeto.

As de concreto vibrado podem ser executadas no próprio canteiro de serviço e sua fabricação deve ser feita por lotes, em áreas protegidas das intempéries. Para fins do controle da qualidade, cada estaca deve ser identificada pelo número do lote e data de concretagem. Todas as estacas de um lote devem ser de um mesmo tipo.

O concreto de cada estaca deve ser lançado na fôrma, de madeira contínua, revestida com folha metálica ou de perfil metálico, e convenientemente vibrado. Cuidados especiais devem ser tomados para não deslocar a armadura, mantendo o cobrimento igual ou superior a 3 cm, para obter o acabamento da face superior tão perfeito quanto o das demais. As fôrmas devem estar em posição horizontal e sobre plataforma indeformável, nivelada e drenada.

As fôrmas laterais podem ser retiradas 24h após a concretagem, estando as estacas apoiadas em todo o comprimento, no mínimo, pelos primeiros sete dias. As estacas devem ser empilhadas separadas umas das outras por calços de madeira, continuando o período da cura. O sistema adotado para transporte, armazenamento e colocação na posição de cravação nas guias dos bate-estacas, deve impedir qualquer fratura ou estilhaçamento do concreto.
A suspensão das estacas, o apoio quando colocadas horizontalmente e o transporte para o bate-estacas merecem cuidados especiais do executante, como providenciar a substituição das estacas eventualmente danificadas por outras em perfeitas condições de utilização, sem ônus adicional para o contratante.

d) Estacas de concreto moldadas no local
A execução de estacas moldadas no local deve ser cuidadosamente acompanhada pelo executante e pela fiscalização, impondo-se a realização de provas de carga sob orientação do projetista, para confirmação dos elementos do projeto.
As estacas de concreto moldadas no local devem ser executadas nas posições previstas no projeto com o auxílio de um tubo cravado até a cota exigida, o qual deve ser retirado gradualmente à medida que se procede ao enchimento com concreto apiloado ou comprimido. A ponta do tubo deve ser mergulhada no concreto em, no mínimo, 30 cm. Incluem-se, ainda, as estacas com fuste pré-moldado, cravadas nos bulbos com o concreto ainda fresco, antes da retirada do tubo e, também, as estacas tubadas cravadas nas suas posições definitivas, com o auxílio de tubos metálicos, não recuperáveis e preenchidos com concreto.
A recuperação das camisas metálicas só pode ser realizada quando a natureza do solo permitir e contar com auxílio de mão-de-obra especializada. Caso contrário, o revestimento deve permanecer definitivamente no solo, incorporado à estaca, que passará a ser estaca tubada.
Caso prevista a execução de uma base alargada (bulbo) de concreto, deve ser executada antes do início da retirada do tubo.
Sendo o tubo recuperável ou não, a extremidade inferior da estaca deve ser aberta e a descida conseguida por:

- fechamento da ponta por meio de uma rolha e descida do tubo por cravação;
- ponta do tubo aberta, para retirada do material terroso do seu interior por meio de equipamento especial e descida do tubo pelo próprio peso ou por ação de uma pequena força externa.

Ao ser cravado o tubo, recuperável ou não, no caso de sair à rolha e o tubo ser invadido por água, lodo ou outro material, devem os mesmos ser expulsos por meio de uma nova rolha mais compactada, ou então o tubo deve ser arrancado e cravado novamente no mesmo local, enchendo-se o furo com areia. Antes do lançamento do concreto, feito sem interrupção em toda a extensão da estaca, a fiscalização deve comprovar se o interior do tubo está seco e limpo, examinando o martelo de cravação do tubo.
No caso de estacas tubadas, o lançamento de concreto em qualquer delas somente pode ser feito depois de cravados todos os tubos até a sua posição definitiva, num raio de 1,50 m a partir da estaca considerada. Quando concretada uma estaca tubada, nenhuma outra pode ser cravada a menos de 4,50 m de distância, em qualquer direção, salvo se já tiver sido lançado o concreto há mais de 7 dias.
O lançamento do concreto dentro do tubo deve ser feito em camadas de, no máximo, 50 cm de espessura, e somente após a colocação da armadura da estaca. Cada camada deve ser vibrada ou fortemente compactada, antes da concretagem da camada seguinte, procedendo-se ao lançamento ininterrupto, desde a ponta até a cabeça da estaca, sem segregação dos materiais.
O concreto empregado nas estacas moldadas no local deve ter resistência característica mínima de 16 MPa (160 kgf/cm²); Os tubos podem ser soldados, caso necessário executar acréscimos, preservando a estanqueidade do tubo para não haver penetração de água ou outro material. Os tubos devem ser soldados de topo, em toda seção transversal, com emprego de solda elétrica.

e) Estacas injetadas de pequeno diâmetro

As estacas injetadas de pequeno diâmetro, até 20 cm, conhecidas como “estacas-raiz”, “micro estacas” e “presso estacas”, são escavadas e concretadas no local e utilizadas em pontes e viadutos rodoviários, principalmente, para reforço de fundação.

A escavação deve ser feita através de perfuração com equipamento mecânico até a cota indicada no projeto, com uso ou não de lama bentônica e revestimento total ou parcial.

Em seguida, deve ser feita a limpeza do furo e a injeção de produtos aglutinantes sob pressão, em uma ou mais etapas, com introdução de armadura adicional. O consumo de cimento caldado ou argamassa deve ser, no mínimo, de 350 kg/m³ de material injetado.

f) Estacas mistas

São constituídas pela associação de dois tipos de estacas já considerados e não deve ser permitida a associação de mais de dois tipos. Destinam-se a aterros particularmente difíceis ou fundações com problemas especiais.

g) Disposições construtivas

A execução de estacas pode ser feita por cravação, percussão, prensagem ou perfuração. A escolha do equipamento deve estar de acordo com o tipo e dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança e peculiaridades do local.

- Cravação

Antes do início da cravação, devem ser definidos os elementos seguintes:

− capacidade de carga da estaca;
− comprimento aproximado;
− seção transversal;
− peso do martelo do bate-estaca;
− altura de queda do martelo;
− nega nos dez últimos golpes.

Não deve ser aceita, em qualquer caso, penetração superior a 3 cm (três centímetros) nos dez últimos golpes.

A cravação de estacas, através de terrenos resistentes à sua penetração, pode ser auxiliada com jato d’água ou ar, lançagem ou perfuração. Para estacas trabalhando à compressão, a cravação final deve ser feita sem estes recursos, cujo emprego deve ser levado em consideração no cálculo da capacidade de carga de estaca e análise do resultado da cravação.

Toda estaca danificada nas operações de cravação devido a defeitos internos ou de cravação, deslocamento de posição, ou topo abaixo da cota de arrasamento fixada no projeto, deve ser corrigida às expensas do executante, que deve adotar um dos procedimentos seguintes:

− a estaca deve ser arrancada e cravada outra no mesmo local;
− uma segunda estaca deve ser cravada em posição adjacente à da estaca defeituosa;
− a estaca deve ser emendada com uma extensão suficiente para atender o objetivo.

O furo deixado por uma estaca, ao ser arrancada, deve ser preenchido com areia, mesmo que uma nova estaca seja cravada no mesmo local.

Uma estaca deve ser considerada defeituosa quando tiver fissura ou várias fissuras visíveis que se estendam por todo o perímetro da sessão transversal, ou quando acusar qualquer defeito que afete sua resistência ou vida útil.

Nos casos de estacas de madeira, aço e pré-moldadas de concreto, para carga admissível até 1MN (100 tf), quando empregado um martelo de queda livre, a relação entre os pesos do pilão e da estaca deve ser igual ou superior a 0,5 para estacas pré-moldadas de concreto e 1,0 para as estacas de aço ou de madeira.

No caso de uso de martelo automático ou vibratório, devem ser seguidas as recomendações do fabricante. O equipamento de cravação deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista para sua capacidade de carga, sem danificá-la.
Para estaca pré-moldada de concreto ou estaca metálica com carga admissível superior a 1MN, a escolha do equipamento de cravação deve ser analisada em cada caso e os resultados controlados através de provas de carga.
O executante, ao submeter à fiscalização o tipo do equipamento de cravação que pretende adotar, deve fornecer as seguintes informações: altura da queda do martelo, peso do martelo, trabalho a simples ou duplo efeito, número de golpes por minuto, marca de fabricação e especificações do equipamento.
Para que uma estaca possa ser considerada como de base alargada, tipo Franki, é necessário que os últimos 150 litros de concreto dessa base sejam introduzidos com uma energia mínima de 2,5 MNm, para estacas de diâmetro inferior ou igual a 45 cm, e de 5 MNm, para estacas de diâmetro superior a 45 cm. No caso de volume diferente, a energia deve ser proporcional ao volume.
As cabeças de todas as estacas devem ser protegidas com capacetes de tipo aprovado, de preferência provido de coxim, de corda ou outro material adequado que se adapte ao capacete e se apoie, por sua vez, em um bloco de madeira.
Na cravação de todas as estacas, verticais ou inclinadas, devem ser sempre empregadas guias ou uma estrutura adequada para suporte e colocação do martelo, salvo indicação no projeto, permitindo o emprego de outro procedimento.
Todas as estacas que sofrerem deslocamentos devidos à cravação de estacas adjacentes, ou outras causas, devem ser recravadas.
O executante deve tomar precauções no sentido de evitar ruptura da estaca ao atingir o horizonte rochoso ou outro qualquer material ou obstáculo que torne difícil sua penetração. Os obstáculos que impeçam a penetração das estacas até a profundidade requerida devem ser removidos.
Quando a cota de arrasamento estiver abaixo do plano de cravação da estaca e as características da camada de apoio permitirem uma previsão, pode ser utilizado um elemento suplementar, desligado da estaca propriamente dita, e arrancado/removido após a cravação. O emprego deste suplemento deve ser levado em consideração no cálculo da capacidade de carga e análise dos resultados da cravação, seu uso ser restrito a comprimentos máximos de 2,5 m, caso não previstos recursos especiais.

• Emenda e arrasamento

A emenda nas estacas pré-moldadas de concreto deve ser evitada, sempre que possível; no entanto, pode ser executada, desde que respeitados os seguintes preceitos:

− o concreto da extremidade da estaca deve ser cortado no comprimento necessário à emenda das barras longitudinais da armadura, por justaposição;
− as superfícies de contato do concreto e a emenda da armação devem ser tratadas como uma emenda de concreto armado, com o emprego de adesivo e os demais cuidados necessários;
− deve ser assegurado o alinhamento entre as faces da estaca e da parte prolongada;
− a armadura da parte prolongada deve ser idêntica à da estaca, assim como o concreto a empregar;
− a concretagem, adensamento do concreto, remoção das fôrmas, cura e acabamento devem ser como especificado na alínea “c” da subseção 5.3.4 desta Norma.
− as exigências relativas à cravação de estacas monolíticas aplicam-se também às estacas emendadas.

As estacas de fundação, logo que concluídas suas cravações, devem ser arrasadas nas cotas indicadas no projeto, de maneira que fiquem embutidas 20 cm, pelo menos, no bloco de coroamento e sua armação seja mergulhada na massa do concreto num comprimento igual ou superior ao comprimento da ancoragem dos vergalhões. O corte da estaca deve ser sempre normal ao seu eixo. O projeto executivo deve ser rigorosamente observado.

5.3.5 Tubulões e caixões

a) Tubulões cravados sem revestimento
Podem ser executados com escavação manual ou mecânica.
Quando escavados manualmente, só podem ser executados acima do nível d'água natural ou rebaixado ou quando for possível bombear a água sem risco de desmoronamento ou perturbação no terreno de fundação, abaixo deste nível. Podem ou não, ser dotados de base alargada tronco cônica.
Quando escavados mecanicamente, com equipamento adequado, a base alargada pode ser aberta, quando em seco, manual ou mecanicamente.
Pode ser utilizado, total ou parcialmente, para evitar risco de desmoronamento, escoramento de madeira, aço ou concreto.
A concretagem, quando a escavação for seca, é feita com concreto lançado da superfície, através de tromba (funil), de comprimento igual ou superior a cinco vezes o seu diâmetro. Sob água, o concreto deve ser lançado através de tremonha ou outro processo equivalente e/ou aprovado.
É desaconselhável o uso de vibrador quando o concreto apresentar plasticidade adequada.

b) Tubulões cravados com revestimento em concreto armado
A camisa de concreto armado (cilindro) do tubulão é concretada em partes, com comprimento dimensionado em função do projeto. Pode ser concretada sobre a superfície aplainada do terreno e introduzida depois do concreto atingir a resistência adequada à operação, por escavação interna. Após um elemento ser baixado verticalmente, é concretado sobre ele o elemento seguinte, até atingir-se o comprimento final de projeto. Previsto o alargamento da base, deve ser feita escavação sob a camisa devidamente escorada, de modo a evitar a sua descida.
Caso atingido o lençol d'água, deve ser adaptado o equipamento pneumático à camisa já cravada, de forma a permitir a execução dos trabalhos a seco, sob pressão conveniente de ar comprimido. Durante a descida, a distribuição das cargas deve ser regulada de maneira a não comprometer a estabilidade da obra.
Em obra dentro d'água, a camisa deve ser concretada, quando possível, no próprio local, sobre estrutura provisória e descida até o terreno, com auxílio de equipamento, ou concretada em terra e transportada para local definitivo.
Em casos especiais, as camisas podem ser executadas com alargamento, de modo a facilitar o preparo da base alargada.
No assentamento do tubulão sobre uma superfície de rocha devem ser previstos recursos para evitar fuga, lavagem do concreto ou desaprumo do tubulão.
Após a abertura do alargamento de base, deve ser executada a concretagem, conduzida de maneira a obter um maciço compacto e estanque. O período máximo entre o término da execução do alargamento de base e sua concretagem deve ser de vinte e quatro horas. Caso este período seja ultrapassado, deve ser feita nova inspeção, limpando-se cuidadosamente o fundo da base e removendo-se a camada eventualmente amolecida.
O concreto empregado no fuste deve ter resistência característica mínima de 16MPa (160 kgf/cm2) e no núcleo de 12MPa (120 kgf/cm2).

c) Tubulões com camisa de aço
A camisa de aço, com a mesma finalidade da de concreto armado, pode ser introduzida por cravação com bate-estacas, vibração ou equipamento com movimento de vai e vem simultâneo, com força de cima para baixo.
A escavação interna pode ser manual ou mecânica, feita à medida da penetração do tubo ou de uma só vez, após a cravação total do mesmo.
Caso previsto, pode ser executado um alargamento de base, com escavação manual sob ar comprimido ou não. A camisa de aço deve ser ancorada ou receber contrapeso para evitar sua subida, quando utilizado ar comprimido. Pode ser recuperada, à medida que for sendo concretado o seu núcleo, ou posteriormente, se não considerado no dimensionamento.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente deve ser atendido o estabelecido nos Programas Ambientais pertinentes do PBA, Projeto, recomendações/exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma DNIT 070/2006 – PRO – Condicionantes ambientais as áreas de uso de obras – Procedimento, e das prescrições resumidas, indicadas a seguir.

As estradas de acesso para deslocamento dos equipamentos e execução dos blocos de fundação devem seguir as recomendações da Norma DNIT 105/2009-ES – Terraplenagem – Caminhos de serviço e as constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT, (IPR Publ. 730).

É vedada a realização de barragens ou desvios de cursos d'água que alterem, em definitivo, o leito dos rios.

As escavações para implantação dos blocos de fundação devem ser as menores possíveis, protegidas contra desmoronamentos e recompostas com o mesmo material escavado, após a execução dos blocos.

As estacas, quando cravadas por bate-estacas, pouco agridem o meio ambiente, se a movimentação do bate-estacas foi corretamente planejada.

As estacas moldadas no local, em geral, mobilizam considerável quantidade de água e provocam grandes lamaçais, que devem ser drenados e removidos. Após a execução das fundações, devem ser removidos todos os vestígios da construção e recompostos, tanto o terreno natural como a vegetação primitiva.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Deve atender ao constante nas Normas DNER-EM 34/97 – Água para argamassa e concreto de cimento portland – Especificação de material; DNER-EM 36/95 – Cimento portland – Recebimento e aceitação – Especificação de material, DNER-EM 37/97 – Agregado graúdo para concreto de cimento – Especificação de material e DNER-EM 38/97– Agregado miúdo para concreto de cimento – Especificação de material.

7.2 Controle da execução

7.2.1 Estacas

Durante a concretagem das estacas pré-moldadas devem ser colhidas amostras para a moldagem de uma série de quatro corpos de prova cilíndricos para cada 25 estacas concretadas, ou para cada dia de concretagem. As rupturas devem ser feitas a 7 e/ou há 28 dias, sempre com o rompimento de dois corpos de prova para cada idade do rompimento, moldados no mesmo ato.

Para sua própria orientação, o executante pode cravar, às suas expensas, tantas estacas de prova quantas considere necessárias.

O executante deve cravar estacas de prova e deve realizar provas de carga nas estacas indicadas no projeto ou nas que forem consideradas necessárias; nas obras normais, para as estacas cravadas, além destas, deve ser feita uma prova de carga para cada 500 estacas, e nas especiais, uma para cada 200 estacas. Nas estacas escavadas deve ser feita uma prova de carga para obras de mais de 100 estacas. Sempre que possível, as estacas de prova devem ser localizadas de modo a ser aproveitadas como estacas de fundação, caso resultado satisfatório da prova. Sempre que houver dúvida sobre uma estaca, deve ser comprovado o seu comportamento satisfatório. Se não for suficiente, deve ser realizada uma prova de carga.

O executante deve manter um registro completo, em duas vias, uma destinada à Fiscalização, da cravação de cada estaca, inclusive as de prova. Anotar para todas as estacas: o número e a localização, dimensões, cota do terreno no local da estaca, nível da água (se houver), característica do equipamento de cravação ou escavação, desaprumo e desvio de locação, qualidade de materiais utilizados e consumo por estaca, comprimento real da estaca abaixo do arrasamento, volume da base, anormalidade de execução e anotação rigorosa de horários de início e fim de cravação ou escavação.

Deve, ainda, ser registrado para as estacas cravadas: suplemento de estaca utilizado (tipo e comprimento), profundidade de penetração da estaca com peso próprio e com peso do martelo, número de golpes necessários para a cravação por metro de estaca, número efetivo de golpes por minuto durante a cravação, duração de qualquer interrupção na cravação e hora da ocorrência, cota final da ponta da estaca cravada, cota da cabeça da estaca antes do arrasamento na estaca pré-moldada, data de concretagem da estaca pré-moldada, data da cravação, negas no final de cravação e na recravação, quando houver deslocamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas e negas no final de cravação e na recravação, quando houver. Em caso de estacas escavadas, mencionar os horários de início e fim da escavação e de cada etapa de concretagem, a comparação do consumo real de materiais em relação ao teórico e o comportamento da armadura durante a concretagem.
Para a cravação de estacas metálicas ou pré-moldadas de concreto deve ser preenchido o Relatório de
Cravação de Estacas, cujo modelo consta do Anexo A (Normativo).
Pode ser permitido entre eixos de estacas isoladas e o ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar, um desvio de 10% do diâmetro da estaca. Desvios superiores, no caso de estacas não travadas, deve obrigar verificação estrutural quanto à flambagem do pilar e da estaca. Para estacas travadas, as vigas de travamento devem ser redimensionadas para a excentricidade real e verificada a flambagem do pilar.
Para conjunto de estacas alinhadas, admite-se um acréscimo de, no máximo, 15% sobre a carga admissível na estaca de excentricidade, na direção do plano das estacas. Acréscimos superiores devem ser corrigidos com acréscimo de estacas ou recurso estrutural. Para excentricidade na direção normal ao plano das estacas, vide parágrafo anterior.
Para o conjunto de estacas não alinhadas, devem ser verificadas as solicitações em todas as estacas, admitindo-se o acréscimo de, no máximo, 15% sobre a carga admissível de projeto.
Quanto ao desvio de inclinação pode ser tolerado, sem correção, um desvio angular, em relação à posição projetada, de 1:100.

7.2.2 Tubulões e caixões
Devem ser anotados na execução da fundação em tubulão os seguintes elementos, conforme o tipo: cota de arrasamento, dimensões reais da base alargada, material de apoio, equipamento de cada etapa, deslocamento e desaprumo, comparação do consumo de material durante a concretagem com o previsto, qualidade dos materiais, anormalidades de execução e providências tomadas, inspeção do terreno ao longo do fuste e assentamento da fundação.
Pode ser tolerado um desvio entre o eixo do tubulão e ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar, de 10% do diâmetro do fuste do tubulão.
Ultrapassados os limites quanto à excentricidade e/ou ao desaprumo, deve ser feita verificação estrutural, com os redimensionamentos necessários.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade.
7.3.1 Conformidade
Podem ser consideradas conformes as fundações que atendam ao estabelecido nas subseções 5.1, 5.3, 7.1 e 7.2.

7.3.2 Não-conformidade
Os serviços que não atenderem à subseção 7.3.1, devem ser corrigidos, complementados ou refeitos, incluindo provas de carga.

8 Critérios de medição
Os serviços aceitos devem ser medidos de acordo com os critérios seguintes:

8.1 Escoramento de cavas de fundações - ensecadeiras
Devem ser medidos por metro quadrado de pranchas verticais ensecadeiras, com altura determinada pela diferença entre a cota de implantação da ensecadeira e a cota necessária à contenção. Não

devem ser medidos em separado o escoramento e o contraventamento das pranchas verticais, bem como o enchimento e apiloamento do material de enchimento, no caso de ensecadeira dupla.

8.2 Escavação e aterros

A medição dos volumes deve ser feita em metros cúbicos, através das seções transversais determinadas antes e depois da execução dos serviços.

8.3 Blocos e sapatas

Devem ser medidos separadamente, por metro quadrado de fôrmas colocadas, por metro cúbico de concreto e por quilograma de aço dobrado e colocado nas fôrmas.

8.4 Estacas

Devem ser medidas pelo comprimento entre as cotas da ponta e do arrasamento. Para as estacas moldadas no local, o comprimento medido deve ser entre as cotas do topo do bulbo e do arrasamento da estaca concluída. A base da estaca bulbo, se houver, deve ser considerada para efeito de medição como um metro de estaca cravada e concretada. Não devem ser incluídos na medição o corte das estacas e a perda do seu excesso, inclusive do tubo metálico, se for o caso.

8.5 Tubulões e caixões

Os tubulões devem ser medidos por metro de camisa implantada e cheia de concreto e por metro cúbico de concreto da base alargada. Os caixões devem ser medidos por metro de camisa implantada e por metro cúbico de material de enchimento e de alargamento de base, se houver.

Anexo A (Normativo)

DNIT	DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES	Data:
	RELATÓRIO DE CRAVAÇÃO DE ESTACA	Hora: Cota terreno: Nível d'água:
	Rodovia: OAE: Pista:	Cota ref.:

DADOS DO BATE-ESTACAS	DADOS DA ESTACA										
Marca:	Ordem de Grav.	Nº de Fab.	Tipo	Locação	Inclin.	Cota Inf. da Pintura	Seção	Comprimento (m)	Cota da Cabeça	Cota de Arras.	Cota Final Ponta
Modelo:											
Energia:											
Golpes/min:											

RELATÓRIO DE CRAVAÇÃO

Hora	Metros	Total de Golpes	Golpes p/ 10 cm	Curso/pos válvula	Obs.:	Hora	Metros	Total de Golpes	Golpes p/ 10 cm	Curso/pos válvula	Obs.:

Nota: Indique por números na coluna Obs.: (1), (2) etc, qualquer informação importante como paradas, obstruções, quebras, deslocamentos, etc.

Observações:

CONSTRUTOR INSPETOR

NORMA DNIT 120/2009- ES

Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática empregada na execução de fôrmas em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critério de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia
índice geral.

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução e controle da qualidade de fôrmas de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 333/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para a execução e controle das fôrmas, molde do concreto plástico, de acordo com os elementos constantes no projeto estrutural, em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

b) ____. *NBR* 6494 - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.

c) ____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.

d) ____. *NBR* 14931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

e) ____. *NBR* 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

f) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009- PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

g) *DNIT 070-PRO* Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Fôrmas

Moldes provisórios destinados a receber e conter o concreto, enquanto endurece.

3.2 Fôrmas reutilizáveis

Fôrmas elaboradas, em geral, de chapas de madeira compensada e impermeabilizada; dependendo da obra e do projeto dos painéis, o reaproveitamento pode ser superior a dez vezes.

3.3 Fôrmas brutas

Fôrmas de tábuas, que somente devem ser usadas para concreto não aparente; a reutilização é pequena.

3.4 Fôrmas auto-portantes

Fôrmas que dispensam escoramento; somente possíveis para pequenos vãos e cargas limitadas.

3.5 Fôrmas metálicas

Chapas metálicas finas e enrijecidas, usadas para estruturas repetitivas e com acabamento apurado, tais como elementos pré-moldados e pilares circulares.

4 Condições gerais

A responsabilidade pelo projeto, execução e remoção das fôrmas é do construtor.
As fôrmas somente devem entrar em carga após a liberação da Fiscalização.
Em virtude da importância, responsabilidade, custo relativo e multiplicidade de soluções, as fôrmas devem ser projetadas e dimensionadas com antecedência, antes do início da construção.
As fôrmas devem ser projetadas e detalhadas de maneira que as lajes, vigas, paredes e outros elementos estruturais acabados tenham as dimensões, formas, alinhamentos e posições dentro das tolerâncias admissíveis.
Fôrmas e escoramentos devem formar um sistema interdependente, com previsão de desmoldagem parcial ou total.
Fôrmas e escoramentos devem ser dimensionados com previsão de ação de ventos e sobrecargas de equipamentos, pessoal e materiais.

5 Condições específicas

5.1 Projeto

A escolha dos materiais adequados para execução das fôrmas deve atender a requisitos de econo-

mia, segurança e acabamento desejado para a obra.
O projeto das fôrmas, bem como do escoramento, é de responsabilidade do construtor e deve ser apresentado completo, para exame da Fiscalização; o projeto deve atender a todas as normas e especificações, inclusive as locais, estaduais e federais.
O projeto das fôrmas deve indicar, quando necessário, aberturas provisórias para limpeza e retirada de detritos.
No projeto, devem ser previstos forma, prazo e condições para remoção das fôrmas.

5.2 Insumos

5.2.1 Madeira em tábuas

Praticamente, todos os tipos de fôrmas necessitam de algum componente de madeira; há uma grande variedade de espécies de madeira e a escolha de algum tipo depende da disponibilidade e do custo.
Quando permitidas as fôrmas de madeira, sob a forma de tábuas, devem ser escolhidas madeiras não muito secas, que incham quando molhadas, e nem muito verdes, que empenam quando secam.
A qualidade do acabamento do concreto que se consegue com a madeira em forma de tábuas melhora muito quando se utiliza a madeira aparelhada, isto é, a madeira submetida a plainas e lixadeiras.

5.2.2 Madeira compensada

Os compensados de madeira são o material mais usado para o revestimento de fôrmas; disponíveis em painéis grandes de 110 x 220 cm e espessuras industriais de 3 a 30 mm permitem, além de excelente acabamento, um grande reaproveitamento, de cinco a dez vezes, principalmente se a face em contato direto com o concreto for impermeabilizada, por pinturas ou revestimento metálico.

5.2.3 Fôrmas metálicas

Para grande número de repetições e acabamento mais apurado, nas vigas pré-moldadas e pilares circulares, por exemplo, as fôrmas metálicas são as mais indicadas. Em certas estruturas, tais como vigas de grandes vãos, a fôrma metálica é praticamente e economicamente insubstituível, visto que elimina apoios intermediários.

5.3 Acessórios

5.3.1 Pregos

Os pregos são os dispositivos mecânicos mais comuns para a junção de painéis de fôrmas e seu uso adequado contribui para a economia e a qualidade do trabalho.
A preferência dos profissionais recai nas seguintes bitolas: para tábuas, sarrafos e contraplacados de 1 polegada de espessura, pregos de 18 x 27 (3,4 x 61 mm) e para tábuas, ripas e contraplacados de 0,5 polegada de espessura, pregos de 15 x 15 (2,4 x 34 mm).
5.3.2 Tirantes

Os tirantes são dispositivos tensionados, adaptados para manter as fôrmas em seu lugar, impedindo-as de abrir, quando solicitadas pela pressão lateral do concreto fresco; podem ser simples vergalhões de aço ou sofisticados produtos industriais.

O tirante é isolado da massa de concreto por um tubo plástico que o envolve e permite sua retirada após o endurecimento do concreto; os furos para passagem dos tirantes devem ser obturados com espessura mínima igual ao cobrimento adotado.

5.4 Cargas atuantes

5.4.1 Cargas verticais

As cargas verticais que incidem nas fôrmas são as cargas permanentes e as sobrecargas; as cargas permanentes são o peso próprio das fôrmas, o peso das armaduras e o peso do concreto fresco, e as sobrecargas incluem o peso dos equipamentos e materiais estocados, o peso dos operários e o impacto da movimentação das sobrecargas.

5.4.2 Pressão lateral do concreto fresco
A pressão lateral do concreto fresco deve ser calculada em função das características do concreto, peso específico e fluidez, velocidade de lançamento e altura da massa de concreto; cuidados especiais devem ser tomados nas fôrmas dos pilares, onde o mais seguro é considerar toda a altura do pilar.

5.4.3 Cargas horizontais
Fôrmas e escoramentos devem ser dimensionados e contraventados para resistir a solicitações do vento, lançamento do concreto, forças resultantes de apoios inclinados, protensão de cabos e movimentação e frenagem de equipamentos.

5.4.4 Fatores que afetam a pressão lateral do concreto O peso do concreto, com influência direta na pressão hidrostática, a vibração interna para adensamento do concreto, a temperatura do concreto por ocasião do lançamento e outras variáveis de menor importância afetam a pressão lateral do concreto e devem ser levadas em conta no dimensionamento das fôrmas.

A revibração e a vibração externa, aceitas em certos tipos de construção, produzem solicitações superiores à vibração interna e tornam necessárias fôrmas especiais, reforçadas.

5.5 Remoção de fôrmas
A remoção de fôrmas, desejável para permitir a execução de outras fases construtivas e possibilitar seu reaproveitamento, deve ser efetuada em bases absolutamente confiáveis.

Fôrmas e escoramentos não devem ser removidos de vigas, lajes e paredes antes que estes elementos estruturais tenham adquirido resistência suficiente para suportar seu peso próprio e as sobrecargas permitidas nesta fase; além da resistência, um módulo de elasticidade mínimo deve ser atingido, para minimizar as deformações por fluência do concreto.

Os prazos mínimos para retirada de fôrmas podem ser obtidos no ACI 347 e devem ser confrontados com a Norma ABNT NBR 6118:2007, adotando-se os prazos mais longos; os prazos sugeridos pelo ACI 347 são os seguintes:

a) Paredes, colunas e faces de vigas: 12 horas; porém se estas fôrmas se referem a fôrmas de lajes ou fôrmas de fundos de vigas, a remoção deve ser governada por estas últimas.

b) Fôrmas de fundo de vigas:

- Vão livre entre apoios menor que 3,0 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 7 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 4 dias.

- Vão livre entre apoios situados entre 3 m e 6 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 14 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 7dias.

- Vão livre entre apoios maior que 6,0 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 10 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 7 dias.

5.6 Técnicas especiais de construção
Algumas técnicas especiais de construção, às vezes mescladas com escoramentos, também especiais, são citadas a seguir.

5.6.1 Fôrmas deslizantes
Nas fôrmas deslizantes o concreto plástico é colocado nas fôrmas que, por dispositivos apropriados, avançam, dando a conformação final à estrutura; as fôrmas deslizantes podem ser verticais, para colunas de grande altura, principalmente, ou horizontais, para canais.

As fôrmas deslizantes por utilizar equipamentos específicos e por exigir o conhecimento de uma série de detalhes executivos, devem ser operadas por empresas especializadas.

A movimentação das fôrmas é lenta, constante e dependente da consistência e resistência do concreto.

Em virtude da movimentação das fôrmas deslizantes causar microfissuras no concreto, a espessura do cobrimento das armaduras deve ser acrescida de 2,5 cm. 5.6.2 Fôrmas trepantes

Diferentemente das fôrmas deslizantes, que se movimentam constantemente, as fôrmas trepantes avançam aos saltos, em geral, em módulos de três metros.

Em virtude de utilizar equipamentos especiais e mão-de-obra especializada, as fôrmas trepantes somente devem ser operadas por empresas que tenham experiência comprovada na sua utilização.

Não há necessidade de cobrimento adicional das armaduras.

5.6.3 Fôrmas auto-portantes
As fôrmas auto-portantes são as que dispensam escoramentos; pouco usadas e somente para pequenos vãos, foram citadas e esquematizadas em uma edição do Beton-Kalender da década de 50 e utilizadas em algumas pontes brasileiras nas décadas de 60 e 70.

Constam, essencialmente, de camadas de tábuas com a altura da peça a construir, cortadas de maneira a serem dispostas a 45º, superpostas, cruzadas e solidarizadas por pregos.

Não é um tipo de fôrma confiável e sua utilização deve ser evitada.

5.6.4 Fôrmas de construção em avanços sucessivos
As fôrmas de avanços sucessivos são associadas a treliças metálicas, macacos e tirantes e prestam-se à construção de pontes e viadutos rodoviários em avanços sucessivos; o conhecimento deste tipo de fôrmas está bastante difundido.

5.6.5 Fôrmas de construção em incrementos sucessivos
As pontes de construção em incrementos sucessivos, "incrementai launching", são construídas a partir das extremidades, em comprimentos iguais à metade do comprimento dos vãos e que são empurrados para seu lugar definitivo.

Podem ser construídas em grandes comprimentos, retas ou em curvas circulares.

6 Condicionantes ambientais
Na hipótese, cada vez mais rara, de utilização de tábuas como fôrmas, somente devem ser utilizadas madeiras com aprovação para exploração.

O material resultante da desforma deve ser removido do local e depositado em áreas previamente aprovadas para tal fim.

Para minimizar as agressões ao meio ambiente é necessário o atendimento da Norma DNIT 070/2006 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento e das prescrições resumidas, indicadas acima, assim como, das recomendações pertinentes constantes da

subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT (IPR Publ. 730).

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

As tábuas corridas não devem apresentar nós em tamanhos prejudiciais e a madeira compensada deve ter comprovada resistência à água e à pressão do concreto.

7.2 Controle da execução

Verificar cuidadosamente as dimensões, nivelamento, alinhamento e verticalidade das fôrmas, antes, durante e após a concretagem; não deve ser permitido ultrapassar a tolerância mencionada na seção 11 da ABNT NBR-6118:2007.

O prazo mínimo para a desmoldagem é o previsto na ABNT NBR-6118:2007.

7.3 Condições de conformidade e não conformidade

7.3.1 Conformidade

Devem ser consideradas conformes as fôrmas que atendam às condições estabelecidas nesta Norma.

7.3.2 Não-conformidade

Devem ser rejeitadas as fôrmas que apresentarem defeitos que coloquem em risco a obra e não atendam às condições acima, as frágeis, as não estanques etc.

8 Critério de medição

As fôrmas devem ser medidas por metro quadrado de superfície colocada, não cabendo medição em separado para escoras laterais, tirantes, travejamento e quaisquer outros serviços necessários, inclusive ao seu posicionamento.

NORMA DNIT 117/2009 - ES
Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática empregada na execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

São, também, apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critérios de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução de concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção, na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a norma DNER-ES 330/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 5732 - Cimento portland comum - Especificação. Rio de Janeiro.

b) ___. *NBR* 5733 - Cimento portland de alta resistência inicial - Especificação. Rio de Janeiro.

c) ___. *NBR* 5736 - Cimento portland pozolânico - Especificação. Rio de Janeiro.

d) ___. *NBR* 5737 - Cimento portland resistente a sulfatos - Especificação. Rio de Janeiro.

e) ___. *NBR* 5738 - Concreto - Moldagem e cura de corpos-de-prova - Procedimento. Rio de Janeiro.

f) ___. *NBR* 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

g) ___.*NBR* 7187 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

h) ___. *NBR* 7211 - Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro.

i) ___. *NBR* 7212 - Execução de concreto dosado em central - Especificação. Rio de Janeiro.

j) ___. *NBR* 7215 - Cimento portland - Determinação da Resistência à compressão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

k) ___. *NBR 7680* - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de concreto Procedimento. Rio de Janeiro.

l) ___. *NBR* 7681 - Calda de cimento para injeção - Especificação. Rio de Janeiro.

m) ___. *NBR* 7682 - Calda de cimento para injeção - Determinação do índice de fluidez - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

n) ___.*NBR* 7683 - Calda de cimento para injeção Determinação dos índices de exsudação e expansão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

o) ___.*NBR* 7684 - Calda de cimento para injeção - Determinação da resistência à compressão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

p) ____. *NBR* 7685 - Calda de cimento para injeção - Determinação da vida útil - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

q) ___. *NBR* 8953 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência - Classificação. Rio de Janeiro.

r) ___. *NBR 9062* - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado- Procedimento. Rio de Janeiro.

s) ___. *NBR 10839* - Execução de obras-de-arte especiais em concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

t) ___. *NBR* 11578 - Cimento portland composto Especificação. Rio de Janeiro.

u) ___. *NBR* 11582 - Cimento portland - Determinação da expansibilidade de Le Chatelier - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

v) ___. *NBR* 12654 - Controle tecnológico de materiais componentes do concreto Procedimento. Rio de Janeiro.

w) ___. *NBR* 12655 - Concreto de cimento portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro.

x) ___. *NBR* 12989 - Cimento portland branco - Especificação. Rio de Janeiro.

y) ___. *NBR* 13116 - Cimento portland de baixo calor de hidratação - Especificação. Rio de Janeiro.

z) ___. *NBR* 14931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

aa) ___. *NBR NM* 10 - Cimento portland - Análise química - Disposições gerais. Rio de Janeiro.

bb) ___. *NBR NM* 19 - Cimento portland - Análise química - Determinação de enxofre na forma de sulfeto. Rio de Janeiro.

cc) ___. *NBR NM* 45 - Cimento portland - Determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro.

dd) ___. *NBR NM* 65 - Cimento portland - Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro.

ee) ___. *NBR NM* 67 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro.

ff) ___. *NBR NM* 68 - Concreto - Determinação da consistência de espalhamento na mesa de Graff. Rio de Janeiro.

gg) ___. *NBR NM* 76 - Cimento portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro.

hh) BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *DNER - EM 036* - Cimento portland - Recebimento e aceitação. Rio de Janeiro.

ii) ___. *DNER - EM 037* - Agregado graúdo para concreto de cimento. Rio de Janeiro.

jj) ___. *DNER - EM 038* - Agregado miúdo para concreto de cimento. Rio de Janeiro.

kk) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009 - PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

ll) __. *DNIT 011/2004 - PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.

mm) ___. *DNIT 037 - ME* - Pavimento rígido - Água para amassamento do concreto de cimento Portland - Ensaios comparativos. Rio de Janeiro: IPR.

nn) ___. *DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Concreto

Material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante e partículas de agregados; no concreto de cimento hidráulico, o meio aglomerante é formado por uma mistura de cimento hidráulico e água.

3.2 Cimento
Material finamente pulverizado que, por si só, não é aglomerante, mas desenvolve propriedades ligantes como resultado da hidratação.

3.3 Agregado
Material granular inerte, tal como areia, pedra britada ou escória de alto forno, usado como um meio cimentante, para formar o concreto ou argamassa de cimento hidráulico; o agregado graúdo tem partículas maiores que 4,8 mm e fica retido na peneira n° 4, enquanto que o agregado miúdo tem partículas menores que 4,8 mm e fica retido na peneira n° 200. A areia é o agregado miúdo resultante da desintegração natural e da abrasão de rochas ou processamento de rochas arenosas friáveis.

3.4 Argamassa
Mistura de areia, cimento, água e eventuais aditivos.

3.5 Aditivos
Materiais, outros que não água, agregados ou cimento, usados como componentes do concreto para modificar suas propriedades, tais como: aumentar sua resistência, retardar ou acelerar a pega, acelerar ou retardar a evolução da resistência, incorporar ar etc.

Nota: Para outras definições consultar seção 3 das Normas ABNT NBR 12655:2006 e ABNT NBR 14931 :2003.

4 Condições gerais
Além do atendimento às normas relacionadas nas Referências Normativas, concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção devem ser confeccionados para atender aos requisitos mínimos de durabilidade, que incluem resistência à agressividade do meio ambiente, ataques de produtos químicos, abrasão e demais processos de deterioração; o concreto dito durável deve manter suas condições originais, sua qualidade e estar em plena capacidade de utilização em toda sua longa vida útil.

5 Condições específicas
5.1 Material
5.1.1 Cimento
Os cimentos devem satisfazer às especificações brasileiras, podendo ser de qualquer tipo e classe, desde que no projeto não se faça restrição a este ou aquele. Nos concretos, argamassas e caldas em contato com armaduras de protensão, o cimento empregado não pode apresentar teor de enxofre sob a forma de sulfeto superior a 0,2%.

Nos cimentos empregados deve-se exigir a apresentação do certificado de qualidade. Todo cimento deve ser guardado em local seco e abrigado de agentes nocivos e não deve ser transportado em dias úmidos.

O cimento pode ser armazenado em sacos de 50 kg ou em silos, quando entregue a granel e para cimento de uma única procedência. O período de armazenamento não pode comprometer a sua qualidade. Deve ser verificado, antes da utilização, se o cimento atende às especificações.

Devem, ainda, atender à Norma DNER-EM 036/95.

5.1.2 Agregados
Os agregados devem constituir-se de materiais granulosos e inertes, substâncias minerais naturais ou artificiais, britados ou não, duráveis e resistentes, com dimensões máximas características e formas adequadas ao concreto ou argamassa a produzir. Devem ser armazenados separadamente, isolados do terreno natural em assoalho de madeira ou camada de concreto, de forma a permitir o escoamento d'água. Não devem conter substâncias nocivas que prejudiquem a pega ou o endurecimento do concreto, ou minerais deletérios que provoquem expansões em contato com a umidade e com determi-

nados elementos químicos.

Devem atender às Normas DNER-EM 037/97 e DNEREM 038/97.

Os agregados podem ser:

a) Agregados miúdos
São normalmente constituídos por areia natural quartzoza, de dimensão máxima característica igualou inferior a 4,8 mm. Devem ser bem graduados; são recomendadas as areias médias que não apresentem substâncias nocivas, como torrões de argila, materiais orgânicos, cloretos etc.

Somente deve ser admitido, após estudos em laboratórios, o emprego de agregados miúdos provenientes de rocha sadia.

b) Agregados graúdos
Devem dimensão máxima apresentar característica entre 4,8 mm e 50 mm e ser naturais (cascalhos ou seixos rolados, britados ou não) ou artificiais (pedras britadas, argilas expandidas, etc). Não devem apresentar substâncias nocivas, como materiais pulverulentos, torrões de argila, matéria orgânica, etc.

O agregado graúdo é constituído pelas partículas de diversas graduações, nas proporções indicadas nos traços do concreto e armazenado separadamente, em função destas graduações.

5.1.3 Pedra de mão
A pedra de mão para concreto ciclópico, de granito ou outra rocha estável, deve ter qualidade idêntica à exigida para a pedra britada empregada na confecção do concreto estrutural.

Deve ser limpa e isenta de incrustações nocivas e sua máxima dimensão, não inferior a 30 cm nem superior a 1/4 da mínima dimensão do elemento a ser construído.

5.1.4 Água
A água para a preparação do concreto e da argamassa não deve conter ingredientes nocivos em quantidades que afetem o concreto fresco ou endurecido, ou reduzir a proteção das armaduras contra a corrosão. Deve ser razoavelmente clara e isenta de óleo, ácidos, álcalis, matéria orgânica etc. e obedecer à exigência da subseção 7.1.3 desta Norma. Deve ser guardada em caixas estanques e tampadas, de modo a evitar contaminação por substâncias estranhas.
5.1.5 Aditivos
A utilização de aditivos deve implicar no perfeito conhecimento de sua composição e propriedades, efeitos no concreto e armaduras, sua dosagem típica, possíveis efeitos de dosagens diferentes, conteúdo de cloretos, prazo de validade e condições de armazenamento.

Somente devem ser usados aditivos expressamente previstos no projeto ou nos estudos de dosagem de concretos empregados na obra, realizados em laboratório e aprovados pela Fiscalização e projetista.
Para o concreto estrutural, os aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogenetos são rigorosamente proibidos. Não devem conter, ainda, ingredientes que possam provocar a corrosão do aço; as mesmas recomendações valem para a calda de injeção.

5.1.6 Adições
As adições não podem ser nocivas ao concreto e argamassa e devem ser compatíveis com os demais componentes da mistura.

5.2 Equipamento

A natureza, capacidade e quantidade do equipamento a ser utilizado dependem do tipo e dimensões do serviço a executar. Para os concretos preparados na obra, pode ser utilizada betoneira estacionária de, no mínimo, 320 litros com dosador de água, central de concreto ou caminhão betoneira. Para o lançamento podem ser utilizados carrinhos-caçambas, caçambas, bombas etc.

Os equipamentos necessários para a execução dos serviços devem estar disponíveis na obra em condições de trabalho e de acordo com as especificações do fabricante.

5.3 Execução

Todas as fases descritas nesta subseção devem obedecer aos requisitos da Norma NBR 14931 :2003 e complementarmente, aos requisitos das Normas NBR 10839: 1989 e NBR 9062:2006.

5.3.1 Concreto

a) Classificação

O concreto pode ser classificado quanto a sua densidade: como concreto normal, com massa específica entre 2000 e 2800 kg/m^3; como concreto leve, cuja massa específica não ultrapasse 2000 kg/m^3; e como concreto pesado com massa específica maior que 2800 kg/m^3. O concreto deve apresentar uma consistência compatível com os equipamentos disponíveis na obra, para que, depois de endurecido, se torne um material homogêneo e compacto.

b) Dosagem

Os concretos para fins estruturais devem ser dosados, racional e experimentalmente, a partir da resistência característica à compressão estabelecida no projeto, do tipo de controle do concreto, da trabalhabilidade adequada ao processo de lançamento empregado e das características físicas e químicas dos materiais componentes. O cálculo da dosagem deve ser refeito cada vez que prevista uma mudança de marca, tipo ou classe de cimento, da procedência e qualidade dos agregados e demais materiais e quando não obtida a resistência desejada.

Os concretos são classificados conforme a resistência característica à compressão (fck) em grupos I e II e, dentro dos grupos, em classes, sendo o grupo I, subdividido em nove classes, do C10 ao C50 e o grupo II em quatro classes (C55, C60, C70 e C80).

Somente o traço do concreto da classe C10, com consumo mínimo de 300 kg de cimento por metro cúbico, pode ser estabelecido empiricamente.

São consideradas, também, para a dosagem dos concretos, condições peculiares, como: permeabilidade, resistência ao desgaste, ação de águas agressivas, aspecto das superfícies, condições de lançamento etc.

A resistência de dosagem do concreto é função de sua resistência característica e do desvio padrão das amostras, dependendo das condições de preparo e classificando-se de acordo com as condições apresentadas na tabela 1:

Tabela 1 - Classificação do concreto pela resistência característica

Condições de preparo	Classe de Resistência	Medição dos materiais		
		Cimento	Água	Agregados
B	C10 a C20	Massa	Volume, com dispositivo dosador (1)	Volume (2)
	C10 a C25	Massa	Volume, com dispositivo dosador (1)	Massa ou volume (3)
A	C10 a C80	Massa	Massa ou volume com dispositivo dosador (1)	Massa

Notas:
(1) corrigida em função da umidade do agregado miúdo, determinada por ensaio.

(2) volume do agregado miúdo, corrigido através da curva de inchamento, e a umidade determinada, pelo menos, três vezes no mesmo turno de serviço.

(3) umidade da areia medida no canteiro, em balanças aferidas, para permitir a rápida conversão de massa para volume de agregados.

c) Preparo
Para os concretos executados no canteiro, antes do início da concretagem deve ser preparada uma amassada de concreto, para comprovação e eventual ajuste do traço definido no estudo de dosagem.

O preparo do concreto destinado às estruturas deve ser mecânico, em pequenos volumes nas obras de pequena importância, não podendo ser aumentada, em hipótese alguma, a quantidade de água prevista para o traço.

Os sacos de cimento rasgados, parcialmente usados ou com cimento endurecido devem ser rejeitados.

Os componentes do concreto, medidos de acordo com a alínea "b", devem ser misturados até formar uma massa homogênea. O tempo mínimo de mistura em betoneira estacionária é de 60 segundos, aumentado em 15 segundos para cada metro cúbico de capacidade nominal da betoneira, ou conforme especificação do fabricante. Para central de concreto e caminhão betoneira deve ser atendida a ABNT NBR 7212:1984. Após a descarga, não podem ficar retidos nas paredes do misturador volumes superiores a 5% do volume nominal.

Quando o concreto for preparado por empresa de serviços de concretagem, a central deve assumir a responsabilidade por este serviço e cumprir as prescrições relativas às etapas de execução do concreto (ABNT NBR-12655:2006), bem como as disposições da ABNT NBR-7212:1984.

O concreto deve ser preparado somente nas quantidades destinadas ao uso imediato. Não deve ser permitida a remistura do concreto parcialmente endurecido.

d) Transporte
Quando a mistura for preparada fora do local da obra, o concreto deve ser transportado em caminhões betoneiras, não podendo haver segregação durante o transporte, nem apresentar temperaturas fora da faixa de 5°C a 30°C. A velocidade do tambor giratório não deve ser menor que duas nem

maior que seis rotações por minuto. Qualquer motivo provável da aceleração da pega deve acelerar o período completo de descarregamento, ou devem ser empregados aditivos retardadores da pega. O intervalo entre as entregas deve ser tal que não permita o endurecimento parcial do concreto já colocado, não excedendo há 30 minutos.

O intervalo entre a colocação de água no tambor e a descarga final do concreto da betoneira nas fôrmas não deve exceder o tempo de início de pega do cimento, devendo a mistura ser revolvida, de modo contínuo, para que o concreto não fique em repouso antes do seu lançamento, por tempo superior a 30 minutos. No transporte horizontal devem ser empregados carros especiais providos de rodas de pneus e evitado o uso de carros com rodas maciças, de ferro ou carrinhos comuns.

e) Lançamento

O lançamento do concreto só pode ser iniciado após o conhecimento dos resultados dos ensaios da dosagem, verificação da posição exata da armadura, limpeza das fôrmas, que, quando de madeira, devem estar suficientemente molhadas, e do interior removidos os cavacos de madeira, serragem e demais resíduos de operações de carpintaria. Devem ser tomadas precauções para não haver excesso de água no local de lançamento, o que pode ocasionar a possibilidade do concreto fresco vir a ser lavado.

Não são permitidos lançamentos do concreto de uma altura superior a 2 m, ou acúmulo de grande quantidade em um ponto qualquer e posterior deslocamento ao longo das fôrmas. Na concretagem de colunas ou peças altas, o concreto deve ser introduzido por janelas abertas nas fôrmas, e fechadas à medida que a concretagem avançar.

Dispositivos, tais como calhas, tubos ou canaletas, podem ser usados como auxiliares no lançamento do concreto, dispostos de modo a não provocar segregação, devendo ser mantidos limpos e isentos de camada de concreto endurecido e, preferencialmente, executados ou revestidos com chapas metálicas.

O concreto somente pode ser colocado sob água quando sua mistura possuir excesso de cimento de 20% em massa. Em hipótese alguma deve ser empregado concreto submerso com consumo de cimento inferior a 350 kg/m", Para evitar segregação, o concreto deve ser cuidadosamente colocado na posição final em uma massa compacta, por meio de funil ou de caçamba fechada, de fundo móvel, e não perturbado depois de ser depositado. Cuidados especiais devem ser tomados para manter a água parada no local de depósito. O concreto não deve ser colocado diretamente em contato com a água corrente.

Quando usado funil, este deve consistir de um tubo de mais de 25 cm de diâmetro, construído em seções acopladas umas às outras, por flanges providas de gaxetas. O modo de operar deve permitir movimento livre da extremidade de descarga e seu abaixamento rápido, quando necessário, para estrangular ou retardar o fluxo. O enchimento deve processar-se por método que evite a lavagem do concreto. O terminal deve estar sempre dentro da massa do concreto e o tubo deve conter suficiente quantidade de concreto, para não haver penetração de água. O fluxo do concreto deve ser contínuo e regulado, de modo a obter camadas aproximadamente horizontais, até o término da concretagem.

Quando o concreto for colocado com caçamba de fundo móvel, esta deve ter capacidade superior a meio metro cúbico (0,50 m³). Baixar a caçamba, gradual e cuidadosamente, até apoiá-la na fundação preparada ou no concreto já colocado; elevá-la muito vagarosamente durante o percurso de descarga. Pretende-se, com isto, manter a água tão parada quanto possível no ponto de descarga e evitar agitação da mistura.

f) Adensamento
O concreto deve ser bem adensado dentro das fôrmas, mecanicamente; usar vibradores, que podem ser internos, externos ou superficiais, com frequência mínima de 3000 impulsos por minuto. O número de vibradores deve permitir adensar completamente, no tempo adequado, todo o volume de concreto a ser colocado. Somente deve ser permitido o adensamento manual em caso de interrupção no fornecimento de força motriz e pelo mínimo período indispensável ao término da moldagem da peça em execução, com acréscimo de 10% de cimento, sem aumento da água de amassamento.

Normalmente, devem ser utilizados vibradores de imersão internos; os externos, apenas quando as dimensões das peças não permitirem inserção do vibrador, ou junto com os internos, quando se desejar uma superfície de melhor aparência; e os vibradores superficiais, em lajes e pavimentos.

O vibrador de imersão deve ser empregado na posição vertical, evitando-se o contato demorado com as paredes das fôrmas ou com a armação, bem como a permanência demasiada em um mesmo ponto. Não deve ser permitido o uso do vibrador para provocar o deslocamento horizontal do concreto nas fôrmas. O afastamento de dois pontos contíguos de imersão do vibrador deve ser de, no mínimo, 30 cm. Pode, ainda, ser utilizado o concreto auto adensável.

g) Cura do concreto
Para atingir sua resistência total, o concreto deve ser curado e protegido eficientemente da chuva e contra a evaporação da água de amassamento ocasionada pelo sol e vento. A cura deve continuar durante um período mínimo de sete dias após o lançamento, caso não existam indicações em contrário. Para o concreto protendido, a cura deve prosseguir até que todos os cabos estejam protendidos. Sendo usado cimento de alta resistência inicial, esse período pode ser reduzido.

A água para a cura deve ser da mesma qualidade usada para a mistura do concreto. Podem ser utilizados, principalmente, os métodos de manutenção das fôrmas, cobertura com filmes plásticos, colocação de coberturas úmidas, aspersão de água ou aplicação de produtos especiais que formem membranas protetoras.

h) Juntas de concretagem
As juntas de concretagem devem obedecer, rigorosamente, ao disposto no Plano de Concretagem, integrante do projeto. O número de juntas de concretagem deve ser o menor possível.

5.3.2 Concreto ciclópico ou concreto simples
Onde for necessário o emprego de concreto ciclópico, adicionar concreto, preparado como mencionado na subseção 5.3.1, com volume de até 30% de pedras de mão, lavadas, saturadas com água e envolvidas com 5 cm, no mínimo, de concreto.

Nenhum concreto a ser empregado em concreto ciclópico deve ter resistência característica à compressão (fck) inferior a 12 MPa .

5.3.3 Argamassa
As argamassas devem ser preparadas em betoneiras. Sendo permitida a mistura manual, a areia e o cimento devem ser misturados a seco até obter-se coloração uniforme, quando, então, deve ser adicionada a água necessária para a obtenção da argamassa de boa consistência, para manuseio e espalhamento fáceis com a colher de pedreiro. A argamassa não empregada em 45 minutos após a preparação deve ser rejeitada e não deve ser permitido seu aproveitamento, mesmo com adição de mais cimento.

As argamassas destinadas ao nivelamento das faces superiores dos pilares e preparo do berço dos aparelhos de apoio devem ter resistência característica mínima à compressão de 25 MPa.

5.3.4 Calda de cimento para injeção
Produto da mistura conveniente de cimento, água e, eventualmente, de aditivos, para preenchimento de bainhas ou dutos de armadura de protensão de peças de concreto protendido, a fim de proteger a armadura contra a corrosão e garantir a aderência posterior ao concreto da peça.

Recomenda-se a injeção até, no máximo, oito dias após a protensão dos cabos.

O cimento utilizado deve ser o cimento Portland comum, ou outro tipo de cimento que satisfaça às seguintes exigências:

a) teor de cloro proveniente de cloreto: máximo igual a 0,10%;

b) teor de enxofre proveniente de sulfetos (ABNT NBR NM 19:2004): máximo igual a 0,20%.

A água pode ser considerada satisfatória, se atender ao constante da subseção 7.1.3 desta Norma.

Não são permitidos aditivos que contenham halogenetos ou reatores ao material de calda e deteriorem ou ataquem o aço.

O fator água/cimento não deve ser superior a 0,45, em massa.

Para execução do serviço de injeção deve ser seguido o Anexo B - Execução da injeção de calda de cimento Portland em concreto protendido com aderência posterior, da ABNT NBR 14931 :2003.

6 Condicionantes ambientais

Deve ser atendido o estabelecido na documentação técnica-ambiental do empreendimento, constituída pelo Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e os Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA, em particular, o referente ao tratamento dos resíduos da construção civil e, também, observadas as recomendações e exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma DNIT 070/2006-PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

A ABNT NBR 12654:1992 fixa as condições exigíveis para realização do controle tecnológico dos materiais componentes do concreto.

7.1.1 Cimentos
Os ensaios de cimento devem ser feitos em laboratório, de acordo com as normas ABNT NBR NM 10:2004 (quando necessário), ABNT NBR 7215:1996, ABNT NBR NM 76:1998, ABNT NBR NM 43:2003, ABNT NBR NM 65:2003 e ABNT NBR 11582:1991.

O peso do saco de cimento deve ser verificado para cada 50 sacos fornecidos, com tolerância de 2%.

7.1.2 Agregados miúdo e graúdo
Devem obedecer à Norma ABNT NBR 7211 :2005.

7.1.3 Água
O controle da água deve ser feito, desde que apresente aspecto ou procedência duvidosa. Para utilização em concreto armado ou protendido deve ser considerada satisfatória se apresentar pH entre

5,8 e 8,0 e respeitar os seguintes limites máximos:

a) matéria orgânica: 3 mg/l (oxigênio consumido);

b) resíduo sólido: 5000 mg/l;

c) sulfatos: 300 mg/l (íons S04);

d) cloretos: 500 mg/l (íons Cl)

e) açúcar: 500 mg/l.

Para casos especiais considerar outras substâncias prejudiciais.

O gelo a ser utilizado, quando necessário para resfriamento da mistura (concreto ou calda de cimento), deve obedecer aos requisitos acima.

Nos ensaios comparativos de pega e resistência à compressão, executados de acordo com a Norma **DNIT** 037/2004-ME, adotando-se como comparação uma água de boa qualidade ou, de preferência, uma água destilada, os resultados obtidos com a pasta e argamassa executadas com água suspeita devem apresentar:

a) O tempo de início de pega deve ser igual, no mínimo, ao tempo de início de pega da pasta confeccionada com água de boa qualidade, menos 30 minutos;

b) O tempo de fim de pega deve ser igual, no máximo, ao tempo de fim de pega da pasta confeccionada com água de boa qualidade, mais 30 minutos;

c) A redução da resistência da argamassa executada com água suspeita, em relação à argamassa executada com água considerada satisfatória, não pode ser maior que 10%, nos ensaios aos 7 e 28 dias.

7.2 Controle da produção

7.2.1 Concreto

De acordo com a Norma ABNT NBR 12655:2006, para a garantia da qualidade do concreto a empregar na obra, para cada tipo e classe de concreto, devem ser realizados os ensaios de controle adiante relacionados, além de outros recomendados em projetos específicos:

a) ensaios de consistência, de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998 e/ou ABNT NBR NM 68: 1998 (para concreto auto adensável), sempre que ocorrerem alterações na umidade dos agregados, na primeira amassada do dia, após o reinício, seguido de interrupção igualou superior a 2 horas, na troca de operadores e cada vez que forem moldados corpos de prova. Para concreto fornecido por terceiros devem ser realizados ensaios a cada caminhão;

b) ensaios de resistência à compressão, de acordo com a ABNT NBR 5739:2009.

A consistência do concreto deve atender aos valores estipulados para cada situação. Caso não os atenda na primeira amostra, repetir nova amostragem; se persistir, provavelmente não apresenta a necessária plasticidade e coesão. Verificar a causa e corrigir antes da utilização, com exceção para os concretos cuja plasticidade exceda os limites dos métodos de ensaio, como o concreto bombeado.

A amostragem mínima do concreto para ensaios de resistência à compressão deve ser feita dividindo-se a estrutura em lotes. Cada lote corresponderá a um elemento estrutural, limitado pelos critérios

da Tabela 2, adaptada da ABNT NBR 12655:2006 e apresentada a seguir:

Tabela 2 - Critérios de amostragem mínima para ensaios de resistência

Limites superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou Compressão e Flexão	Flexão Simples
Volume de concreto	50 m^3	100 m^3
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem (1)	
(1) Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias e inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas.		

De cada lote retirar uma amostra de, no mínimo, seis exemplares, para os concretos até a classe C50, e doze exemplares para as classes superiores a C50.

Cada exemplar deve ser constituído por dois corpos de prova da mesma amassada, para cada idade do rompimento, moldados no mesmo ato. A resistência do exemplar de cada idade deve ser considerada a maior dos dois valores obtidos no ensaio. O volume de concreto, para a moldagem de cada exemplar e determinação da consistência, deve ser de 1,5 vezes o volume necessário para estes ensaios, e nunca menor que 30 litros.

A coleta deste concreto em betoneiras estacionárias deve ocorrer enquanto o concreto está sendo descarregado, representando o terço médio da mistura. Caso contrário, deve ser tomada imediatamente após a descarga, retirada de três locais diferentes, evitando-se as bordas. Homogeneizar o concreto sobre o recipiente com o auxílio de colher de pedreiro, concha metálica ou pá.

A coleta deste concreto em caminhão betoneira deve ocorrer enquanto o concreto está sendo descarregado e obtida em duas ou mais porções, do terço médio da mistura.

Para o concreto bombeado, a coleta deve ser feita em uma só porção, colocando-se o recipiente sob o fluxo de concreto na saída da tubulação, evitando-se o início e o fim do bombeamento.

Tabela 3 – Inspeção da calda de cimento para injeção

Ensaio	Método	Frequência e local da amostragem	Limites admitidos
Fluidez	NBR 7682:1983	Em cada cabo, uma vez na entrada e quantas forem necessárias na saída da bainha.	Imediatamente antes da injeção: máximo de 18 segundos. Na saída da bainha: mínimo de 8 segundos.
Vida Útil	NBR 7685:1983	Uma vez para a mesma composição e condição de mistura, no recipiente da estocagem.	Índice de fluidez maior que 18 segundos, durante o período de 30 minutos, após a conclusão da mistura.

Exsudação	NBR 7683:1983	Uma vez no início do primeiro dia de trabalho, repetindo-se no máximo, a cada 100 sacos de cimento consumidos por frente de trabalho e/ou a cada duas semanas; e a cada vez que mudar a composição e/ou condição de mistura e/ou materiais. As amostras devem ser coletadas no recipiente de estocagem da calda.	3 horas após a mistura, a água exsudada máxima de 2% do volume inicial da calda.
Expansão	NBR 7683:1983		Quando empregados aditivos expansões, 3 horas após a mistura, expansão total livre máxima 7% do volume inicial da calda. A calda deve ser injetada em um tempo tal que, no mínimo, 70% da expansão total livre ocorra dentro da bainha.
Resistência á compressão	NBR 7684:1983		$f_{ck28;}$> 25 MPa

7.2.2 Concreto ciclópico
O concreto empregado em concreto ciclópico deve ser submetido ao controle especificado na subseção 7.2.1, assim como dos insumos, conforme subseção 7.1.

7.2.3 Argamassa
As argamassas devem ser controladas através dos ensaios de qualidade de água e de areia.

7.2.4 Calda de cimento para Injeção
Os materiais devem ser medidos com precisão de 2, sendo o cimento medido em massa. Além do controle estabelecido, com antecedência e em separado, para a água e o cimento, devem ser realizados os seguintes ensaios para a calda constantes da Tabela 3, de acordo com a Norma ABNT NBR 7681 :1983.

7.3 Verificação do produto

7.3.1 Concreto
O controle pode ser feito por amostragem parcial, quando são retirados exemplares de algumas betonadas de concreto, atendidas as limitações já constantes da subseção 7.2.1, ou por amostragem total, quando são retirados exemplares de todas as amassadas de concreto e o valor estimado da resistência característica à compressão (fekest), na idade específica, obtido conforme Tabela 4:

Tabela 4 - Resistência Característica Estimada fck est

Amostragem parcial		Amostragem total	
$6 \leq n < 20$	$n \geq 20$	$n \leq 20$	$n > 20$
$f_{ckest} = 2\frac{f_1 + \cdots + f_{m-1}}{m-1} - f_m$ Se maior que $\Psi_6 \cdot f_1$	$f_{cm} - 1{,}65\ S_d$	f_1	f_i

Sendo: n = número de exemplares

m = n/2, desprezando-se o valor mais alto de n, se n for impar

f1, f2, ... f_n = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente

Ψ6 = valores constantes da Tabela 5 - "Valores de Ψ6"

f_{cm} = resistência média dos exemplares do lote, em MPa

Sd = desvio padrão do lote para n - 1 resultados, em MPa

i = 0,05n, adotando-se a parte inteira imediatamente superior, para o valor de i fracionário.

No início da obra ou quando não se conhecer o valor do desvio padrão Sd considerar os seguintes valores para Sd, de acordo com a condição de preparo:

Condição A: Sd = 4,0 MPa

Condição B: Sd = 5,5 MPa

As condições A e B de preparo do concreto são as descritas na subseção 5.6.3.1 da Norma ABNT NBR 12655:2006.

TABELA 5 - VALORES DE 'I' 6

Condição de preparo	**Número de Exemplares (n)**										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	~ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

Em casos excepcionais, a estrutura pode ser dividida em lotes de, no máximo, 10m³, com um número de exemplares entre 2 e 5.

A resistência característica, nestes casos, é determinada pela fórmula:

$$F_{ckest} = \Psi_6 \cdot f_1$$

Os lotes de concreto devem ser aceitos automaticamente, quando atingirem, na idade de controle: fckest ≥ f_{ck}

7.3.2 Calda de cimento
O controle da calda de cimento deve ser realizado conforme Tabela 3, inclusive o referente à resistência à compressão.

7.4 Condições conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e verificações dos insumos, da produção e do produto devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e con-

forme a subseção 5.2 da Norma DNIT 011/2004-PRO.

Os resultados do controle estatístico (subseção 7.3.1) devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da produção e do produto.

Cabe à Fiscalização adotar as providências para o tratamento das não-conformidades.

Os serviços devem ser considerados conformes se atendidas todas as condições estabelecidas nesta Norma.

8 Critérios de medição

Os materiais considerados conformes de acordo com esta Norma devem ser medidos pelos critérios a seguir.

8.1 Concreto

O concreto simples, armado, protendido ou ciclópico, deve ser medido por metro cúbico de concreto lançado no local, cujo volume deve ser calculado em função das dimensões indicadas no projeto ou, quando não houver indicação no projeto, pelo volume medido no local de lançamento. Inclui o fornecimento dos materiais, preparo, mão-de-obra, utilização de equipamento, ferramentas, transportes, lançamento, adensamento, cura, controle e qualquer outro serviço necessário à concretagem.

8.2 Argamassa

A argamassa deve ser medida por metro cúbico aplicado, em função das dimensões indicadas no projeto. Não cabe medição em separado, quando se tratar de alvenaria de pedra argamassada.

8.3 Calda de cimento para injeção

Deve ser medida em conjunto com a protensão.

NORMA DNIT 118/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática empregada para o recebimento, corte, dobramento e colocação nas fôrmas, de barras e fios de aço, destinados a armaduras para estruturas de concreto armado em pontes e viadutos rodoviários.

São, também, apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não conformidade e o critério de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critério de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de armaduras de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009- PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 331/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para o recebimento e manuseio de armaduras em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 5916 - Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro.

b) ___. *NBR* 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

c) ___. *NBR* 6153 - Produto metálico - Ensaio de dobramento semi-guiado. Rio de Janeiro.

d) ___. *NBR ISO* 6892 - Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro.

e) ___.*NBR* 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

f) ___.*NBR* 7477 Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro.

g) ___. *NBR 7480* - Aço destinado a armadura para concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro.

h) ___. *NBR* 7481 - Tela de aço soldada - Armadura para concreto. Rio de Janeiro.

i) ___. *NBR* 8548 - Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração. Rio de Janeiro.

j) ___. *NBR* 8965 - Barras de aço CA 42 S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro.

k) ___. *NBR* 14931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

l) ___.BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

m) ___. *DNIT 011/2004-PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.

n) ___.*DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Armadura

Conjunto de elementos de aço de uma estrutura de concreto armado ou protendido.

3.2 Barras

Produtos de aço obtidos por laminação a quente, de seção circular simples ou com deformações superficiais.

3.3 Fios

Produtos de aço de diâmetro inferior ou igual a 10 mm, obtidos por trefilação, operação que consiste em esticar o aço, várias vezes, reduzindo cada vez mais seu diâmetro.

3.4 Malhas ou telas

Produtos de aço formados por fios de aço, soldados entre si, por caldeamento, nos pontos de cruzamento.

3.5 Barras e fios de Classe A

Produtos laminados a quente, em geral com escoamento definido,

3.6 Barras e fios de Classe B
Produtos encruados por deformação a frio, sem patamar de escoamento.

3.7 Aço CA 25
Barras laminadas, categoria A, com superfície lisa e limite de escoamento de 25 kN/cm^2.

3.8 Aço CA 50A e CA 50B
Barras laminadas, com superfície deformada, com limite de escoamento de 50 kN/cm^2.

3.9 Aço CA 60 B
Fios trefilados, d ≤ 10 mm, de superfície lisa ou deformada, com limite de escoamento de 60 kN/cm^2;

3.10 Diâmetro nominal
Valor que representa o diâmetro equivalente da seção transversal típica do fio ou da barra, expresso em milímetros.

3.11 Massa linear nominal
Valor que representa a massa por unidade de comprimento do fio ou da barra de diâmetro nominal específico, expresso em quilogramas por metro.

3.12 Área nominal
Valor que representa a área da seção transversal do fio ou da barra de diâmetro nominal específico, expresso em milímetros quadrados.

3.13 Partida
Conjunto de lotes apresentados para inspeção de uma só vez.

3.14 Fornecimento
Conjunto de partidas que perfaz a quantidade total da encomenda.

3.15 Lote
Grupo de barras ou fios de procedência identificada, de mesma categoria, classe, diâmetro nominal e configuração geométrica superficial, apresentado à inspeção como um conjunto unitário, cuja massa não supera 30 toneladas.

4 Condições gerais
Somente podem ser usados em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado, as barras, fios e telas de aço que atendam às condições estabelecidas nas Normas ABNT NBR- 7480:2007 e ABNT NBR- 7481:1990. Outros aços somente podem ser utilizados após a elaboração de normas particulares do projeto em questão, e os ensaios de recebimento e aceitação devem ser feitos em laboratórios nacionais de reconhecidas capacidade e idoneidade.

As barras laminadas devem ter comprimento de 12 metros, com tolerância de ± 1 ; podem ser lisas, quando a seção transversal é um círculo razoavelmente definido, ou podem ter rugosidades, com intuito de melhorar a aderência entre concreto e aço.

Os fios podem ser fornecidos em feixes ou rolos, podendo, também, ter perfil liso ou com rugosidades; as telas de aço podem ser fornecidas em rolos ou tabletes.

Dependendo da agressividade do meio ambiente, os aços oxidam-se com maior ou menor velocidade, motivo pelo qual, após uma observação visual para verificar os padrões de geometria e perfil, a existência ou não de bolhas, fissuras, esfoliações, corrosão e outras irregularidades, os aços recebidos devem ser imediatamente estocados em local abrigado e sobre estrados de madeira, afastados do chão.

5 Condições específicas

5.1 Materiais

No concreto armado utilizam-se apenas as armaduras passivas, definidas como as armaduras que não sejam usadas para produzir forças de protensão, isto é, que não sejam previamente alongadas.

Nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela ABNT NBR 7480:2007 com o valor característico da resistência de escoamento

nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60; as seções transversais nominais devem ser as estabelecidas na

ABNT NBR 7480:2007. As letras CA significam concreto armado, seguindo-se os números que indicam o limite de escoamento em $kgf/mm^2 = kN/cm^2$.

As armaduras podem ser constituídas de barras, fios e telas de aço.

5.1.1 Barras e fios

a) Classificação

Conforme o processo de fabricação e diagrama tensão deformação, as barras e fios são divididos nas Classes A e B; os aços Classe A são laminados a quente, em geral com escoamento definido, caracterizado por patamar no diagrama tensão-deformação, e os aços Classe B são encruados por deformação a frio e sem patamar de escoamento. O limite de escoamento é definido como a tensão que produz, no descarregamento, uma deformação unitária permanente de 0,2.

b) Características

- Tipo de superfície

As barras e fios podem ser lisos ou providos de saliências ou mossas; para cada categoria de aço, o coeficiente de conformação superficial mínimo ηb, determinado através de ensaios de acordo com a ABNT NBR 7477:1982, deve atender ao indicado na ABNT NBR 7480:2007. A configuração e a geometria das saliências ou mossas devem atender, também, ao que é especificado nas seções 9 e 23 da ABNT NBR 6118:2007, desde que existam solicitações cíclicas importantes.

Para os efeitos desta Norma, a conformação superficial é medida pelo coeficiente η1, cujo valor está relacionado ao coeficiente de conformação superficial conforme estabelecido na Tabela 8.2 da ABNT NBR 6118:2007;

• Massa específica

Adota-se, para massa específica do aço de armadura passiva, o valor de 7850 kg/m^3;

- Característica dos aços para soldabilidade

Para que o aço seja considerado soldável, sua composição deve obedecer aos limites estabelecidos na ABNT NBR 8965:1985.

A emenda de aço soldada deve ser ensaiada à tração segundo a ABNT NBR 8548:1984; a carga de ruptura mínima, medida na barra soldada, deve satisfazer ao especificado na ABNT NBR 7480:2007 e o alongamento sob carga deve ser tal que não comprometa a ductilidade da armadura. O alongamento total plástico medido na barra soldada deve atender a um mínimo de 2;

• Eletrodo para emenda

O eletrodo deve ser constituído de metal de características idênticas às do metal base e deve apresentar revestimento básico que dificulte a fissuração a quente, pela absorção de hidrogênio, baixo teor de hidrogênio para aço CA 50 e possuir tensões de escoamento iguais ou superiores ao material das barras a serem soldadas. Devem ser mantidos em lugar seco, de preferência em estufas; é vedado o uso de eletrodos úmidos no momento da soldagem.

Nota: Outras características particulares, para cada caso, devem ser especificadas no projeto.

5.1.2 Telas de aço
As telas de aço são fabricadas com fios de categoria CA 50 B ou CA 60. As tabelas dos fabricantes devem conter, no mínimo, o nome do fabricante, o tipo de aço, a designação da tela, a área da seção dos fios longitudinais e transversais, em", o diâmetro dos fios longitudinais, em mm, o espaçamento entre fios longitudinais e transversais ou entre feixes longitudinais, em cm, e a massa por unidade de área, em kg/m^2.

5.2 Equipamentos
Os equipamentos necessários à execução dos serviços devem atender aos requisitos da subseção 6.4 da ABNT NBR 14931 :2003.

A natureza, capacidade e quantidade do equipamento a ser utilizado dependem do tipo e dimensão do serviço a executar. Devem constar na relação a ser apresentada pelo executante: máquina de corte e de dobramento de aço, máquinas soldadoras com potência igualou superior a 0,025 KVAlmm^2 e regulagem automática.

5.3 Execução
Devem ser atendidas as especificações da seção 8 da Norma ABNT NBR 14931:2003.

5.3.1 Transporte e armazenamento
Cuidados especiais devem ser tomados no transporte, principalmente, evitando a ação de impurezas e corrosões prejudiciais à aderência, à perda de identificação e à ruptura de soldas em elementos pré-fabricados e em telas soldadas.

O armazenamento deve ser feito sem contato com o solo, sobre estrados, ao abrigo da chuva e em ambiente ventilado.

5.3.2 Corte e dobramento
Os cortes e dobras devem obedecer às dimensões e formas indicadas no projeto; processos mecânicos não devem permitir raios menores que os especificados em nenhum dos pontos da armadura.

As barras de aço Classe B devem ser sempre dobradas a frio; as barras não podem ser dobradas junto às emendas soldadas.

5.3.3 Emenda das barras
a) Tipos

Conforme subseção 9.5.1 da Norma ABNT NBR 6118:2007, os tipos de emendas das barras são:

- Por traspasse;
- Por luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas;

- Por solda;
- Por outros dispositivos devidamente justificados.

b) Características

- Emendas por traspasse:

  - Proporção de barras emendadas;

  - Comprimento de traspasse de barras tracionadas e isoladas;

  - Comprimento por traspasse de barras comprimidas e isoladas;

  - Armadura transversal nas emendas por traspasse;

  - Emendas por traspasse em feixes de barras

Consultar ABNT NBR 6118:2007;

- Emendas por luvas rosqueadas, Consultar ABNT NBR 6118:2007;
- Emendas por solda

Consultar ABNT NBR 6118:2007.

5.3.4 Montagem das armaduras

As barras de aço, para montagem, devem ser limpas, sendo removidas ferrugens, argamassas e manchas de óleo e graxa, antes de introduzidas nas fôrmas; devem ser verificadas as dimensões, as posições indicadas no projeto, os espaçamentos, o acesso do concreto para envolvimento de todas as barras, os traspasses e os cobrimentos das barras.

Para manter as barras na posição desejada e garantir o cobrimento mínimo permite-se o uso de arames e de tarugos de aço ou tacos de concreto ou argamassa; o tarugo de aço só deve ser aceito se o cobrimento de concreto no local tiver a espessura mínima recomendada no projeto.

5.3.5 Cobrimento e proteção das armaduras

A ABNT NBR 6118:2007 introduziu novos conceitos e exigências no cobrimento, qualidade do concreto e proteção das armaduras, todos dependentes da agressividade do meio ambiente e visando aumentar a durabilidade da obra.

a) Agressividade do meio ambiente

A Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2007 considera quatro classes de agressividade ambiental:

- Agressividade fraca;
- Agressividade moderada;
- Agressividade forte; Agressividade muito forte;

b) Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Consultar Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2007.

c) Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento mínimo para tsc = 10 mm

Consultar Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2007.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente deve ser atendido o estabelecido no Projeto de Engenharia, nos Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA, as recomendações/exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma **DNIT** 070/2006 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

7.1.1 No recebimento

As barras recebidas não devem apresentar defeitos prejudiciais, tais como fissuras, bolhas e corrosão excessiva.

Recomenda-se verificar as características geométricas das barras e fios. A massa real das barras de diâmetro nominal igualou superior a 10 mm e dos fios deve ser igual à sua massa nominal, com tolerância de ± 6%, e a tolerância para as barras de diâmetro nominal inferior a 10 mm é de ± 10%. A massa nominal é obtida pela multiplicação do comprimento pela área da seção nominal e por 7,85 kg/drn³. A tolerância de comprimento é de ± 1%, conforme seção 4 desta Norma.

Ainda podem ser verificadas, preliminarmente, as condições seguintes:

a) se os eixos das nervuras transversais formam com o eixo da barra, ângulo igualou superior a 45°;

b) se possuem pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas;

c) se a altura média das nervuras ou profundidade das mossas é igualou superior a 4% do diâmetro nominal;

d) se o espaçamento médio das nervuras transversais está entre 50% e 80% do diâmetro nominal;

e) se as saliências abrangem, pelo menos, 85% do perímetro nominal da seção transversal.

7.1.2 Formação de amostras

Para verificação das propriedades mecânicas e conformação superficial das barras e fios deve ser feita uma amostragem, devendo haver clara distinção para partidas cujos lotes forem perfeitamente identificáveis e para os misturados ou não identificáveis.

Em cada partida, as barras ou fios devem ser repartidos em lotes, em função da categoria e do diâmetro nominal, cujas massas máximas estão indicadas na Tabela 1. Quando o fornecimento for em rolo, considerar o dobro dos volumes indicados para a massa máxima. Quando houver mistura ou não forem identificáveis, cabe ao inspetor orientar a formação de outros lotes para inspeção.

Tabela 1 - Massa máxima do lote (t)

Diâmetro Nominal (mm)	Categoria do aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
3,2	-	-	1,6
4	-	-	2
5	6,3	3,2	2,5
6,3	8	4	3,2
8	10	5	4
10	12,5	6,3	5
12,5	16	8	6,3
16	20	10	-
20	25	12,5	-
25	30,0	16	-
32	30,0	20	-
40	30,0	25	-

A contraprova deve ser feita quando qualquer corpo de prova da amostra inicial do plano de amostragem em questão não satisfizer às exigências da Norma ABNT NBR-7480:2007.

Para lotes de rolos, o número de exemplares da amostra deve ser o dobro do inicial da Tabela 2.

As amostras referentes às telas de aço devem considerar:

a) Fios - deve ser retirada, aleatoriamente, uma amostra antes da fabricação da tela, para os ensaios de tração e dobramento de cada lote de fios; devem ser apresentados os resultados pelo produtor, quando solicitados.

b) Telas - após a retirada aleatória de um painel ou rolo, extrair como amostra uma faixa transversal, contendo todos os fios longitudinais e apresentando as dimensões adequadas para a execução dos ensaios previstos.

7.1.3 Critérios para os planos de amostragem

As amostras devem ser extraídas aleatoriamente, de cada lote, e compostas de tantos exemplares quantos indicados nos planos de amostragem, resumidos na Tabela 2. Não deve ser permitida a retirada de mais de um exemplar de uma mesma barra ou fio reto. Em rolos, só deve ser permitida se o número de rolos for inferior ao número de exemplares; neste caso, retiram-se os exemplares das extremidades do mesmo rolo. O comprimento de cada exemplar deve ser de 2,20 m, desprezando-se a ponta de 20 cm da barra ou do fio.

Tabela 2 - N° de exemplares da amostra de cada lote

Plano	Amostragem	Corridas identificadas	Corridas não identificadas
1	inicial	1	2
	contraprova	2	3
2	inicial	2	3
	contraprova	2	3
3	inicial	3	4

	contraprova	3	4

Para os cinco primeiros lotes de fornecimento deve ser adotado o Plano 2; se aprovados, deve ser adotado o Plano 1 para os lotes seguintes. Se, entretanto, houver rejeição de um ou mais lotes, deve ser adotado o Plano 3 para os cinco lotes seguintes. Para os demais lotes de fornecimento a amostragem deve ser em função do plano adotado para os cinco lotes anteriores e os resultados dos ensaios correspondentes, de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Critérios de amostragem

Inspeção dos lotes anteriores aos que devem ser inspecionados		Lotes da partida a ser inspecionada
Plano adotado	Resultados obtidos	Plano a ser adotado
1	Todos aprovados	1
2		1
3		2
1	Houve lote rejeitado	2
2		3
3		3
1	Houve mais de um lote rejeitado	3
2		3
3		3

Obs.: Para um mesmo fornecimento, os resultados obtidos na inspeção dos cinco últimos lotes da partida anterior definem o Plano de Amostragem da partida subsequente.

7.1.4 Ensaios

Cabe ao laboratório receber a amostra representativa do lote e verificar a sua autenticidade. Devem ser realizados ensaios de tração e de dobramento, obedecendo, respectivamente, as Normas ABNT NBR ISO 6892:2002 e ABNT NBR 6153:1988. Deve ser determinada a massa real nestes corpos de prova, mesmo que já feita em canteiro. O laboratório deve fornecer ao comprador o resultado desses ensaios. O ensaio de dobramento não se aplica a barras e fios emendados. As telas soldadas devem ser ensaiadas conforme a ABNT NBR 6153:1988 para dobramento e ABNT NBR 5916:1990 para cisalhamento.

7.2 Controle da execução

Deve ser verificado o atendimento às especificações constantes da subseção 5.3 desta Norma.

A amostragem de barras emendadas deve ser feita por tipo de emenda. Para cada conjunto de 50 ou menos emendas deve ser retirado um exemplar. Se qualquer corpo-de-prova não satisfizer às exigências da ABNT NBR 7480:2007 devem ser retiradas duas contraprovas do conjunto correspondente. O ensaio deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 8548:1984. As emendas de barras mecânicas ou soldadas devem satisfazer ao limite de resistência convencional à ruptura das barras não emendadas. No ensaio de qualificação o alongamento da barra emendada deve atender à seguinte inequação:

$$A \leq 0{,}1 + \frac{\sigma_{máx}}{2} \phi \, 10^{-4}$$

Sendo:

Φ =diâmetro nominal em mm

A = alongamento de 10 diâmetros, em mm

$\sigma_{máx}$ = tensão calculada pela carga máxima atuante na barra emendada durante o ensaio, em MPa.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e verificação dos insumos e da execução devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ) constante da proposta técnica aprovada e conforme a subseção 5.2 da Norma DNIT 011/2004-PRO.

Cabe à Fiscalização adotar as providências para o tratamento das não-conformidades.

7.3.1 Conformidade

a) Material

O lote deve ser considerado conforme ao apresentar barras, fios e telas de aço sem defeitos prejudiciais, se a massa real estiver dentro das tolerâncias constantes da subseção 7.1.1 desta Norma e se satisfatórios os resultados dos ensaios de tração e dobramento de todos os exemplares retirados. Caso um ou mais destes resultados não atendam ao especificado, deve ser realizada uma contraprova única, sendo a amostra formada conforme a subseção 7.1.2 desta Norma. Caso todos os resultados da contraprova sejam satisfatórios, o lote deve ser aceito.

b) Emendas

Para barras emendadas, o conjunto especificado na subseção 7.2 deve ser aceito, caso os resultados da prova ou das duas contraprovas forem satisfatórios.

c) Telas de aço

A tela de aço soldada deve atender à Norma ABNT NBR 7481/1990.

O lote de tela de aço deve ser aceito se os ensaios de tração e dobramento ou cisalhamento da prova ou das duas contraprovas forem satisfatórios.

Admitem-se as quebras de juntas soldadas, desde que não excedam a 1% do número total por painel, ou de 1% do número total de 15 m^2 de tela, caso de rolos, e que 50 ou mais do total de juntas quebradas não se encontrem localizadas em um único fio.

7.3.2 Não-conformidade

O lote deve ser considerado não-conforme se não atender à subseção 7.3.1 ou se no ensaio de contraprova houver, pelo menos, um resultado que não satisfaça às exigências da Norma ABNT NBR 7480:2007, ou não atender à Norma ABNT NBR 7481/1990.

8 Critério de medição

As armaduras para concreto armado consideradas conformes com esta Norma, incluindo todos os serviços necessários à execução, devem ser medidas por quilograma de aço colocado nas fôrmas, de acordo com as listas do projeto.

NORMA DNIT 091/2006 - ES

Tratamento de aparelhos de apoio: concreto, neoprene e metálicos - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática a ser adotada na avaliação e recuperação de aparelhos de apoio de concreto, neoprene e metálicos nas obras-de-arte especiais. Descreve os procedimentos de recuperação, mas não os de substituição e aborda o manejo ambiental, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas e bibliográficas
3 Definição
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Manejo ambiental
7 Condições de conformidade e não conformidade
8 Critérios de medição

Prefácio
A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática para ser empregada na execução dos serviços de recuperação dos aparelhos de apoio nas obras-de-arte especiais. Esta Norma está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação dos aparelhos de apoio, de concreto, elastoméricos e metálicos; que incluem avaliação do estado do aparelho de apoio e serviços de recuperação, mas não os de substituição.

Os serviços de recuperação são necessários quando os aparelhos de apoio, fixos, móveis, deformáveis ou de escorregamento, deixam de atender, parcial ou integralmente, suas finalidades.

2 Referências normativas e bibliográficas
2.1 Referências normativas
a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *EB* 362: sistema de classificação de materiais elastoméricos vulcanizados para aplicações gerais. Rio de Janeiro, 1974.

b) ___. *NBR* 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

c) ___. *NBR 8800:* projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.

d) ___. *NBR* 9783: aparelhos de apoio de elastômero fretado. Rio de Janeiro, 1987.

e) ___. *NM IEC 60811-2-1:* métodos de ensaio comuns para materiais de isolação e de cobertura de cabos elétricos e ópticos - parte 2: métodos específicos para materiais elastoméricos - capítulo 1: ensaio de resistência ao ozônio, de alongamento a quente e de imersão em óleo mineral. Rio de Janeiro, 2003.

2.2 Referências bibliográficas

a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias.* 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.

b) HARTLE, R. A. et al. *Bridge inspector's training manua/'90.* Revised edition. Washington, D. C.: FHWA, 1995.

c) LANGENDONCK, Telemaco Hyppolito de Macedo Van. *Cálculo de concreto armado.* São Paulo: ABCP, 1944-1950.

d) LONG, J. E. *Bearings in structural engineering.* London: Newnes-Butterworks, 1974.

e) NEGRI, José. *Las construcciones metálicas.* Buenos Aires: La Línea Recta, 1980.

f) NEOPREX Indústria e Comércio. *Manual técnico.* Apresenta os aparelhos informações sobre de apoio de elastômero. Disponível em: <http://www.neoprex.com.br/Manual/manua I.htm>. Acesso em: 20 jul. 2006.

3 Definição

Aparelhos de apoio são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infraestrutura, nas pontes não aporticadas; as três principais funções dos aparelhos de apoio são:

a) transmitir as cargas da superestrutura à mesoestrutura ou à infraestrutura;

b) permitir os movimentos longitudinais da superestrutura, devidos à retração própria da superestrutura e aos efeitos da temperatura, expansão e retração;

c) permitir as rotações da superestrutura, motivadas pelas deflexões provocadas pela carga permanente e pela carga móvel.

4 Condições gerais

Uma classificação não aparelhos de apoio em muito precisa, grupa os duas grandes classes: elastoméricos e mecânicos; os apoios elastoméricos têm comportamento vertical elástico e acomodam movimentos horizontais e rotações comprimindo e deslocando as camadas de neoprene ou de materiais similares; os apoios mecânicos têm comportamento vertical rígido e acomodam movimentos horizontais e rotações por deslizamentos, rotações e movimentos pendulares.

Uma outra classificação simplesmente grupa os aparelhos de apoio em aparelhos de apoio fixos e aparelhos de apoio móveis.

A recuperação de aparelhos de apoio, nos casos extremos, implica no perfeito conhecimento de seu funcionamento e na avaliação das solicitações que sobre ele incidem.

A substituição de aparelhos de apoio, mesmo em pontes com vãos de modestas dimensões, é uma operação cara e difícil, quando esta substituição não foi prevista em projeto, apesar de obrigatória a partir da NBR 7187.

5 Condições específicas

5.1 Aparelhos de apoio elastoméricos

Os apoios elastoméricos têm uma grande capacidade para sobreviver à falta de manutenção e, salvo se foram fabricados com materiais de baixa qualidade, é muito difícil que entrem em colapso total; entretanto, os apoios elastoméricos podem tornar-se prematuramente inservíveis em virtude de uma série de causas, incluindo:

a) danos não detectados durante a instalação;

b) assentamento irregular, provocando uma sobrecarga adicional localizada;

c) deslocamentos, rotações e cargas em serviço muito superiores aos estimados;

d) agressividade não prevista do meio ambiente;

e) ataque por produtos químicos.

Em virtude das dificuldades e dos custos da substituição dos aparelhos de apoio, o radicalismo anterior tem sido abrandado para uma certa tolerância com as deficiências dos antigos aparelhos de apoio elastoméricos: se há uma separação nítida entre superestrutura e a meso ou infraestrutura, se as deficiências do aparelho de apoio não causam prejuízos ao comportamento da estrutura e se não há trincas ou fissuras localizadas na região do apoio, em princípio, pode-se adiar a substituição do aparelho de apoio, dependendo, porém, dos resultados de verificações estruturais e de uma inspeção minuciosa.

5.1.1 Verificações estruturais

Devem ser verificados os comportamentos do aparelho de apoio à compressão, à rotação e ao cisalhamento.

5.1.2 Inspeção dos aparelhos de apoio elastoméricos

Os serviços de inspeção são os seguintes:

a) inspecionar visualmente as faces accessíveis do aparelho; após alguns anos de serviço, pequenas fissuras de 2 a 3 mm de profundidade e de 2 a 3 mm de comprimento são toleráveis;

b) verificar se o aparelho de apoio foi corretamente vulcanizado e se há chapas de aço fretantes visíveis e oxidadas;

c) verificar se a face superior e a face inferior do aparelho estão totalmente em contato com a estrutura;

d) se houver descolamento da estrutura, medir os ângulos entre as superfícies das estruturas em contato com o aparelho de apoio;

e) medir as alturas do aparelho de apoio nas arestas e nos pontos centrais;

f) medir as distorções do aparelho;

g) verificar se o aparelho de apoio foi deslocado de sua posição original;

h) verificar se há indícios da presença de óleos, graxas ou qualquer outra substância nociva ao elastômero;

i) verificar se há juntas de dilatação defeituosas na superestrutura, muito próximas do aparelho de apoio ou diretamente sobre o aparelho;

j) verificar se o aparelho está assentado sobre berço ou diretamente sobre a estrutura.

5.1.3 Decisão a adotar
Com os dados coletados na Inspeção, efetuadas as verificações estruturais e verificados os eventuais comprometimentos da estrutura, o engenheiro responsável estará em condições de decidir pelo aproveitamento do aparelho de apoio existente ou recomendar sua substituição, sempre tendo em vista que um aparelho de apoio elastomérico não pode ser recuperado.

5.2 Aparelhos de apoio fixos

5.2.1 Nomenclatura, tipos e considerações
Os aparelhos de apoio fixos de maior simplicidade são mais conhecidos como "articulações" e, os mais sofisticados, são os aparelhos de apoio metálicos; as articulações podem ser de chumbo ou de concreto.

Com exceção das articulações de chumbo que, em relativamente pouco tempo, tornaram-se inservíveis, os aparelhos de apoio, as articulações de concreto principalmente, foram superdimensionadas e suportam solicitações maiores que as do dimensionamento.

5.2.2 Articulações de chumbo
As articulações de chumbo, utilizadas antes do aparecimento do neoprene, foram uma experiência mal sucedida: o material escoava, permitindo que sua forma geométrica inicial, bem definida, se transformasse em uma lâmina delgada de contorno irregular.

A articulação de chumbo não pode ser recuperada e nem deve ser substituída por outra do mesmo material; a atitude a adotar dependerá exclusivamente de uma inspeção visual para decidir sobre sua substituição. Veja-se o Item 6.1, dispensadas as verificações estruturais.

5.2.3 Articulações de concreto
5.2.3.1 Articulações Freyssinet
A Articulação Freyssinet é uma articulação fixa de concreto que consiste em uma redução de seção da peça a articular; tem, em geral, 2 cm de altura e deve trabalhar com tensões elevadas, visando atingir a plastificação.

A articulação, que permite uma reduzida rotação da superestrutura, deve ser mantida limpa e desimpedida de detritos; a articulação, se convenientemente executada, não se degrada, mas pode provocar fissuras, trincas e quebras de cantos de suportes mal dimensionados e com fretagem deficiente.

Se a articulação ocupar, na sua maior dimensão, todo o apoio, é muito provável haver quebras de cantos dos apoios; se a fretagem for insuficiente, é certo o aparecimento de fissuras e trincas nos apoios.

A recuperação dos apoios deve ser feita com a retirada de detritos que possam impedir as rotações, o tratamento das eventuais quebras de cantos e de trincas e fissuras e o reforço da fretagem com encamisamentos e cintamentos.

5.2.3.2 Articulações Mesnager
As Articulações Mesnager, que não devem ser confundidas com as Articulações Freyssinet, são articulações fixas que transmitem esforços por aderência, através de barras cruzadas ancoradas nos blocos a articular, e cuja função é transmitir a força normal e resistir à força cortante que s manifestam nos dois blocos.

A recuperação de uma Articulação Mesnager passa por uma limpeza e retirada de detritos que possam impedir as rotações e, se necessário, com o tratamento de eventuais quebras se cantos e de trincas e fissuras e o reforço da fretagem com encamisamentos e cintamentos.

5.2.3.3 Articulações de contato de superfícies cilíndricas
As articulações fixas de superfícies cilíndricas, de concreto armado ou de concreto armado blindado, têm rotações garantidas pelas superfícies de contato cilíndricas; em virtude de serem dimensionadas com tensões de compressão elevadas o concreto destas articulações deve ser de alta qualidade;

O tratamento destas articulações passa pela remoção de detritos que possam impedir sua livre rotação e tratamento de eventuais e pouco prováveis trincas e fissuras.

5.2.4 Articulações metálicas
5.2.4.1 Considerações gerais
As articulações metálicas são altamente dependentes de manutenção cuidadosa e permanente, para que não fiquem prejudicadas no seu funcionamento pelo bloqueio de detritos e não sejam atacadas pela corrosão que, além de torná-las inservíveis, podem levá-las ao colapso.

A recuperação das articulações metálicas, quando ainda possível, e se necessário, passa pelas seguintes etapas:

a) inspeção minuciosa;

b) verificações estruturais;

c) remoção dos detritos, liberando todos os elementos componentes da articulação metálica dos obstáculos ao seu funcionamento;

d) tratamento de corrosões superficiais com jateamento de areia e pintura anti-corrosão.

A aplicação de lubrificantes para facilitar deslizamentos e rolamentos não é uma solução duradoura visto que eles atraem poeiras, detritos e umidade, que aceleram a corrosão.

5.2.4.2 Articulações metálicas fixas
Os tipos básicos de articulações metálicas fixas, com liberdade à rotação são:

a) articulações sem rolo metálico;

b) articulações com rolo metálico;

c) articulações cargas verticais para reversíveis: compressão e tração.

À recuperação dessas articulações aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.4.3 Articulações metálicas móveis
Os tipos básicos de articulações metálicas móveis são os aparelhos de rolo único e aparelhos de rolos múltiplos.

À recuperação destas articulações aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.4.4 Articulações metálicas de deslizamento
Constam de duas placas de aço superpostas, uma fixada na superestrutura e outra fixada na meso ou infraestrutura; são placas de aço polido, separadas por uma substância lubrificante, para facilitar

um deslizamento relativo entre placas.

No final da construção, as placas são centradas, para uma temperatura média; entretanto, em relativamente pouco tempo, as placas deixam de estar centradas, a camada lubrificante contamina-se com poeiras e umidade e as peças de aço são atacadas pela corrosão, tornando o apoio, primitivamente deslizante, inservível.

A recuperação das articulações metálicas de deslizamento é difícil e temporária, sendo preferível, se necessário, substituí-la por um apoio elastomérico.

5.2.5 Apoios pendulares
5.2.5.1 Apoios pendulares de concreto
São peças prismáticas de concreto, duplamente articuladas, na base e no topo, no sentido longitudinal; praticamente, são dois blocos de apoio opostos pelas bases.

As articulações são as já citadas nas articulações fixas: de contato: placas de chumbo, blindadas, tipo Freyssinet e tipo Mesnager; os pêndulos de concreto têm certas limitações geométricas e também físicas, no que se refere a deslocamentos admissíveis.

Além de ser necessário observar o que consta do Item 6.2.3.1, a recuperação dos apoios pendulares de concreto exige uma verificação da vertical idade do pêndulo e das solicitações provocadas por uma eventual inclinação exagerada; há uma tendência em bloquear a articulação pendular de concreto com seu encamisamento, a destruição de uma eventual ligação com a superestrutura e a introdução de uma articulação elastomérica.

5.2.5.2 Apoios pendulares metálicos
Aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.6 Aparelhos de apoio de neoprene contido (Neotopflager ou Pot Bearing)
São aparelhos de apoio mais sofisticados que combinam as duas propriedades desejáveis em aparelhos de apoio: capacidade de rotação com pequena resistência e transmissão da reação de apoio em uma área bem definida.

A recuperação parcial destes aparelhos é possível e passa pelas seguintes etapas de inspeção:

a) inspecionar o aparelho minuciosamente para identificar seu tipo: há aparelhos que permitem deslocamentos e outros não, há aparelhos que permitem rotação unidirecional e outros que permitem rotações multi-direcionais;

b) verificar se as soldas estão íntegras ou se há fissuras;

c) verificar se o neoprene está perfeitamente contido entre a tampa e o vaso: qualquer falha na estanqueidade, permite o escapamento do elastômero e inutiliza o aparelho;

d) verificar se os parafusos de fixação estão íntegros;

e) verificar se a posição relativa dos elementos está correta;

f) verificar se há detritos impedindo o bom funcionamento do aparelho.

Se não houver falha na estanqueidade, a recuperação do aparelho, embora difícil, pode e deve ser efetuada.

6 Manejo ambiental

As reduzidas atividades diferenciadas necessárias para recuperação dos diversos tipos de aparelhos de apoio muito pouco afetam o meio ambiente:

a) as plataformas de acesso, suspensas, são montadas a partir do estrado, sem detritos;

b) os detritos provenientes de limpezas e dos eventuais jateamentos de areia em aparelhos de apoio metálicos podem ser coletados diretamente nas plataformas de acesso, suspensas;

c) a pequena quantidade de material, proveniente de tratamentos ou excedente de qualquer natureza, imediatamente após a conclusão das obras deve ser removida para locais previamente determinados.

7 Condições de conformidade e não- conformidade

Os serviços de recuperação que não atenderem satisfatoriamente a qualquer das etapas a eles pertinentes, não serão considerados conformes e devem ser refeitos.

8 Critérios de medição

Os serviços, diferenciados para cada tipo de aparelho de apoio e nem sempre igualmente necessários para um mesmo tipo, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

a) construção de plataformas de acesso: por m^2 de área construída;

b) limpeza: por unidade;

c) encamisamentos e reforço de fretagem: por unidade;

d) jateamento de areia de aparelhos de apoio metálicos oxidados: por unidade;

e) pintura anticorrosiva de aparelhos de apoio metálicos: por unidade.

NORMA DNIT 124/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários – Escoramentos Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática adotada na execução de escoramento de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário
Prefácio
1.Objetivo
2.Referências normativas
3.Definições
4.Condições gerais
5.Condições específicas
6.Condicionantes ambientais
7.Inspeções
8.Critérios de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio
A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPRIDIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para execução e controle da qualidade dos escoramentos em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 337/97.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para execução de escoramentos, com a finalidade de suportar a estrutura na fase de construção.

2 Referências normativas
Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

a) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING ANO MATERIALS. *A36/A36M:* Standard specification for carbon structural steel. Pennsylvannia.

b) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

c) ___. *NBR* 6494 - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.

d) ___. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.

e) ___. *NBR 8800* - Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios. Rio de Janeiro.

f) ___. *NBR* 14931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

g) ___. *NBR* 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

h) ___. *NBR* 6122 - Projeto e execução de fundações - Procedimento. Rio de Janeiro.

i) BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *DNER-PRO 207* - Projeto, execução e retirada de cimbramentos de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro: IPR.

j) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009- PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

k) ___. *DNIT 070-PRO* Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

l) ___. *DNIT* 121 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Fundações - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Escoramento

Conjunto temporário de escoras e contraventamentos, de madeira ou de aço, projetado para resistir ao peso próprio da estrutura, eventuais sobrecargas, ação do vento e de enchentes durante a construção, evitando deformações prejudiciais à sua forma e esforços no concreto na fase de endurecimento. O termo cimbramento é mais geral, mas tem sido correntemente substituído por escoramento.

3.2 Escora

Peça comprimida, vertical ou inclinada; as peças verticais são denominadas de montantes e as horizontais, de diagonais.

3.3 Contraventamento

Conjunto de peças, horizontais ou inclinadas, que enrijecem alguns tipos de escoramento.

3.4 Descimbramento

Afrouxamento, descolamento ou retirada total do escoramento, quando a estrutura de concreto já adquiriu resistência suficiente para se suportar. Para facilitar o descimbramento, colocam-se certos dispositivos que permitem rebaixar o cimbramento, retirando-os de carga; estes dispositivos podem ser constituídos de cunhas, peças rosqueadas, caixas de areia, macacos hidráulicos etc.

4 Condições gerais

A responsabilidade pelo projeto, execução e remoção dos escoramentos é do construtor.

Os escoramentos somente devem entrar em carga após a liberação da Fiscalização.

O projeto do escoramento deve atender a todas as normas e especificações pertinentes.

Supervisão cuidadosa e inspeções frequentes devem ser efetuadas durante a execução do escoramento, a colocação do concreto e a retirada do escoramento; as causas principais dos colapsos dos escoramentos são materiais e equipamentos de baixa qualidade, erros humanos e projetos inadequados.

O projeto do escoramento deve considerar os efeitos das sobrecargas de construção, dos pesos dos equipamentos, da ação do vento, da velocidade da colocação do concreto e dos equipamentos utilizados para sua compactação.

O comportamento das fundações do escoramento, bem como eventuais assentamentos e deformações devem ser objeto de verificação constante e correção imediata.

5 Condições específicas

5.1 Projeto

A escolha dos materiais para execução dos escoramentos deve atender a requisitos de economia, segurança e interdependência com as fôrmas.

O projeto de escoramento é de responsabilidade do Construtor e deve ser apresentado para exame da Fiscalização; o projeto deve atender a todas as normas e especificações, inclusive as locais, estaduais e federais.

No projeto devem ser previstos forma, prazo e condições para remoção do escoramento.

5.2 Materiais

Os materiais utilizados para escoramentos devem ser: madeira, aço e concreto.

5.2.1 Madeira

A madeira é o material mais antigo usado não só para escoramentos, de utilização temporária, como também para muitos outros elementos estruturais, de longa ou até definitiva utilização.

As madeiras duras, ou madeiras de lei, tais como peroba, ipê e aroeira são madeiras nobres e superiores, mas raramente utilizadas para escoramentos; dada a facilidade com que são encontrados, o pinho do Paraná e os eucaliptos são mais utilizados, na sua forma roliça.

Na bibliografia citada no Anexo A e na NBR 7190:1997 podem ser encontradas as principais madeiras existentes no Brasil e suas propriedades físicas e mecânicas; estas propriedades referem-se a resultados obtidos em amostras sem defeitos.

Além de defeitos naturais, como a existência de nós, fibras reversas e fendas, as propriedades mecânicas da madeira são influenciadas pela idade, pelo grau de umidade e pelo tempo de duração da carga.

O projetista do escoramento de madeira deve examinar as peças a utilizar e ter experiência e sensibilidade para avaliar sua capacidade resistente; peças de madeira, quando pintadas, devem ser rejeitadas porque a pintura pode estar mascarando defeitos e sua avaliação fica prejudicada; a reutilização de peças de madeira deve ser precedida de cuidadosa inspeção.

As ligações entre peças de madeira, principalmente quando roliças, deve ser cuidadosa e constantemente inspecionada; ligações com pregos não são confiáveis, devendo-se dar preferência a conectores e parafusos.

5.2.2 Aço
As restrições à utilização da madeira, ambientais, de custo e de reaproveitamento tornaram competitivos e até mais convenientes os escoramentos metálicos, principalmente em sistemas racionalizados, disponíveis para venda ou locação.

As características do aço a utilizar devem ser identificadas com segurança; havendo dúvidas, adotar as características do Aço ASTM A7, com Limite de Escoamento fy= 240 MPa e Resistência à Ruptura fu = 370 MPa

5.2.3 Concreto
Os escoramentos de concreto são utilizados em obras de maior importância e, geralmente, suportam treliças metálicas; são de difícil e custosa demolição.

5.2.4 Escoramentos não padronizados
São as soluções individuais de escoramentos, utilizando-se perfis laminados ou soldados e ligações por soldas ou parafusos; são soluções mais caras porque dificultam a construção, a desmontagem e o reaproveitamento.
5.2.5 Escoramentos padronizados
São escoramentos constituídos por peças metálicas, padronizadas, de fácil montagem e desmontagem e de grande reutilização; geralmente são peças tubulares, com as ligações variando conforme o fabricante.

5.2.6 Escoramentos mistos
Quando os escoramentos são de grande altura ou quando há obstáculos a vencer ou gabaritos a respeitar, utilizam-se escoramentos constituídos de torres e vigas ou treliças metálicas interligando as torres; estas podem ser de madeira ou de aço.

5.2.7 Escoramentos Especiais
Escoramentos especiais, como para construção de pontes em arco ou em avanços sucessivos, não são objeto desta Norma.

5.3 Execução
5.3.1 Fundações superficiais
Embora as fundações dos escoramentos sejam temporárias, sua importância não deve ser negligenciada; devem ser levados em conta os seguintes fatores principais:

- Capacidade de suporte do solo;
- Assentamentos ou recalques máximos;
- Enchentes e erosões;
- Choques de qualquer natureza.

5.3.2 Fundações profundas
Quando o terreno natural não está em condições de atender às observações da subseção 5.3.1, adotam-se fundações profundas, em geral, estacas de madeira. 5.3.3 Montagem

Quando o escoramento utilizar sistemas padronizados, devem ser seguidas as instruções do fabricante.

Algumas publicações especializadas simplesmente recomendam que os escoramentos sejam construídos no prumo ou indicam que o máximo desvio da vertical seja de 3,2 mm / 0,90 m, ou ainda, que não exceda *1/500* da altura de colunas individuais.

5.3.4 Contraventamentos

Os sistemas padronizados fornecem indicações de espaçamentos de contraventamentos , bem como peças adequadas para contraventamentos horizontais, verticais e inclinados; quando as peças de ajustamento ou aperto, superiores, estiverem totalmente estendidas, a capacidade nominal das peças verticais deve ser reduzida.

5.4 Inspeção

A inspeção dos escoramentos deve ser efetuada, no mínimo, em três ocasiões distintas:

5.4.1 Durante a montagem

a) Verificar se todos os desenhos e instruções escritas foram estritamente observados.

b) Verificar se os materiais empregados foram os recomendados e se estão em boas condições.

c) Verificar se as fundações, quando superficiais, estão assentes em terreno adequado e protegido de erosões.

d) Verificar se os montantes, principalmente, estão devidamente protegidos contra choques de qualquer natureza e se estão no prumo; a tolerância para desvio de prumo de duas peças em contato é de 1,6 mm.

e) Verificar se os contraventamentos estão corretamente espaçados e se as conexões entre as peças são confiáveis.

5.4.2 Durante a concretagem

a) Verificar se a concretagem está sendo efetuada conforme plano de concretagem previamente estabelecido e compatível com o escoramento.

b) Verificar se há assentamentos ou recalques de parte ou de todo o escoramento; esta verificação deve ser rigorosa, com equipamentos topográficos, não devendo nenhuma pessoa estar diretamente sob o trecho concretado. Havendo assentamentos, a concretagem deve ser suspensa e somente retomada, quando adequadas medidas corretivas forem tomadas.

c) Algumas indicações de problemas no escoramento são as seguintes: compressão excessiva nas extremidades dos montantes, movimento ou deflexão nos contraventamentos, montantes desviados dos prumos e som de peças movendo-se.

5.4.3 Após a concretagem

As inspeções no escoramento não devem cessar com o término da concretagem, mas continuar até a retirada do escoramento; a inspeção continuada é particularmente importante no caso de estruturas contínuas moldadas no local e nas estruturas protendidas com protensão posterior, em virtude da redistribuição de cargas que ocorre com a retração do concreto ou quando a protensão é aplicada.

5.4.4 Desmontagem e remoção

A desmontagem do escoramento, assim como sua remoção, são operações de dificuldade variável e dependem da qualidade do projeto, que deve prever a desmontagem, e do vulto da obra.

Após a desmontagem, os escoramentos devem ser removidos do local; nas fundações em estacas, estas também devem ser removidas ou cortadas no nível do terreno ou do fundo dos rios.

6 Condicionantes ambientais

Os diversos tipos de escoramentos agridem, diferentemente, o meio ambiente; é necessário o atendimento das Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento, Norma DNIT

070/2006 - PRO, e de algumas prescrições resumidas a seguir, para minimizar e corrigir estas agressões:

a) Em todos os tipos de escoramentos, as vias de acesso para sua execução e o deslocamento de equipamentos devem seguir as recomendações da Norma DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem - Caminhos de serviço - Especificação de serviço e as constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias do DNIT - IPR Publ. 730.

b) Escoramentos contínuos

Em geral, de madeira roliça e em obras de menor vulto e vãos pequenos; a origem desta madeira roliça é que provoca desmatamento não controlado.

Este tipo de escoramento não deve, salvo casos excepcionais, ser permitido; as peças de madeira roliça quase sempre não são reaproveitadas, ficando abandonadas no local.

Deve ser exigida a retirada de toda a madeira utilizada e a recomposição do terreno e da vegetação.

c) Escoramentos com torres e treliças ou torres e vigas

São escoramentos mais sofisticados e com grande percentual de reaproveitamento; os acessos aos blocos de fundação das torres devem atender às recomendações da Norma DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem Caminhos de serviço - Especificação de serviço.

As torres de concreto de certos escoramentos devem ser demolidas e removidas suas partes; em seguida, o terreno e a vegetação devem ser recompostos.

Devem ser observadas ainda, as prescrições constantes do Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

7 Inspeções

7.1 Controle da execução

Os escoramentos devem permanecer íntegros e sem modificações até que o concreto adquira resistência suficiente para suportar as tensões e deformações a que é sujeito, com aceitável margem de segurança.

O controle das deformações verticais dos escoramentos, no decorrer da concretagem, deve ser feito com a instalação de defletômetros ou com nível de precisão, para que se possa reforçá-lo em tempo hábil, em caso imprevisto.

Os períodos mínimos para retirada de escoramentos dependem de fatores, tais como: a velocidade do aumento da resistência do concreto, processos de cura adotados e comportamento das deformações. Assim, só deve ser efetuado quando o concreto se achar suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuem e não conduzir a deformações inaceitáveis.

Caso não demonstrado o atendimento às condições já mencionadas e não tendo sido utilizado cimento de alta resistência inicial, ou qualquer processo que acelere o endurecimento, a retirada das fôrmas e do escoramento não deve ser efetuada antes dos seguintes prazos:

a) faces laterais: 3 dias;

b) faces inferiores, deixando pontaletes, bem cunhados e convenientemente espaçados: 14 dias;

c) faces inferiores, sem pontaletes: 21 dias.

A retirada do escoramento e da fôrma deve ser efetuada sem choques e obedecendo ao programa elaborado de acordo com o tipo de estrutura.

Quando o escoramento não for mais necessário, deve ser inteiramente removido, incluindo os que utilizam trechos de concreto ou mesmo apenas dentes engastados nas estruturas definidas. Estacas utilizadas para apoio de escoramento devem ser extraídas ou cortadas até, pelo menos, 50 cm abaixo do nível acabado do terreno. Todos os remanescentes dos trabalhos de escoramento devem ser removidos, de maneira a deixar o local limpo e em condições apresentáveis.

Efetuar controle do nivelamento do concreto após a retirada do escoramento, com levantamento detalhado, em seções transversais e longitudinais, nas bordas e no centro, para futuras conferências.

7.2 Condições de conformidade e não conformidade

7.2.1 Conformidade

Devem ser considerados conformes os escoramentos que atendam às recomendações da seção 4 e das subseções 5.1, 5.3 e 7.1.

7.2.2 Não-conformidade

Os serviços que não atenderem à subseção 7.2.1, devem ser considerados não-conformes e devem ser corrigidos, complementados ou refeitos.

8 Critérios de medição

Os escoramentos devem ser medidos pelo volume determinado pela projeção do tabuleiro e altura compreendida entre o fundo da laje e o terreno, em metros cúbicos, ou em área de tabuleiro, nos casos específicos de escoramentos superiores. Não deve ser medido em separado, o estaqueamento provisório se houver, o descimbramento, o levantamento topográfico da estrutura ou quaisquer outros serviços necessários à execução do escoramento.

NORMA DNIT 123/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários - Estruturas de concreto protendido - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução e no controle das estruturas de concreto protendido em pontes e viadutos rodoviários.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critérios de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPRIDIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de estruturas de pontes e viadutos rodoviários de concreto protendido.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 336/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na execução e controle das estruturas de concreto protendido em pontes e viadutos rodoviários.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10839* - Execução de obras-de-arte especiais em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro.

b) ___. *NBR* 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

c) ___. *NBR 7480* - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado Especificação. Rio de Janeiro.

d) ___. *NBR* 7481 - Tela de aço soldada - armadura para concreto - Especificação. Rio de Janeiro.

e) ___. *NBR* 7483 - Cordoalhas de aço para concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro.

f) ___. *NBR* 7681 - Calda de cimento para injeção - Procedimento. Rio de Janeiro.

g) ___. *NBR* 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.

h) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009 - PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

i) ___. *DNIT 011/2004 - PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.

j) ___. *DNIT 070 - PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

k) ___. *DNIT* 117 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

l) ___. *DNIT* 118 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

m) ___. *DNIT* 119 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto protendido - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

n) ___.. *DNIT 120 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

o) ___. *DNIT* 122 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Estruturas de concreto armado - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

p) ___. *DNIT* 124 - *ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Escoramentos - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Concreto protendido

Estrutura ou peça de concreto comprimida por força exterior aplicada com a finalidade de melhorar suas condições de trabalho; a força exterior é aplicada por cabos aderentes ou não aderentes, denominados armaduras ativas.

3.2 Cabos aderentes

Cabos que têm as extremidades ancoradas no concreto e os mesmos cabos incorporados ao concreto, com aderência.

3.3 Cabos não aderentes

Cabos que têm suas extremidades ancoradas no concreto, mas que não se acham incorporados ao concreto.

3.4 Armadura suplementar

Armadura adicional, convencional e passiva, que controla a fissuração na fase de execução e aumenta a segurança à ruptura na fase final.

3.5 Bainhas metálicas

Tubos metálicos de chapa fina, comum ou galvanizada, geralmente corrugada, que isolam o cabo do concreto e, posteriormente, devem ser preenchidos por calda de cimento. Nos cabos externos, as bainhas metálicas são substituídas por bainhas de polietileno de alta densidade.

3.6 Plano de protensão

Conjunto de instruções que devem constar do projeto, tais como tensão inicial de protensão, ordem de protensão, alongamentos etc., para permitir a execução e o controle da protensão.

4 Condições gerais

As estruturas de concreto protendido devem atender a todas as normas e especificações pertinentes; a diferença fundamental entre concreto armado convencional e concreto armado protendido é a existência, neste último, de uma armadura de protensão.

As pontes e viadutos de concreto armado protendido apresentam as mesmas patologias, algumas com menor intensidade, que as pontes de concreto armado e patologias próprias do mau detalhamento da protensão.

Basicamente, as estruturas de concreto protendido não devem fissurar ou, no máximo, apresentar fissuras de pequena abertura, que desaparecem, para alguns casos extremos de carregamento; a corrosão dos aços de protensão, quando em carga, é extremamente perigosa, podendo causar a ruptura frágil da estrutura.

A identificação das patologias no concreto protendido somente deve ser efetuada por profissional experiente; nenhuma obra de reparo ou de reforço deve ser iniciada sem a identificação das causas das patologias e sem um projeto especialmente detalhado.

5 Condições específicas

5.1 Materiais

Faz parte das estruturas de concreto protendido com aderência posterior, a execução dos seguintes serviços, já prescritos nas especificações seguintes:

- DNIT 117/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço
- DNIT 118/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço
- DNIT 119/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários Armaduras para concreto protendido - Especificação de serviço
- DN IT 120/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço
- DNIT 122/2009 - ES - Estruturas de concreto armado - Especificação de serviço
- DN IT 124/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Escoramentos: especificação de serviço

Fazem parte, ainda, as especificações referentes à protensão e à injeção de calda de cimento, a seguir descritas.

5.2 Equipamentos

Além dos já considerados nas normas de especificações de serviço citadas na subseção 5.1, devem ser relacionados os macacos hidráulicos de protensão pertinentes ao sistema de protensão adotado, as bombas de alta pressão para injeção da calda de cimento ou as bombas a vácuo e misturadora de alta pressão para calda de injeção.

5.3 Execução

5.3.1 Concreto

A Norma DNIT 117/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço estabelece as condições para o recebimento e execução de concretos, argamassas e calda de cimento para construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido. São ressaltadas, a seguir, algumas condições específicas relevantes.

Nas extremidades das vigas e nos locais de concentração de ancoragens e fretagens, o concreto, além da resistência indicada no projeto, deve ter trabalhabilidade e diâmetro máximo de agregado compatíveis com a densidade das armaduras e ancoragens.

Cimento e aditivos devem ter percentuais muito reduzidos de cloretos e sulfatos.

O adensamento mecânico e cuidadoso do concreto, para envolver completamente as armaduras e as ancoragens e atingir todos os recantos das fôrmas, é obrigatório; é recomendável a utilização de vibradores de imersão com agulhas de pequeno diâmetro, que não devem deslocar cabos, ancoragens e fretagens.

Devem-se adotar cuidados especiais no posicionamento dos cones de ancoragem e no adensamento e cura do concreto das placas de ancoragem.

5.3.2 Protensão

a) Plano de protensão

A protensão somente pode ser iniciada após aprovação do Plano de Protensão, integrante do Projeto Executivo, e onde devem constar:

- Fases de protensão;
- Ordem de protensão dos cabos;
- Processo de protensão, se simultâneo nas duas extremidades ou separadamente, em cada extremidade;
- Resistência mínima do concreto, necessária para atender aos esforços, em cada fase de protensão;
- Valor mínimo recomendável para o módulo de elasticidade do concreto, se a protensão for efetuada em concreto de pouca idade;
- Características do cabo, a área da seção transversal e o módulo de elasticidade;
- Alongamentos previstos para as extremidades de cada cabo com as respectivas tolerâncias;
- Tensões e forças iniciais de protensão, para cada fase de protensão e para cada cabo;
- Condições especiais de descimbramento, correspondentes às fases de protensão;
- Condições especiais de movimentação, transporte e colocação de pré-moldados.

Deve ainda ser verificado, com a retirada das fôrmas laterais, o estado da estrutura, se o concreto atingiu a resistência exigida pelo projeto, bem como as condições de acesso às extremidades dos cabos, para colocação, apoio e movimentação dos macacos de protensão e, também, o estado e a adequação do equipamento de protensão.

b) Valores limites da força de protensão por ocasião da operação de protensão

Devem ser observadas as prescrições da Norma ABNT NBR 6118:2007.

- armadura pré-tracionada:

Por ocasião da aplicação da força Pi, a tensão σpi da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,77 fptk e 0,90 fpyk, para aços da classe de relaxação normal, e 0,77 fptk e 0,85 fpyk. para aços da classe de relaxação baixa;

- armadura pós-tracionada:
  - Por ocasião da aplicação da força Pi, a tensão σpi da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,74 fptk e 0,90 fpyk, para aços da classe de relaxação normal, e 0,74 fptk e 0,88 fpyk , para aços da classe de relaxação baixa;

  - nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser 0,72 fptk e 0,88 fpyk. respectivamente.

c) Tolerância de execução
Por ocasião da aplicação da força P;, se constatadas irregularidades na protensão, decorrentes de falhas executivas nos elementos estruturais com armaduras pós-tracionadas, a força de tração em qualquer cabo pode ser elevada, limitando a tensão σpi aos valores já estabelecidos para as armaduras pós-tracionadas, majorados em 10 , até o limite de 50 dos cabos, desde que seja garantida a segurança da estrutura, principalmente, nas regiões das ancoragens.

d) Tabelas de protensão
Nestas tabelas devem ser anotados os alongamentos alcançados pelas extremidades dos cabos e demais ocorrências ocorridas durante as operações de protensão.

e) Injeção de calda de cimento
A calda de cimento deve ser previamente ensaiada, de acordo com o estabelecido na Norma DNIT 117/2009-ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço, deve ser verificado se os purgadores estão desobstruídos e em bom estado, os cabos lavados e a água expulsa com ar comprimido.

A injeção deve ser realizada com bombas elétricas, do tipo pistão ou parafuso, não sendo permitido o uso de ar comprimido; a pressão deve variar de 1,5 MPa a 2,0 MPa, podendo ser necessárias pressões maiores em cabos verticais ou com grande desnível. A velocidade de injeção do cabo pode variar de 6,0 m/seg a 12,0 m/seg, controlada por um dispositivo de regulagem de vazão. As bombas devem possuir manômetros aferidos recentemente, com precisão de 0,1 MPa, e permitir que as pressões altas sejam obtidas progressivamente e mantidas no fim da injeção. Para evitar ou diminuir o risco de contaminação das bainhas, a injeção deve seguir uma sequência pré-estabelecida.

Durante a injeção, todos os cuidados devem ser tomados para evitar a entrada de óleo, água, ar ou quaisquer outras substâncias.

As extremidades dos fios ou cordoalhas somente podem ser cortadas após o enchimento das bainhas com calda de cimento.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente é necessário o atendimento da Norma DNIT 070/2006 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras Procedimento e o estabelecido vinculada na ao documentação técnica-ambiental empreendimento, constituída pelo Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e os Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA e, também, as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Devem atender às especificações descritas ns normas pertinentes constantes da subseção 5.1.

7.2 Controle da execução

7.2.1 Protensão

Deve ser efetuado de acordo com o programa indicado no Projeto Executivo, constando de tabelas de protensão dos cabos, gráfico de tensão-alongamento de cada cabo e tabelas de protensão das peças.

7.2.2 Injeção

Para cada cabo, ou família de cabos injetados simultaneamente, devem ser efetuados os seguintes registros, durante a injeção:

a) data e hora de início e término da injeção;
b) composição dos materiais e da calda;
c) temperatura dos materiais e da calda;
d) pressões manométricas da bomba durante a injeção;
e) volume injetado, a ser comparado com o volume teórico de vazios do cabo;
f) índices de fluidez na entrada e na saída das bainhas;
g) características dos equipamentos de mistura e injeção da calda;
h) registro de qualquer anomalia.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade

7.3.1 Conformidade

Os serviços devem ser considerados conformes se atendidas as condições estabelecidas nesta Norma.

Todos os ensaios de controle e verificações dos insumos, da execução e do produto devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e conforme Norma DNIT 011/2004-PRO, devendo atender às condições gerais e específicas das seções 4 e 5 desta Norma, respectivamente.

Os resultados do controle devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da execução e do produto.

7.3.2 Não-conformidade

Os serviços não-conformes devem ser corrigidos, após consulta ao projetista, complementados ou refeitos.

8 Critérios de medição

Os materiais e serviços considerados conformes com esta Norma devem ser medidos obedecendo aos critérios já estabelecidos nas Normas específicas do DNIT, acrescentando-se a protensão com a injeção de calda de cimento, medida por metro de cabo protendido e injetado.

NORMA DNIT 088/2006 - ES

Dispositivos de segurança lateral: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras - Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática a ser observada na recuperação, demolição ou substituição dos dispositivos de segurança lateral das obras-de-arte especiais. Descreve os procedimentos para a recuperação de guarda-rodas, guarda-corpos metálicos e de concreto e barreiras do tipo New Jersey. Aborda ainda, manejo ambiental, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas e bibliográficas
3 Definição
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Manejo ambiental
7 Condições de conformidade e não conformidade
8 Critério de medição

Prefácio
A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática para ser empregada na execução e serviços de recuperação, demolição e substituição dos sistemas de proteção lateral das obras-de-arte especiais e está baseada na Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo
Esta Norma tem como objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação ou demolição e substituição dos dispositivos de segurança lateral das obras-de-arte especiais: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras.

2 Referências normativas e bibliográficas
2.1 Referências normativas
a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

b) ___. *NBR* 7187: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

c) ___. *NBR* 7188: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

d) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *DNIT 089/2006 - ES:* execução de pingadeiras por colagem de placas pré-moldadas: especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

2.2 Referências bibliográficas

a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Manual de construção de obras-de-arte especiais.* 2. ed. Rio de Janeiro, 1995.

b) ___ . *Manual de projeto de obras-de-arte especiais.* Rio de Janeiro, 1996.

c) ___ . *Manual de sinalização de obras* e *emergências.* Brasília, 1996.

d) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias.* 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.

e) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Concrete repair manual.* 2nd. ed. Farmington Hills, MI, 2003.

f) HARTLE, R. A. et al. Bridge inspector's training manual'90. Revised edition. Washington, D. C.: FHWA,1995.

g) RAINA, V. K. *Concrete bridges:* inspection, repair, strenghthening, testing and load capacity evaluation. New York: McGraw-Hill, 1996.

h) DIAS, Luís Andrade de Mattos. *Estrutura de aço:* conceitos, técnicas e linguagens. ed. rev. ampl. São Paulo: Zigurate, 1998.

3 Definição

Os dispositivos de segurança lateral, citados nesta Norma, e utilizados nas obras-de-arte especiais da malha rodoviária federal, não modificam a resistência e nem a segurança das estruturas; eles devem ter, mas nem todos têm, resistência suficiente para evitar, não só que um veículo desgovernado possa sair da ponte, mas também um perfil adequado para redirecionar, sem grandes danos, o veículo para sua pista.

4 Condições gerais

Basicamente, as pontes da malha rodoviária federal têm quatro tipos de seção transversal e proteção lateral:

a) Pontes projetadas até 1960

Largura total do estrado: 8,30m; largura da pista: 7,20m; dois guarda-rodas de 0,30m de altura e 0,55m de largura e dois guarda-corpos de 0,15/0,60m. Sem pingadeiras. Cargas móveis: Compressor de 24tf, Caminhão de 12tf e Multidão de 0,4 a 0,5 tfIm^2.

b) Pontes projetadas de 1960 a 1975

Largura total do estrado: 10,00m; largura de pista: 8,20m; dois guarda-rodas de 0,30m de altura e 0,90m de largura e dois guarda-corpos de 0,15/0,90m. Sem pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36tf, Multidão de 0,5 tf/m^2 e de 0,3 tfIm^2.

c) Pontes projetadas de 1975 a 1985

Largura total do estrado: ≥ 10,80m; largura de pista: ≥ 10,00m; duas barreiras New Jersey, de 0,40m, com pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m^2 e 0,3 tf/m^2.

d) Pontes projetadas após 1985

Largura total do estrado: 12,80m; largura de pista: 12,00m; duas barreiras New Jersey, de 0,40m, com pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m^2 e 0,3 tf/m^2.

Os guarda-rodas de 0,30m de altura são, na realidade, balizadores de tráfego que, pouca ou nenhuma proteção lateral oferecem aos veículos; os guarda-rodas de 0,50m de largura, com 0,35m de largura livre, mal permitem a passagem de um pedestre, enquanto que os de 0,90m de largura, com 0,75m de largura livre, são impropriamente chamados de passeios. Em ambos os casos, o pedestre tem a proteção externa proporcionada por guarda-corpos pré-moldados de concreto, de altura menor que a recomendável, e nenhuma proteção interna. As barreiras New Jersey proporcionam uma proteção lateral internacionalmente aceita e, caso existam passeios, estes deverão estar entre as barreiras e os guarda-corpos, externos.

5 Condições específicas

5.1 Recuperação de guarda-rodas

5.1.1 Guarda-rodas de 0,50m de largura

Esses guarda-rodas são peças maciças de concreto, fracamente armadas, onde se engastam as peças pré-moldadas, de concreto armado, dos guarda-corpos. A eventual recuperação das peças é artesanal e deve incluir a colocação de pingadeiras, em placas pré-moldadas, objeto de outra especificação (DNIT 089/2006/ES).

As eventuais anomalias que podem ser encontradas nestes guarda-rodas são trincas, quebras resultantes de choques de veículos e desgaste natural resultante do tempo e das intempéries; todas estas anomalias podem ser corrigidas com argamassa de cimento e areia, traço 1:3, colocada com colher de pedreiro e com acabamento.

5.1.2 Guarda-rodas de 0,90m de largura

Estes guarda-rodas podem ser peças maciças ou não; com a finalidade de reduzir material e peso, muitos projetistas fragilizaram os guarda-rodas maciços, transformando-os em perfis do tipo , com a retirada de um volume de concreto definido por um retângulo de 0,25 x 0,70 m ao longo de todo o comprimento da obra, em cada peça.

Nas peças maciças, as eventuais anomalias e procedimentos de correção e de inclusão de pingadeiras são idênticos aos já descritos para os guarda-rodas de 0,50m de largura; esses guarda-rodas são inteiramente apoiados nas lajes em balanço e não dependem de armadura própria para que tenham sua estabilidade garantida.

Os guarda-rodas com peso aliviado são uma continuidade da laje estrutural em balanço e dependem de sua própria armadura para garantir sua estabilidade e das cargas que sobre eles atuam, ou seja: peso próprio, peso dos guarda-corpos, multidão no passeio de 300 kg/m^2, e impacto de veículos na peça vertical do guarda-rodas. A corrosão das armaduras destas peças verticais, ou mesmo uma ancoragem deficiente, pode provocar o colapso de todo um trecho do guarda rodas. A recuperação desses guarda-rodas, em linhas gerais, é idêntica a dos outros guarda-rodas, com especial atenção para o estado do concreto e da armadura da face interna do guarda-rodas, junto à pista.

5.2 Recuperação de guarda-corpos

5.2.1 Guarda-corpos de concreto

Os guarda-corpos de concreto, de 0,60m de altura nos guarda-rodas de 0,50m de largura e de 0,90m ou 1,00m nos guarda-rodas de 0,90m de largura, são constituídos de peças pré-moldadas de concreto armado e comprimento, básico, de 2,00m; cada peça, padrão DNIT**,** tem dois montantes extremos e duas barras horizontais interligadas, no centro, por um pequeno montante.

As peças dos guarda-corpos têm seção quadrada, cantos biselados, com lados de 10cm, 12cm e 15cm; as armaduras são fracas e com cobrimentos insuficientes.

As anomalias que ocorrem nesses guarda-corpos são a corrosão generalizada de armaduras e as quebras de peças; entre recuperação e substituição a preferência é pela substituição quando há peças em estoque.

5.2.2 Guarda-corpos metálicos

Os guarda-corpos metálicos, utilizados em passeios laterais de pontes e em passarelas, sofrem restrições em virtude de seu alto custo e da necessidade de uma manutenção constante e cuidadosa; dependendo da agressividade do meio ambiente a degradação pode ser rápida e irreversível.

Dependendo da agressividade do meio ambiente, são citados, a seguir, alguns procedimentos sequenciais de pintura.

a) Ambientes pouco agressivos
   - preparação de superfície: lixamento ou limpeza com solventes (St 1 ou SP 1);
   - duas demãos de primer alquídico, espessura do filme seco, por demão, de 30 µm:
   - duas demãos de esmalte sintético, espessura do filme seco, por demão, de 30 µm,

b) Ambientes agressivos
   - preparação de superfície: jato abrasivo quase branco Sa 2 ½ ;
   - uma demão de primer epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 120 µm:
   - duas demãos de esmalte epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 40 µm,

c) Ambientes muito agressivos
   - preparação de superfície: jato abrasivo quase branco Sa 2 ½ ;
   - uma demão de primer epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 120 µm:
   - uma demão esmalte epoxídico espessura do filme seco, por demão, de 120 µm,

5.3 Recuperação de barreiras

As barreiras New Jersey, conforme detalhadas no Manual de Projetos, são peças maciças que já incluem pingadeiras.

As anomalias mais frequentes são trincas e fissuras resultantes da não previsão de juntas adequadamente espaçadas na fase construtiva e corrosão de armaduras, por cobrimentos insuficientes ou por desplacamentos de concreto, resultantes de choques de veículos, já na fase de utilização.

A recuperação é artesanal, nada apresentando de especial; eventualmente, é preferível, em trechos muito deteriorados, providenciar sua integral substituição.

6 Manejo ambiental

As diferentes atividades envolvidas na Recuperação de Guarda-Rodas, Guarda-Corpos e Barreiras ficam todas limitadas ao estrado da obra-de-arte e, portanto, facilmente controláveis.

Desde que, nas recuperações, os detritos sejam coletados e encaminhados para locais pré-determinados, não haverá nenhum dano ao meio ambiente.

7 Condições de conformidade e não- conformidade

Os serviços devem ter acompanhamento contínuo e considerados conformes ou não-conformes em cada etapa.

Os serviços considerados não conformes devem ser refeitos.

8 Critérios de medição

Os serviços, que podem ser bastante diferenciados, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

a) construção de plataformas de acesso, suspensas ou apoiadas: por m^2 de área construída;

b) sinalização: instalação, operação e manutenção:

- sinalização horizontal e vertical: cada serviço com a sua unidade, de acordo com o SICRO 2;
- sinalização semafórica: por mês;

c) tratamento de trincas e fissuras: por m;

d) descascamento de concreto: por m2;

e) demolição de concreto: por m3;

f) armadura de aço CA 50: por kg;

g) substituição de guarda-corpos tipo DNIT: por m;

h) colocação de pingadeiras em placas pré-moldadas: por m;

i) pintura de guarda-corpos metálicos, conforme agressividade do meio ambiente: por m2;

j) recuperação de barreiras: por m.

NORMA DNIT 092/2006 - ES
Juntas de dilatação Especificação de serviço

Resumo
Este documento define a sistemática a ser adotada na avaliação e recuperação das juntas de dilatação nas obras-de-arte especiais. Descreve os tipos, patologia e procedimentos de recuperação das pontes e aborda o manejo ambiental, a inspeção dos serviços, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário
Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas e bibliográficas
3 Definição
4 Condições gerais
5 Condições particulares
6 Manejo ambiental
7 Inspeção
8 Condições de conformidade e não conformidade
9 Critérios de medição

Prefácio
A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática a ser empregada na execução dos serviços de recuperação das juntas de dilatação existente nas obras-de-arte especiais. E está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo
Esta Norma tem por objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação de juntas de dilatação.

2 Referências normativas e bibliográficas
2.1 Referências normativas
a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
b) ___. *NBR* 7187: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

2.2 Referências bibliográficas
a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de construção de obras-de-arte especiais. 2. ed. Rio de Janeiro, 1995.
b) ___. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.
c) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
d) JEENE JUNTAS E IMPERMEABILIZAÇÕES. Juntas de dilatação e retração. Disponível em: http://www.jeene.com.br/junt.htm. Acesso em: 26 jul. 2006.
e) HARTLE, R. A. et al. Bridge inspector's training manua/'90. Revised edition. Washington, D. C.: FHWA, 1995.

f) RAINA, V. K. Concrete bridges: inspection, repair, strenghthening, testing and load capacity evaluation. New York: McGrawHill, 1996.

3 Definição

A junta de dilatação é uma separação física entre duas partes de uma estrutura, para que estas partes possam se movimentar sem transmissão de esforço entre elas.

A presença de material rígido ou de material de preenchimento que tenha perdido a sua elasticidade produz tensões indesejáveis na estrutura, podendo ocasionar fissuras nas lajes adjacentes à junta, com a possibilidade de se propagar às vigas e pilares próximos.

Os sistemas de vedação das juntas devem acomodar a amplitude do movimento da mesma.

4 Condições gerais

a) as juntas de dilatação devem garantir a transição suave entre os acessos e a ponte e também entre os trechos por ela divididos;

b) juntas de dilatação mal projetadas, no tipo, na abertura e na movimentação necessárias, podem ter curta duração e são perigosas e desconfortáveis para o tráfego; deve haver espaço suficiente para a expansão, mas a junta não deve ter uma abertura exagerada;

c) as juntas de dilatação não podem ser confundidas com as juntas de construção: as primeiras são permanentes e devem ter sua livre movimentação garantida, enquanto que as segundas são temporárias e marcam o fim ou o início de um trecho de concretagem;

d) as juntas de dilatação que têm vida útil muito menor que as pontes da qual fazem parte, devem ser inspecionadas regularmente e mantidas livres de detritos;

e) havendo recapeamentos, de asfalto ou de concreto, eles não devem criar degraus nem obstruir ou se sobrepor às juntas;

f) há duas categorias principais de juntas de dilatação: juntas fechadas, projetadas para serem estanques, e juntas abertas, que permitem a livre passagem de água e detritos;

g) na Inspeção final deve ser verificado se a junta está acumulando pedras ou outros detritos, se há vazamentos e se há ruídos na passagem dos veículos; embora o acesso seja difícil, a parte inferior da junta também deve ser inspecionada;

h) a recuperação completa de uma junta deteriorada é impraticável; certos tipos de juntas, porém, permitem a substituição de módulos e de alguns componentes mais vulneráveis.

5 Condições particulares: tipos, patologias e recuperação

5.1 Juntas abertas

As juntas abertas, definidas por faces verticais, podem ter suas faces em concreto armado sem proteção, ou serem protegidas por cantoneiras; além das restrições naturais às juntas abertas, que permitem a livre passagem de águas e detritos, comprometendo a durabilidade dos apoios, os constantes choques das rodas dos veículos com os cantos da junta reduzem a vida útil das juntas abertas.

A recuperação dos cantos da junta aberta, sem proteção, pode ser efetuada com argamassas poliméricas de alta resistência; deve ser observado o tempo necessário de cura, com o tráfego interrompido.

A recuperação da junta aberta protegida por cantoneiras de aço, quase sempre empenadas, corroídas e com parafusos de fixação soltos, passa pela demolição e reconstrução de um trecho da laje de concreto e a colocação de novas cantoneiras, fixadas por novos parafusos; para evitar o empenamento das novas cantoneiras, não devem ser utilizados comprimentos maiores que 2,00 m. As cantoneiras devem ficar completamente assentadas no novo concreto, devendo, também ser observado o tempo necessário de cura, com o tráfego interrompido.

5.2 Juntas fechadas

5.2.1 Considerações

Há inúmeros tipos de juntas de dilatação fechadas; em virtude de serem dispositivos de grande importância e de vida útil relativamente curta, por defeitos de projeto, de assentamento ou da própria junta, novos tipos de juntas surgem com frequência.

Os tipos de juntas apresentados a seguir são tipos clássicos e bastante difundidos; após uma descrição sucinta, serão citadas as principais patologias suscetíveis de ocorrer e os procedimentos de recuperação, quando esta recuperação é viável e possível.

5.2.2 Juntas de asfalto

Praticamente em desuso e somente utilizadas para movimentações da ordem de 1 cm, o que somente ocorre em tabuleiros de reduzidas dimensões; constam de uma placa de aço ou de alumínio, diretamente apoiada em dois trechos contíguos de superestrutura e coberta com material elástico com cerca de 30 cm de largura e espessura igual à da pavimentação.

Com a movimentação da junta, o material elástico encurta-se ou dilata-se, provocando pequenos e suportáveis desníveis no pavimento; esta solução somente é válida enquanto o material elástico não perder sua elasticidade e nem se formarem calombos ou depressões na pista.

Constatado o mau funcionamento da junta de asfalto, ela deve ser substituída por uma das juntas de neoprene citadas a seguir.

5.2.3 Juntas de compressão

A junta de compressão consiste em um bloco contínuo e alveolar de neoprene, fixado e calçado em cantoneiras de aço que protegem os cantos das juntas; as cantoneiras de aço podem ser substituídas por blocos contínuos de concreto polimérico.

O perfil alveolar do bloco de neoprene, que trabalha sempre comprimido, permite que ele se recupere completamente após as distorções provocadas pela movimentação da superestrutura.

Verificado o descolamento do bloco de neoprene ou a perda de sua elasticidade, ele deve ser substituído; constatado o descalçamento ou o empenamento dos perfis de sustentação dos blocos de neoprene, bem como a corrosão dos perfis ou dos parafusos de fixação, os procedimentos a adotar são idênticos aos recomendados nas juntas abertas.

5.2.4 Juntas em fitas de neoprene

Estas juntas constam de dois blocos de concreto de alta resistência, fixados nas extremidades da superestrutura, com reentrâncias adequadas para alojar as extremidades reforçadas de uma fita contínua de neoprene.

As fitas de neoprene, ainda que sejam colocadas em nível um pouco inferior ao do pavimento, para não serem diretamente atingidas pelas rodas dos veículos, são de curta duração, se a manutenção não for cuidadosa e constante; a manutenção deve evitar o acúmulo de detritos que acabarão por colocar a fita de neoprene em contato direto com as rodas dos veículos.

Constatada a ruptura da fita de neoprene, ela deve ser substituída por outra igual; se a manutenção continuar sendo precária deve der estudado outro tipo de junta, mais durável.

5.2.5 Juntas elásticas expansíveis nucleadas estruturais, JEENE

Este tipo de junta é constituído de três elementos básicos: a câmara elástica, o adesivo e a nucleação ou pressurização.

A câmara elástica é constituída de elastômero, com características geométricas, de dureza e elongação que podem ser dimensionadas segundo a necessidade de cada caso; a câmara elástica poderá conter uma ou mais cavidades suplementares.

O adesivo é de natureza epoxídica de alto desempenho, e a pressurização é efetuada através de ar comprimido e válvulas.

Os catálogos da junta JEENE**,** de fácil aquisição, são bastante claros e explicativos; as juntas já foram testadas em inúmeras obras e, para aberturas da ordem de 6cm, têm comportamento e duração satisfatórios.

Se os lábios poliméricos, que fixam a câmara elástica, forem confeccionados com os materiais indicados e se forem atendidas as especificações construtivas, na recuperação desta junta bastará substituir a câmara elástica.

5.2.6 Juntas em blocos de neoprene e chapas de aço

Inicialmente denominadas Juntas Transiflex, de procedência norte-americana, são hoje fabricadas por várias empresas brasileiras.

Conhecidas, entre outras denominações, como Juntas Traflex ou Juntaflex, constam de um monobloco de composto de elastômero estruturado internamente por chapas de aço fretantes; são juntas de alto custo e somente utilizadas quando são necessárias grandes movimentações; as juntas podem ser simples, com apenas, basicamente, dois blocos de elastômero, e múltiplas, com vários blocos de elastômero.

As movimentações destas juntas são facilitadas por reentrâncias existentes nas faces superior e inferior da junta; as reentrâncias superiores devem ser permanentemente mantidas livres de detritos, para não prejudicar a movimentação da junta.

As juntas são fixadas por parafusos em berços de concreto; as dimensões dos berços e dos parafusos constam de catálogos dos fabricantes; bem dimensionadas, bem assentadas e com manutenção adequada, as juntas oferecem serviço de boa qualidade e duração. Estas juntas, pelo fato de serem fabricadas em módulos de 1,00m de comprimento, permitem recuperações parciais.

As patologias mais comuns são: trincas e fraturas nos berços, parafusos defeituosos ou desapertados, desgaste excessivo, rasgos e vazamentos.

É aconselhável que a recuperação ou a substituição de juntas de maior complexidade seja efetuada pelo fabricante ou por empresa por ele indicada.

5.2.7 Juntas modulares expansíveis

Utilizadas para grandes movimentações e aberturas, podem apresentar-se com várias configurações, como por exemplo: um conjunto de várias fitas de neoprene devidamente alojadas em blocos, adequadamente suportados ou um conjunto de juntas de compressão, também devidamente alojadas e suportadas.

Os cuidados, as patologias e as recuperações destas juntas são semelhantes aos das juntas em fitas

de neoprene e aos das juntas de compressão, acrescidas das verificações das estruturas auxiliares, de suporte dos apoios intermediários dos módulos das juntas.

5.2.8 Juntas denteadas

Mais conhecida como "finger joint", a junta denteada é constituída por duas chapas de aço, cada uma delas soldada em uma das extremidades e livre na outra; nas extremidades livres, as chapas têm saliências e reentrâncias defasadas e de dimensões adequadas e compatíveis com a movimentação da junta, o que permite um duplo funcionamento de macho e fêmea dos dentes.

Para funcionar como junta fechada, deve haver uma calha, que recolhe as águas pluviais e as escoam adequadamente.

Estas juntas devem estar perfeitamente construídas e assentadas, bem como sempre mantidas isentas de detritos; de outra forma, elas não funcionam e acabam por ter os dentes empenados, podendo provocar sérios acidentes de tráfego.

A Inspeção deve verificar se as chapas de aço estão firmemente fixadas, se há trincas ou fissuras nas soldas, se os dentes estão bem encaixados, se há corrosão nas chapas e se a calha inferior está coletando e direcionando convenientemente as águas pluviais.

A recuperação parcial destas juntas é possível porque elas são fornecidas em módulos; na recuperação e substituição dos módulos, deverá ser selecionada uma empresa com tradição e experiência neste tipo de serviço.

6 Manejo ambiental

As atividades de recuperação das juntas de dilatação podem variar, em número e qualidade, de acordo com o tipo de junta e a gravidade de suas patologias; em nenhuma destas atividades há qualquer agressão de monta ou permanente ao meio ambiente.

As atividades de recuperação são resumidas a seguir:

a) sinalização: instalação e manutenção;
b) desvio de tráfego;
c) plataformas suspensas de trabalho;
d) demolição e remoção de pavimento de asfalto;
e) demolição e remoção de pavimento de concreto;
f) concreto, fck = 30 MPa;
g) formas de compensado;
h) armação, aço CA 50;
i) concreto polimerizado;
j) cantoneiras de aço de 4"x 4"x 1,0 cm: remoção e colocação;
k) juntas de compressão;
l) juntas de fita de neoprene;
m) juntas tipo JEENE;
n) juntas tipo Traflex ou Juntaflex;
o) juntas modulares expansíveis;
p) Juntas denteadas, "Finger Joints".

Os materiais, provenientes de tratamentos, substituições ou excedentes de qualquer natureza, imediatamente após a conclusão das obras, devem ser removidos para locais previamente determinados.

7 Inspeção

Os serviços de recuperação ou de substituição de juntas de dilatação são especializados, devendo alguns deles ser executados pelo próprio fabricante da junta.

Entretanto, como todas as atividades, em maior ou menor escala, dependem de decisões e orientações de profissionais experientes, a presença e o acompanhamento constantes de um engenheiro capacitado é indispensável.

8 Condições de conformidade e não- conformidade

A presença e o acompanhamento constantes de um engenheiro experiente e a recomendação de, preferencialmente, serem contratadas para recuperação das juntas de dilatação, as próprias fabricantes ou empresas por elas indicadas, reduz as possibilidades de serviços não-conformes; entretanto, detectada sua existência, eles devem ser refeitos antes do prosseguimento dos serviços.

9 Critérios de medição

Os serviços, diferenciados e, às vezes parciais, previamente avaliados por um projeto, resultante de uma Inspeção, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

a) sinalização: instalação, operação e manutenção:
   - sinalização horizontal e vertical: cada serviço com a sua unidade, de acordo com o SICRO 2;
   - sinalização semafórica: por mês;

b) desvio de tráfego: cada serviço com a sua respectiva unidade, de acordo com o SICR02 ;

c) plataformas suspensas de trabalho: por m²;

d) demolição e remoção de pavimento de asfalto: por m³;

e) demolição e remoção de pavimento de concreto: por m³;

f) concreto, fck = 30 MPa: por m³;

g) formas de compensado: por m²;

h) armação, aço CA 50: por kg;

i) concreto polimerizado: por m³;

j) cantoneiras de aço de 4"x 4"x 1,0 cm: remoção e colocação: por kg;

k) juntas de compressão: por unidade;

l) juntas de fita de neoprene: por unidade.

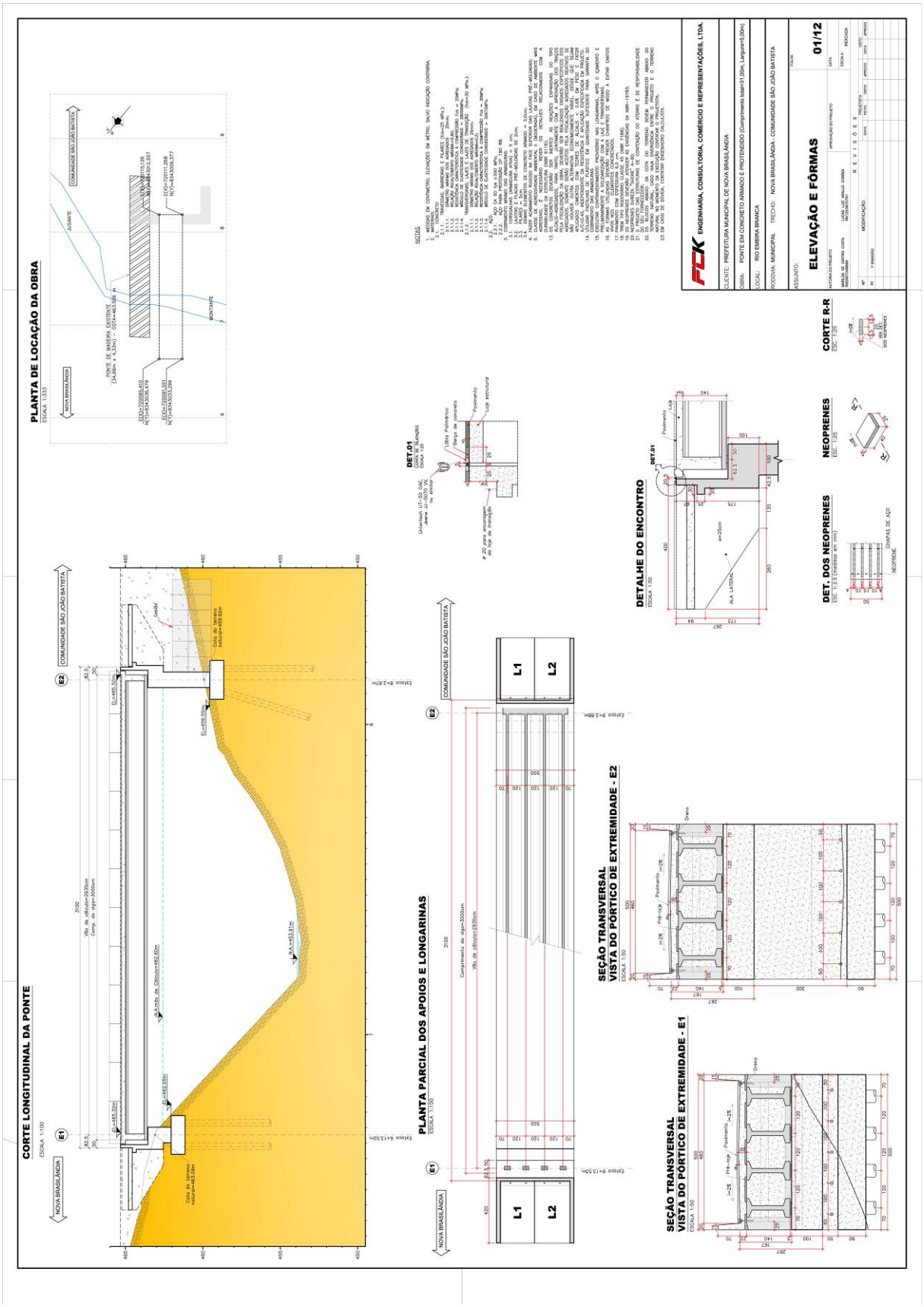
m) juntas tipo JEENE: por unidade;

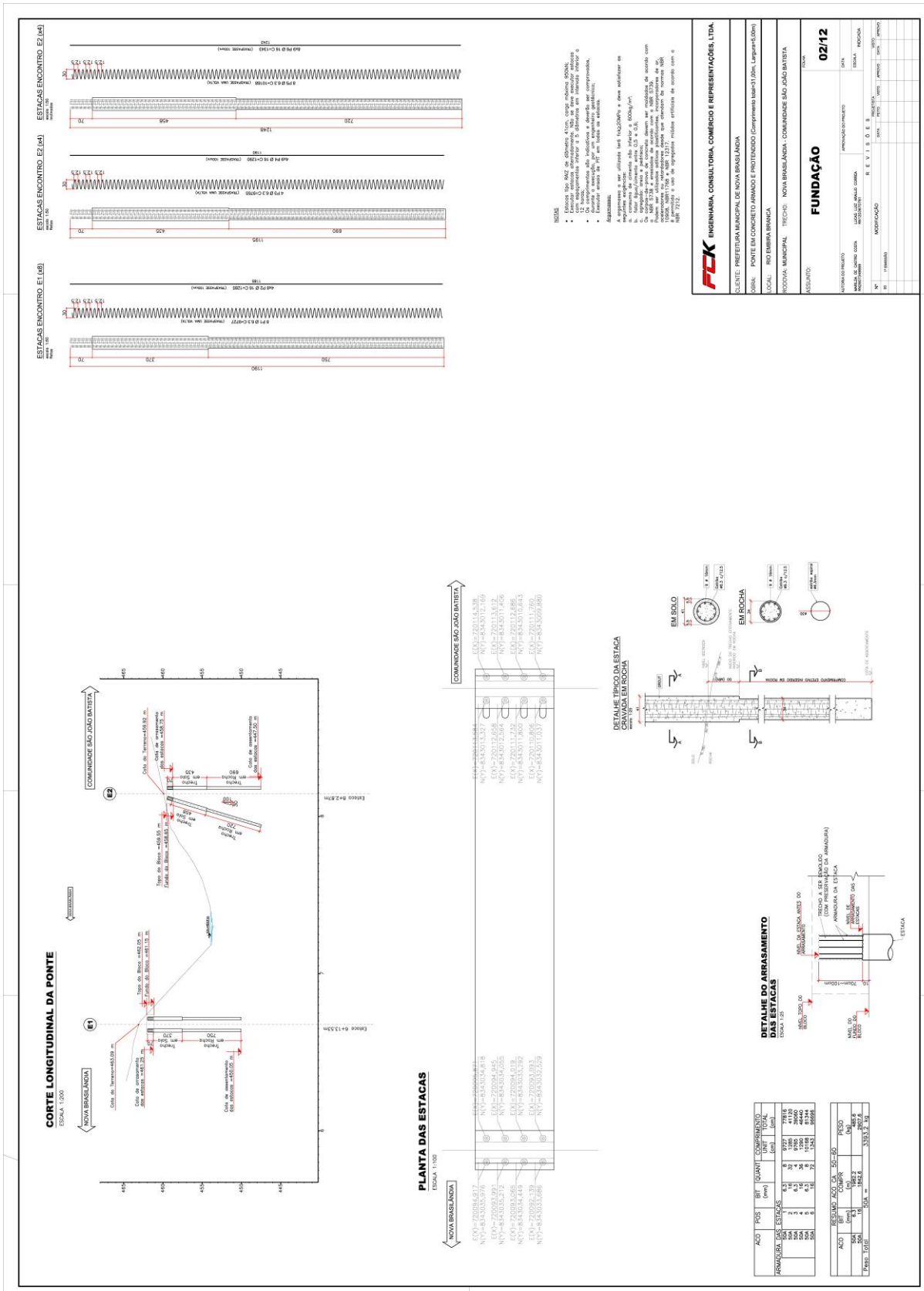
n) juntas tipo Traflex ou Juntaflex: por unidade;

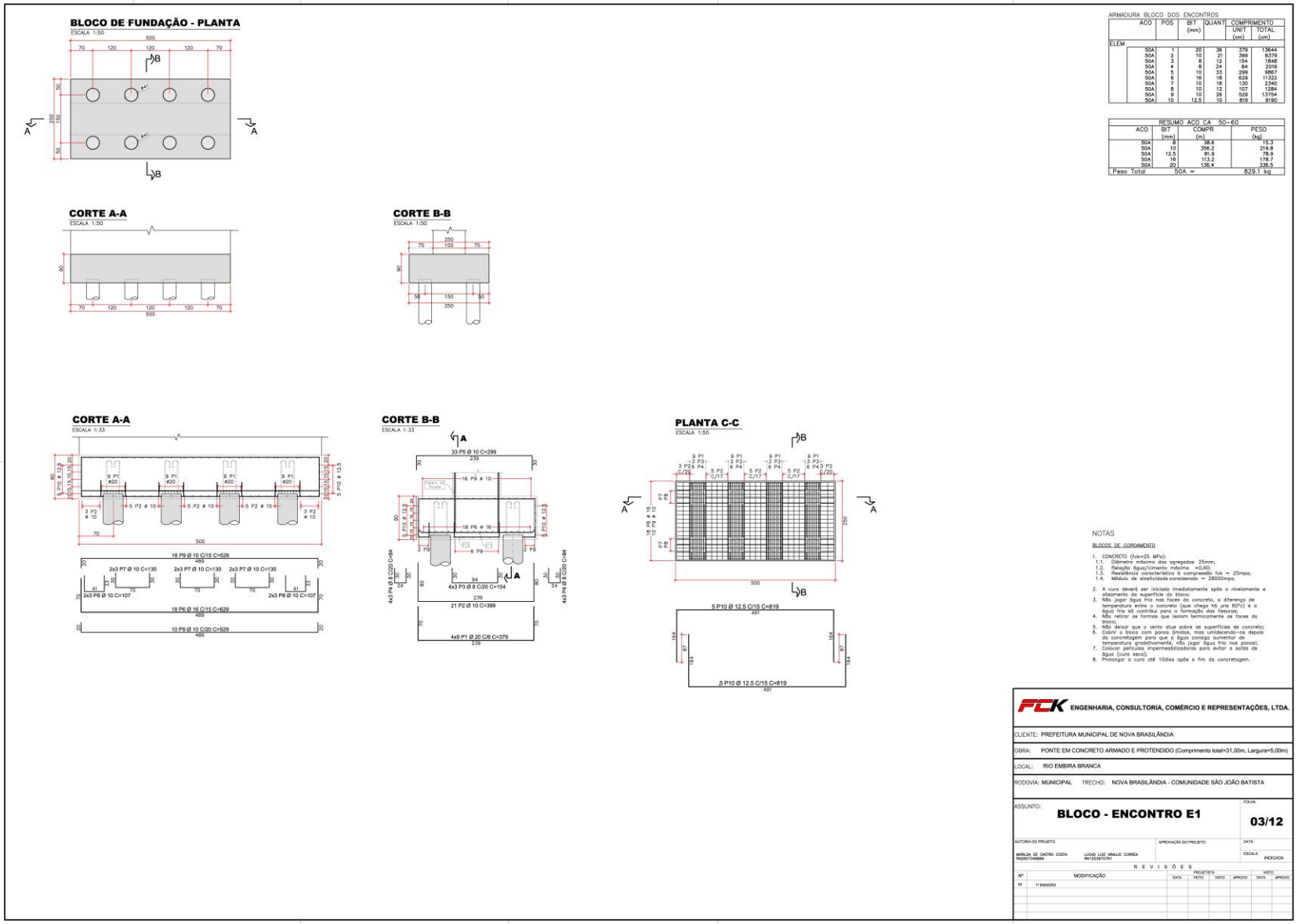
o) juntas modulares expansíveis: por unidade;

p) juntas denteadas, "Finger Joints": por unidade.

7.0 – PROJETO DE EXECUÇÃO


PLANTA DE LOCAÇÃO DA OBRA
ESCALA 1:333
CORTE LONGITUDINAL DA PONTE
ESCALA 1:100
PLANTA PARCIAL DOS APOIOS E LONGARINAS
ESCALA 1:100
DETALHE DO ENCONTRO
ESCALA 1:50
SEÇÃO TRANSVERSAL
VISTA DO PÓRTICO DE EXTREMIDADE - E2
SEÇÃO TRANSVERSAL
VISTA DO PÓRTICO DE EXTREMIDADE - E1
CORTE R-R
NEOPRENES
DET. DOS NEOPRENES
ELEVAÇÃO E FÔRMAS
01/12
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO:


ESTACAS ENCONTRO E1 (x8)
ESTACAS ENCONTRO E2 (x4)
ESTACAS ENCONTRO E2 (x4)
NOTAS
Estacas tipo RAZ de diâmetro 4 cm, carga máxima 90Ton;
Estas estacas devem ser executadas em terreno de qualquer natureza com equipamentos inferior a 5 diâmetros em intervalo inferior a 1,2 metros;
Os comprimentos são indicativos e deverão ser comprovados, por ensaios de carga e/ou dinâmicos;
Executar ensaio de PIT em todas as estacas.
Argamassa:
A argamassa a ser utilizada terá fck≥30MPa e deve estabelecer os seguintes parâmetros:
a. consumo de cimento não inferior a 600kg/m³;
b. fator água/cimento ≤ 0,45;
c. slump 22 ± 2 cm;
d. agregado miúdo e graúdo;
e. os materiais devem ser moldados de acordo com a NBR 5738 e ensaiados de acordo com a NBR 5739;
f. a cura deve ser realizada de acordo com as dir. orientações ou recomendações cabe que atendam as normas NBR 9062 e NBR 6118;
g. permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a NBR 7211.
FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: FUNDAÇÃO
02/12
CORTE LONGITUDINAL DA PONTE
ESCALA 1:200
NOVA BRASILÂNDIA
COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
PLANTA DAS ESTACAS
ESCALA 1:100
DETALHE TÍPICO DA ESTACA CRAVADA EM ROCHA
EM SOLO
EM ROCHA
DETALHE DO ARRASAMENTO DAS ESTACAS
ESCALA 1:25
ESTACA



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Rua 1, nº 1, Setor Noroeste – Bairro Morada do Ouro. – Cuiabá/MT - +55 65 3028 28 11 – fck@fckconsultoria.com.br

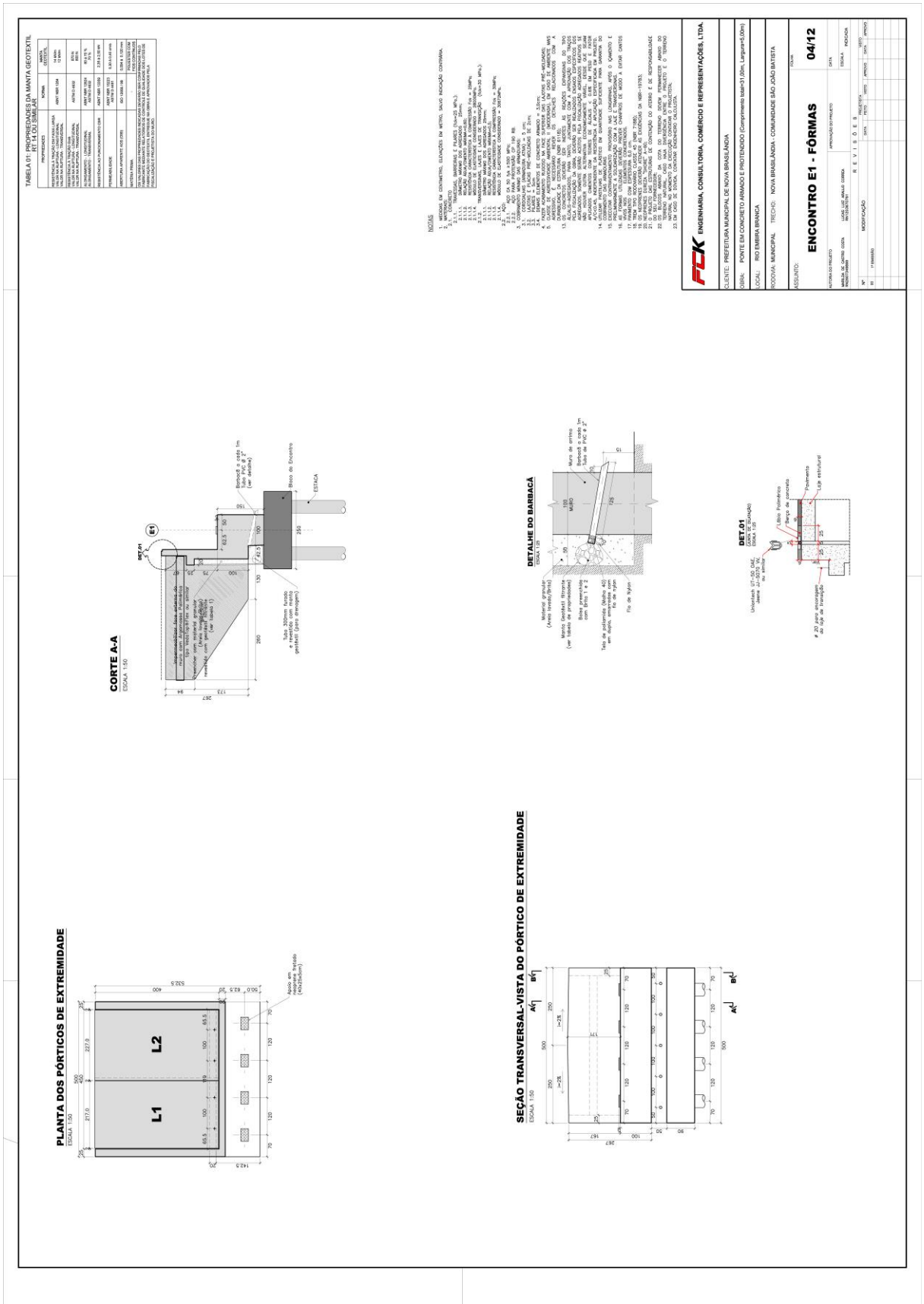
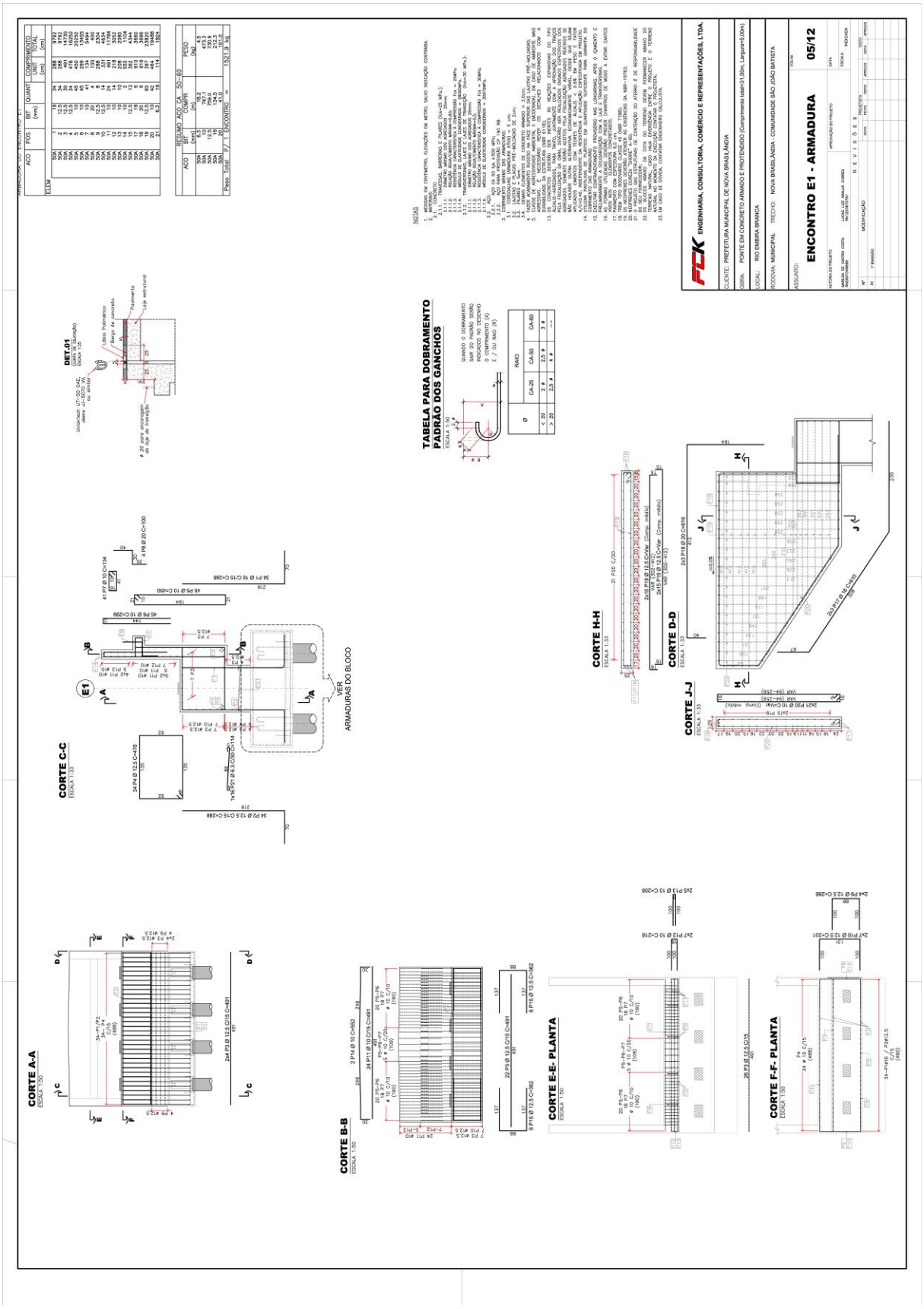
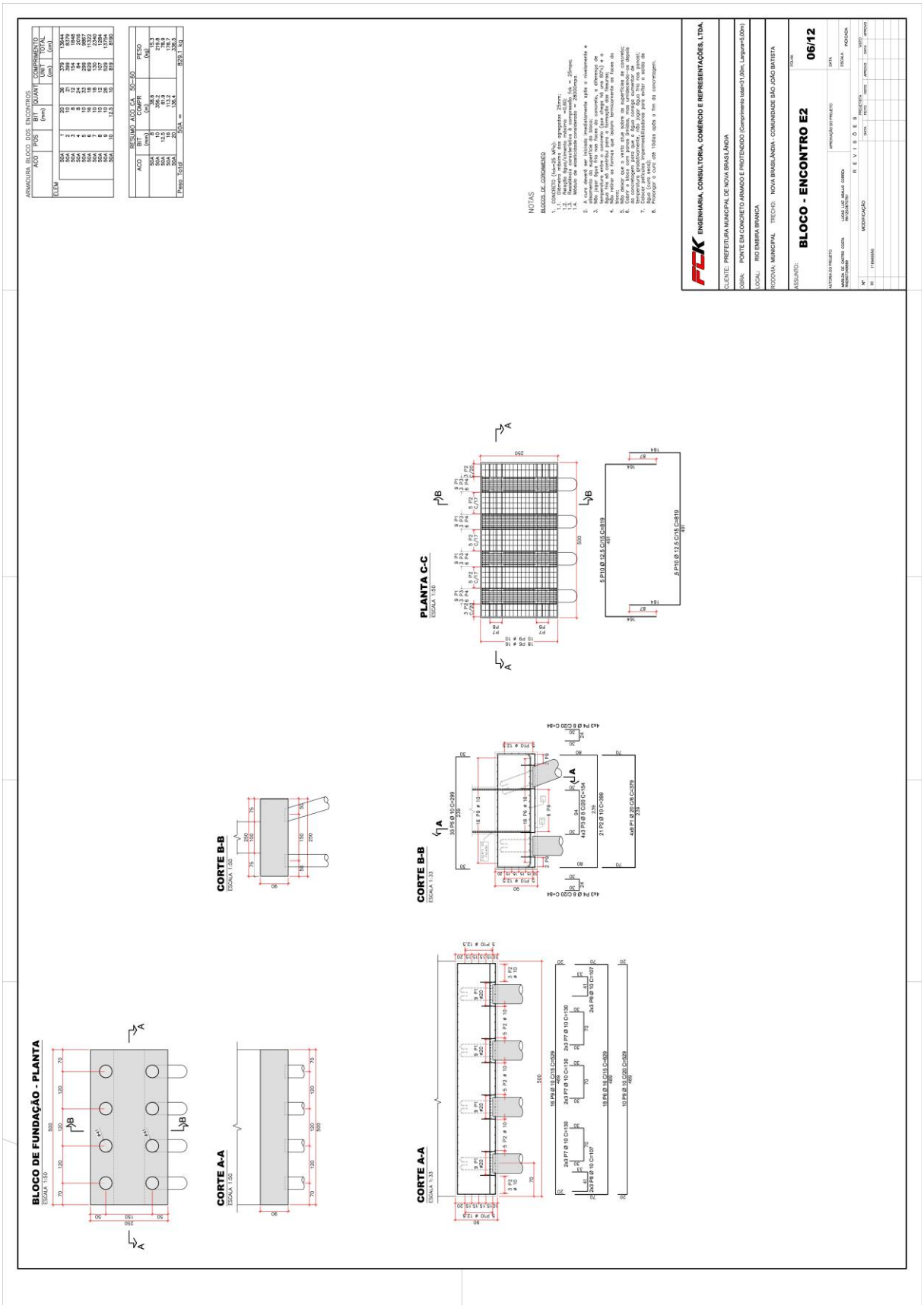


TABELA 01: PROPRIEDADES DA MANTA GEOTEXTIL RT 14 OU SIMILAR
PLANTA DOS PÓRTICOS DE EXTREMIDADE
ESCALA 1:50
L1
L2
CORTE A-A
ESCALA 1:50
Bloco do Encontro
ESTACA
DETALHE DO BARBACÃ
ESCALA 1:25
DET.01
SEÇÃO TRANSVERSAL-VISTA DO PÓRTICO DE EXTREMIDADE
ESCALA 1:20
NOTAS
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: ENCONTRO E1 - FÔRMAS
04/12
ESCALA: INDICADA
REVISÕES


ENCONTRO E1 - ARMADURA
05/12
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
CORTE A-A
CORTE B-B
CORTE C-C
CORTE D-D
CORTE E-E- PLANTA
CORTE F-F- PLANTA
CORTE H-H
CORTE J-J
DET.01
TABELA PARA DOBRAMENTO PADRÃO DOS GANCHOS
ARMADURAS DO BLOCO


ARMADURA BLOCO DOS ENCONTROS
RESUMO AÇO CA - 50 - 60
NOTAS
BLOCOS DE CIMENTADO
1. CONCRETO (fck=25 MPa):
1.1. Diâmetro máximo dos agregados: 25mm;
1.2. Abatimento máximo do concreto: 8 ± 1cm;
1.3. Resistência característica à compressão;
1.4. Módulo de elasticidade inicial: Eci = 24GPa;
2. A cura deve ser iniciada imediatamente após o lançamento e adensamento da superfície do bloco;
3. Não deve haver diferenças de temperatura entre o concreto (por chega lá que dê?) e a face do bloco em contato com o ambiente (terreno);
4. Não retirar as formas que lecham temicamente os focos do bloco;
5. Não deixar que o vento atue sobre as superfícies de concreto; Proteger a superfície do concreto contra ação do sol e deve do concretagem para que a água consiga cumecer de
6. Proteger a superfície do concreto contra ação da chuva;
7. Colocar películas impermeabilizadoras para evitar a saída de água do concreto;
8. Prolongar a cura até 10dias após o fim da concretagem.
FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: BLOCO - ENCONTRO E2
06/12
BLOCO DE FUNDAÇÃO - PLANTA
CORTE A-A
CORTE B-B
CORTE B-B
PLANTA C-C

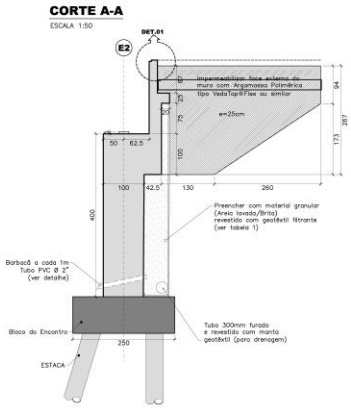
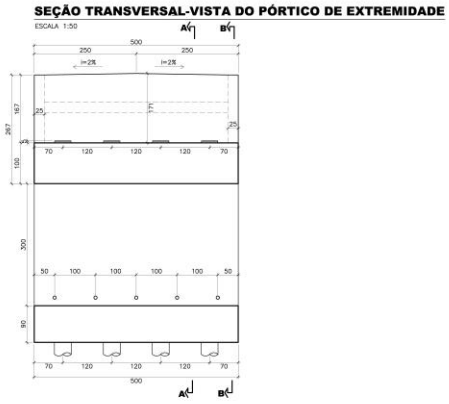
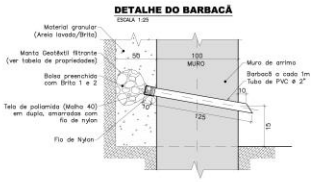


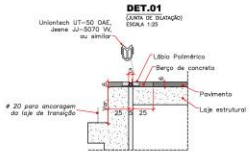
TABELA 01: PROPRIEDADES DA MANTA GEOTEXTIL RT 14 OU SIMILAR

PROPRIEDADES	NORMA	MANTA GEOTEXTIL
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO EM FAIXA LARGA VALOR NA RUPTURA - LONGITUDINAL VALOR NA RUPTURA - TRANSVERSAL	ABNT NBR 12824	14 kN/m 12 kN/m
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO Grab VALOR NA RUPTURA - LONGITUDINAL VALOR NA RUPTURA - TRANSVERSAL	ASTM D-4632	870 N 800 N
ALONGAMENTO - LONGITUDINAL ALONGAMENTO - TRANSVERSAL	ABNT NBR 12824 ASTM D-4632	50 a 70 % 70 %
RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO CBR	ABNT NBR 12332	2,25 à 2,50 kN
PERMEABILIDADE	ABNT NBR 15223 ASTM D-4491	0,30 à 0,40 cm/s
ABERTURA APARENTE AOS (O95)	ISO 12956 / 96	0,084 à 0,120 mm
MATÉRIA PRIMA		POLIÉSTER COM PROPILENO CONTÍNUOS

OS VALORES DAS PROPRIEDADES INDICADAS DEVERÃO SER COMPROVADOS PELO FABRICANTE MEDIANTE RELATÓRIOS DE CONTROLE DE QUALIDADE DOS LOTES DE FABRICAÇÃO DO GEOTÊXTIL ENTREGUE NA OBRA E APROVADOS PELA FISCALIZAÇÃO E PROJETISTA DO MURO.







NOTAS

1. MEDIDAS EM CENTIMETRO, ELEVAÇÕES EM METRO, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
2. MATERIAIS:
   2.1. CONCRETO
      2.1.1. TRAVESSAS, BARREIRAS E PILARES (fck=25 MPa.):
         2.1.1.1. DIÂMETRO MÁXIMO DOS AGREGADOS 25mm;
         2.1.1.2. RELAÇÃO ABA/TOMENTO MÁXIMA=0,60;
         2.1.1.3. RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO fck = 25MPa;
         2.1.1.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE CONSIDERADO = 28000MPa.
      2.1.2. TRANSVERSINAS, LAJES E LAJES DE TRANSIÇÃO (fck=30 MPa.):
         2.1.2.1. DIÂMETRO MÁXIMO DOS AGREGADOS 19mm;
         2.1.2.2. RELAÇÃO ABA/TOMENTO MÁXIMA=0,55;
         2.1.2.3. RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO fck = 30MPa;
         2.1.2.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE CONSIDERADO = 30672MPa.
   2.2. AÇO:
      2.2.1. AÇO CA 50 fyk ≥ 500 MPa;
      2.2.2. AÇO PARA PROTENSÃO CP 190 RB.
3. COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS:
   3.1. CORDOALHAS (ARMADURA ATIVA) = 5 cm;
   3.2. LAJETAS E PLACAS PRÉ-MOLDADAS DE 3cm;
   3.3. PILARES = 3cm.
4. A MÍNIMA ESPESSURA DE CONCRETO ARMADO = 3,5cm;
6. FAZER ADENSAMENTO RUGOSO NA FACE SUPERIOR DAS LAJETAS PRÉ-MOLDADAS;
5. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II (MODERADA), EM CASO DE AMBIENTE MAIS AGRESSIVO, É NECESSÁRIO REVER OS DETALHES RELACIONADOS COM A DURABILIDADE DA ESTRUTURA (NBR 6118);
13. OS CONCRETOS DEVERÃO SER INERTES ÀS REAÇÕES EXPANSIVAS DO TIPO ÁLCALIS-AGREGADOS, PARA TANTO, JUNTAMENTE COM A APROVAÇÃO DOS TRAÇOS PELA FISCALIZAÇÃO DA OBRA, DEVERÃO SER REALIZADOS ENSAIOS ESPECÍFICOS DOS AGREGADOS. SOMENTE SERÃO ACEITOS PELA FISCALIZAÇÃO AGREGADOS REATIVOS SE NÃO HOUVER OUTRA ALTERNATIVA ECONOMICAMENTE VIÁVEL, DESDE QUE SEJAM APLICADOS CIMENTOS COM TEORES DE ÁLCALIS <: 0,6% EM PESO E FATOR A/C<0,45, INDEPENDENTE DA RESISTÊNCIA E APLICAÇÃO ESPECIFICADA EM PROJETO.
14. UTILIZAR PASTILHAS DE PLÁSTICO EM QUANTIDADE SUFICIENTE PARA GARANTIA DO COBRIMENTO DAS ARMADURAS;
15. EXECUTAR CONTRAVENTAMENTO PROVISÓRIO NAS LONGARINAS, APÓS O IÇAMENTO E PRELIMINARMENTE À SOLIDARIZAÇÃO COM A LAJE E TRANSVERSINAS;
16. AS FÔRMAS UTILIZADAS DEVERÃO PREVER CHANFROS DE MODO A EVITAR CANTOS VIVOS NOS ELEMENTOS CONCRETADOS.
17. PAVIMENTO COM ESPESSURA 6,0 cm;
18. TREM TIPO RODOVIÁRIO CLASSE 45 (NBR 7188);
19. OS NEOPRENES DEVERÃO ATENDER AS EXIGÊNCIAS DA NBR-19783;
20. NEOPRENES DUREZA "SHORE" A-60;
21. O PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DO ATERRO É DE RESPONSABILIDADE DO PROJETISTA;
22. OS BLOCOS ABAIXO DA COTA DO TERRENO DEVEM PERMANECER ABAIXO DO TERRENO NATURAL, CASO HAJA DIVERGÊNCIA ENTRE O PROJETO E O TERRENO NATURAL NO MOMENTO DA EXECUÇÃO CONSTATAR O PROJETISTA;
23. EM CASO DE DÚVIDA, CONTATAR ENGENHEIRO CALCULISTA.

FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.

CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=5,00m)

LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA

RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA

ASSUNTO: **ENCONTRO E2 - FÔRMAS**

FOLHA: **07/12**

AUTORIA DO PROJETO: MARILDA DE CASTRO COSTA RNP0607348989 — LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA RNP0620470781

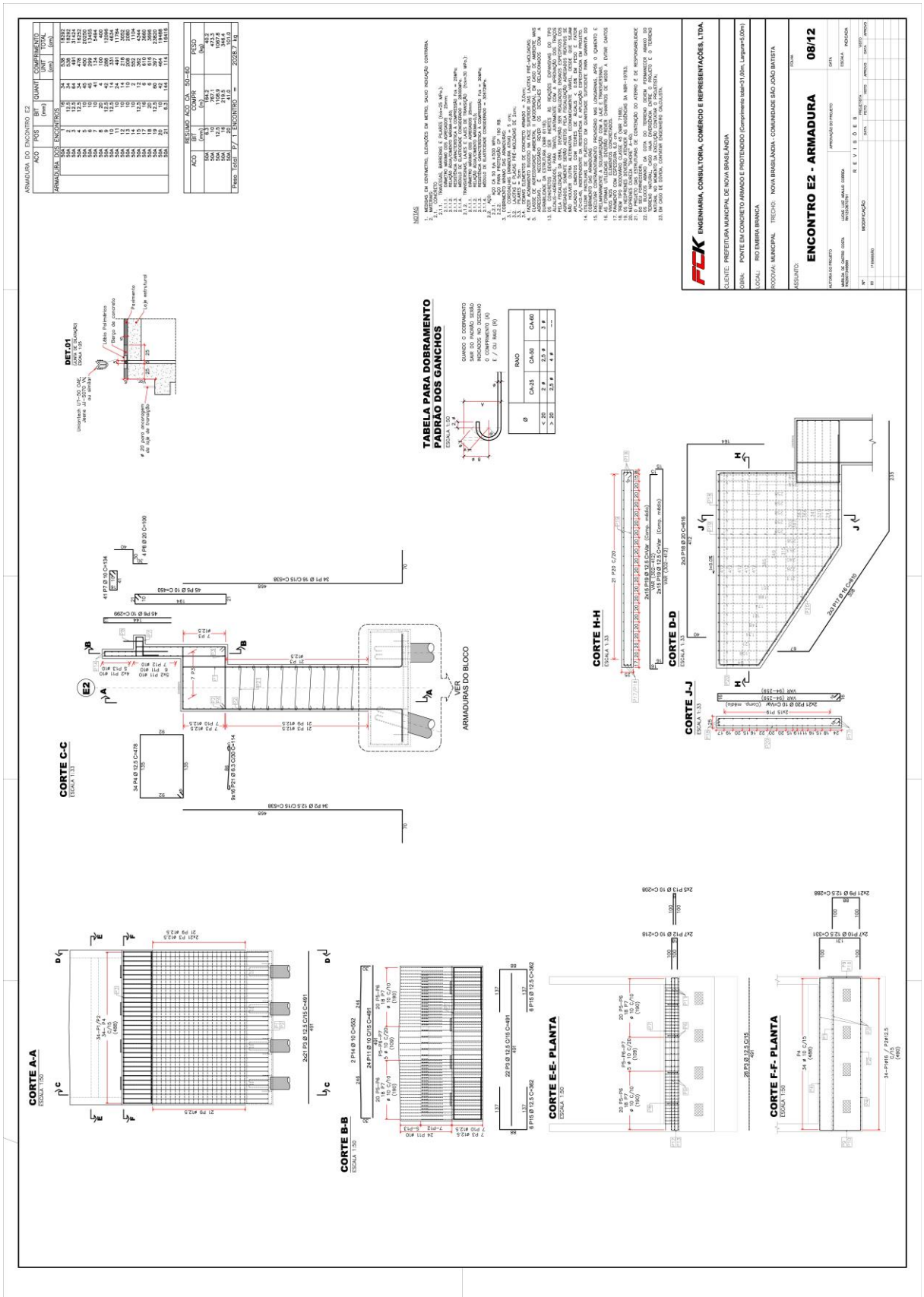
APROVAÇÃO DO PROJETO:

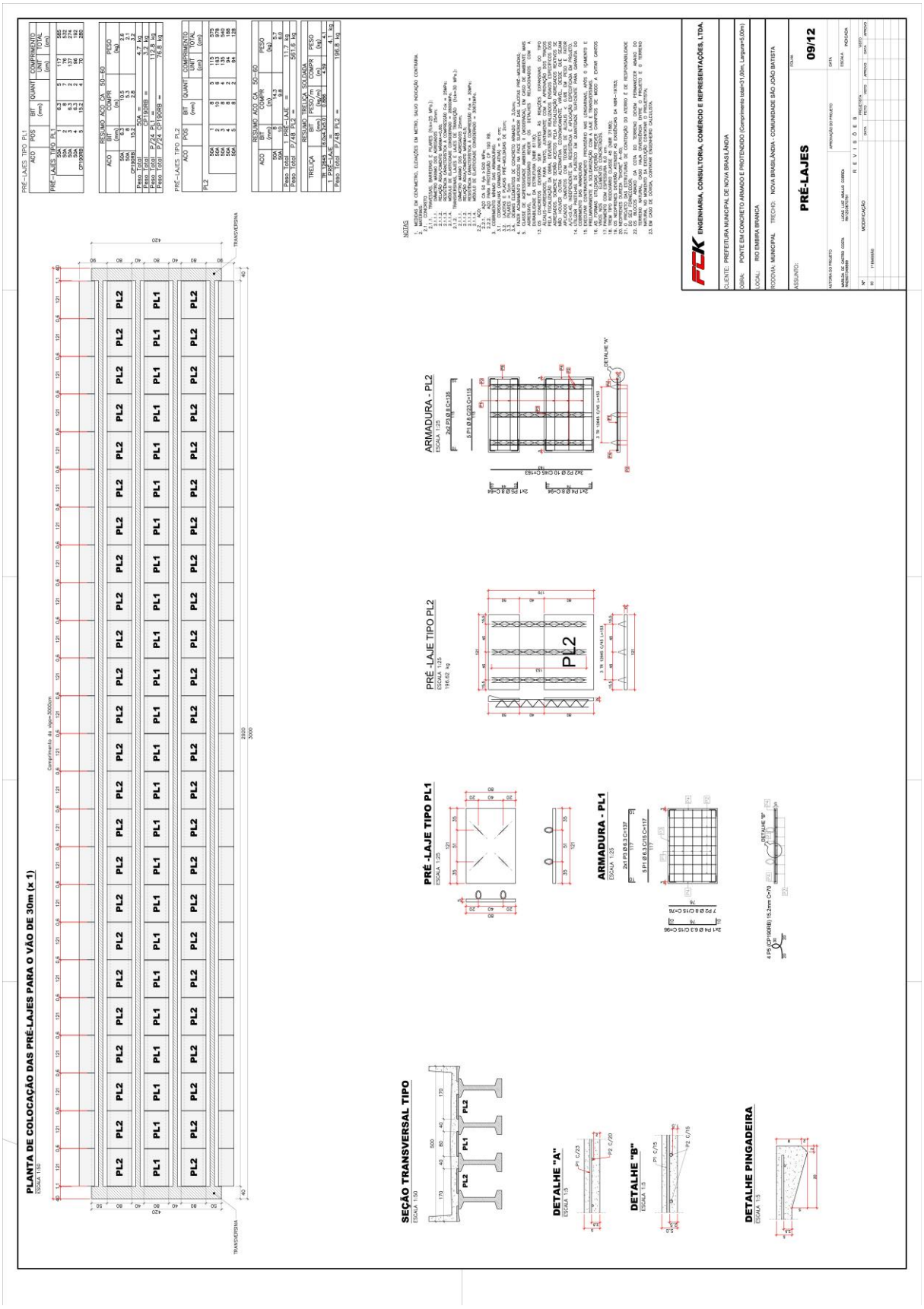
DATA:

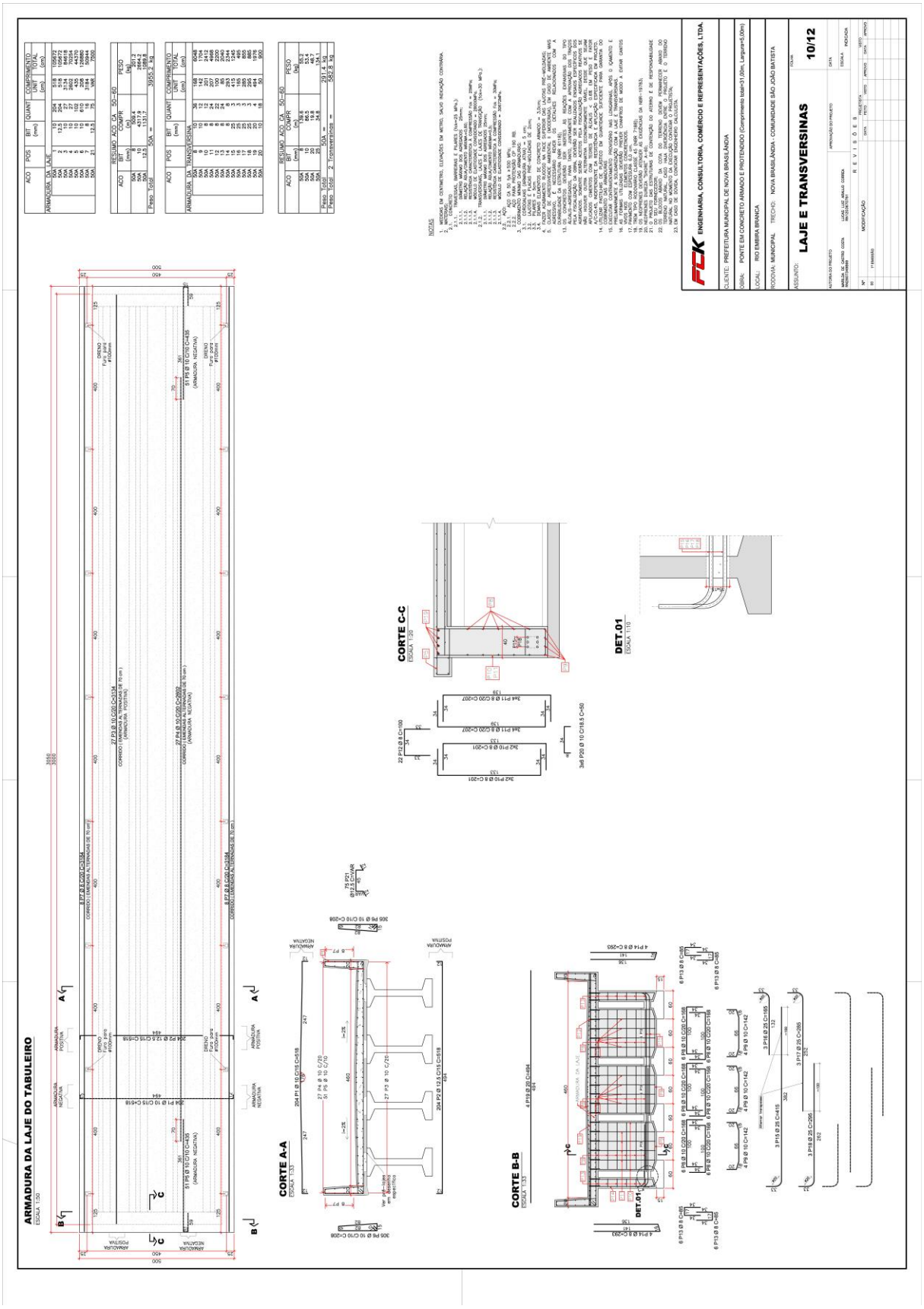
ESCALA: INDICADA

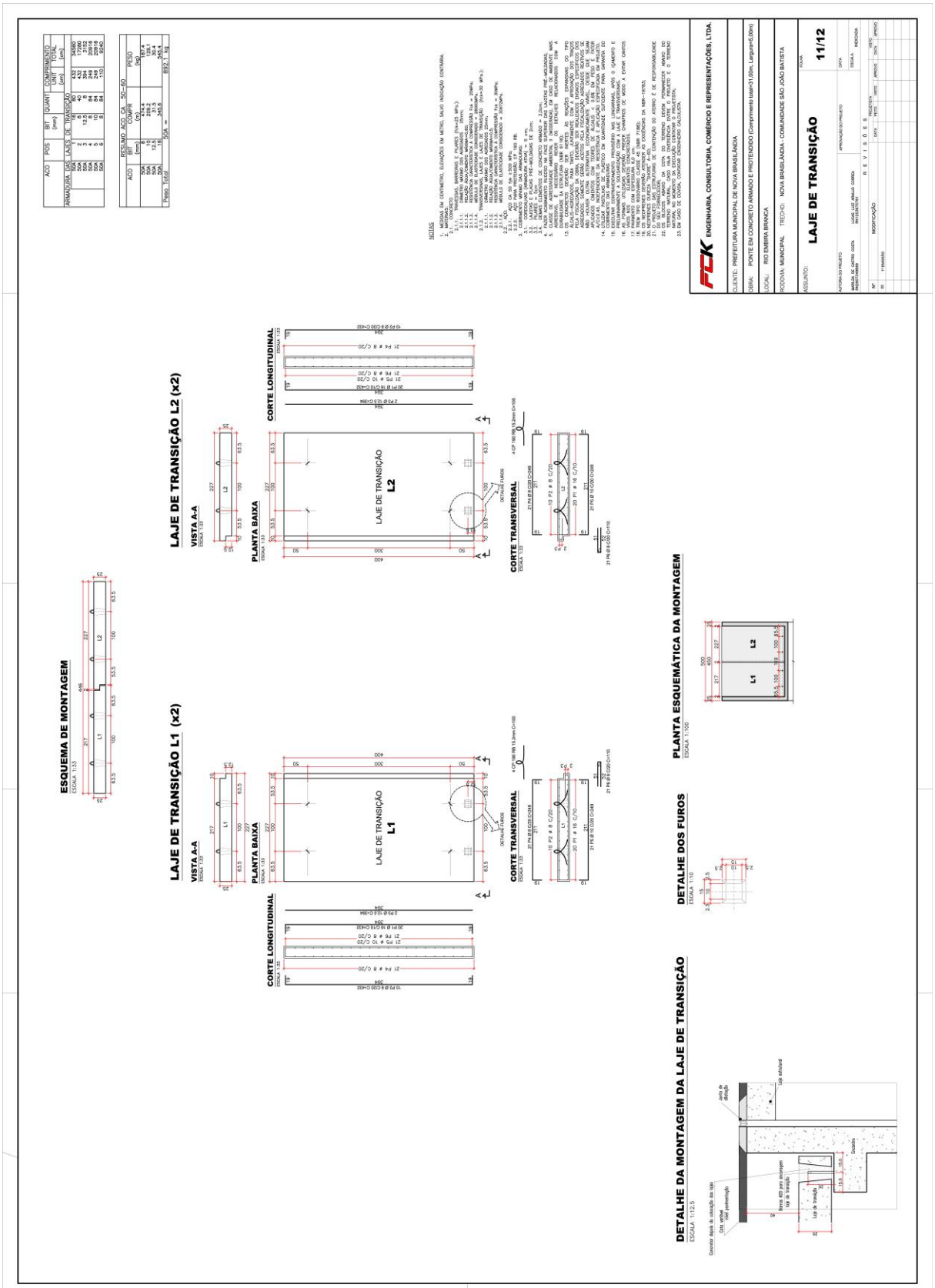
REVISÕES

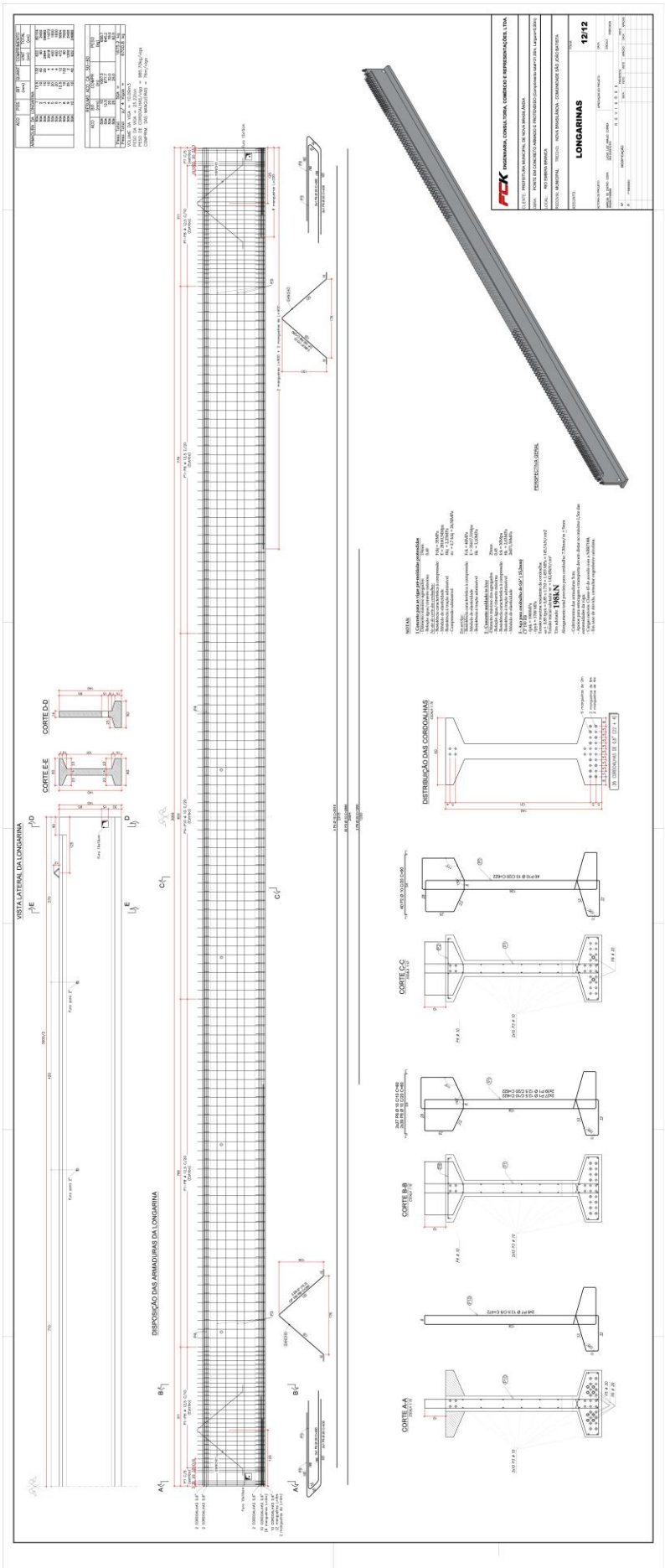
Nº	MODIFICAÇÃO	PROJETISTA DATA	PROJETISTA FEITO	PROJETISTA VISTO	PROJETISTA APROVO	VISTO DATA	VISTO APROVO
00	1ª EMISSÃO						


ENCONTRO E2 - ARMADURA
08/12
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=5,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
CORTE A-A
CORTE B-B
CORTE C-C
CORTE D-D
CORTE E-E- PLANTA
CORTE F-F- PLANTA
CORTE H-H
CORTE J-J
DET.01
TABELA PARA DOBRAMENTO PADRÃO DOS GANCHOS
NOTAS
ARMADURA DO ENCONTRO E2
RESUMO AÇO CA 50-60
RESUMO AÇO CA 25
Peso total P/ 1 ENCONTRO = 2028,7 kg


PLANTA DE COLOCAÇÃO DAS PRÉ-LAJES PARA O VÃO DE 30m (x 1)
ESCALA 1:50
PRÉ-LAJE TIPO PL1
PRÉ-LAJE TIPO PL2
ARMADURA - PL2
ESCALA 1:25
ARMADURA - PL1
ESCALA 1:25
SEÇÃO TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:100
DETALHE "A"
ESCALA 1:5
DETALHE "B"
ESCALA 1:5
DETALHE PINGADEIRA
ESCALA 1:5
NOTAS
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=6,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: PRÉ-LAJES
09/12


ARMADURA DA LAJE DO TABULEIRO
ESCALA 1:50
CORTE A-A
ESCALA 1:33
CORTE B-B
ESCALA 1:33
CORTE C-C
ESCALA 1:20
DET.01
ESCALA 1:10
NOTAS
ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=5,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: LAJE E TRANSVERSINAS
10/12


ESQUEMA DE MONTAGEM
LAJE DE TRANSIÇÃO L1 (x2)
LAJE DE TRANSIÇÃO L2 (x2)
VISTA A-A
PLANTA BAIXA
CORTE LONGITUDINAL
CORTE TRANSVERSAL
LAJE DE TRANSIÇÃO L1
LAJE DE TRANSIÇÃO L2
PLANTA ESQUEMÁTICA DA MONTAGEM
DETALHE DOS FUROS
DETALHE DA MONTAGEM DA LAJE DE TRANSIÇÃO
FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA, COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES, LTDA.
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA
OBRA: PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (Comprimento total=31,00m, Largura=5,00m)
LOCAL: RIO EMBIRA BRANCA
RODOVIA: MUNICIPAL TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE SÃO JOÃO BATISTA
ASSUNTO: LAJE DE TRANSIÇÃO
11/12


VISTA LATERAL DA LONGARINA
CORTE D-D
CORTE E-E
DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS DA LONGARINA
DISTRIBUIÇÃO DAS CORDOALHAS
CORTE C-C
CORTE B-B
CORTE A-A
PERSPECTIVA GERAL
LONGARINAS
12/12

8.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS

INTRODUÇÃO

CRITERIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento da Ponte sobre o Rio Embira Branca, localizado na Rodovia Municipal, trecho Nova Brasilândia – Comunidade São João Batista, com extensão total de 31,00m e largura de 5,00m.

O tabuleiro será composto por vigas do tipo I, em concreto com protensão aderente, que serão protendidas com cordoalhas de 15,2mm (0,6") de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples, são caracterizadas por uma altura de 140cm e um comprimento de 30,00m, serão completadas (na obra) com uma laje de espessura colaborante total de 17cm mais uma pré-laje de 5cm.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188 (Carga Móvel em Ponte Rodoviaria e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de elementos finitos.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Levou-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Nas seções perto do apoio, em função do insuficiente comprimento de ancoragem das cordoalhas, a verificação ao cisalhamento foi efetuada considerando uma seção de concreto armado.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.

NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - 2023- Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;

NBR 6120 - 2019 - Cargas para o Cálculo de Estruturas;

NBR 6122 - 2022 - Projeto e Execução de Fundações;

NBR 6123 - 1988 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 - 2021 - Projeto de pontes – procedimento;

NBR 7188 - 2013 - Carga Móvel em Ponte Rodoviaria e Passarela de Pedestres;

NBR 7483 - 2021 - Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;

NBR 8681 - 2003 - Ações e segurança nas estruturas;

NBR 9062 - 2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materias e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da superestrutura.

A análise foi baseada no método dos elementos finitos, com o auxílio do programa CSIBridge v.17.1.1:

Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compões o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogenização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene:
Kn = G.An/dn, onde:
Kn = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;
G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, G = 1.000 KN/m2;
An = área em planta do neoprene;
dn = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuida.

As traversinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 40cm e altura proporcional à altura da longarina.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118.

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as mais externas.

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118;
- Cobrimento das armaduras: 3cm para peças moldadas *in-loco,* 2cm para as pré-moldadas e 5cm para as fundações.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

Concreto para as vigas pré-moldadas protendidas (Classe C40)

- Diâmetro máximo agregados:	19mm
- Relação água/cimento máxima:	0,40
Fase inicial	
- Resistência característica à compressão	Fckj = 30MPa
- Módulo de elasticidade	E = 26071,59Mpa
- Resistência à tração admissível	ftkj = 2,03MPa
- Compressão admissível	$\sigma_c = 0,7\ f_{ckj} = 21,0MPa$
E.L.U.	
- Coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,2$
- Resistência à compressão de cálculo	$f_{cdj} = f_{ckj}/\gamma_c = 25MPa$
- Resistência à tração de cálculo	$f_{cdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,69MPa$
Fase final	
- Resistência característica à compressão	Fck = 40MPa
- Módulo de elasticidade	E = 35417,51Mpa
- Resistência à tração admissível	ftk = 3,10MPa
E.L.U.	
- Coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 28,57MPa$
- Resistência à tração de cálculo	$f_{cd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,21MPa$

Concreto moldado in loco (classe C30)

-Diâmetro máximo dos agregados	25mm
- Relação água/cimento máxima	0,45
- Resistência característica à compressão	fck = 30Mpa
- Resistência à tração admissível	ftk = 2,03MPa
- Módulo de elasticidade	26071,59MPa
E.L.U.	
- coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 21,43Mpa$
- resistência à tração de cálculo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,08MPa$

Aço para cordoalha de 0,6"

CP 190 RB
- $f_{ptk} = 1900MPa$
- $f_{pyk} = 1710$ Mpa

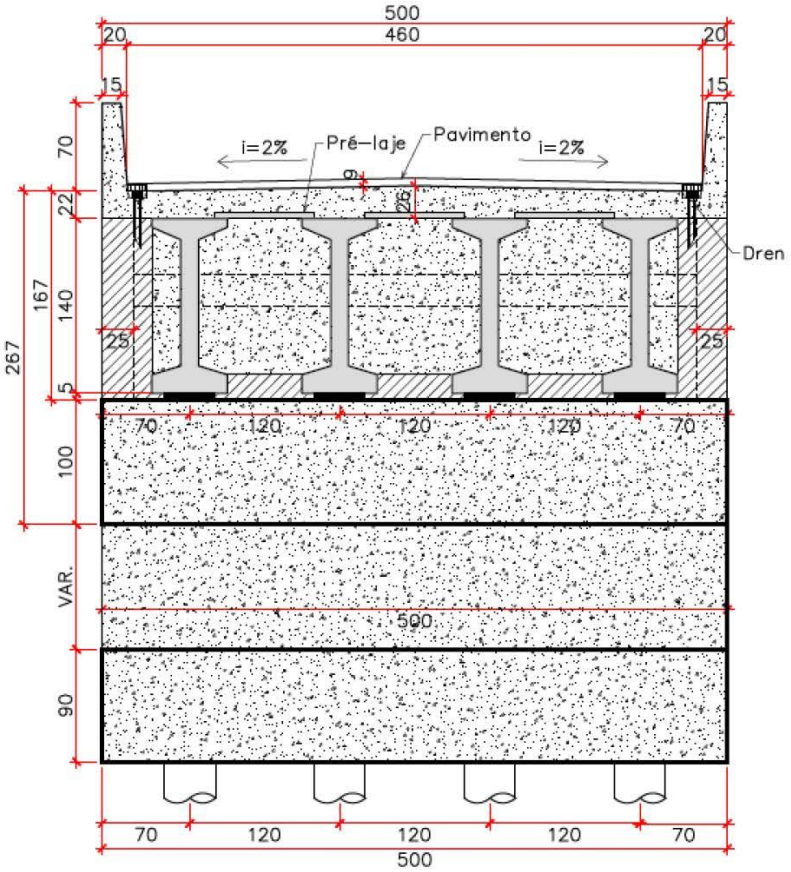
A tensão maxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$\sigma pi \leq 0,77$ fptk = 0,77 x 1.900 = 1.463 MPa = 146,3 kN/cm2 ou

$\sigma pi \leq 0,85$ fpyk = 0,85 x 1.710 = 1.453 MPa = 145,3 kN/cm2

CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

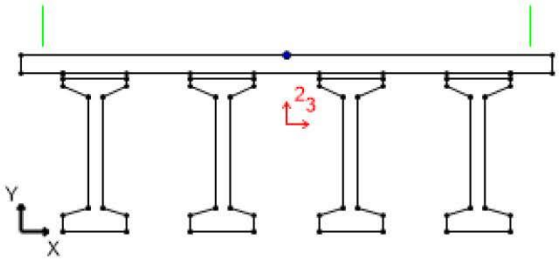
Seção transversal típica:



PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS* DAS VIGAS:

**unidades: (kN - m - ºC)*

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	2.5233
J	0.0451
I33	0.8493
I22	4.485
I23	0.
AS2	1.1237
AS3	1.0576
S33(+face)	1.3387
S33(-face)	0.8617
S22(+face)	1.794
S22(-face)	1.794
Z33	1.4053
Z22	3.2312
r33	0.5801
r22	1.3332
Xcg	2.5
Ycg	0.9856
Xpna	2.5
Ypna	1.2408

CARREGAMENTOS PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

CARGAS PERMANENTES

Os elementos estruturais, como vigas, laje, travessas, transversinas e alas laterais, tiveram seu peso-próprio considerado automaticamente no modelo de cálculo, com peso específico de 25kN/m³, segundo as medidas do projeto executivo.

Além desses elementos, foram incluídos os seguintes carregamentos permanentes:

a) Laje de Transição

Metade do peso da laje de transição, solo e pavimento sobre a mesma foi considerado aplicado diretamente na estrutura dos encontros.

b) Faixa lateral

Nas bordas da laje, o elemento pré-fabricado de concreto de acabamento, foi considerado como uma carga linear de 2,36kN/m.

c) Barreiras

Foi considerada uma carga linear de 5,80kN/m nas barreiras laterais.

d) Pavimentação

Foi considerada uma carga distribuída de 3,68kN/m², que inclui 7cm de pavimento e um adicional de 2kN/m².

CARGAS MÓVEIS

Trem-Tipo da NBR 7188/2013 – Classe 45.

Sobrecarga Móvel 5kN/m² - de acordo com a NBR 7188/2013.

VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA

Foi considerada uma variação uniforme de temperatura de +10°C, e -5°C. O Gradiente Térmico foi desprezado por se tratar de uma estrutura isostática.

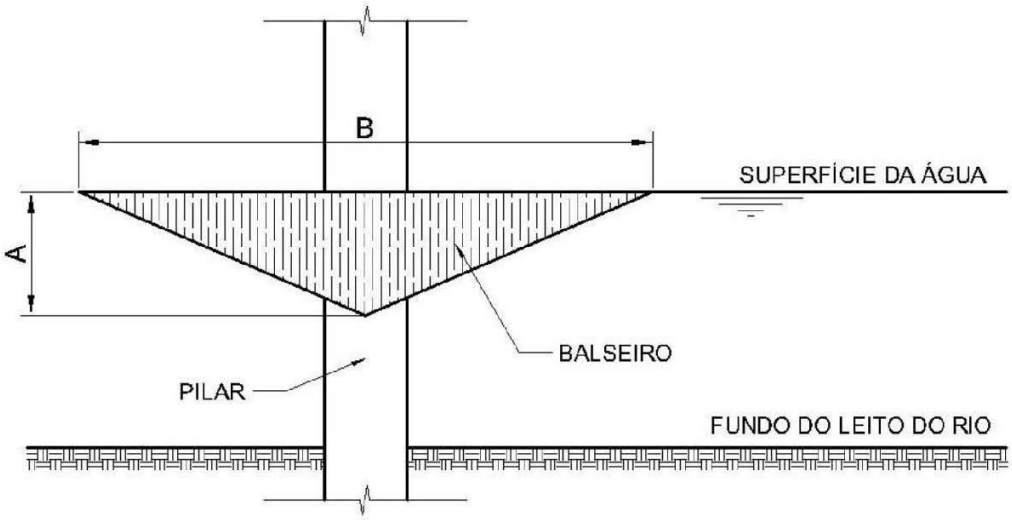
VENTO

Foi aplicada uma carga de 3,82 kN/m ao nível da laje, na mesma direção da correnteza.

CORRENTEZA

A velocidade da água foi considerada como 2m/s, e o empuxo aplicado diretamente nos tubulões. O empuxo nos tubulões é 1,90 kN/m.

Além disso, foi considerada a formação de balseiros, com as dimensões A=3,00m e B=13,40m, que resultam numa carga concentrada de 57kN aplicada no topo dos pilares.



COMBINAÇÕES

$$S_d = \gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0i} F_{Qi}$$

CARREGAMENTO	$\gamma_{G,desfav}$	$\gamma_{G,fav}$	γ_Q	$\Psi_{0,desfav}$	$\Psi_{0,fav}$
Peso próprio da Viga	1,30	1,0			
Peso próprio da Laje	1,35	1,0			
Sobrecarga permanente	1,50	1,0			
Trem-tipo			1,50		
Vento, Correnteza, Temperatura			1,2	0,6	0
Efeitos reológicos a tempo "infinito"			1,2	1	0

LONGARINAS

VERIFICAÇÃO DA LONGARINA.

Da análise do modelo emerge da viga mais solicitada, os esforços solicitantes devido às cargas permanentes de segunda fase e as móveis a seguir:

Peso próprio longarina + transversina:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	DEAD	-128.42	-6.47	0.00
114	DEAD	-118.86	4.69	140.64
228	DEAD	-109.30	1.84	270.41
341	DEAD	-99.73	1.39	389.30
455	DEAD	-90.17	-1.59	497.30
569	DEAD	-80.61	-1.68	594.43
683	DEAD	-71.04	-1.59	680.68
796	DEAD	-61.48	-1.41	756.06
910	DEAD	-51.92	1.17	820.55
1502	DEAD	-2.16	-0.06	980.56

Peso próprio da laje:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	PPlaje	-105.02	-2.08	0.00
114	PPlaje	-95.45	7.11	115.01
228	PPlaje	-85.89	6.83	221.12
341	PPlaje	-76.33	-6.43	318.34
455	PPlaje	-66.76	-5.72	406.66
569	PPlaje	-57.20	-4.94	486.08
683	PPlaje	-47.63	-4.22	556.61
796	PPlaje	-38.07	-3.55	618.24
910	PPlaje	-28.51	-2.93	670.98
1502	PPlaje	21.24	-0.33	801.83

Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Guarda-rodas.

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	PPpav+GR	-140.69	19.87	-13.77
114	PPpav+GR	-140.69	28.51	146.26
228	PPpav+GR	-127.49	-28.84	274.36
341	PPpav+GR	-115.53	-28.89	384.87
455	PPpav+GR	-103.83	-26.92	481.14
569	PPpav+GR	-92.14	-24.25	565.05
683	PPpav+GR	-80.48	-21.38	640.48
796	PPpav+GR	-68.93	-18.43	704.30
910	PPpav+GR	-57.56	-15.48	756.63
1502	PPpav+GR	-3.24	-1.23	855.73

Carga móvel (Moving load)

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	ML	192.33	14.26	11.25
114	ML	181.58	14.26	229.99
228	ML	170.70	19.12	436.71
341	ML	159.86	19.94	622.15
455	ML	149.16	19.17	786.46
569	ML	138.64	17.90	930.18
683	ML	128.33	16.40	1053.80
796	ML	118.25	14.78	1157.55
910	ML	108.44	13.25	1244.80
1502	ML	72.42	9.15	1414.16

Observação: Os eixos indicados referem-se a um sistema de coordenadas que tem origem na extremidade da viga, assim como o programa de verificação da longarina.

A disposição das cordoalhas na longarina são indicadas na tabela seguinte:

Cordolha	Área cordoalha =		***1,39 cm²***
Ø 15,2mm	Coef. homog. n=		***7.1***
fila	n°	Area [cm²]	d [cm]
1	***11***	15,29	***6***
2	***11***	15,29	***10***
4	***4***	5,56	***136***
	26		

VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 "Normas de referência") considerando todas as suas indicações e limitações.

No que conserne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a pré-fabricação em fábrica e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogenização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogenização entre os concretos é 0,87.

As armaduras de precompressão têm coeficiente de homogenização n igual a 7,67.

No que se refere às solicitações, e consequentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I – Tranporte;

II – Estocagem;

III – Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV – Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V – Inclusão das cargas permanetes de segunda fase;

VI – inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pré-compressão:

Geometria viga sozinha, para verificação em primeira fase (na fábrica)

Seção.	Ap (cm³)	Ach (cm²)	ep	Ix-x h (cm4)	Whi (cm3)	Whs (cm3)	d (cm)
0.00m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
1.14m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
2.28m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
3.41m	30.58	3530.56	33.51	8521702	131538	-113298	109
4.55m	30.58	3530.56	33.51	8521702	131538	-113298	109
5.69m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
6.83m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
7.96m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
9.10m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
15.02m	36.14	3561.03	37.17	8521543	131370	-113419	112

Geometria da viga + laje, para verificações de segunda fase (em exercício)

Seção	Ap (cm³)	Ach (cm²)	ep	Ix-x h (cm4)	Whi (cm3)	Whs (cm3)	d (cm)
0.00m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
1.14m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
2.28m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
3.41m	30.58	5881.49	69.06	18905206	188422	-306576	131
4.55m	30.58	5881.49	69.06	18905206	188422	-306576	131
5.69m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
6.83m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
7.96m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
9.10m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
15.02m	36.14	5906.38	72.71	18904923	188288	-306919	134

Cálculo das perdas:

Perdas de primeira fase (viga na fábrica)

Seção	Acom. Anco-ragem	Def. imediata	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
0.00m	1.63%	1.29%	2.29%	2.23%	3.65%	8.87%
1.14m	1.63%	1.29%	2.29%	2.32%	3.58%	8.79%
2.28m	1.63%	1.29%	2.29%	2.40%	3.51%	8.73%
3.41m	1.63%	1.48%	2.29%	2.14%	3.52%	8.92%
4.55m	1.63%	1.48%	2.29%	2.20%	3.46%	8.86%
5.69m	1.63%	1.52%	2.29%	2.17%	3.41%	8.86%
6.83m	1.63%	1.52%	2.29%	2.23%	3.37%	8.81%
7.96m	1.63%	1.52%	2.29%	2.27%	3.33%	8.78%
9.10m	1.63%	1.52%	2.29%	2.31%	3.29%	8.74%
15.02m	1.63%	1.57%	2.29%	2.32%	3.21%	8.71%

Perdas de segunda fase (viga em exercício)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
0.00m	5.20%	7.11%	8.24%	13.44%
1.14m	5.20%	7.18%	8.17%	13.37%
2.28m	5.20%	7.24%	8.11%	13.30%
3.41m	5.20%	6.89%	7.96%	13.16%
4.55m	5.20%	6.94%	7.91%	13.11%
5.69m	5.20%	6.87%	7.82%	13.02%
6.83m	5.20%	6.92%	7.78%	12.98%
7.96m	5.20%	6.95%	7.74%	12.94%
9.10m	5.20%	6.98%	7.71%	12.91%
15.02m	5.20%	6.94%	7.59%	12.79%

Verificação das seções no E.L.S:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analizada, σs e σi (em kN/cm²) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-fabricada.
As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação 1: $0{,}8g_1 + P_0$
(Combinação especial de transporte, sob supervisão)
σc,lim = -0,7 fckj= -0,7 x 25 = -17,50 MPa = -1,75 kN/cm2
σt,lim = 1,2 ftkj= 1,2 x 1,35 = 1,62 MPa = 0,162 kN/cm2

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.280	-1.299
2.30m	-0.372	-1.222
3.45m	-0.225	-1.898
4.60m	-0.301	-1.833
5.76m	-0.291	-2.024
6.91m	-0.352	-1.972
8.06m	-0.405	-1.927
9.21m	-0.451	-1.889
12.89m	-0.471	-2.052

Combinação 2: $g_1 + P_0$
(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.305	-1.278
2.30m	-0.420	-1.181
3.45m	-0.294	-1.839
4.60m	-0.389	-1.758
5.76m	-0.396	-1.933
6.91m	-0.472	-1.869
8.06m	-0.539	-1.812
9.21m	-0.595	-1.764
12.89m	-0.644	-1.903

Combinação 3: g1 + peso da laje + P_0 (sem considerar a contribuição geométrica da laje)
(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.407	-1.191
2.30m	-0.616	-1.013
3.45m	-0.575	-1.597
4.60m	-0.748	-1.449
5.76m	-0.825	-1.563
6.91m	-0.963	-1.445
8.06m	-1.084	-1.342
9.21m	-1.187	-1.254
12.89m	-1.351	-1.293

Combinação 4: g1 + peso da laje + P_∞ (considerando a contribuição geométrica da laje)
σc,lim = -0,5 fck= -0,5 x 40 = -20MPa = -2,00 kN/cm2
σt,lim = 0

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.023	-0.920
2.30m	-0.100	-0.797
3.45m	-0.066	-1.206
4.60m	-0.130	-1.105
5.76m	-0.152	-1.189
6.91m	-0.203	-1.109
8.06m	-0.247	-1.038
9.21m	-0.286	-0.978
12.89m	-0.341	-1.011

Combinação 5: g1 + g2 + P_∞
(Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)
σc,lim = -0,5 fck= -0,5 x 40 = -20 MPa = -2,0 kN/cm2
σt,lim = 0

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	-0.007
1.15m	-0.071	-0.842
2.30m	-0.190	-0.652
3.45m	-0.192	-1.002
4.60m	-0.287	-0.849
5.76m	-0.336	-0.889
6.91m	-0.412	-0.769
8.06m	-0.477	-0.664
9.21m	-0.532	-0.576
12.89m	-0.620	-0.557

Combinação 6: g1 + g2 + 0,4q + P_∞
(Combinação quase-permanente)
σc,lim = -0,5 fck= -0,5 x 40 = -20,0 MPa = -2,0 kN/cm2
σt,lim = 0

Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.109	-0.781
2.30m	-0.262	-0.535
3.45m	-0.294	-0.834
4.60m	-0.417	-0.638
5.76m	-0.490	-0.639
6.91m	-0.586	-0.485
8.06m	-0.668	-0.353
9.21m	-0.738	-0.242
12.89m	-0.853	-0.176

Combinação 7: g1 + g2 + 0,6q + P_∞
(Combinação freqüente)
σc,lim = -0,5 fck= -0,5 x 40 = -20,0 MPa = -2,0 kN/cm2
σt,lim =1,2 ftk= 1,2 x 3,1 = 3,72 MPa = 0,372 kN/cm2

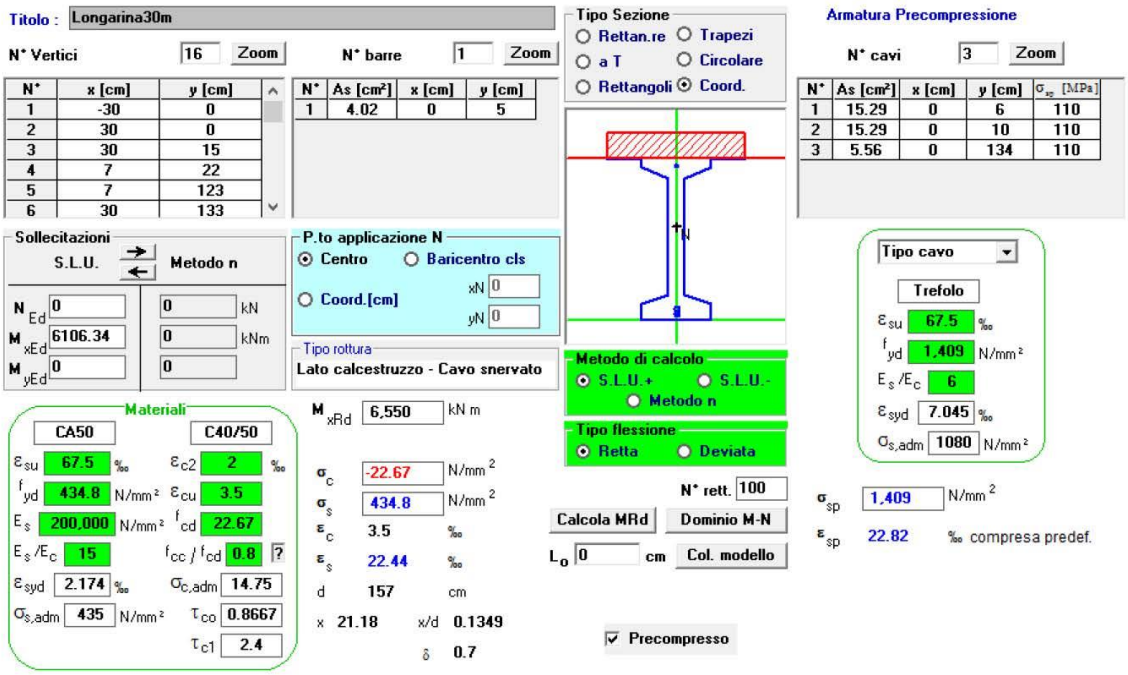
Seção	σs	σi
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.128	-0.750
2.30m	-0.298	-0.476
3.45m	-0.346	-0.751
4.60m	-0.482	-0.532
5.76m	-0.567	-0.514
6.91m	-0.673	-0.343
8.06m	-0.764	-0.197
9.21m	-0.841	-0.074
12.89m	-0.970	0.014

O coeficiente dinãmico φ é calculado atravéz da fórmula:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

φ = 1,5831 para as seções distantes até 5m dos apoios
φ = 1,2665 para as demais seções.

Verificação no E.L.U da seção no meio do vão sob ação de carregamentos combinados:



O momento último atuante (MSd=6106.34kN.m) é menor que o resistente (MRd = 6550,0kN.m), portanto a longarina está verificada.

Verificação ao esforço cortante na longarina

Cortante e momento torçor de projeto:

Seção	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)
0.00m	-574.65	290.82	18.27	10.70
1.14m	-561.74	290.82	58.69	10.70
2.28m	-513.79	275.05	31.55	14.34
3.41m	-467.75	259.06	50.13	14.96
4.55m	-421.91	243.22	50.26	14.38
5.69m	-375.89	227.69	45.31	13.42
6.83m	-329.83	212.47	39.91	12.30
7.96m	-283.93	197.60	34.34	11.09
9.10m	-238.33	183.08	25.60	9.94
15.02m	-12.58	116.37	2.37	6.86

Verificação das seções:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm^2)	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm^2)	d (cm)	he (cm)	Ae (cm^2)	ue (cm)
0.00	1718.50	**10.00**	**5.00**	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
1.14	1718.50	**10.00**	**10.00**	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
2.28	1718.50	**10.00**	**10.00**	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
3.41	1830.18	**10.00**	**20.00**	1.57	130.73	14.00	1830.2	289.45
4.55	1830.18	**10.00**	**20.00**	1.57	130.73	14.00	1830.2	289.45
5.69	1855.00	**10.00**	**20.00**	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
6.83	1855.00	**10.00**	**20.00**	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
7.96	1855.00	**10.00**	**20.00**	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
9.10	1855.00	**10.00**	**20.00**	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
15.02	1880.31	**10.00**	**20.00**	1.57	134.31	14.00	1880.3	296.62

Verificação da armadura nessessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	M_0 (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
0.00	1113.59	180.90	1499.78	-14.75	0.00	1508.99	1508.99	865.48
1.14	1113.59	180.90	1502.54	969.58	361.79	754.49	1116.29	852.57
2.28	1113.59	180.90	1505.08	1844.74	328.49	754.49	1082.98	788.83
3.41	1185.96	192.65	2344.11	2628.46	364.47	401.76	766.23	726.81
4.55	1185.96	192.65	2347.30	3326.48	328.60	401.76	730.36	665.13
5.69	1202.04	195.27	2630.98	3942.14	325.59	407.21	732.80	603.58
6.83	1202.04	195.27	2633.81	4481.72	310.02	407.21	717.23	542.30
7.96	1202.04	195.27	2636.28	4940.76	299.46	407.21	706.67	481.53
9.10	1202.04	195.27	2638.39	5324.48	292.02	407.21	699.24	421.41
15.02	1218.44	197.93	2938.33	6106.34	293.17	412.77	705.94	128.96

Verificação da armadura nessessária para absorver a torção:

Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	TSd (kN.m)	Vsd/Vrd2+ Tsd/Trd2
0.00	288.71	469.46	140.21	28.96	0.88
1.14	288.71	234.73	140.21	69.39	1.0
2.28	288.71	234.73	140.21	45.88	0.87
3.41	307.47	124.99	141.09	65.09	0.82
4.55	307.47	124.99	141.09	64.64	0.77
5.69	311.64	126.69	141.28	58.73	0.69
6.83	311.64	126.69	141.28	52.20	0.62
7.96	311.64	126.69	141.28	45.42	0.55
9.10	311.64	126.69	141.28	35.54	0.46
15.02	315.89	128.42	141.46	9.23	0.14

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.

Verificação do ELU de Fadiga.

Fadiga

Materiais (MPa)	
f_{ck}=	40
E_{cs}=	30105
f_{yk}=	1710
E_s=	195000
α_e=	6.48
Seção (m)	
h=	1.62
bw=	0.140
d_{sup}=	0.05
d_{inf}=	1.52
hf=	0.220
bf=	1.870
Arm. Adotada (cm²/m)	
As,sup=	1.97
As,inf=	29.04

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(+)=	**706.21**
Cálculo da linha neutra no estádio II puro	
a=	0.070
b=	0.400
c=	-0.071
Δ=	0.180
X_{II} (m)=	0.171
$I_{x,II0}$=	0.04244m4
Deformações (‰)	
ξ_c=	-0.0945
ξ_{sup}=	0.0668
ξ_{inf}=	0.7456
Tensões (MPa)	
σ_c =	-2.84
$\sigma_{s,sup}$ =	13.04
$\sigma_{s,inf}$ =	145.39

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(-)=	**-19.69**
Cálculo da linha neutra no estádio II puro	
a=	0.07
b=	0.400
c=	-0.071
Δ=	0.180
X_{II} (m)=	0.171
$I_{x,II0}$=	0.04244m4
Deformações (‰)	
ξ_c=	0.0026
ξ_{sup}=	-0.0019
ξ_{inf}=	-0.0208
Tensões (MPa)	
σ_c =	0.08
$\sigma_{s,sup}$ =	-0.36
$\sigma_{s,inf}$ =	-4.05

lutuação da tensão (MPa	
$\Delta\sigma_{s,sup}$=	13.40
$\Delta\sigma_{s,inf}$=	149.44

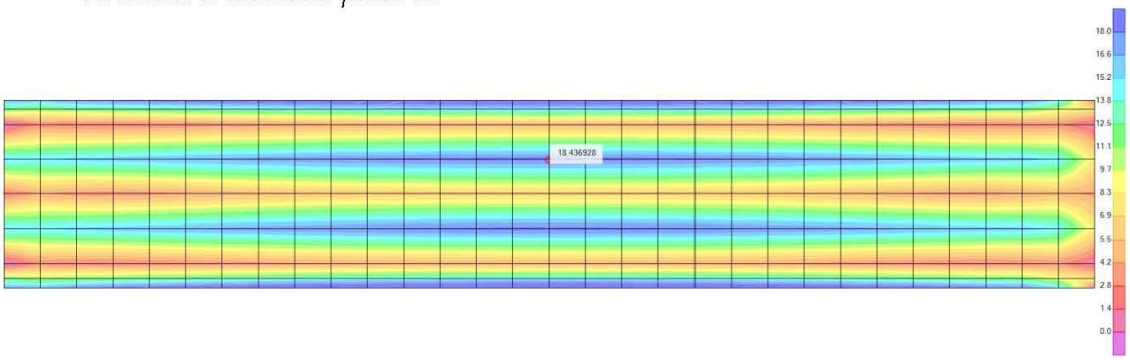
Flutuação limite (MPa)	
$\Delta\sigma_{s,lim\,sup}$=	150
$\Delta\sigma_{s,lim\,inf}$=	150

Verificação da flutuação	
$\Delta\sigma_{s,sup}$=	OK
$\Delta\sigma_{s,inf}$=	OK

LAJE

Devido ao comportamento global do tabuleiro, o momento longitudinal máximo de cálculo (M11), no meio do vão, é igual a 18,43kN.m/m, conforme envoltória a seguir:

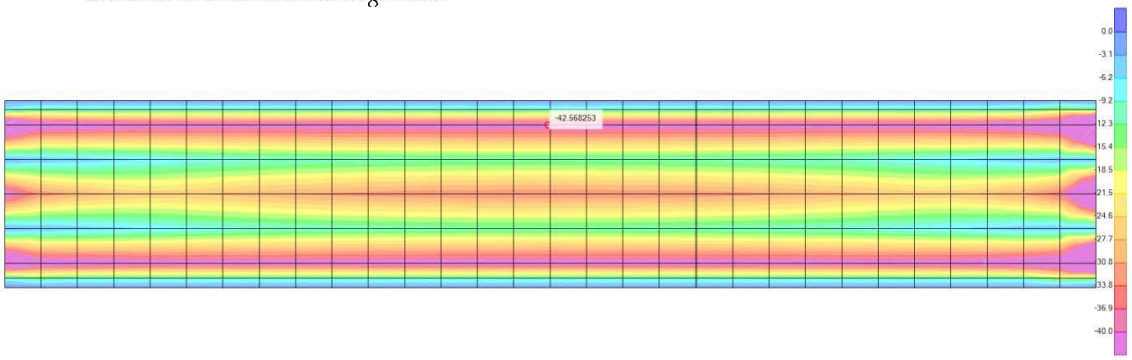
Envoltória de momentos positivos:



O momento máximo transversal máximo (M22), por sua vez, vale 28,84kN.m enquanto o mínimo transversal vale -42,57kN.m/m.

Envoltória de momentos positivos:

Envoltória de momentos negativos:



DIMENSIONAMENTO DA LAJE

VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ULTIMO PARA FLEXÃO

Cálculo do Momento Resistente:

	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm²)	fyd (Mpa)	fck (Mpa)	x (cm)	x23 (cm)	x34 (cm)	MRd (kN.m)
Mmáx	100	22	16	8.59cm²	435	30	2.56	4.15	10.05	**55.93**
Mmín	100	22	19	5.50cm²	435	30	1.64	4.93	11.94	**-43.85**

d' positivo = 6cm.
d' negativo = 3cm.

Perto dos apoios, predomina o efeito local, a medida que nos aproximamos do meio do vão, o efeito global se manifesta como principal.

A laje será armada uniformemente ao longo do comprimento, portanto, o momento solicitante **transversal** máximo é o maior entre o oriundo dos efeitos locais e globais nesta direção, resulta portanto igual a:

M22mín = -42,57kN.m/m < Mrd = -43,85kN.m/m, para Ø10 a cada 15cm.
M22máx = 28,84kN.m/m < Mrd = 55.93kN.m/m, para Ø 12.5 a cada 15cm.

Na direção **longitudinal** , predomina o efeito global (que considera os esforços oriundos da deformação da estrutura em serviço). O valor máximo observado foi:

M11máx = 18,43kN.m/m < Mresistente = 22,07kN.m/m, para Ø10 a cada 20cm

Verificação do ELU de Fadiga e do ELS de fissuração.

Fadiga

Materiais (MPa)	
f_{ck}=	30
E_{cs}=	26072
f_{yk}=	500
E_s=	210000
α_e=	8.05
Seção (m)	
h=	0.22
bw=	1.000
d_{sup}=	0.03
d_{inf}=	0.17
Arm. Adotada (cm²/m)	
7 Ø 10.0	
As,sup=	5.50
7 Ø 12.5	
As,inf=	8.59

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(-)=	**-10.29**
Cálculo da linha neutra no estádio II puro	
a=	0.500
b=	0.011
c=	-0.001
Δ=	0.003
X_{II} (m)=	0.041
$I_{x,II0}$=	0.00014m4
Deformações (‰)	
ξ_c=	-0.117
ξ_{sup}=	-0.032
ξ_{inf}=	-0.367
Tensões (MPa)	
σ_c =	-3.06
$\sigma_{s,sup}$ =	-6.69
$\sigma_{s,inf}$ =	-77.04

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(+)=	**8.38**
Cálculo da linha neutra no estádio II puro	
a=	0.5
b=	0.011
c=	-0.001
Δ=	0.003
X_{II} (m)=	0.041
$I_{x,II0}$=	0.00014m4
Deformações (‰)	
ξ_c=	-0.096
ξ_{sup}=	0.026
ξ_{inf}=	0.299
Tensões (MPa)	
σ_c =	-2.49
$\sigma_{s,sup}$ =	5.45
$\sigma_{s,inf}$ =	62.74

Fissuração

Parâmetros de cálculo	
ϕ (mm)=	12.5
espaç.=	15
σ (MPa) =	62.74
E_{si} (GPa)=	210000
f_{ck} (MPa)=	30
f_{ctm} (MPa)=	2.90
A_{cri} (cm²)=	185.6
ρ_{cri} =	0.0066
η1=	2.25

Cálc. Abertura de fissura	
w1 (mm)=	0.01
w2 (mm)=	0.09
wlim (mm)=	0.30
Verif. $w<w_{lim}$	OK

Flutuação da tensão (MPa)	
$\Delta\sigma_{s,sup}$=	12.13
$\Delta\sigma_{s,inf}$=	139.78

Flutuação limite (MPa)	
$\Delta\sigma_{s,lim\ sup}$=	190
$\Delta\sigma_{s,lim\ inf}$=	190

Verificação da flutuação	
$\Delta\sigma_{s,sup}$=	OK
$\Delta\sigma_{s,inf}$=	OK

REAÇÕES DE APOIO PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

Foi previsto previsto um apoio por extremidade de longarina.

Para efeito de dimensionamento, serão calculadas as reações máximas, e com estes valores serão dimensionados os aparelhos de apoio, considerados iguais para todo viaduto.

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

Permanentes verticais	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Ppguarda-corpo	0.00
PPalas	35.03
PPlaje_aprox.	45.75
Total:	**448.30kN/apoio**

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL

As reações verticais foram determinadas através da análise do modelo de elementos finitos; as cargas móveis consideradas são as previstas pela NBR 7188.

Considerando que todos os aparelhos de apoio serão iguais, posicionou-se o veículo a fim de determinar a mair reação possível e a partir desse valor dimensioná-lo.

Reações verticais máximas (em kN)

viga n.°	Reação total	Reação máxima
1	323.87	323.87
2	226.57	226.57
3	129.27	163.73
4	78,07	78,07

VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20ºC. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

$$\Delta L = \alpha\ L\ \Delta T = 10x10^{-6} \times 25 \times 20 = 0{,}5\ cm$$

DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO

Carga permanente	448.30	kN	largura do aparelho: // eixo long. obra:	400	mm	espessura da chapa externa	3	mm
Carga acidental	343.03	kN	comprimento do aparelho:	250	mm	espessura da chapa interna	3	mm
Fator majoração cargas vivas	1.50		espessura camada de elastômero: ti	10	mm	cobrimento vertical	3	mm
Rotação long. permanente	4.36E-04	rad	altura total elastômero = n.ti	30	mm	cobrimento horizontal	4	mm
Rotação long. acidental	3.72E-04	rad	G	0.9	MPa	nº de aparelhos para uso/vão	14	unidades
Horizontal long. permanente	0.00	kN	fyk	210	MPa	nº de aparelhos p/ ensaio	1	unidades
Horizontal long. acidental	32.76	kN	atrito: concreto (6) ou demais (2)	6	fator			
Deslocamento long. permanente	5.00	mm						
Deslocamento long. acidental	0.00	mm						

Deslocamento total permanente	5.0	mm	Fator de forma ti	7.48	
Deslocamento total acidental	6.6	mm	Fator de forma cobrimento	17.81	
Tensão normal considerando área total do aparelho	7.91	MPa	H total	48.0	mm
Tensão normal com área reduzida	8.60	MPa	$\sigma_{m\acute{a}x}$ adm em area reduzida	12.5	MPa
Tensão normal permanente com área reduzida	4.79	MPa	σ_{mp} adm em área reduzida	3	MPa
Tmin - deslizamento - cargas permanentes	4.5	mm	Volume Unitário	4.800	dm3
Tmin - deslizamento - cargas totais	12.1	mm	Volume Total para Compra	72.000	dm3
Tmin - limitação deslocamento horizontal	16.5	mm			
T,máx para estabilidade	126.39	mm	VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE		
Soma das deflexões das camadas internas	2.5152	mm	Soma deflexões cam.internas	1.0295	mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimento	0.0601	mm	Soma deflexões cam. cobrim.	0.0397	mm
Deflexão total	2.5753	mm	Deflexão total	1.0691	mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade	1.97E-02	rad	Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1.60E-02	rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento	1.92E-02	rad	Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1.54E-02	rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5	8.18E-03	rad	Rot. adm. permanente	9.01E-03	rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais	2.33				
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais	0.32				
Deformação de cisalhamento devida às rotações	0.25				
Deformações totais por cisalhamento no elastômero	2.91				
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento	1.79				
Espessura mínima para a chapa interna de aço	1.06	mm			

TRANSVERSINAS

Para o cálculo das transversinas foi considerada a hipótese de levantamento do tabuleiro em 2 pontos simultâneos posicionados conforme a figura abaixo:

O carregamentos permanentes atuantes estão indicados no modelo a seguir:

Permanentes verticais	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Total:	**367.52kN/apoio**

Resultando nos seguintes esforços:

Diagrama de Momento Fletor:

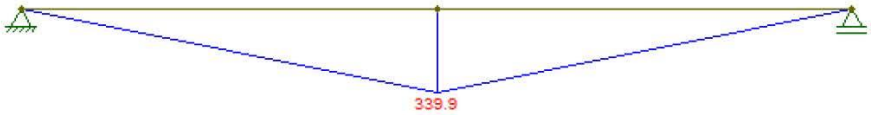
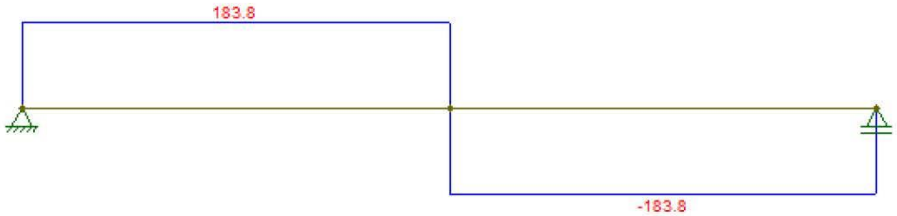


Diagrama de esforços cortantes:



Dimensionamento das transversinas

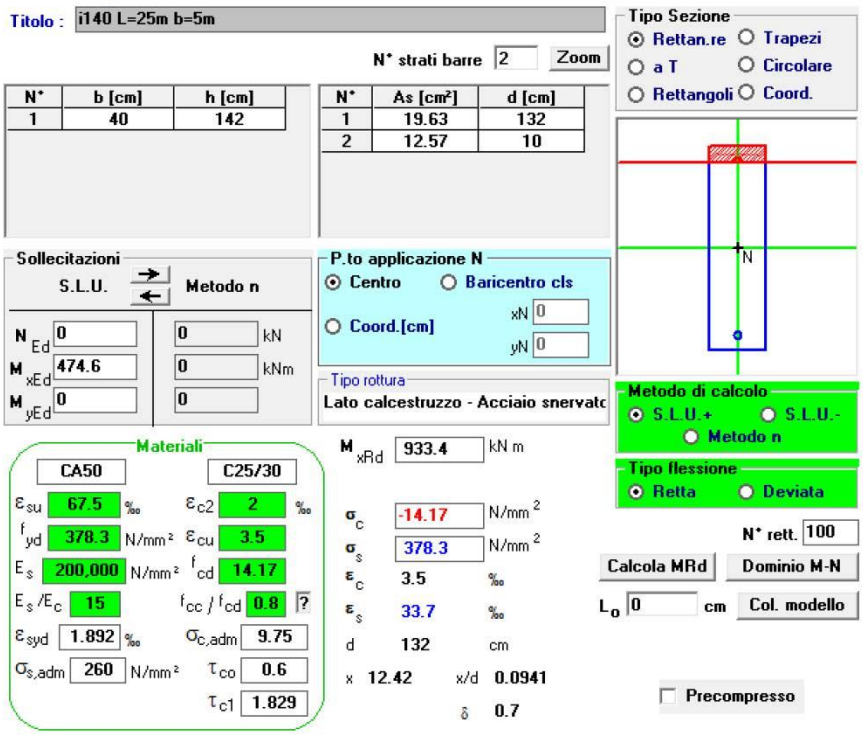
Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento foram:

Md= 339,9x 1,4 = **474,6 kN.m** (momento máximo positivo)

Vd = 183,8 x 1,4 = **257,32kN** (esforço cortante máximo)

A transversina tem largura b=40cm e altura h=120+22cm=142cm.

Verificação à flexão:



Adotou-se 4Ø20 para armadura negativa (12,57cm²) e 4Ø25 para armadura positiva (19,63cm²) O momento atuante (MSd=474,6kN.m) é menor que o resistente (Mrd = 933,4kN.m), portanto o elemento resiste.

Verificação ao cortante:

Características geométricas:

bw = 40cm
d = 137cm
Asw = 1.57cm²
s = 25cm

Esforços solicitantes:

Vsd = 183.80kN ≤ 547.67kN
Tsd = 0.00kN.m ≤ 170.46kN

resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

VRd2= 2377.93kN

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \qquad V_{c0} = 0{,}6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \qquad V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (sen\alpha + \cos\alpha)$$

VRd3= 547.67kN

Resitência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0{,}50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot sen2\theta$$

TRd2= 277.85kN.m

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90}/s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g\theta$$

TRd3= 3026.62kN.m

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{s\ell}/u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot tg\theta$$

TRd4= 170.46kN.m

COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

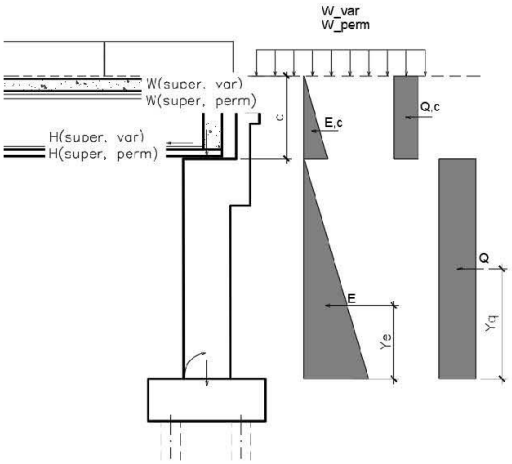
$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

0.0773 ≤ 1.0000

MESOESTRUTURA

ARRIMOS DOS ENCONTROS

Para as verificações dos encontros, o solo foi considerado como granular, 18 kN/m de peso específico, com ângulo de atrito de 30° e coesão de 5kPa.



Nas verificações foi usado um modelo simplificado, com as seguintes considerações. O peso de solo Todas as cargas verticais na projeção do muro foram consideradas no cálculo das tensões na base.

A tabela a seguir apresenta os principais dados e resultados, pra uma faixa de 1,00m:

		E
Sobrecarga móvel no aterro	W_{var}	25 kN/m²
Sobrecarga permanente no aterro	W_{perm}	3,75 kN/m²
Carga móvel na superestrutura	$W_{super,var}$	105 kN/m
Carga permanente da superestrutura	$W_{super,perm}$	440 kN/m
Frenagem	$H_{super,var}$	27 kN/m
Peso específico do solo	γ_s	18 kN/m³
Ângulo de atrito do solo	∅	30°
Coesão do solo	c	5 kPa
Coef. de atrito na base	μ	0,55
Coef. Empuxo Ativo	K_a	0,333
Coef. Empuxo Ativo Equiv. (com coesão)	K_a'	0,290
Força Resultante Horizontal	H_{Tot}	178,38 kN/m
Altura da Força Horizontal em relação ao (0,0)	Y_{Result}	3.16 m
Carga Total na Base	V_{Tot}	696,16 kN/m
Momento Fletor de cálculo no engaste	$M_{d,eng}$	603,62 kN.m/m
Carga Axial no engaste	N_{eng}	555,00 kN/m
Armadura de Flexão adotada na parede	A_s	Ø16 C/15

BLOCOS

Nas verificações foi usado um modelo simplificado, com as seguintes considerações. A carga do muro de arrimo é aplicada em uma faixa de 1.2m e esses esforços são transferidos ao conjunto de 2 estacas.

1) DEFINIÇÃO DA ALTURA ÚTIL E ALTURA TOTAL DO BLOCO

Condição 1:

e = **150.00cm**

d ≥ 35cm

40cm ≤ d ≤ 123.0cm

Condição 2 (Ancoragem da armadura do pilar no bloco):

d ≥ 76cm

valor imposto para "h": **100cm**

ADOTAR: ***d=85cm***

h = 100cm

2a) VERIFICAÇÃO DA INCLINAÇÃO DA BIELA

B = **75.00cm**

ângulo β = 0.85rad

ângulo β = ***48.6º*** (35º < β < 50º)

3) VERIFICAÇÃO DAS BIELAS

a) Na região das estacas:

σ_{cd}= **3.15 MPa** <18.21 MPa

b) Na região dos pilares:

σ_{cd}= **2.78 MPa** <45.00 MPa

4) DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

α = 0.88rad

α = ***50.2º***

Tid = 826.18kN

F1 (em x)= 528.91kN

F1 (em y)= 634.69kN

As = ***14.60cm²***

ϕ usado = **20mm**

9 barras

espaçamento: ***6.2cm***

(28.27cm²)

ESTACAS

Os esforços nas estacas foram obtidos pela modelagem no CSI Bridge, conforme imagem abaixo:

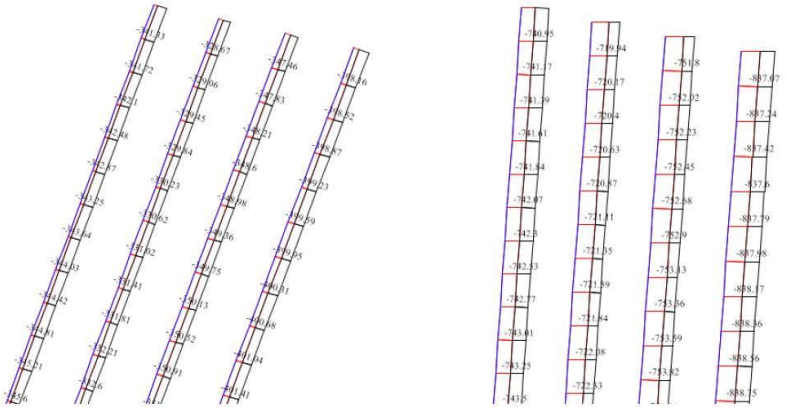


Figura 1 - Estaca mais solicitada - 887.07 kN

Armadura adotada: 9 ø 16mm (18.09cm²)

Infraestrutura

Carregamentos

Cargas permanentes

a) Peso próprio da longarina
PPviga=(0.3363m²x25kN/m³)=8.41kN/m

b) Peso da transversina:
PPtransversina=(0.925m²x25kN/m³)=23.13kN/extremidade de viga

c) Peso da laje:
PPlaje = 0.27m x 25kN/m³ = 6.75kN/m²

d) Peso da pavimentação:
PPlaje = 0.06m x 24kN/m³ + 2kN/m³= 3.44kN/m²

e) Peso do guarda rodas
PPgr=(0.1225m²x25kN/m³)=3.06kN/m

f) Peso do guarda corpo
PPgcorpo=0kN/m

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):
PPtrav.central=(2.1925m²x25kN/m³)=54.81kN/m

h) Peso próprio da travessa do encontro
PPtrav.encontro=(2.455207m² x 25kN/m³) = 61.38kN/m

i) Peso próprio das alas
PPalas = 2.1m³ x 25kN/m³= 52.54kN/ala Mala = 129.25kN.m

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo
PPlajeaprox= (4m x 0.25m x25kN/m³ + 4m x 0.5m x 18kN/m³)/2= 30.5kN/m

k) Peso próprio do pilar
PPpilar = 3.1415 x (1.4)^4/4 x 25kN/m³= 128.68kN/m

Cargas variáveis

a) Frenagem

Veículo: T45

Carga multidão: p=5kN/m²

Carga móvel do caminhão: P=450kN

Largura da pista: 4.6m

Comprimento da pista: 30.025m

F1 = 0.3 x 450 = 135kN (adotado)

F2 = 0.05 x 17.44 x 4.6 x 30.025 = 120.44kN

b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

Flong = 3% x 1309.11 = 39.27 kN/pilar

c) Vento

S1=	1
categoria=	1
classe=	B
S3=	1.1
Coef. de força (Cf)=	1.4
Velocidade básica=	35.0m/s
z=	6m
S2=	1.05
Área de influência =	77.70m²
Vk=	40.43m/s
qv=	1.40kN/m²
Fvento =	108.97kN/pórtico

d) Correnteza

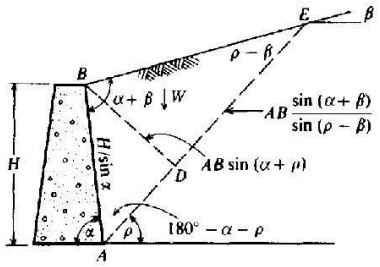
Seção do pilar =	circular
ângulo de incidência=	90°
Vmáx da água (Va)=	2.00m/s
k=	0.34
largura do pilar =	1.40m
p = k x Va^2 =	1.36kN/m²
Fcorrent =	2.18kN/m

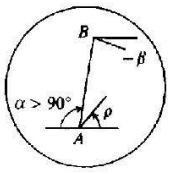
EMPUXO DE TERRA

Os esforços decorrentes do empuxo do aterro sobre o muro foram calculados utilizando o Método de Coulomb:

Considerando $Ka = \dfrac{\sin^2(\alpha+\phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha-\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\cdot\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$

O Empuxo ativo $Pa = \dfrac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot ka$.





$$\text{Area} = \tfrac{1}{2}\overline{BD}(\overline{AE})$$
$$\overline{AE} = AB\,\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}$$
$$BD = \overline{AB}\,\sin(\alpha+\rho)$$
$$AB = \frac{H}{\sin\alpha}$$

Empuxo

Sobrecarga no topo do muro: Tamanho do segmento BE= 2.02m

q= 5kN/m²

N.A.= 4.00m (profundidade do nível dágua)

Soil	Depth.(m)	γ	γusado	ϕ	c,kPa	α	β	ρ	δ	Ka	Δp'o,kPa	Wall pressure,qh,kPa	Water pressure,qw,kPa
1	0	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	5.00	**1.67**	0.00
	3.05-dz										59.90	**19.97**	0.00
2	3.05+dz	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	59.90	**19.97**	0.00
	3.50										68.00	**22.67**	0.00

Dimensionamento geotécnico

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem:	SM-01

Carga: 100 tf

SOLO		
Ø estaca =	41,0	cm
Perímetro =	128,8	cm
Área da ponta =	1320,3	cm²

ROCHA		
Ø estaca =	30,5	cm
Perímetro =	95,8	cm
Área da ponta =	730,6	cm²

Coeficiente para Rocha		
Atrito Lat. =	3,0	kgf/cm²
Ponta =	30,0	kgf/cm²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2,0
Ponta =	2,0

Valores de β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm²)	Pl (tf)	Pl acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Silte Argiloso	0	0	0,59	3,5	1,0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Silte Argiloso	36	2	0,81	3,5	1,0	1,02	29,16	13,1	13,1	38,5	25,8
3	Silte Arenoso	46	2	0,81	6,0	2,0	2,00	50,00	25,8	38,9	66,0	52,5
4	Silte Arenoso	53	2	0,81	6,0	2,0	2,00	50,00	25,8	64,7	66,0	65,3
5	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	93,4	21,9	57,7
6	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	122,2	21,9	72,0
7	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	150,9	21,9	86,4
8	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	179,7	21,9	100,8
9	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	208,4	21,9	115,2
10	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	237,1	21,9	129,5
11	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	265,9	21,9	143,9
12	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	294,6	21,9	158,3
13	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	323,4	21,9	172,6
14	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	352,1	21,9	187,0
15	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	380,9	21,9	201,4
16	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	409,6	21,9	215,8
17	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	438,4	21,9	230,1
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	467,1	21,9	244,5
19	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	495,9	21,9	258,9
20	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	524,6	21,9	273,3
21	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	553,3	21,9	287,6
22	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	582,1	21,9	302,0
23	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	610,8	21,9	316,4
24	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	639,6	21,9	330,7
25	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	668,3	21,9	345,1

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem:	SM-02

Carga: 100 tf

SOLO		
Ø estaca =	41,0	cm
Perímetro =	128,8	cm
Área da ponta =	1320,3	cm²

ROCHA		
Ø estaca =	30,5	cm
Perímetro =	95,8	cm
Área da ponta =	730,6	cm²

Coeficiente para Rocha		
Atrito Lat. =	3,0	kgf/cm²
Ponta =	30,0	kgf/cm²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2,0
Ponta =	2,0

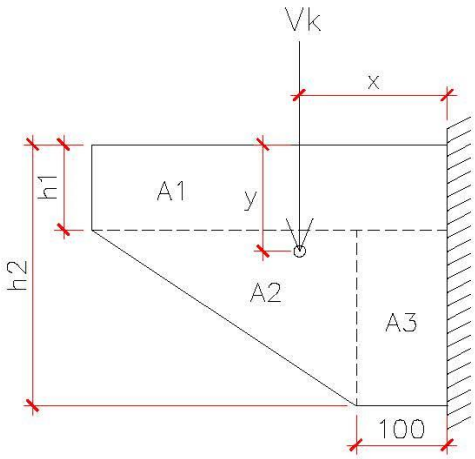
Valores de β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm²)	Pl (tf)	Pl acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Silte Argiloso	0	0	0,59	3,5	1,0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Silte Argiloso	31	2	0,81	3,5	1,0	0,88	25,11	11,3	11,3	33,2	22,2
3	Silte Arenoso	38	2	0,81	6,0	2,0	1,85	50,00	23,8	35,1	66,0	50,6
4	Silte Arenoso	46	2	0,81	6,0	2,0	2,00	50,00	25,8	60,9	66,0	63,4
5	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	89,6	21,9	55,8
6	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	118,4	21,9	70,1
7	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	147,1	21,9	84,5
8	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	175,9	21,9	98,9
9	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	204,6	21,9	113,3
10	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	233,3	21,9	127,6
11	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	262,1	21,9	142,0
12	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	290,8	21,9	156,4
13	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	319,6	21,9	170,7
14	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	348,3	21,9	185,1
15	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	377,1	21,9	199,5
16	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	405,8	21,9	213,9
17	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	434,6	21,9	228,2
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	463,3	21,9	242,6
19	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	492,1	21,9	257,0
20	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	520,8	21,9	271,4
21	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	549,5	21,9	285,7
22	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	578,3	21,9	300,1
23	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	607,0	21,9	314,5
24	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	635,8	21,9	328,8
25	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	664,5	21,9	343,2

Dimensionamento das ALAS dos encontros.

Espessura da ala =	25cm
Comprimento da ala =	400cm
Área da ala =	83896.00cm2
Área da seção do Guarda-rodas=	2516.67cm2
Peso específico do concreto=	25kN.m³
Distância x até o CG=	162cm
Distância y até o CG=	117cm



Análise das cargas:

Cargas Verticais

a) Cargas permanentes

Peso próprio da ala= 83896m2 x 25kN/m³ = 209.74kN

Peso dos guarda-rodas= 2516.67cm2 x 25kN/m³= 6.29kN/m

Vk= (209.74kN + 6.29kN/m x 4m) = **234.9kN**

Verificação - Flexão Vertical (Consolo)

Vd =	1.4 x 234.9kN = 328.86kN
Hd =	65.77kN (20% Vd)
a =	162.0cm
b=	25cm
d =	284cm
fyd =	435MPa
fck =	25MPa
fcd =	17.86MPa
β=	1
a/d =	0.57
	consolo curto
x=	0.17m
τwu =	3.02MPa
τwd =	0.46MPa
τwu > twd	OK!!!

Armadura de suspensão

ϕ =	12.5mm
As,sus =	*7.56cm²*
(7	Ø12.5mm)

Armadura do tirante

ϕ =	20.0mm
As,tir =	*6.61cm²*
(3	Ø20mm)

Armadura de costura

ϕ =	6.3mm
Ash =	*2.64cm²*
(9	Ø6.3mm)

Estribos verticais

ϕ =	6.3mm
Asv =	*1.32cm²/m*
2 ramos	(Ø6.3mm a cada 47cm)

Cargas horizontais

a) Cargas permanentes

Empuxo de terra:

Ângulo de atrito (Ø) =	30º
Peso específico do solo (γ)=	18 kN/m³
Coesão (c) =	0 kPa
α =	90º
β =	0º
δ =	0º
ka=	0.33
h1=	94cm
h2=	287cm
qh A1=	5.64kPa/m
Força empuxo A1 =	10.60kN
qh A2=	17.22kPa/m
Força empuxo A2 =	33.09kN
qh A3=	17.22kPa/m
Força empuxo A3 =	22.06kN
Mg_{empHor}=	10.6kN x 2m + 33.09kN x 2m + 22.06 x 0.5
Mg_{empHor}=	98 kN.m
Mg_{empHor}=	34.29kN.m/m

b) Cargas variáveis

Trem tipo:

q=	450kN / (3 x 6) = 25kN/m²
h até laje de transição =	46cm
qh A1=	8.33kPa/m
Força empuxo A1 =	7.67kN
Mq_{empHor}=	15 kN.m
Mq_{empHor}=	5.34kN.m/m

Empuxo total:

Msd_{emp} = 1.35 x 34.29 + 1.5 *5.34 = **54.3kN.m/m**

MRd = **56.74kN.m**

Dimensionamento das LAJES DE APROXIMAÇÃO.

Dados:

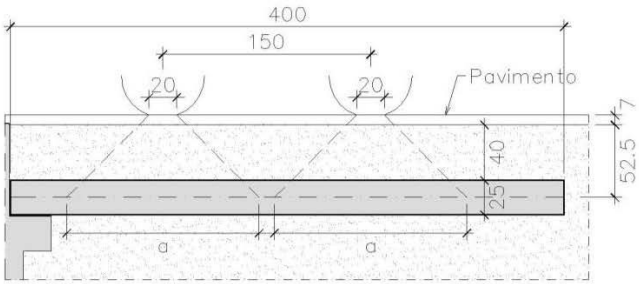
Espessura da Laje:	25cm
Espessura do Pavimento:	7cm
Espessura média do aterro acima da laje:	40cm
Altura média entre o pavimento e o plano médio da laje:	59.5cm

Carga permanente:

Laje:	25cm x 25kN/m³ =	6.25kN/m²
Aterro:	40cm x 18kN/m³ =	7.20kN/m²
Pavimento:	7cm x 24kN/m³ =	1.68kN/m²
TOTAL:		**15.13kN/m²**

Carga móvel:

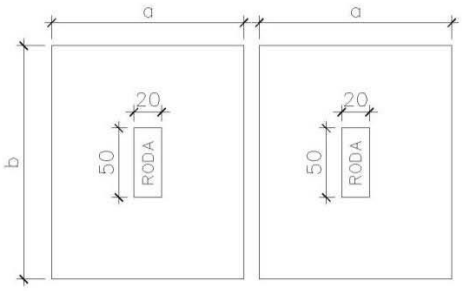
Trem-tipo: Classe 45



Área projeção da carga

a= 139cm

b= 169cm



Carga de roda P=75kN

p = P/ (a x b) = 31.93kN/m²

Vão = 4m

C.I.V.= 1.39

p x C.I.V = **44.46kN/m²**

ESFORÇOS SOLICITANTES

Momento positivo

Esquema estático:

O momento positivo é máximo quando o apoio se dá na extremidade da laje de aproximação:

ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

Mg = 30.26kN.m

Momento devido à carga móvel:

Mq= 80.65kN.m

Momento de cálculo:

Msd = 1.35x 30.26 + 1.5 x 80.65= 161.83kN.m

MRd = 171.34 kN.m

Momento negativo

Esquema estático: n=90cm

O momento negativo máximo considerado se dá quando o elemento se apoia à 90cm da extremidade da laje

ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

Mq = 6.13kN.m

Momento devido à carga móvel:

Mq= 18.01kN.m

Momento de cálculo:

Msd = 1.35x 6.13 + 1.5 x 18.01= 35.28kN.m

MRd = 36.76 kN.m

9.0 – ART

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART Lei n° 6.496, de 7 de dezembro de 1977 **CREA-MT**

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220240046096

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

1. Responsável Técnico

LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA — RNP: **1203670761**

Título Profissional: **ENGENHEIRO CIVIL** — Registro: **14567**

Empresa Contratada: **11.422.746/0001-00 - FCK - ENGENHARIA** — Registro: **20109**

2. Dados do Contrato

Contratante: **PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA** — CPF/CNPJ: **15.023.963/0001-88**

Rua: **AVENIDA VEREADOR GENIVAL NUNES ARAUJO** — Número: **993**

Complemento: — Bairro: **CENTRO** — País: **Brasil**

Cidade: **NOVA BRASILÂNDIA** — UF: **MT** — CEP: **78.860-000**

Contrato: — Celebrado em: **26/02/2024**

Valor: **R$ 25.000,00** — Tipo de Contratante: **PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO**

Ação Institucional:

3. Dados Obra/Serviço

Logradouro	Bairro	Número	Complemento	Cidade	UF	País	Cep	Coordenada
RODOVIA MUNICIPAL	ZONA RURAL	S/N	RIO EMBIRA BRANCA - TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE S. JOÃO BATISTA	NOVA BRASILÂNDIA	MT	BRA	78.860-000	014°58'43.00'' S 054°57'11.40'' O

Data de Inicio: **26/02/2024** — Previsão Término: **26/04/2024** — Código:

Tipo Proprietário: **PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO** — Proprietário: **PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA** — CPF/CNPJ: **15.023.963/0001-88**

Finalidade: **INFRA-ESTRUTURA**

4. Atividades Técnicas

Grupo/Subgrupo	Atividade Profissional	Obra/Serviço	Complemento	Quantidade	Unidade
Estruturas - Obras de Arte					
	Projeto	de pontes		155,0000	metro quadrado
	Estudo	de pontes		1,0000	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

Elab. Serv. Estudos Hidrológicos e Proj; Exec. Pte Concr. Pré-moldado Protendido, R. Embira Branca.

6. Declarações

Acessibilidade: **Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto n° 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.**

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local — data ___/___/___

220.919.428-80 - LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA

15.023.963/0001-88 - PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BRASILÂNDIA

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000

CREA-MT Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Mato Grosso

Valor ART: R$ 262,55 — Registrada em 29/02/2024 — Valor Pago: R$ 262,55 — Nosso Número: 140000000013844100

Anotação de Responsabilidade Técnica - ART Lei n° 6.496, de 7 de dezembro de 1977 **CREA-MT**

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220240045977

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

1. Responsável Técnico

MARILDA DE CASTRO COSTA RNP: **2607349869**

Título Profissional: **ENGENHEIRA CIVIL** Registro: **91385**

Empresa Contratada: **11.422.746/0001-00 - FCK - ENGENHARIA** Registro: **20109**

2. Dados do Contrato

Contratante: **PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BARSILÂNDIA** CPF/CNPJ: **15.023.963/0001-88**

Rua: **AVENIDA VEREADOR GENIAL NUNES ARAUJO** Número: **993**

Complemento: Bairro: **CENTRO** País: **Brasil**

Cidade: **NOVA BRASILÂNDIA** UF: **MT** CEP: **78.860-000**

Contrato: Celebrado em: **26/02/2024**

Valor: **R$ 25.000,00** Tipo de Contratante: **PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO**

Ação Institucional:

3. Dados Obra/Serviço

Logradouro	Bairro	Número	Complemento	Cidade	UF	País	Cep	Coordenada
RODOVIA MUNICIPAL	ZONA RURAL	S/N	RIO EMBIRA BRANCA - TRECHO: NOVA BRASILÂNDIA - COMUNIDADE S. JOÃO BATISTA	NOVA BRASILÂNDIA	MT	BRA	78.860-000	014°58'43.00'' S 054°57'11.40'' O

Data de Inicio: **26/02/2024** Previsão Término: **26/04/2024** Código:

Tipo Proprietário: **PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO** Proprietário: **PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BARSILÂNDIA** CPF/CNPJ: **15.023.963/0001-88**

Finalidade: **INFRA-ESTRUTURA**

4. Atividades Técnicas

Grupo/Subgrupo	Atividade Profissional	Obra/Serviço	Complemento	Quantidade	Unidade
Estruturas - Obras de Arte					
	Projeto	de pontes		155,0000	metro quadrado
	Estudo	de pontes		1,0000	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

Elab. Serv. Estudos Hidrológicos e Proj; Exec. Pte Concr. Pré-moldado Protendido, R. Embira Branca.

6. Declarações

Acessibilidade: **Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto n° 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.**

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local _____ data ___/___/___

015.346.448-81 - MARILDA DE CASTRO COSTA

15.023.963/0001-88 - PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA BARSILÂNDIA

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000

CREA-MT Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Mato Grosso

Valor ART: R$ 262,55 Registrada em 29/02/2024 Valor Pago: R$ 262,55 Nosso Número: 140000000013842213

10.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO

TERMO DE ENCERRAMENTO

Encerro o presente Volume Único – Tomo I, referente aos Serviços de Elaboração de Estudos Topográficos, Estudos Hidrológicos / Hidráulicos, Estudos Geotécnicos (Sondagens) e Projeto Executivo para ponte sobre o Rio Embira Branca, situado na Rodovia municipal, coordenadas 14°58'43.27"S/ 54°57'11.19"O, no Município de Nova Brasilândia, com extensão de 31,00m e largura de 5,00m, declarando que este possui um total de 203 (Duzentos e três) folhas incluindo a folha deste Termo.

_____
Eng.ª Marilda de Castro Costa
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA.

_____
Eng.º Lucas Luiz Araujo Correa
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA

.