

RELATÓRIO DE PESQUISA RDT - CONCEPA/DELTA CON

**SOLUÇÃO ESTRUTURAL PARA ALARGAMENTO DE PONTES
EXISTENTES SEM REFORÇO DE FUNDAÇÃO – SOLUÇÃO MISTA
EM CONCRETO E AÇO**

RELATÓRIO FINAL DE PESQUISA

Dezembro, 2011



DELTA CON ENGENHARIA LTDA

Av. São Pedro, 1001, 301 / 90230-121 / Porto Alegre – RS – Brasil / T.: 0+ 51 3343 0263 / F.. 3343 0846

DELTA CON ENGENHARIA S.S.L.

Av. SÃO PEDRO, 1001, 301

RESUMO

Este relatório final tem como objetivo apresentar adicionalmente aos relatórios já entregues todo o trabalho realizado nesta pesquisa desenvolvida em parceria com a Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A e a Agência de Transportes Terrestres.

Nesse sentido no decorrer deste relatório final é apresentado uma vasta pesquisa bibliográfica – “Estado da Arte” – sobre o assunto, dados da obra de arte existente estudada na pesquisa, uma proposta de alargamento, análises de dados e a conclusão.

Assim, compondo a pesquisa bibliográfica, os dois primeiros capítulos tratam de exemplos de alargamentos realizados em pontes ao redor do mundo e da conceituação, funcionamento e exemplos de aplicação de estruturas mistas aço-concreto em pontes.

O capítulo 3 aborda as condições de conservação, bem como o levantamento como construído (*As Built*) da OAE em questão. Para tais trabalhos, foram realizadas inspeções a fim de verificar as possíveis manifestações patológicas na estrutura da ponte. Estas inspeções foram fundamentalmente auxiliadas pela montagem de andaimes em determinados pilares que possibilitaram acessar pontos específicos estrutura, que merecem maior atenção com relação ao projeto de alargamento, e confirmar suas dimensões e geometria, trabalho este realizado adicionalmente ao proposto na pesquisa pela Concessionária da rodovia.

Na sequência, os passos para a determinação das resistências características do concreto são apresentados no capítulo 4. Foram realizados ensaios destrutivos e não destrutivos no concreto ao mesmo tempo em que as inspeções comentadas no capítulo 3 estavam em curso.

No capítulo 5 esta apresentada a conclusão do trabalho e no capítulo 6 as referências bibliográficas nacionais e internacionais pesquisadas no desenvolvimento desta pesquisa.

Ainda, durante o período da pesquisa foram necessárias diversas inspeções de campo na intenção de efetuar o levantamento dimensional da OAE existente – Obra Norte da Ponte sobre o Rio Jacuí – pois não tínhamos à disposição os projetos originais. Assim, apresenta-se no Anexo A os levantamentos dimensionais da OAE em questão, já desenhados.

Por fim, na posse de todas essas informações foi possível dar continuidade ao item principal que a pesquisa se propôs, que foi apresentar uma solução de alargamento em estrutura mista de uma OAE existente sem necessidade de reforço de fundação, o qual está apresentado no Anexo B por meio de um Relatório Técnico desenvolvido pela equipe técnica da pesquisa e coordenado pelo Eng^o. Martin Beier.

Palavras-chave: alargamento de pontes; estruturas mistas; ensaios em concreto; resistências características do concreto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Steel Grid Bridge Decks, em sequência, sem preenchimento, parcialmente preenchida e totalmente preenchida	12
Figura 2: Sistema de Tabuleiro Exodérmico (Exodermic Deck)	13
Figura 3: Exodermic Deck, ponte Driscoll, Nova Jersey, Estados Unidos	14
Figura 4: reforço com chapa de aço para viga de concreto armado	15
Figura 5: exemplos de reforço de viga com aumento da seção transversal e adição de armaduras longitudinais e transversais	16
Figura 6: sistema de treliça sobreposta à ponte para prover continuidade	17
Figura 7: ponte próxima a Mason City, Iowa, Estados Unidos	17
Figura 8: configurações para aplicação da pós-tensão externa	18
Figura 9: pós-tensão para reforço quanto aos esforços cisalhantes	19
Figura 10: ponte com vão simples reforçada com pós-tensão externa	20
Figura 11: aplicação de reforço com CFRP, ponte Oberriet-Meiningen	21
Figura 12: ponte Oberriet-Meiningen sobre o Rio Reno	22
Figura 13: ponte sobre o Rio Cávado em Braga, Portugal	22
Figura 14: reforço com CFRP em elementos inclinados da ponte sobre o Rio Cávado ..	23
Figura 15: ponte-túnel Louis-Hippolyte-LaFontaine, Montreal	24
Figura 16: vista geral da ponte-túnel Louis-Hippolyte-LaFontaine, direção Norte	25
Figura 17: proposta de alargamento da ponte-túnel Louis-Hippolyte-LaFontaine, alargamento no lado oeste com reforço da travessa	26
Figura 18: vista da travessa e alargamentos com inserção de nova estaca e alargamento do bloco	27
Figura 19: alargamento dos pilares	27
Figura 20: alargamento das travessas	28
Figura 21: posicionamento das vigas de alma cheia	28
Figura 22: aparência final da ponte-túnel Louis-Hippolyte-LaFontaine alargada com vigas de aço apoiadas nas travessas	29
Figura 23: seção transversal do viaduto V276 antes dos trabalhos, Portugal	29
Figura 24: ligação entre o alargamento e a ponte existente	30
Figura 25: viaduto V276 durante os trabalhos de alargamento, rodovia A1, Portugal	31
Figura 26: pilar extremo alargado e travessa como console (lado esquerdo)	31
Figura 27: pilares inclinados e fundação adjacente à do pilar extremo existente	31
Figura 28: componentes típicos de uma estrutura mista	33
Figura 29: (a) Stud Bolts soldados; (b) perfis U; (c) espiral; (d) ângulo enrijecido; (e) barra inclinada plana	34
Figura 30: conectores de cisalhamento Stud Bolts soldados	34

Figura 31: Pulaski Skyway, entre Nova York e Nova Jersey	35
Figura 32: tensões normais devido ao momento fletor na borda superior da viga seção mista x seção não-mista (1Ksi ~ 6,90 MPa)	35
Figura 33: ponte rodoviária de Nesenbachtal, Alemanha	36
Figura 34: ponte sobre o Rio Roize, França	37
Figura 35: módulos compostos por tetraedros da estrutura de aço	38
Figura 36: ponte Saint Pierre em Toulouse, França	39
Figura 37: ponte próxima a Vorchdorf, na Alta Áustria	40
Figura 38: montagem do arco treliçado	41
Figura 39: ponte Venta del Jamón, Espanha	41
Figura 40: lajes pré-fabricadas, ponte Venta del Jamón	42
Figura 41: ponte Rodo-ferroviária sobre o rio Paraná	43
Figura 42: ponte Lully, no Cantão de Friburgo, Suíça	44
Figura 43: montagem dos travamentos transversais, ponte Lully	44
Figura 44: viaduto St. Kilian, Alemanha	45
Figura 45: viaduto de St. Kilian, treliças tubulares de aço	46
Figura 46: ponte sobre o Rio Jacuí – Obra Norte	47
Figura 47: ponte sobre o Rio Jacuí – Obra Norte (direita)	48
Figura 48: locação de pilares para a OAE	49
Figura 49: andaimes junto ao pilar de transição P40	50
Figura 50: apoios em roletes de aço nas juntas dos vãos de 21.5m	50
Figura 51: apoio em placa de chumbo sobre sóculo de concreto – apoios intermediários entre juntas para vãos de 21.5m	51
Figura 52: apoio dos vãos de 43m sobre pilares de seção caixão	51
Figura 53: detalhe do dente Gerber próximo ao pilar P31	52
Figura 54: detalhe do dente Gerber próximo ao pilar P32	52
Figura 55: descida ao interior dos pilares	53
Figura 56: parede divisória dos pilares de transição	54
Figura 57: vista interior dos pilares de transição – detalhe do dorso inferior da viga onde se apoiam os roletes do vão de 43m	54
Figura 58: vista superior do interior do pilar de transição P22	54

Figura 59: seção transversal pilares de transição	55
Figura 60: vista pilares de transição	56
Figura 61: geometria dos pilares de seção caixão	57
Figura 62: geometria dos pilares de seção caixão do vão de navegação junto ao Gerber	58
Figura 63: seção transversal dos pilares coluna – diâmetros 1.4m e 1.6m	59
Figura 64: seção transversal para vãos de 43m	59
Figura 65: seção transversal para vãos de 21.5m	60
Figura 66: vista dos andaimes no pilar P32 junto ao Gerber	62
Figura 67: extração/esclerometria para vigas do vão central (junto ao dente Gerber)	62
Figura 68: extração/esclerometria para pilares de seção caixão (incluindo pilares de transição) – Face Leste	63
Figura 69: extração dos corpos-de-prova nos pilares de seção caixão	64
Figura 70: extração dos corpos-de-prova dos pilares coluna	65
Figura 71: corpos-de-prova extraídos nas vigas do vão central (lado interno)	65
Figura 72: ensaio de esclerometria em torno da região de extração	65
Figura 73: preenchimento dos furos de extração com graute	66
Figura 74: capeamento com enxofre para regularização e nivelamento dos cp's	66
Figura 75: ensaio de ruptura à compressão axial em prensa normalizada	66
Figura 76: distribuição normal	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: resultados dos ensaios de compressão axial para pilar P40	67
Tabela 2: índices esclerométricos da face Leste para pilar P40	67
Tabela 3: índices esclerométricos da face Oeste para pilar P40	68

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	9
1.2 REFORÇO E ALARGAMENTO DE PONTES	10
1.2.1 Aumento da capacidade de carga cm diferentes tabuleiros	11
1.2.2 Aumento da resistência de componentes da ponte	14
1.2.3 Desenvolvendo continuidade da estrutura	16
1.2.4 Aplicação de pós-tensão externa	18
1.2.5 Reforço com fibra de carbono (CFRP)	20
1.2.6 Alargamento de pontes	23
2 ESTRUTURAS MISTAS	32
2.1 HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS	32
2.2 ESTUDOS DE CASOS	37
2.2.1 Ponte sobre o Rio Roize	37
2.2.2 Ponte <i>Saint Pierre</i>	38
2.2.3 Ponte próxima a <i>Vorchdorf</i>	39
2.2.4 Ponte <i>Venta del Jamón</i>	41
2.2.5 Ponte Rodo-Ferroviária sobre o Rio Paraná	42
2.2.6 Ponte <i>Lully</i>	43
2.2.7 Viaduto <i>St. Kilian</i>	45
3 ESTRUTURA EXISTENTE E COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)	47
3.1 ESTRUTURA EXISTENTE	47
3.2 INSPEÇÃO DOS PILARES E COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)	52
4 RESISTÊNCIA DO CONCRETO	61
4.1 EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA E ESCLEROMETRIA	61
4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
5 CONCLUSÕES	72
6 REFERÊNCIAS	74
7 ANEXO A	76
8 ANEXO B	83

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Face à crescente demanda do tráfego rodoviário e alargamento das rodovias existentes, é oportuna a busca de uma solução estrutural de menor custo com redução do prazo de implantação para o alargamento das Obras de Arte Especial. Atualmente as soluções consistem praticamente na construção de obras novas paralelas e justapostas às existentes, via de regra soluções onerosas.

O presente trabalho tem como objetivo compilar o conhecimento do “Estado da Arte” específico para obras de alargamento de Pontes e Viadutos Rodoviários existentes em concreto com acréscimo de nova faixa de rolamento em estrutura mista (estrutura de concreto mais estrutura de aço) e produzir documentos técnicos da aplicabilidade da solução.

Conforme o exposto pretende-se evoluir a um estudo teórico com base em pesquisa para elaboração de solução teórica e aplicação em um caso real, considerando como pressuposto que não há reforço de fundação. Com isso, propor procedimentos de projeto e métodos construtivos com vistas à futura normalização da solução estrutural.

Considerando-se isso, dedica-se este trabalho ao estudo das condições atuais da ponte rodoviária sobre o Rio Jacuí-Obra Norte na rodovia federal BR-116/290, Travessia Régis Bittencourt, no município de Porto Alegre-RS, trecho sob responsabilidade da concessionária Triunfo-Concepa. A referida estrutura foi projetada pelo engenheiro alemão Fritz Leonhardt em 1955.

O trabalho se apóia em uma primeira etapa, capítulo 1, na apresentação de exemplos de alargamento de pontes pelo mundo. Na sequência da pesquisa bibliográfica, o capítulo 2 trata da conceituação de estruturas mistas, ou seja, associação de perfis de aço e lajes de concreto e fornece exemplos de sua aplicação pelo mundo, tendo em vista a solução a ser adotada para o alargamento da ponte sobre o Rio Jacuí. O capítulo 3 tratará, além do levantamento de

possíveis patologias, da geometria dos elementos que constituem a obra, conforme projeto original e aferições *Como Construído (As Built)* realizados em campo ao longo do trabalho.

É imprescindível, para o projeto de alargamento de qualquer ponte, o conhecimento da resistência característica do concreto que a compõe. O capítulo 4, portanto, dedica-se à determinação das resistências características da OAE existente. Para tal foram realizados ensaios em corpos-de-prova extraídos da estrutura (ensaios destrutivos), bem como ensaios de esclerometria (ensaios não destrutivos). A partir dos resultados dos ensaios e de uma análise estatística dos mesmos, obtiveram-se as resistências para a obra. No capítulo 5 são feitas as considerações finais e conclusões.

1.2 REFORÇO E ALARGAMENTO DE PONTES

Nesta sub-seção, o objetivo é apresentar algumas soluções adotadas afim de aumentar a capacidade de carga de pontes e viadutos, tratando desde o uso de diferentes tipos de tabuleiros, enrijecimentos, pós-tensões, suportes adicionais, reforços com mantas de fibras de carbono e alargamento da seção transversal.

Segundo Klaiber e Wipf (1999), aproximadamente metade das 600.000 pontes rodoviárias dos Estados Unidos foram construídas antes de 1940 e muitas não tiveram manutenção adequada ao longo desses anos. A maior parte dessas pontes foi concebida para baixo tráfego, veículos pequenos, baixas velocidades e cargas menores que as aplicadas atualmente. Somado a isso, tem-se a influência dos fatores ambientais na degradação das estruturas.

De acordo com a *Federal Highway Administration (FHWA)*, quase 40% das pontes dos Estados Unidos estavam classificadas como deficientes e precisavam de reabilitação ou substituição em 1999. Muitas dessas pontes são deficientes devido à sua capacidade de carga inadequada para os níveis de tráfego atuais.

No Brasil isso fica evidente com o exemplo da cidade do Rio de Janeiro. O aumento da frota de veículos estimado pelo DETRAN é de 50% em 10 anos, aliado à chegada de novos empreendimentos industriais e aos eventos da Copa do Mundo de 2014 e dos Jogos Olímpicos de 2016. Durante a Copa de 2014, os engarrafamentos serão 30% maiores que atualmente.

Na ponte Rio-Niterói, a situação é crítica. Ao ser inaugurada em 1974, o tráfego médio era de 15 mil veículos por dia, com estimativa de capacidade de 50 mil. Hoje, o tráfego é 3 vezes maior: 145 mil veículos por dia (O IMPARCIAL, 2010).

Em virtude desse contexto, estudos de reforço, reabilitação e alargamento tornaram-se importantes para aumento da capacidade de carga de pontes e viadutos. Essas soluções ganharam popularidade especialmente nestas últimas duas décadas, contrapondo a solução onerosa de justapor obras paralelas às existentes.

A capacidade de carga de vários tipos de pontes pode ser aumentada usando diferentes métodos tais como:

- a) reduzindo-se a carga permanente;
- b) provendo continuidade na estrutura;
- c) por ação composta;
- d) por aplicação externa de pós-tensão;
- e) por aumento da seção transversal (alargamento);
- f) por modificação dos caminhos da carga;
- g) por adição de suportes e enrijecedores laterais.

Alguns exemplos dos métodos citados acima para aumento da capacidade de carga serão comentados brevemente a seguir. A fim de não haver má interpretação dos conceitos, define-se reforço de uma ponte ou viaduto como o aumento de capacidade de carga com a redução do peso próprio da estrutura. O método por ação composta será tratado com detalhes no capítulo 2.

1.2.1 Aumento da capacidade de carga com diferentes tabuleiros

De acordo com Klaiber e Wipf (1999), reduções significativas de peso próprio podem ser obtidas com a utilização de tabuleiros leves entre os quais se destacam os tabuleiros em grelha de aço, conforme a figura 1.

Esse tipo de tabuleiro pode ser preenchido parcialmente ou totalmente com concreto ou ainda não ter preenchimento. Apresentam vãos típicos de 1,5m e podem ser soldados ou parafusados à superestrutura da ponte.



Figura 1: *Steel Grid Bridge Decks*, em sequência, sem preenchimento, parcialmente preenchida e totalmente preenchida

O tabuleiro de aço em grelha sem preenchimento aumenta a capacidade de carga com redução do peso próprio e apresenta a vantagem de não necessitar de sistemas de drenagem. Problemas como a corrosão e resistência à derrapagem são as desvantagens dessa solução. O problema da derrapagem pode ser resolvido com o emprego de grelha dentada ou entalhada, assim como o uso de *Studs* soldados à estrutura.

Essa solução para tabuleiros geralmente não é bem recebida pelo usuário devido à dificuldade de passeio e ao aumento dos ruídos.

As grelhas preenchidas com concreto aumentam substancialmente o peso próprio, mas apresentam algumas vantagens em relação às anteriores, incluindo aumento da rigidez, da resistência à derrapagem e melhor qualidade quanto ao passeio. Uma espessura de concreto de 13cm, definindo uma grelha parcialmente preenchida, tem um peso de menos da metade de um tabuleiro convencional de concreto para a mesma resistência.

Esse sistema parcial ou totalmente preenchido pode ser pré-fabricado antes do içamento ou preenchido após a colocação. Um problema associado a esta solução é o fenômeno relacionado às pressões que a ferrugem dos perfis de aço pode exercer sobre o concreto, podendo, além disso, causar danos até mesmo à superestrutura da ponte.

Outra solução para reforço, no que diz respeito à redução de peso próprio da estrutura são os chamados Tabuleiros Exodérmicos, exemplificados no esquema da figura 2. Recentemente desenvolvidos, sua primeira aplicação ocorreu em 1984 na ponte *Driscoll*, em Nova Jersey, Estados Unidos, conforme figura 3 (DePHILLIPS, 1985 apud KLAIBER; WIPF, 1999).

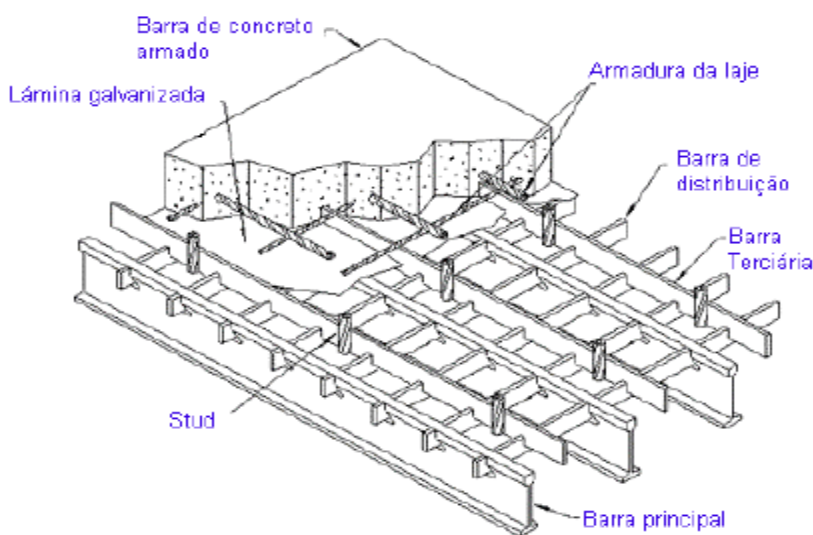


Figura 2: Sistema de Tabuleiro Exodérmico (*Exodermic Deck*)

Consiste em uma fina camada superior de concreto pré-moldado em torno de 7,6cm sobre uma grade de aço, com carga entre 1,92 e 2,87kPa, sendo capaz de atingir um vão de aproximadamente 4,80m.

Os tabuleiros exodérmicos não apresentam os problemas de fadiga inerentes às grelhas de aço sem preenchimento ou as tensões no concreto devidas à ferrugem do aço como nas grelhas preenchidas. Os painéis são fabricados em ambiente controlado e independente das intempéries.



Figura 3: *Exodermic Deck*, ponte *Driscoll*, Nova Jersey, Estados Unidos

1.2.2 Aumento da resistência de componentes da ponte

Um dos procedimentos mais comumente utilizados para aumentar a capacidade de carga e resistência de uma dada ponte ou viaduto é a adição de chapas de aço aos elementos da estrutura.

Normalmente são fixadas nas bordas inferiores das seções existentes, para aumentar o módulo de elasticidade e a resistência à flexão. Klaiber e Wipf (1999) citam que uma vantagem desse

método é a variedade de tamanhos dos reforços que podem ser aplicados, além de requererem pouca preparação prévia para a aplicação e ainda servem como fôrma para a adição de material adicional, como graute ou concreto. Chapas pré-fabricadas também podem ser utilizadas para o caso de não estarem disponíveis os tamanhos necessários.

As chapas são normalmente fixadas às almas das vigas por parafusos ou por colagem na superfície dos elementos de concreto armado, utilizando colas epoxídicas. É importante salientar que os parafusos devem ser locados sobre a armadura longitudinal, de acordo com a figura 4, de modo que as chapas de reforço possam transmitir os esforços cortantes aos estribos.

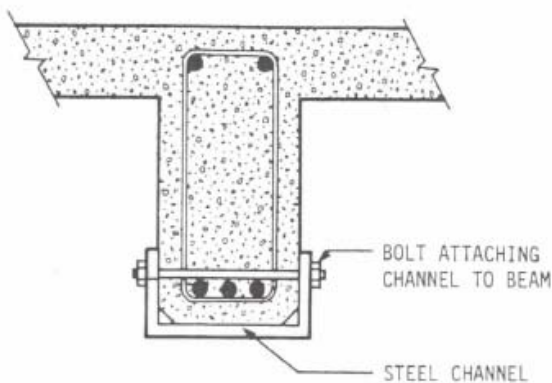


Figura 4: reforço com chapa de aço para viga de concreto armado

Essa solução aplicada na superfície inferior e nos lados da alma da viga pode despendar tempo e dinheiro, principalmente devido ao fato de ter-se que perfurar o concreto. Entretanto, é efetivo em propiciar ação composta entre os materiais.

O reforço com chapa de aço mediante a colagem com resinas apresenta algumas vantagens como, por exemplo, a não utilização de materiais molhados, ausência de vibrações, o acréscimo de seção é pequeno e a pouca interferência no uso da estrutura durante a aplicação do reforço. Porém, também tem desvantagens como a baixa resistência da resina epóxi e da chapa de aço a altas temperaturas, tendência ao descolamento das extremidades da chapa e a dificuldade de visualização das fissuras que eventualmente possam ocorrer no elemento.

Outro método de reforço para aumento da resistência à flexão é a adição de seção transversal à seção original de concreto, ilustrado na figura 5. Importante neste caso é garantir uma

superfície de ligação adequada entre o concreto velho e o novo através do apicoamento da superfície nas faces laterais e inferior da viga de concreto.

Segundo Reis (1998), adicionam-se estribos que devem ser dimensionados para suportar os esforços tangenciais que provocam a tendência de deslizamento horizontal entre o substrato e o material de reforço. Contudo esse sistema padece do inconveniente de produzir seções finais de dimensões muito superiores às iniciais de projeto, o que, em alguns casos, pode ser indesejável e problemático.

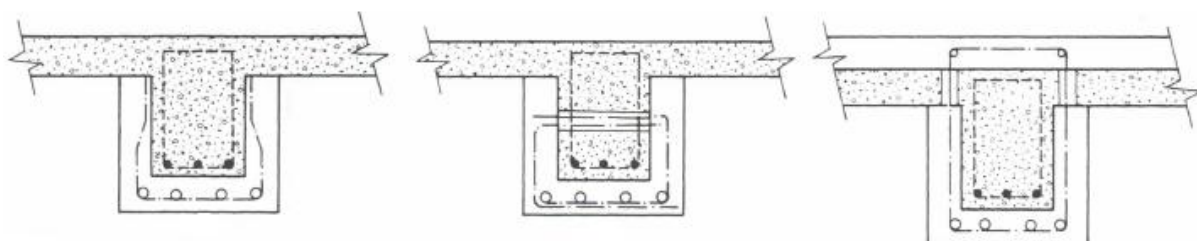


Figura 5: exemplos de reforço de viga com aumento da seção transversal e adição de armaduras longitudinais e transversais

1.2.3 Desenvolvendo continuidade da estrutura

Suportes suplementares podem ser adicionados para reduzir o vão de uma ponte e assim reduzir o momento positivo máximo que nele ocorre. Alterando-se uma estrutura de vãos simples apoiados para múltiplos vãos contínuos, altera-se também seu estado de tensões, podendo-se, portanto, ser aumentada sua capacidade de carga. Apesar de ser um método de custo relativamente elevado, é aplicável em certas ocasiões.

O método pode ser aplicado à maioria das vigas de ponte, tais como de aço, concreto, madeira e pontes treliçadas. A figura 6 exemplifica um esquema de treliça para garantir a continuidade da estrutura.

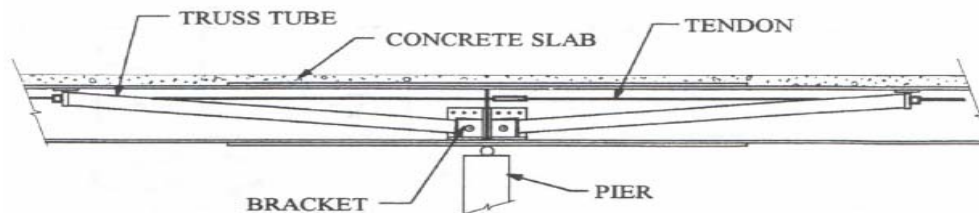


Figura 6: sistema de treliça sobreposta à ponte para prover continuidade

O reforço para a continuidade da estrutura torna-se viável para pontes com vãos médios e grandes, sendo uma solução cara. Portanto, se o problema maior da ponte for apenas capacidade insuficiente para as cargas atuais e ela encontrar-se em boas condições de preservação, o método pode ser aplicado. Porém, se a estrutura tiver outras deficiências, como o tabuleiro deteriorado ou largura insuficiente, a solução não é aconselhada. A figura 7 ilustra uma ponte de 3 vãos, com longarinas de aço, próxima a *Mason City, Iowa*, Estados Unidos, na qual foi utilizado método de reforço por continuidade (KLAIBER; WIPF, 1999).



Figura 7: ponte próxima a *Mason City, Iowa*, Estados Unidos

Um ponto a considerar é que com a mudança da estrutura para vãos contínuos, surgem momentos fletores negativos nas regiões de apoio, podendo causar ruína no concreto da laje do tabuleiro devido às tensões de tração. Para pontes com longarinas em concreto, o tabuleiro da região de momentos negativos deve ser removido e substituído por novo tabuleiro armado adequadamente. Esse fato exemplifica o caráter dispendioso dessa solução, apesar de ser bastante efetiva em situações necessárias.

1.2.4 Aplicação de pós-tensão externa

Klaiber e Wipf (1999) explicam que desde 1950, a aplicação de pós-tensão como reforço de pontes tem tido resultados bem sucedidos em vários países. Ela pode ser utilizada com variados objetivos, tais como aliviar tensões, minimizar o efeito da fadiga, reduzir deslocamentos excessivos, alterar o comportamento básico de uma ponte de vãos isostáticos para vãos contínuos e também pode ser usada para aumentar a resistência última do elemento.

Além dessas capacidades, a pós-tensão externa apresenta as vantagens tais como pequena ou, em alguns casos, nenhuma interrupção de tráfego da ponte e pouca preparação de campo para a instalação, como, por exemplo, simples andaimes. Inicialmente foi aplicada principalmente em vigas ou longarinas de aço e treliças até os anos 50 com fins de reforço estrutural, mas a partir de 1960 passou a ser empregada também a longarinas de pontes em concreto armado. A figura 8 abaixo ilustra exemplos de configurações de aplicação da protensão externa a vigas e longarinas.

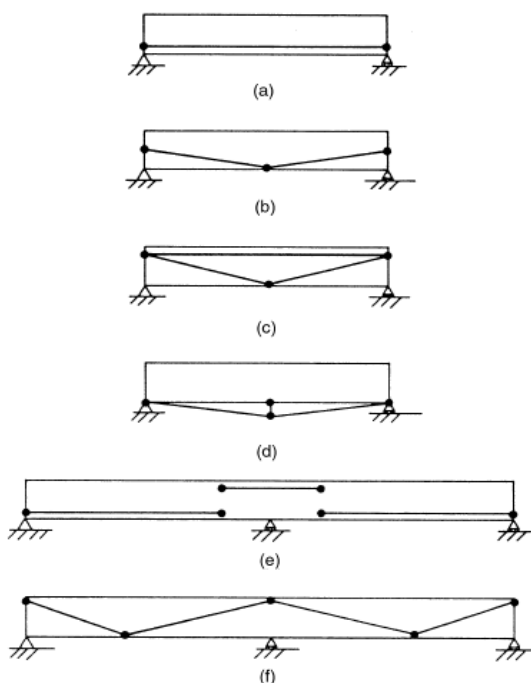


Figura 8: configurações para aplicação da pós-tensão externa

O esquema da letra (a), excêntrico, é o mais antigo e simples e aplica o maior momento fletor negativo devido à grande excentricidade do cabo reto. Tem sido aplicado desde os anos 50 em

muitos países da Europa e América do Norte. Para garantir sua maior eficiência, o cabo deve ter um comprimento menor que o da peça para assegurar que o momento negativo não seja aplicado a regiões com pouca carga permanente. Estendido a (e), tem sido usado desde os anos 70 para controle de deformações e reforço na Alemanha e Estados Unidos. A configuração (b), poligonal, que também é estendida à (f) para vãos contínuos, é usada desde os anos 60. Um exemplo é a ponte sobre o canal Welland, em Ontário, Canadá, convertida de vãos simples para vãos contínuos por esse método.

O esquema (c) é recomendado para reforços no qual não se pretende adicionar compressão à estrutura existente. Para os outros esquemas a compressão induzida pela pós-tensão pode adicionar tensões em regiões que já podem estar sobrecarregadas por cargas compressivas.

Na configuração (d), a combinação das configurações excêntrica e poligonal aplica a carga além do perfil da estrutura, fato que aumentará o momento fletor induzido. Essa solução foi adotada em Minnesota, Estados Unidos, em 1975 para reforçar uma ponte de aço (BENTHIN, 1975 apud KLAIBER; WIPF, 1999).

A aplicação da pós-tensão também pode ser usada para reforçar os elementos aos esforços cortantes de maneira similar à configuração dos estribos em peças de concreto armado, conforme mostra a figura 9. Abaixo estão representados esquemas exemplificando o exposto para um elemento de viga e seções caixão de pontes.

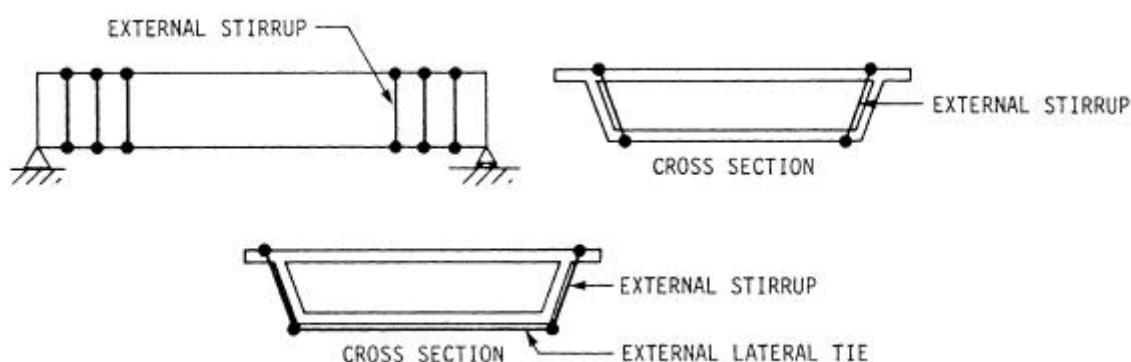


Figura 9: pós-tensão para reforço quanto aos esforços cisalhantes

Esse método apresenta algumas desvantagens como a redução do fator de segurança à resistência última, já que há um aumento das tensões aplicadas ao elemento e a necessidade

de um cuidado com as ancoragens e suportes onde os cabos são fixados à estrutura devido à concentração de tensões.

Atenção especial inerente ao concreto protendido, como maior controle de execução, equipamento e pessoal especializados, cuidados especiais com os aços sob tensão contra a corrosão são outras questões a levarem-se em conta na aplicação do método. A figura 10 mostra um exemplo aplicado em *Iowa*, Estados Unidos.



Figura 10: ponte com vão simples reforçada com pós-tensão externa

1.2.5 Reforço com fibra de carbono (CFRP)

De acordo com Sallaberry (2005), os polímeros reforçados com fibras (PRFC) ou *carbon fibre reinforced polymers* (CFRP) têm sido muito utilizados na indústria automobilística, aeroespacial, aeronáutica e naval. Na construção civil, esses polímeros têm sido utilizados com sucesso no reforço à flexão, ao cisalhamento, à compressão (confinamento de pilares) e na reabilitação de elementos submetidos a abalos sísmicos.

Embora o reforço com fibras de carbono seja caro, ele tem vantagens em relação ao reforço com chapas de aço no que concerne: menor peso, possibilidade de ser instalado no local exato onde há necessidade de reforço, facilidade de aplicação, sem problemas de corrosão, espaço

reduzido para a instalação, grande resistência e excelentes propriedades quanto à fadiga (KLAIBER; WIPF, 1999).

Para a aplicação de reforço, a superfície de concreto deve ser preparada, de modo a garantir a aderência da manta. O concreto deteriorado deve ser removido e a armadura que apresentar corrosão deve ser substituída. Os cantos vivos do elemento devem ser arredondados para evitar descolamentos localizados entre os materiais.

Aplica-se o *primer* sobre a superfície devidamente lixada com a retirada da nata superficial do concreto. Estando a superfície isenta de sujidades o *primer* poderá penetrar nos poros do concreto para assim criar uma ponte de aderência entre o concreto e o reforço, melhorando a capacidade adesiva da superfície para a aplicação da resina de colagem da manta.

Um caso de aplicação de reforço com fibras de carbono é a ponte *Oberriet-Meiningen* sobre o rio Reno entre a Suíça e a Áustria, mostrada nas figuras 11 e 12. Inaugurada em 1963, esta ponte necessitou de reforço em 1996 devido ao aumento de tráfego. A solução foi o aumento da espessura da laje do tabuleiro em 8cm e a adição de 160 mantas de CFRP de 4m de comprimento cada uma e espaçadas de 75cm (KLAIBER; WIPF, 1999).



Figura 11: aplicação de reforço com CFRP, ponte *Oberriet-Meiningen*



Figura 12: ponte *Oberriet-Meiningen* sobre o Rio Reno

Outro exemplo de aplicação de reforço com CFRP é o da ponte sobre o Rio Cávado, no distrito de Braga, em Portugal, inaugurada em 1954 e ilustrada na figura 13. A ponte desenvolve-se em 8 vãos (2x19m e 6x23m) totalizando um comprimento de 176m, com largura do tabuleiro de 8m e espessura da laje de 25cm.

O tabuleiro se apóia nos pilares e encontros através de apoios móveis e fixos em concreto armado constituídos por discos de grande dimensão com 1,40m de diâmetro e 0,90m de espessura.

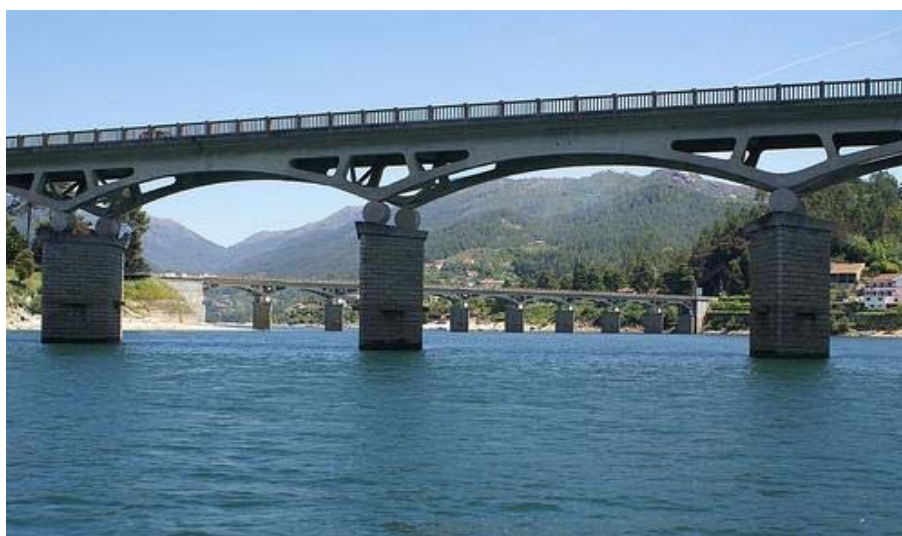


Figura 13: ponte sobre o Rio Cávado em Braga, Portugal

Observaram-se fissuras nas barras inclinadas de ligação dos banzos associadas a momentos gerados devido a sua grande rigidez e deformação relativa dos banzos, ampliada com os efeitos de fluência do concreto. Essa fissuração excessiva deu, por sua vez, origem à corrosão local das armaduras nas áreas citadas.

Concomitantemente à aplicação de protensão junto ao nível superior das vigas longitudinais para controle das tensões de tração excessivas, determinada por meio de análise não linear da estrutura, ocorreram também os outros reforços. Estes foram realizados com mantas de fibras de carbono, seguindo o procedimento já citado, com atenção voltada à preparação da superfície de concreto para a aplicação dos CFRP (APPLETON et al., 2009). A figura 14 ilustra o reforço realizado nos elementos inclinados das vigas longitudinais da ponte sobre o Rio Cávado.

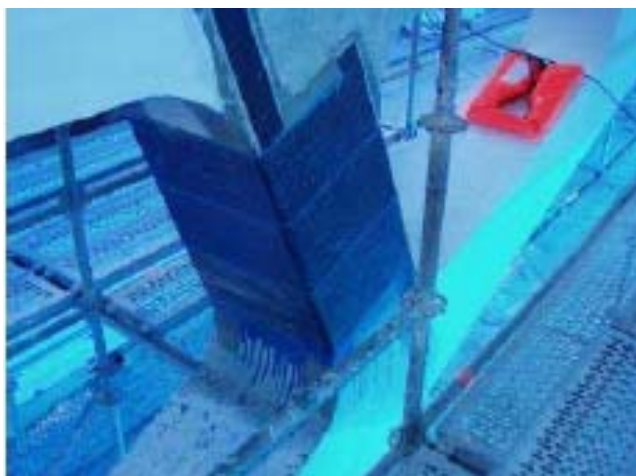


Figura 14: reforço com CFRP em elementos inclinados da ponte sobre o Rio Cávado

1.2.6 Alargamento de pontes

Outra solução, visando agora o aumento da capacidade de carga e o volume de tráfego de uma ponte ou viaduto é o aumento de sua seção transversal. Há casos em que o reforço de uma ponte não é uma solução suficiente para resolver o problema do aumento de tráfego. Com o objetivo de incrementar-se o número de faixas de rodagem da rodovia ou, quando em vista de limitações a jusante da obra de arte, como, por exemplo, um túnel, um gargalo em um possível congestionamento, opta-se pelo alargamento da seção transversal da estrutura.

Visto que o objetivo do trabalho é a proposição de uma solução para o alargamento da ponte sobre o Rio Jacuí-Obra Norte, sem reforço de fundação, dois diferentes exemplos de soluções serão abordados a seguir, porém, com sistemas opostos ao recém comentado, também a fim de ter-se uma comparação qualitativa com a solução a ser adotada para OAE do Rio Jacuí.

A ponte de *Île-Charron* na rodovia 25, na região de Montreal, Québec, Canadá, foi concluída em 1967 e compõe a ponte-túnel *Louis-Hippolyte-LaFontaine*. Esse conjunto é representado por uma ponte de 500m de extensão e por um túnel com 1,8km de comprimento, dos quais 1,5km estão sob o canal marítimo *Saint Laurent*. Ele liga Montreal à margem sul do canal sendo que diariamente são mais de 130 mil veículos, evidenciando, assim, sua importância econômica para a região metropolitana da cidade (PILON; MERCIER, 2008). A figura 15 ilustra a ponte-túnel.



Figura 15: ponte-túnel *Louis-Hippolyte-LaFontaine*, Montreal

A ponte é constituída por nove vãos, dos quais oito se compõem de vigas em concreto protendido com 49m de comprimento, apoiando tabuleiro em concreto armado. O vão restante situa-se acima do canal de navegação e é composto por vigas de aço de 67m de comprimento. A maior parte dos pilares é apoiada em blocos sobre estacas e constituem-se de fuste em concreto armado e travessa em concreto protendido, enquanto que os dois pilares que fazem parte do canal de navegação apóiam-se sobre rocha e um último pilar, já na margem sul, é composto por múltiplos pilaretes em concreto armado. A figura 16 apresenta uma vista geral com direção ao norte (Montreal) da ponte.



Figura 16: vista geral da ponte-túnel *Louis-Hippolyte-LaFontaine*, direção Norte

Devido ao crescimento das cidades da periferia de Montreal, no início desta década, alguns trabalhos de manutenção se mostraram necessários. Após quatro décadas de uso, a laje do tabuleiro começou a mostrar sinais de envelhecimento, além de aumentarem os congestionamentos. Uma nova faixa na ponte tornou-se necessária, a qual foi construída no lado oeste, também com o objetivo de evitar congestionamentos no interior do túnel. Os trabalhos ocorreram entre os anos de 2006 e 2008.

Três soluções para alargamento foram propostas para a ponte em questão: a primeira com concreto moldado no local com pós-tensão, a segunda com concreto moldado em local próximo à ponte e içamento das vigas por meio de guias e a terceira com vigas de aço de alma cheia.

De acordo com Pilon e Mercier (2008), uma desvantagem para a solução com vigas de aço seria o comportamento diferenciado entre os materiais: concreto e aço. Com comprimentos em torno de 50m, primeiramente dever-se-ia assegurar que movimentos térmicos diferenciais entre as vigas de concreto existentes e as novas em aço não induzissem elevadas tensões na laje que os ligaria. Através de análise por elementos finitos, a solução composta por vigas de aço apresentou tensões menores que a tensão admissível e a solução com vigas em concreto protendido, por sua vez, ultrapassou o limite de tensões admissíveis. Portanto, à luz desses resultados, a opção de alargamento com vigas de aço (perfis de alma cheia) mostrou-se tecnicamente mais vantajosa.

Os pilares e fundações, por conseguinte, também sofreram alargamento. Para tal foi necessária a instalação estacas pranchas para contenção da água. A concepção do alargamento para todos os pilares no rio foi realizada considerando-se a instalação de estacas apoiadas em rocha suportando um novo bloco que foi ancorado ao existente. A seção dos pilares foi aumentada de maneira convencional com concreto armado. As travessas foram prolongadas a distâncias da ordem de 4m. Estudos demonstraram que as travessas protendidas existentes não tinham capacidade para suportar tal alargamento, conseqüentemente, um reforço com acréscimo de protensão foi previsto. A nova laje, da porção alargada, com concreto de resistência 35 MPa e protendida transversalmente, era moldada à medida que as vigas de aço eram posicionadas. As figuras 17 a 22 ilustram a proposta de alargamento, as etapas de trabalho realizadas e a aparência final da ponte com sua seção aumentada.

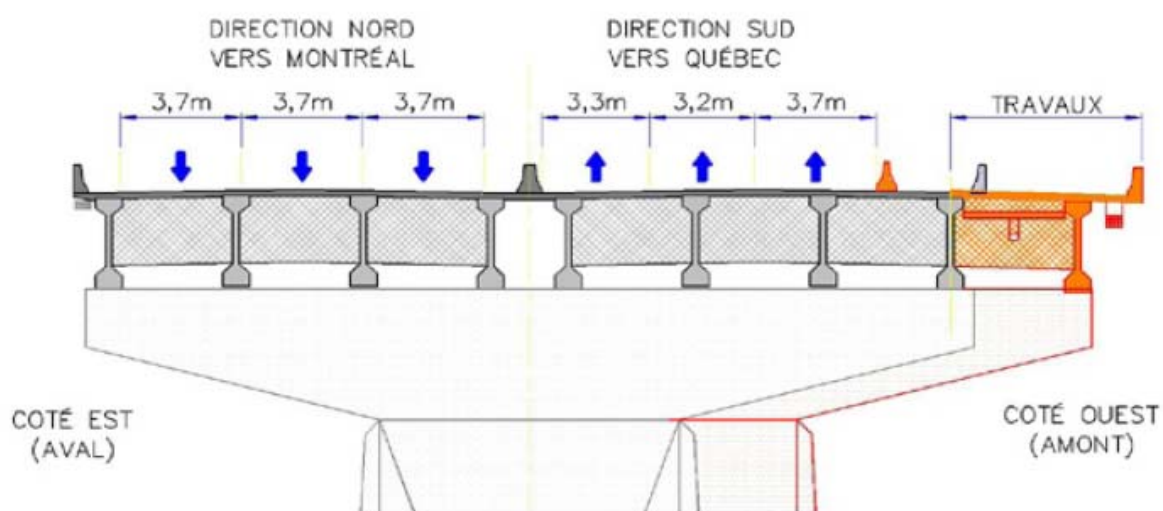


Figura 17: proposta de alargamento da ponte-túnel *Louis-Hippolyte-LaFontaine*, alargamento no lado oeste com reforço da travessa

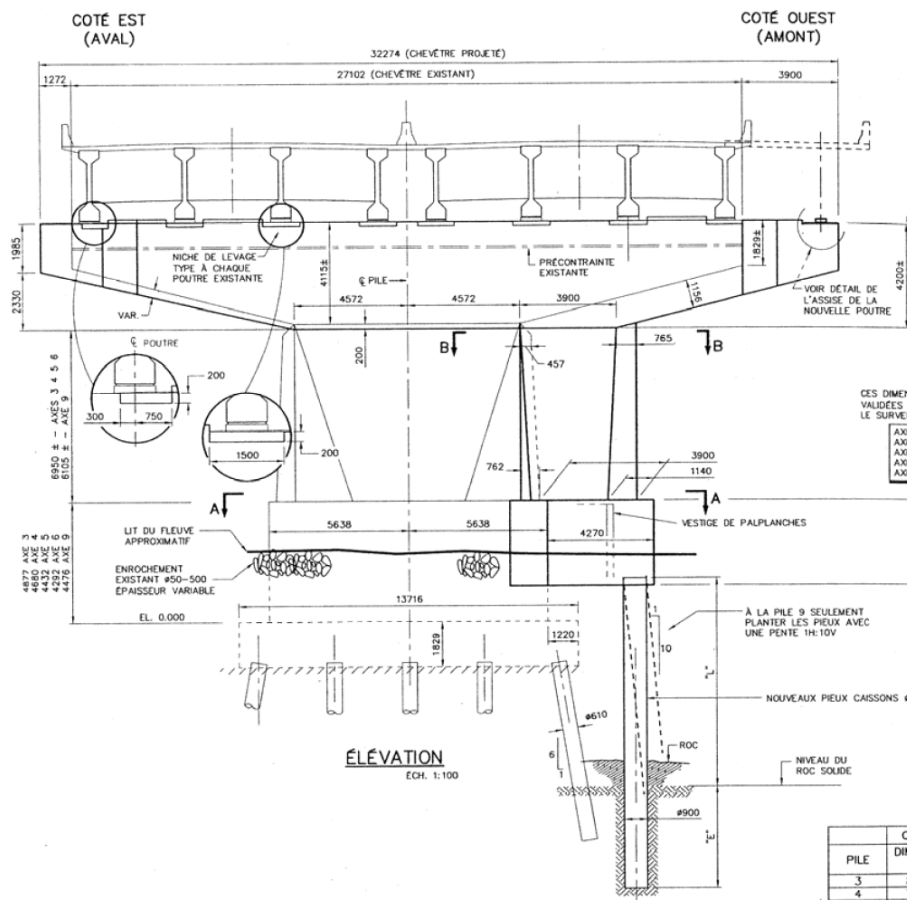


Figura 18: vista da travessa e alargamentos com inserção de nova estaca e alargamento do bloco



Figura 19: alargamento dos pilares



Figura 20: alargamento das travessas



Figura 21: posicionamento dos perfis de alma cheia



Figura 22: aparência final da ponte-túnel *Louis-Hippolyte-LaFontaine* alargada com vigas de aço apoiadas nas travessas

Outro exemplo de alargamento de destaque, com reforço de travessa e aumento de pilares, é o caso do viaduto V276 da baixa do Mondego, localizado na rodovia A1 Coimbra Sul/Coimbra Norte, em Portugal. O viaduto tem um desenvolvimento total de 295m e uma largura de 30,29m antes do alargamento. É constituído por 13 vãos, sendo oito de 24m, um de 27m sobre via férrea, dois vãos adjacentes com 20m, e dois extremos com 18m. O tabuleiro, antes do alargamento, entre os anos de 2002 e 2003, era composto por laje apoiada em 8 vigas com alma de espessura variável de 1,20m de altura no interior do vão e 1,30m nos extremos (APPLETON et al., 2009). O tabuleiro, antes dos trabalhos, apoiava-se em pórticos de concreto armado formados por uma travessa e quatro pilares, conforme esquema da figura 23.

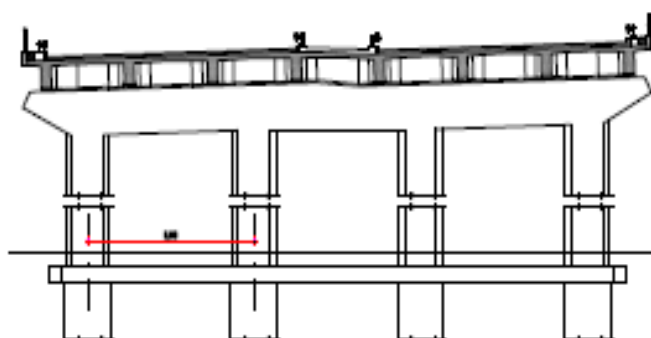


Figura 23: seção transversal do viaduto V276 antes dos trabalhos, Portugal

A solução de alargamento envolveu a utilização de vigas pré-moldadas de seção I de 1,30m de altura e largura variável da alma de 0,30m no vão e 0,50m nos apoios. O banzo superior

das vigas, que constitui uma parte da laje de tabuleiro, tem 3m de largura e o inferior varia de 0,60m a meio vão e 0,80m nos apoios. Através de concretagem e posterior protensão longitudinal, as vigas foram solidarizadas em campo. A seção pré-moldada utilizada no alargamento é apresentada na figura 24.

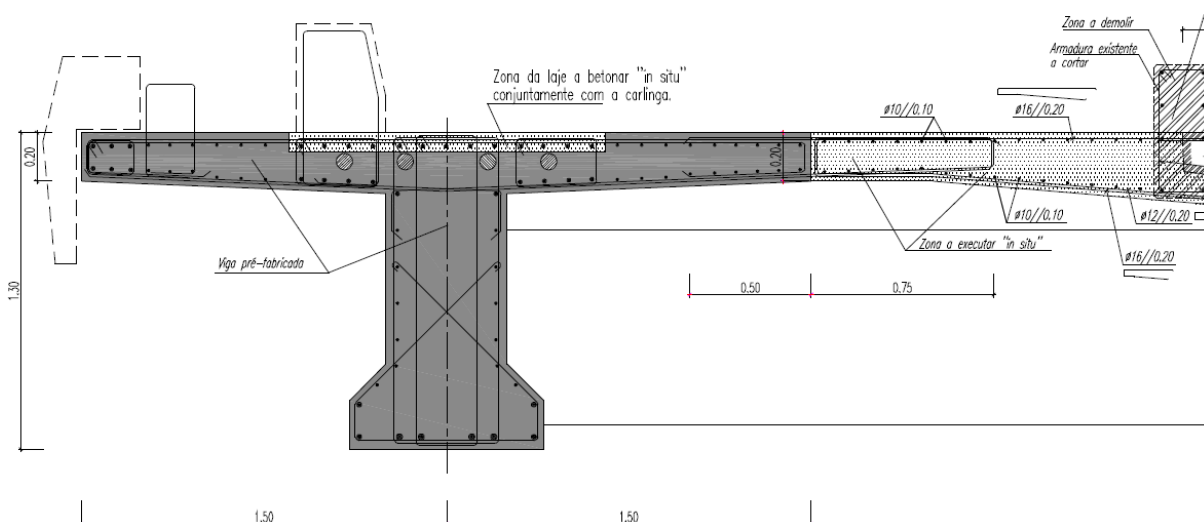


Figura 24: ligação entre o alargamento e a ponte existente

O novo tabuleiro apóia-se na travessa de prolongamento dos pórticos transversais. Quando não existem restrições, os pórticos são alargados através da inclusão de dois novos pilares e do alargamento da travessa que se liga monoliticamente à travessa existente. Os pilares são fundados em pares de estacas de diâmetro 1,20m.

De acordo com Appleton et al. (2009), o principal problema para a execução do alargamento foi a presença do riacho e a necessidade de preservar seus taludes. Devido à interferência com o riacho Ribeira de Frades, conceberam-se soluções alternativas, como o alargamento do pilar externo, com travessa comportando-se como um console de concreto ou execução de pilares inclinados com fundações adjacentes às existentes. De modo a interferir o mínimo possível nos taludes do riacho, algumas fundações foram executadas em micro-estacas.

As figuras 25 a 27 ilustram a fase de trabalhos do alargamento do viaduto da Baixa do Mondego. Na figura 26, tem-se o caso de pilar alargado e travessa como console de concreto devido às restrições comentadas e, na figura 27, o caso de pilares inclinados, bem como alargamento da travessa e do tabuleiro com o emprego das vigas I pré-moldadas.



Figura 25: viaduto V276 durante os trabalhos de alargamento, rodovia A1, Portugal



Figura 26: pilar extremo alargado e travessa como console (lado esquerdo)



Figura 27: pilares inclinados e fundação adjacente à do pilar extremo existente

2 ESTRUTURAS MISTAS

Neste capítulo, o objetivo é apresentar exemplos de pontes em estruturas mistas de aço-concreto e seu funcionamento. Inicialmente, comentam-se a importância e o histórico deste sistema estrutural, passando-se, então, a estudos de casos pelo mundo.

2.1 HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS

Os sistemas com estruturas mistas para tabuleiros de pontes têm se mostrado nas últimas três décadas como um dos mais adequados para o uso de materiais compósitos em aplicações em rodovias. Os elementos mistos resultam da associação de perfis de aço e concreto, de forma que os dois materiais trabalhem em conjunto, sendo possível, assim, explorar as melhores características de cada material tanto em elementos lineares como vigas e pilares, quanto nas lajes e ligações.

Os primeiros elementos mistos utilizados foram as vigas; os perfis eram envolvidos com concreto sem função estrutural a fim de aumentar a resistência ao fogo, porém com o desenvolvimento de resistências maiores para o concreto, ele passou a ser levado em conta na resistência do conjunto.

A primeira norma a abordar exclusivamente o dimensionamento e verificação de elementos mistos foi a norma europeia EUROCODE 4, que serviu de diretriz para a elaboração do texto para a revisão da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Atualmente a NBR 8800:2008 contempla o dimensionamento de lajes mistas, vigas mistas, pilares mistos e ligações mistas.

De acordo com De Nardin e Souza (2008), a utilização de elementos mistos aço-concreto amplia de maneira considerável o conjunto de soluções em concreto armado e em aço. A crescente utilização de estruturas mistas deve-se a diversos fatores, entre os quais a necessidade cada vez maior de grandes áreas livres por pavimento ou nos vãos de pontes e viadutos, o que resulta em uma maior transparência entre os pilares. Além disto, os elementos

mistos permitem uma redução das dimensões da seção transversal, reduzindo o peso próprio da estrutura e as cargas verticais que chegam às fundações. Outros pontos importantes são a rapidez e facilidade de execução, incluindo a possibilidade de dispensar fôrmas e escoramentos, reduzindo custos com materiais e mão-de-obra.

Dentre as associações possíveis para aço e concreto estão as vigas mistas, constituídas pela associação de vigas de aço e laje de concreto. Estas foram, como já comentado, as primeiras a surgir e as mais amplamente utilizadas em edifícios e pontes, devido à versatilidade de sua geometria. O trabalho conjunto entre o concreto e o aço é obtido com o uso de conectores de cisalhamento na interface entre os materiais, promovendo uma interação completa ou, no mínimo, 40% deste cisalhamento (interação parcial). A figura 28 ilustra os componentes típicos de uma estrutura mista (laje de concreto apoiada sobre perfis de aço).

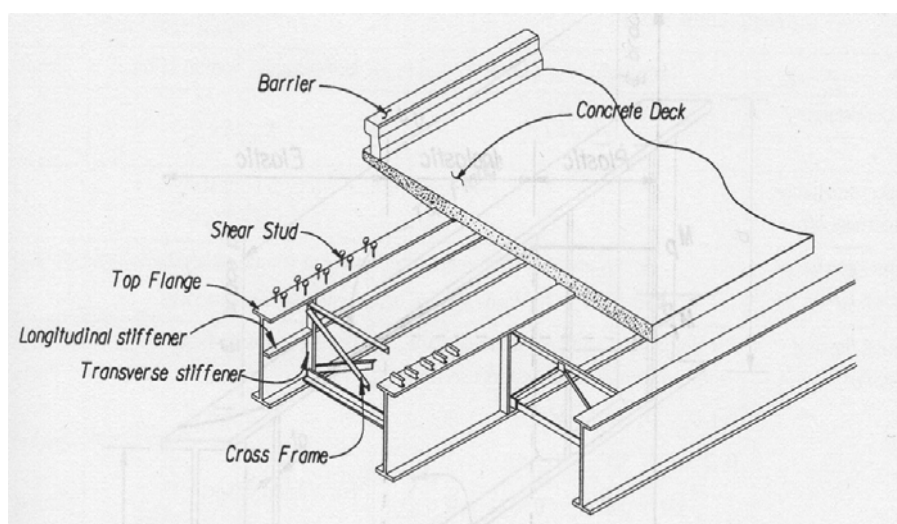


Figura 28: componentes típicos de uma estrutura mista

A ação composta não só reduz os esforços das cargas variáveis, como também as indesejáveis deflexões e vibrações devido ao aumento da rigidez à flexão quando do trabalho conjunto dos materiais. Isso é garantido pela presença dos conectores de cisalhamento fixados à viga. Alguns tipos de conectores são mostrados na figura 29, porém os conectores flexíveis, ou *Stud Bolts*, tornaram-se os mais comumente utilizados atualmente e são apresentados na figura 30 (KLAIBER; WIPF, 1999).

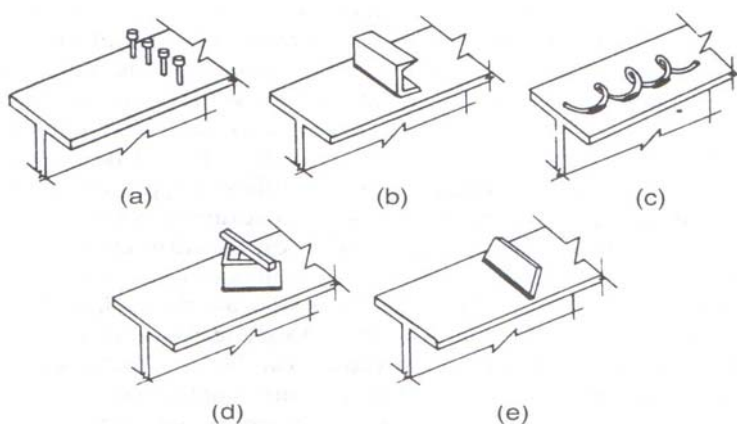


Figura 29: (a) *Stud Bolts* soldados; (b) perfis U; (c) espiral; (d) ângulo enrijecido; (e) barra inclinada plana



Figura 30: conectores de cisalhamento *Stud Bolts* soldados

As vigas mistas também podem ser compostas com lajes de concreto pré-fabricado. Para o caso de pontes, como por exemplo, no alargamento da ponte sobre o Rio Jacuí, escopo do trabalho, o uso de lajes pré-moldadas é uma solução com a vantagem de reduzida interrupção do tráfego. Os painéis pré-fabricados recebem furos diretamente nas posições dos *Stud Bolts* no aço estrutural. Os conectores soldados são então posicionados através dos furos na laje. A ação composta será garantida ao preencherem-se os furos bem como as juntas entre os painéis e as vigas de aço com concreto de cura rápida.

Caso o tabuleiro não necessite de substituição, pode-se fazer furos sobre a laje existente até o encontro com o aço da superestrutura e então soldar os conectores. A ação composta será garantida com o preenchimento dos furos com graute de baixa retração. Essa solução foi adotada na ponte *Pulaski Skyway*, que liga Nova Jersey a Nova York (figura 31).



Figura 31: *Pulaski Skyway*, entre Nova York e Nova Jersey

A vantagem da ação composta pode ser vista na figura 32. Neste gráfico é mostrada a diminuição dos esforços normais devidos ao momento fletor na borda superior da laje, como resultado da ação composta em uma ponte com perfis de aço simplesmente apoiada com laje de concreto armado de espessura 20cm. Dois espaçamentos entre os perfis foram tomados constantes, 1,80m e 2,40m, enquanto o vão foi variado de 6,10m a 21,30m.

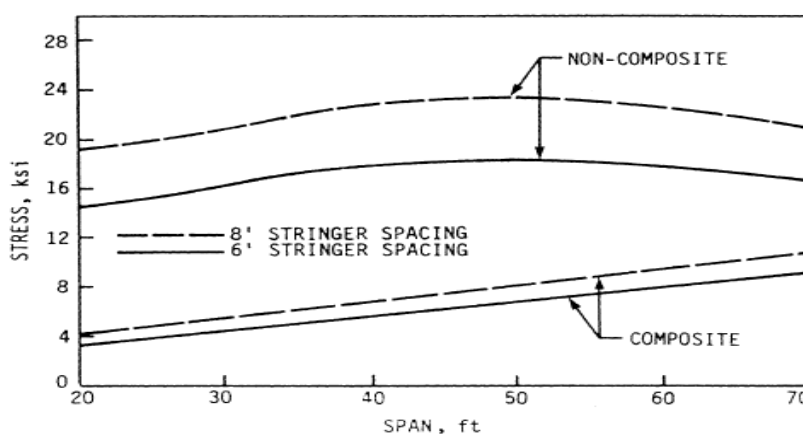


Figura 32: tensões normais devido ao momento fletor na borda superior da viga seção mista x seção não-mista (1Ksi ~ 6,90 MPa)

O ensaio levou em conta a carga padrão, HS20-44, da AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS). Percebe-se que para 12,20m de vão (40 ft) e espaçamento de 2,40m entre vigas (8 ft), houve uma redução dos esforços sobre a laje de concreto de aproximadamente 68%, de 152MPa (22ksi) para 48MPa (7ksi) em comparação com estruturas convencionais não-compostas (KLAIBER; WIPF, 1999).

Segundo estudos comparativos de Plecnik e Ahmad (1989 apud PLECNIK; HENRIQUEZ, 1999) sobre cargas permanentes de pontes para vários tipos de tabuleiros convencionais e mistos, para pontes convencionais a estrutura mista reduz a carga permanente total da superestrutura em mais de 54%. Se a comparação for feita somente entre os tabuleiros das pontes, tabuleiros com estruturas compostas têm aproximadamente de 20 a 30% do peso de tabuleiros de concreto convencionais. Os estudos levaram em conta duas pontes convencionais de 16,3m de vão e uma ponte basculante de 76,2m. A redução do peso dos tabuleiros traduz-se como:

- a) Aumento das cargas variáveis permitidas resultantes do tráfego na ponte;
- b) Aumento do número de faixas com as mesmas vigas e pilares, resultando nas mesmas cargas permanente e variável totais;
- c) Uso contínuo da ponte sem redução da sua capacidade de carga;
- d) Redução dos custos de construção, pois um tabuleiro mais leve requer menor tempo de construção do que tabuleiros convencionais mais pesados;
- e) Redução considerável na infra-estrutura.

A ponte *Nesenbachtal*, próxima a Stuttgart, na Alemanha (figura 33) é um bom exemplo das realizações no domínio das pontes em estruturas mistas, com características de leveza e transparência, reconhecida internacionalmente pelas suas qualidades estéticas. A ponte possui estrutura em aço composta na sua totalidade por perfis tubulares.



Figura 33: ponte rodoviária de *Nesenbachtal*, Alemanha

2.2 ESTUDOS DE CASOS

Nesta subseção serão apresentados exemplos de pontes e/ou viadutos em estruturas mistas. Características construtivas e foco nas pontes compostas por lajes em concreto apoiadas sobre treliças de aço, visando o alargamento da ponte sobre o Rio Jacuí são o objetivo principal dos exemplos pesquisados a seguir.

2.2.1 Ponte sobre o Rio Roize

A figura 34 ilustra a ponte sobre o Rio Roize na região administrativa de Ródano-Alpes na França, projetada por Jean Muller e inaugurada em 1990.

A escolha feita foi resultado de 10 anos de estudos de redução do peso próprio para tabuleiros de pontes de vãos médios. Nesta ponte a redução do peso próprio foi conseguida substituindo-se o concreto protendido por treliças de aço constituindo dois planos triangulares inclinados que se interceptam em um tubo hexagonal de aço soldado. Somado a isso, reduziu-se a espessura da laje usando-se concreto protendido de alta resistência.



Figura 34: ponte sobre o Rio Roize, França

A inovação desta estrutura encontra-se na sua concepção modular. A estrutura de aço é composta por tetraedros pré-fabricados, trazidos e moldados *in loco*, conforme figura 35. A laje de concreto também consiste de elementos pré-fabricados montados em campo. A laje é

protendida longitudinalmente por cordoalhas externas para manter a força normal de compressão na parte superior da laje e reduzir a área de aço na parte inferior. Também é protendida transversalmente. As características básicas da ponte são: comprimento de 112m; largura de 12,2m; distribuição de vãos de 36m, 40m e 36m; altura de tabuleiro de 2,38m.



Figura 35: módulos compostos por tetraedros da estrutura de aço

De acordo com Muller (1999), a ponte sobre o Rio *Roize* apresenta vantagens tais como: baixo peso próprio, baixo consumo de aço, fabricação industrializada, facilidade e rapidez de montagem, durabilidade e adaptação a geometrias complexas. Essas características convergem às requeridas para a solução de alargamento sobre a ponte do Rio Jacuí, haja vista a redução de peso próprio, conseqüentemente, contribuindo para o não-reforço das fundações existentes.

2.2.2 Ponte *Saint Pierre*

Outro caso de ponte com estrutura treliçada é a Ponte *Saint Pierre* em Toulouse, França, inaugurada em 1987 e mostrada na figura 36. Sua arquitetura é inspirada nas pontes em estruturas em aço treliçadas do séc. XIX, com espessura variável.



Figura 36: ponte *Saint Pierre* em Toulouse, França

A ponte tem 240m de comprimento em estrutura composta aço-concreto, com protensão parcial e está apoiada em pares de estacas de 1,80m de diâmetro. Os pares de estacas estão ligados entre si por uma seção caixão em concreto armado. O comprimento dos vãos são 36,88m, 3x55m e 36,88m, sendo a largura total do tabuleiro de 13,2m.

Segundo Muller (1999), a estrutura longitudinal é constituída por duas vigas treliçadas laterais. Estas vigas, de altura variável, são espaçadas de 11,4m e são unidas por vigas transversais (transversinas) a cada 14m. Tanto as vigas treliçadas quanto as transversinas são conectadas à laje de concreto. A laje por sua vez tem 25cm de espessura na parte central das faixas de tráfego. Em direção às bordas a laje passa a ter 27cm de espessura e eleva-se 75cm em relação à parte central para acomodar os passeios. A estrutura é protendida longitudinalmente por cordoalhas engraxadas locadas próximo às bordas da laje e, transversalmente, por cordoalhas engraxadas situadas na parte central da laje.

2.2.3 Ponte próxima a *Vorchdorf*, Áustria

O caso a seguir trata da mais importante rodovia de ligação entre Salzburgo e Viena, a *A1 West Autobahn*, na Áustria. Esta rodovia foi revitalizada em 2008 ao incluir a construção da ponte mostrada na figura 37.



Figura 37: ponte próxima a Vorchdorf, na Alta Áustria

A condição requerida de baixa manutenção fez com que o projeto fosse elaborado sem juntas de dilatação. A escolha final recaiu na construção de um arco de aço treliçado com tabuleiro em concreto armado. O dimensionamento da ponte já levou em conta uma futura ampliação da largura para um total de seis faixas.

A parte inferior da treliça espacial consiste em um perfil oco circular em forma de arco, com raio de 110m. O perfil tem diâmetro externo de 813mm, sendo que a espessura da parede varia de 30 a 40mm. As diagonais, por sua vez, têm diâmetro de 273mm e espessura de paredes também variável entre 15 e 25mm, conforme a demanda de esforços. A distância entre os apoios no arco é de 5,70m; a largura da seção transversal atinge 10,10m e o comprimento total da ponte é de 73,25m. Os apoios inclinados (encontros) estão a uma distância horizontal de 51,30m, aos quais o tubo foi rigidamente conectado somente após a aplicação de todas as cargas permanentes. Isso garantiu que momentos fletores indesejados nos pontos de conexão fossem evitados ao mesmo tempo em que a rigidez requerida para a carga de tráfego fosse assegurada.

A transferência de cargas entre aço e concreto ocorre somente nos pontos de ligação das diagonais por conexões de placas de aço perfuradas e presença de *T-bolts* para resistir aos esforços de cisalhamento. Para estabilizar as diagonais durante a etapa de moldagem do concreto, barras rosqueadas foram posicionadas através dos furos das placas de aço ligando duas diagonais opostas, conforme a figura 38 (MAYRHOFER; STADLER, 2010).



Figura 38: montagem do arco treliçado

2.2.4 Ponte *Venta del Jamón*

Segundo Bellod e Tanner (2007), a estrutura mista da ponte *Venta del Jamón*, figura 39, concluída em 2000, permite vencer um nível de aproximadamente 25m sobre a rodovia AS-18 no principado de Astúrias, Espanha. Seus dados técnicos são: comprimento total de 66m (três vãos: 18m, 30m e 18m), largura do tabuleiro de 7,4m, altura do tabuleiro de 2m e espessura da laje pré-fabricada de 6cm.



Figura 39: ponte *Venta del Jamón*, Espanha

A estrutura é composta por um perfil tubular circular como único banzo inferior, do qual partem as diagonais, também tubulares, situadas em dois planos, o que garante grande

transparência ao usuário. Os banzos superiores são formados por semi-tubos circulares fechados por chapas, sobre as quais se dispõem os dispositivos de conexão com a laje de concreto do tabuleiro.

Os pilares são mistos, com seção de aço oca preenchida com concreto. A sua forma retangular termina nos extremos laterais com semicírculos que aliviam a sensação de peso e anunciam as formas circulares do restante da ponte. As lajes utilizadas são pré-fabricadas (figura 40), sobre as quais se aplicou concreto *in loco*.



Figura 40: lajes pré-fabricadas, ponte *Venta del Jamón*

2.2.5 Ponte Rodo-ferroviária sobre o Rio Paraná

Um caso nacional de estrutura mista treliçada é a ponte Rodo-ferroviária sobre o rio Paraná entre os estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul concluída em 1998, conforme ilustra a figura 41.



Figura 41: ponte Rodo-ferroviária sobre o rio Paraná

Esta ponte é a primeira no Brasil construída com os sistemas ferroviário e rodoviário sobrepostos, sendo constituída por um trecho de 2600m em estrutura em aço (26 tramos de 100m), além de dois viadutos de acesso em concreto, medindo 720m e 450m junto às margens esquerda e direita, respectivamente.

A estrutura em aço, totalmente fabricada em aço de alta resistência, é constituída por duas traves treliçadas de banzos paralelos entre si, com tabuleiros ferroviário e rodoviário junto ao banzo inferior e superior, respectivamente.

O tabuleiro ferroviário é constituído por longarinas de aço apoiadas nas transversinas. O tabuleiro rodoviário, por sua vez, é constituído por vigamento metálico (transversinas e longarinas), pré-lajes de concreto com capeamento executado no local e capa asfáltica de acabamento (MALITE et al., 1997).

2.2.6 Ponte *Lully*

Segundo Hirt e Nussbaumer (2007) a duração dos trabalhos tem uma influência significativa não só nos custos, mas também nos potenciais efeitos prejudiciais da obra, como barulho, poluição, acidentes e congestionamentos. Assim é de grande interesse minimizar o tempo de construção. As pontes mistas de aço-concreto são ideais para esse propósito. Um exemplo que ilustra o exposto anterior é a Ponte *Lully*, no Cantão de Friburgo na Suíça, concluída em 2003 e mostrada na figura 42.



Figura 42: ponte *Lully*, no Cantão de Friburgo, Suíça

Neste caso, propôs-se uma estrutura leve e transparente feita de uma seção transversal triangular composta de tubos circulares. O resultado foram treliças espaciais gêmeas com vão de 42,75m. A seção transversal triangular tem 2,9m de altura por 4m de base e é suportada por pilares esbeltos de acordo com a figura 43. O comprimento total da ponte é de 1000m, tendo altura do tabuleiro de 3,75m e largura entre 13,25 e 16m.



Figura 43: montagem dos travamentos transversais, ponte *Lully*

Os maiores diâmetros e espessuras dos tubos que compõem a treliça espacial são de 510mm e 70mm, respectivamente. A laje de concreto é conectada diretamente nos banzos superiores através de conectores de cisalhamento uniformemente distribuídos.

2.2.7 Viaduto St. Kilian

Seguindo o modelo da ponte *Lully*, outro exemplo de ponte com estrutura treliçada tubular é o viaduto *St. Kilian*, na rodovia federal A73 no estado alemão da Turíngia, ilustrado na figura 44. Esta ponte consiste em um total de 8 vãos com comprimentos de 55,35 m, 5x61,5 m, 49,2m e 36,9m contabilizando um comprimento de 449m que se apóia sobre reticulados tubulares paralelos, 14m acima de pilares esbeltos de concreto armado. A altura da estrutura é de 5m e tem largura total de 28,5m.



Figura 44: viaduto St. Kilian, Alemanha

Os banzos inferiores compõem-se de seções circulares com diâmetro de 610mm e espessuras de parede de 50, 55 e 60mm, enquanto que as diagonais têm seção transversal com 299mm. Os banzos superiores apresentam seção I com conectores de cisalhamento soldados e concretados juntamente com a laje do tabuleiro, a qual é protendida longitudinalmente e tem espessura que varia de 23cm nos balanços a 106cm sobre as diagonais (figura 45). A superestrutura repousa sobre 7 pares de pilares de concreto armado circulares construídos sobre fundações superficiais.

A estrutura treliçada repousa sobre os pilares através de perfis na forma de V, fabricados a partir de aço MSH (*Mannesmann Structural Hollow Sections*), o qual é o mesmo que compõe toda a estrutura treliçada.



Figura 45: viaduto *de St. Kilian*, treliças tubulares de aço

3 ESTRUTURA EXISTENTE E COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)

Este capítulo tem o objetivo de apresentar as características da OAE em questão, bem como medições *As Built*. Convém destacar que as informações abaixo descritas baseiam-se tanto em medições de campo, como também em dados do projeto original.

3.1 ESTRUTURA EXISTENTE

A ponte sobre o Rio Jacuí–Obra Norte, localizada na rodovia federal BR-116/290, Travessia Regis Bittencourt em Porto Alegre-RS, tem largura de 10,4m e extensão de 1755m. A seção transversal apresenta duas faixas de 3,5m, faixas de segurança com sarjetas de 40cm e passeios de 90cm com guarda corpo, conforme projeto original, desenhos e detalhamento executivo do Dr. Eng. Fritz Leonhardt (Stuttgart, Alemanha, 1955). As figuras 46 e 47 ilustram a ponte sobre o Rio Jacuí - Obra Norte.



Figura 46: ponte sobre o Rio Jacuí – Obra Norte



Figura 47: ponte sobre o Rio Jacuí – Obra Norte (direita)

A organização dos vãos segue: 20x21.50m, 22.20m, 9x43m, 54m, 8x43m, 22.20m, 23x21.50m, totalizando 1753.9m (correspondendo aproximadamente à metragem da placa de entrada). Os trechos dos pilares 1 ao 22 e 40 ao 64 são sucessões de estruturas com 3 vãos contínuos de 21.5m com altura estrutural de 1.5m e pilares duplos tipo coluna. Entre os pilares 22 e 40 (pilares de transição) têm-se vãos de 43m, 54m e 43m, conforme esquema comentado anteriormente. A altura estrutural desta vez é de 2.54m. Entre os pilares 31 e 32, o vão central de navegação de 54m conta com uma estrutura em dente *Gerber*. Os pilares dos demais vãos possuem seção caixão. A infra-estrutura é estaca tipo Franki tubada. Para um melhor entendimento da organização dos vãos e pilares, a locação dos pilares está esquematizada na figura 48.

Paralelamente às vistorias de rotina, a organização de vãos e pilares da ponte do Rio Jacuí foi aferida durante o primeiro trimestre de 2011. Outro ponto importante foi o estado de conservação dos aparelhos de apoio da superestrutura, sobre os pilares. Andaimos, montados nos pilares P22, P25, P31, P32, P37 e P40 facilitaram esses trabalhos.

A partir dos andaimes e também com a ajuda de caminhão *Munck*, para os demais pilares, verificaram-se os aparelhos de apoio da superestrutura. A figura 49 ilustra a configuração dos andaimes, montados pela empresa Rohr de Porto Alegre, no pilar de transição P40.

LOCAÇÃO DOS PILARES

ESC: 1/2000

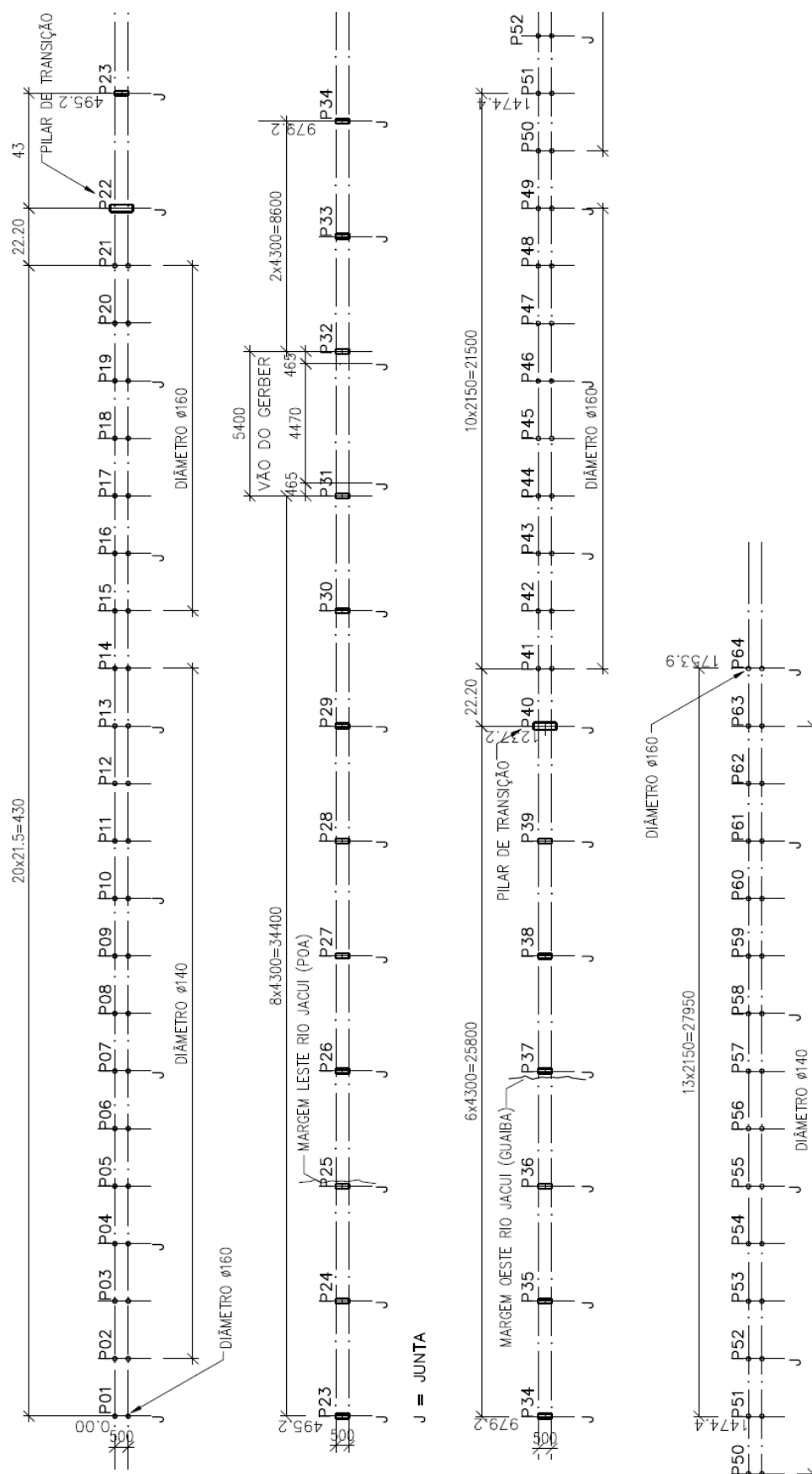


Figura 48: locação de pilares para a OAE



Figura 49: andaimes junto ao pilar de transição P40

Há três configurações para os aparelhos de apoio. Para a sucessão de 3 vãos contínuos de 21.5m, os apoios se fazem por roletes de aço quando sob as juntas, conforme a figura 50. Os 2 apoios intermediários são placas de chumbo sobre sóculos de concreto no topo dos pilares duplos tipo coluna, de acordo com a figura 51.

Os apoios dos vãos de 43m são uma associação de sóculos de concreto e roletes sobre pilares de seção caixão, mostrada na figura 52. Convém lembrar que, entre os pilares de transição, ocorrem juntas em todos os pilares, à exceção do vão do *Gerber* (figuras 53 e 54).



Figura 50: apoios em roletes de aço nas juntas dos vãos de 21.5m



Figura 51: apoio em placa de chumbo sobre sóculo de concreto – apoios intermediários entre juntas para vãos de 21.5m



Figura 52: apoio dos vãos de 43m sobre pilares de seção caixão



Figura 53: detalhe do dente Gerber próximo ao pilar P31



Figura 54: detalhe do dente Gerber próximo ao pilar P32

3.2 INSPEÇÃO DOS PILARES E COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)

Com a montagem dos andaimes, além da verificação dos aparelhos de apoio, seções da superestrutura e dos pilares puderam ser medidas. Com relação aos pilares, alpinistas da empresa Executar, de Porto Alegre, desceram ao interior dos mesmos e levantaram as informações necessárias para defini-los. Concomitantemente às medidas internas, também se

verificaram as possíveis manifestações patológicas do interior dos pilares. A operação foi realizada em todos os pilares nos quais os andaimes foram montados, como comentado no item 3.1.

Fotos internas foram tiradas a cada junta de concretagem e em cada face interna. Em relação às patologias, não verificamos anomalias visíveis relevantes dentro dos pilares, porém alguns aparelhos de apoio se apresentaram degradados.

Com a inspeção, obteve-se a geometria dos pilares. A figura 55 ilustra as operações de descida dos alpinistas. Os pilares de transição merecem consideração especial, já que apresentam seção caixão dividida ao meio até a base, conforme figura 56. Os aparelhos de apoio para os vãos de 43m repousam sobre duas vigas de largura 1.3m (figura 57) que atravessam o pilar. Para fechamento, há uma laje de espessura de 10cm, conforme se observa nas figuras seguintes. As figuras 59 a 65 apresentam a geometria dos elementos que compõem a ponte.



Figura 55: descida ao interior dos pilares



Figura 56: parede divisória dos pilares de transição



Figura 57: vista interior dos pilares de transição – detalhe do dorso inferior da viga onde se apoiam os roletes do vão de 43m

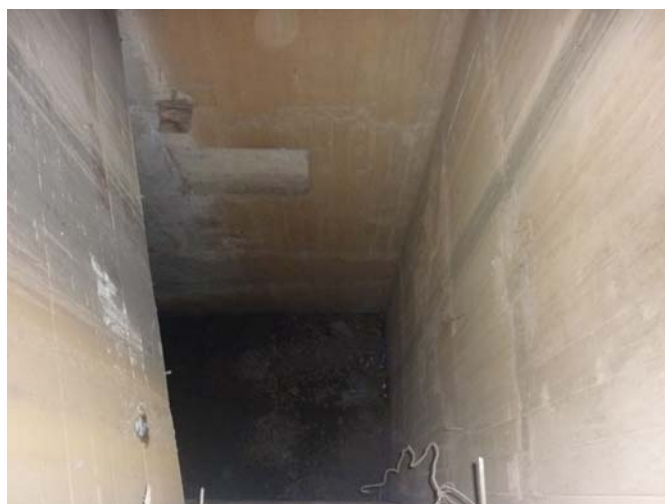


Figura 58: vista superior do interior do pilar de transição P22

DETALHE PILAR DE TRANSIÇÃO – P22 e P40

ESC: 1/50

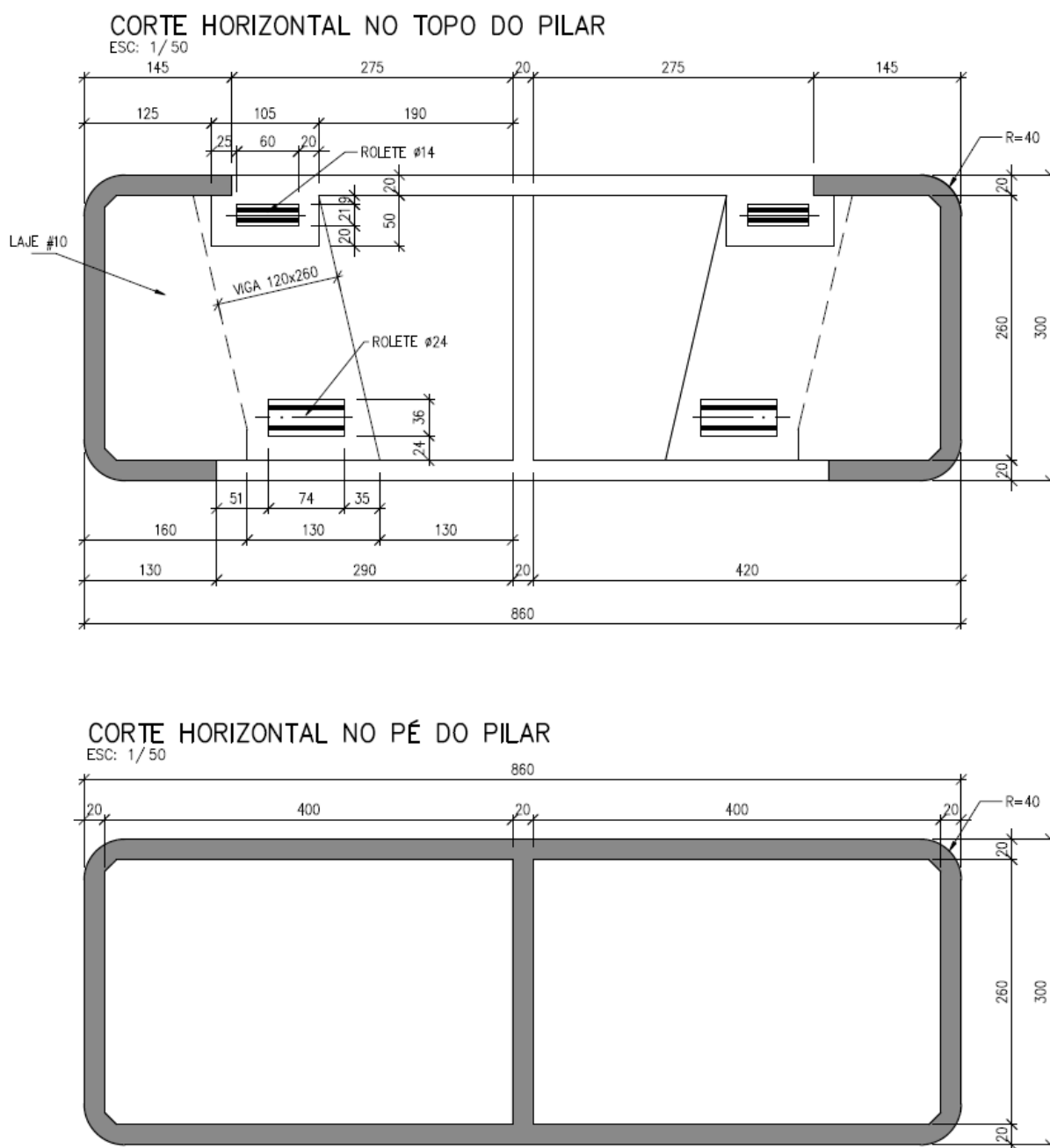


Figura 59: seção transversal pilares de transição

PILARES TRANSIÇÃO

ESC: 1/50

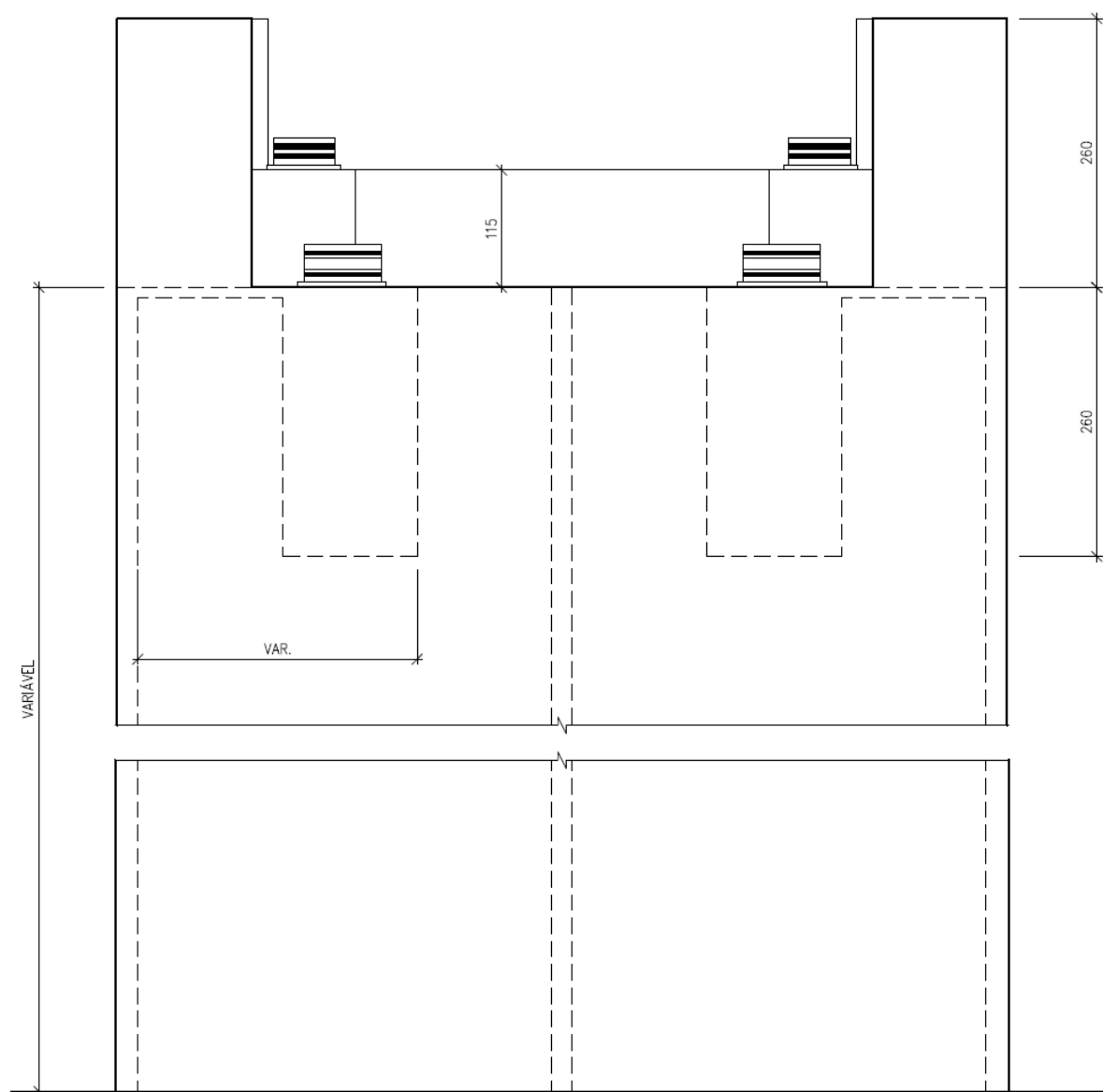


Figura 60: vista pilares de transição

PILARES CAIXÃO

ESC: 1/50

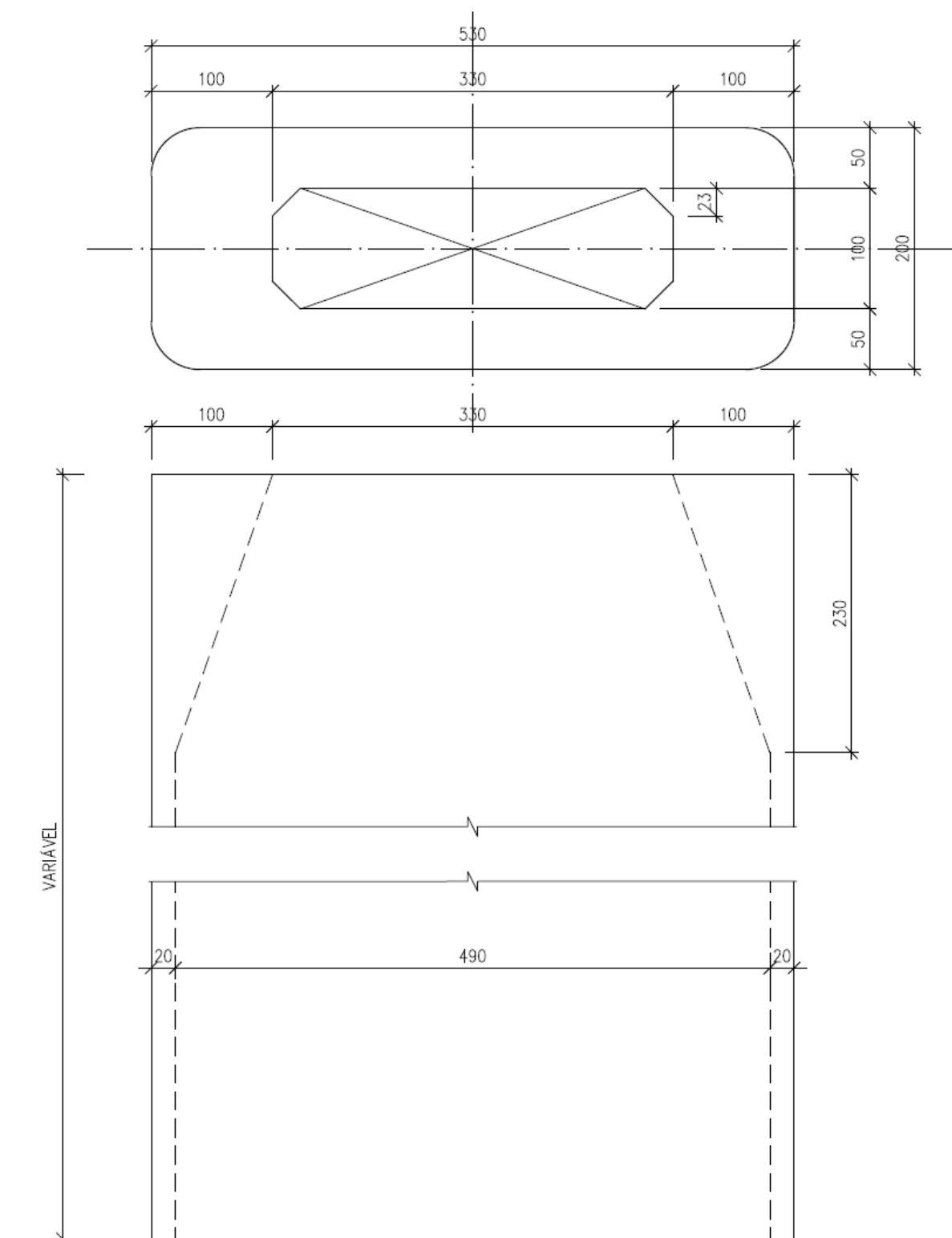


Figura 61: geometria dos pilares de seção caixão

SEÇÃO PILARES CAIXÃO – VÃO CENTRAL

ESC: 1/50

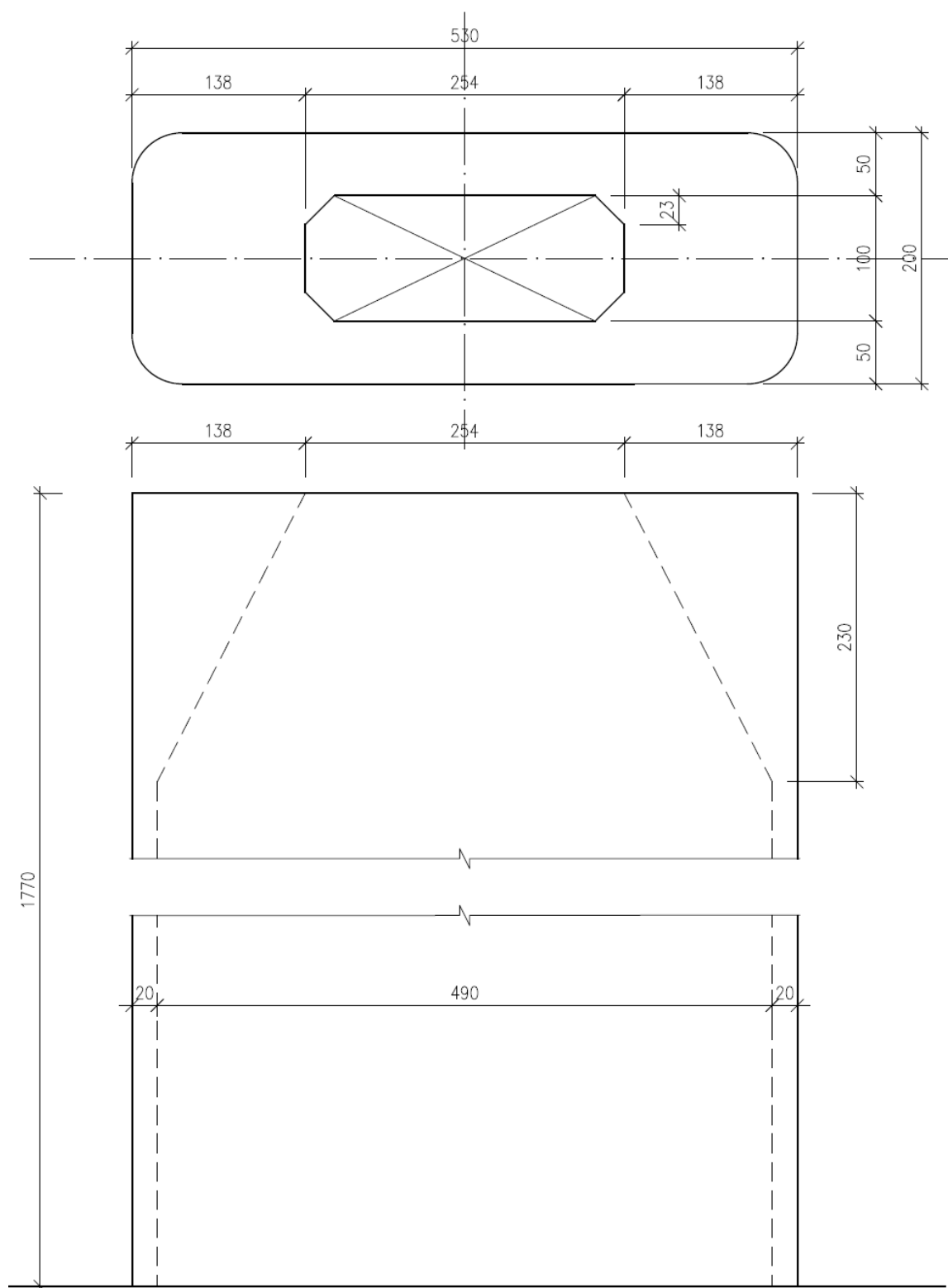


Figura 62: geometria dos pilares de seção caixão do vão de navegação junto ao Gerber

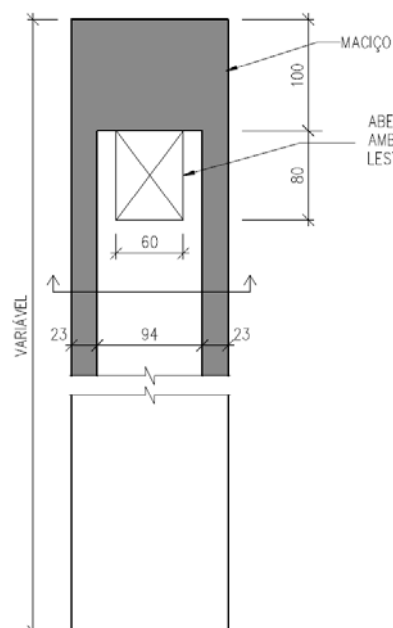
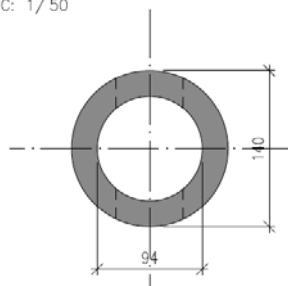
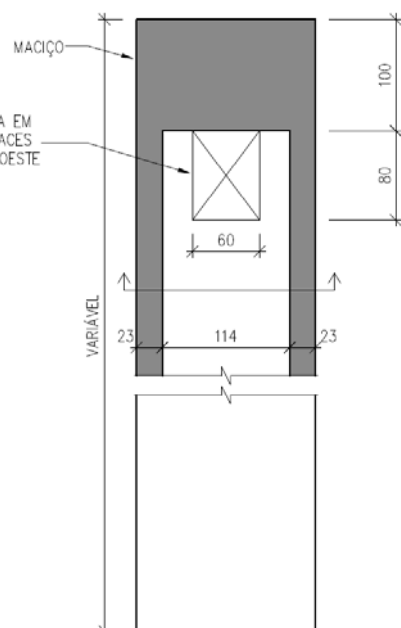
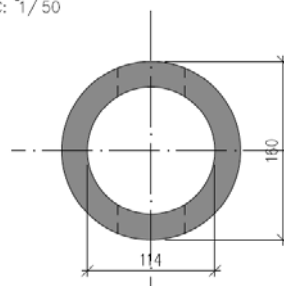
SEÇÃO PILARES COLUNA Ø1.4m
 ESC: 1/50

SEÇÃO PILARES COLUNA Ø1.6m
 ESC: 1/50


Figura 63: seção transversal dos pilares coluna – diâmetros 1.4m e 1.6m

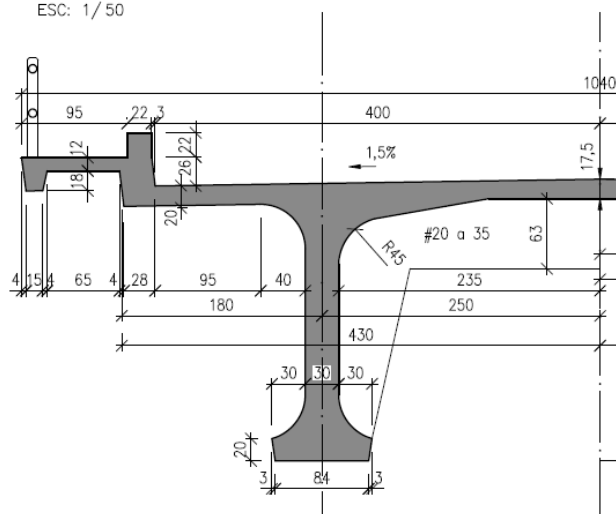
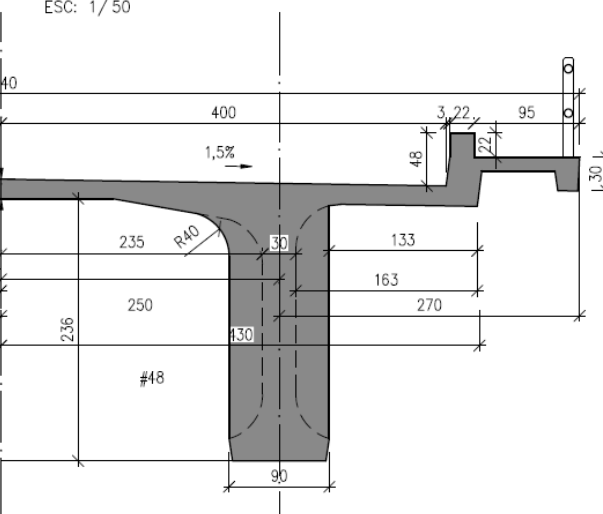
SEMI-CORTE TRANS. VÃO 43m
 ESC: 1/50

SEMI-CORTE TRANS. NO APOIO VÃO 43m
 ESC: 1/50


Figura 64: seção transversal para vãos de 43m

SEMI-CORTE TRANS. VÃO 21.5m
ESC: 1/50

SEMI-CORTE TRANS. NO APOIO VÃO 21.5m
ESC: 1/50

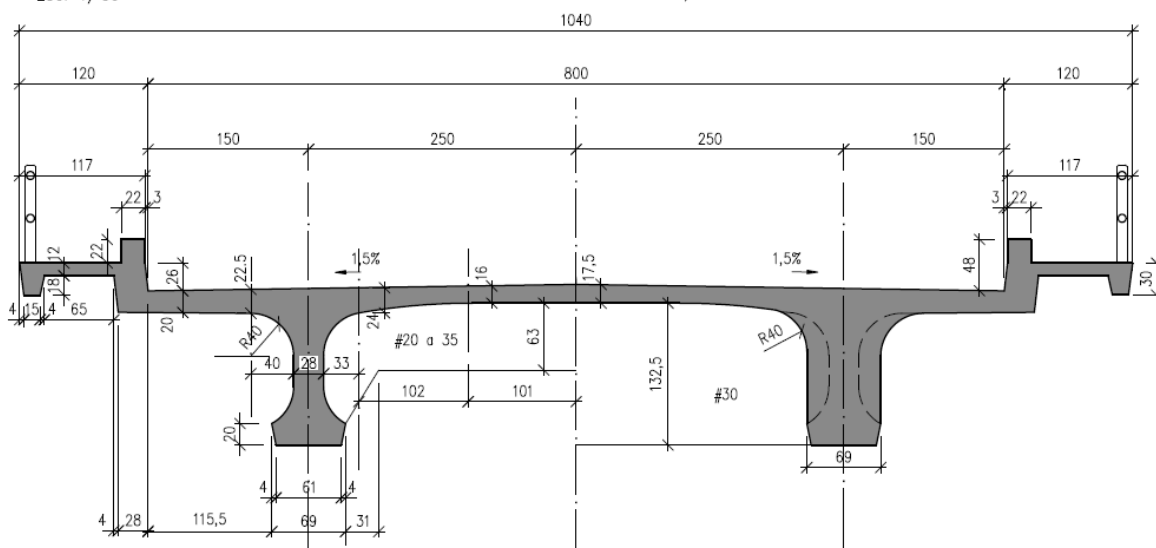


Figura 65: seção transversal para vãos de 21.5m

Em campo, verificamos que os pilares tipo coluna não têm o mesmo diâmetro para toda a obra. Os pilares dos Encontros têm diâmetros de 1.60m, sendo que o pilar P64 do Encontro da margem da Ilha da Pintada apresenta um anel superior com diâmetro de 1.80m e altura de 80cm até seu topo. Dos pilares P02 ao P14 e do P50 ao P63 o diâmetro é 1.40m e dos pilares P15 ao P21 e P41 ao P49, diâmetro de 1.6m, conforme figura 48.

Salienta-se a este ponto que, durante as inspeções, a infraestrutura consta como NV (Não Visível) para o trecho da obra em terra. Portanto, para o projeto de alargamento será necessário o levantamento dimensional da infraestrutura.

4 RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Com o objetivo de alargamento da ponte sobre o Rio Jacuí–Obra Norte, faz-se necessário conhecer a resistência da estrutura existente. Para isso, realizaram-se ensaios destrutivos e não-destrutivos sobre a estrutura, extração de corpos-de-prova e esclerometria, respectivamente. Optou-se por obter 3 (três) resistências características, a saber: para os pilares de seção caixão (incluindo os de transição), para os pilares coluna e para as vigas do vão central de navegação junto aos dentes *Gerber*.

Como a nova estrutura (alargamento) será apoiada em pilares com geometrias variadas, como é o caso da OAE em questão, com concretagens dos vários elementos que a compõem em dias diferentes e, também, a adição de novas lajes à superestrutura existente, é conveniente a separação das resistências para uma maior confiabilidade dos resultados.

O capítulo apresenta inicialmente a sequência dos trabalhos de extração e esclerometria dos corpos-de-prova e, em seguida, a análise estatística para a determinação das resistências características para a OAE.

4.1 EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA E ESCLEROMETRIA

Para a determinação da resistência à compressão do concreto, foram extraídos corpos-de-prova cilíndricos dos pilares e vigas pela empresa ETA Tecnologia de Materiais, de Porto Alegre. A extração foi feita com extratora elétrica marca *HILTI modelo DD200*, com coroa diamantada refrigerada a água e cálice com diâmetro nominal de 95mm marca *HILTI*. Paralelamente às extrações, foram realizados os ensaios de esclerometria, com aparelho *Proceq N-34 Série 92613* (os mesmos aparelhos usados em todas as aferições).

Para haver uma quantidade de dados estatisticamente representativa, optou-se por extrair 8 corpos-de-prova de cada pilar (4 na face Leste e 4 na face Oeste) nos quais os andaimes foram montados, ou seja, os pilares P22, P25, P31, P32, P37 e P40, conforme item 3.1.

Aproveitando a estrutura montada, mais 16 cp's foram extraídos junto às vigas do vão central de navegação (4 cp's por viga, por andaime), entre os pilares P31 e P32. A figura 66 exemplifica o andaime utilizado para os trabalhos no pilar P32 e as figuras 67 e 68, as posições de extração e esclerometria para as vigas e pilares citados anteriormente.



Figura 66: vista dos andaimes no pilar P32 junto ao Gerber

DENTE GERBER
ESC: 1/50

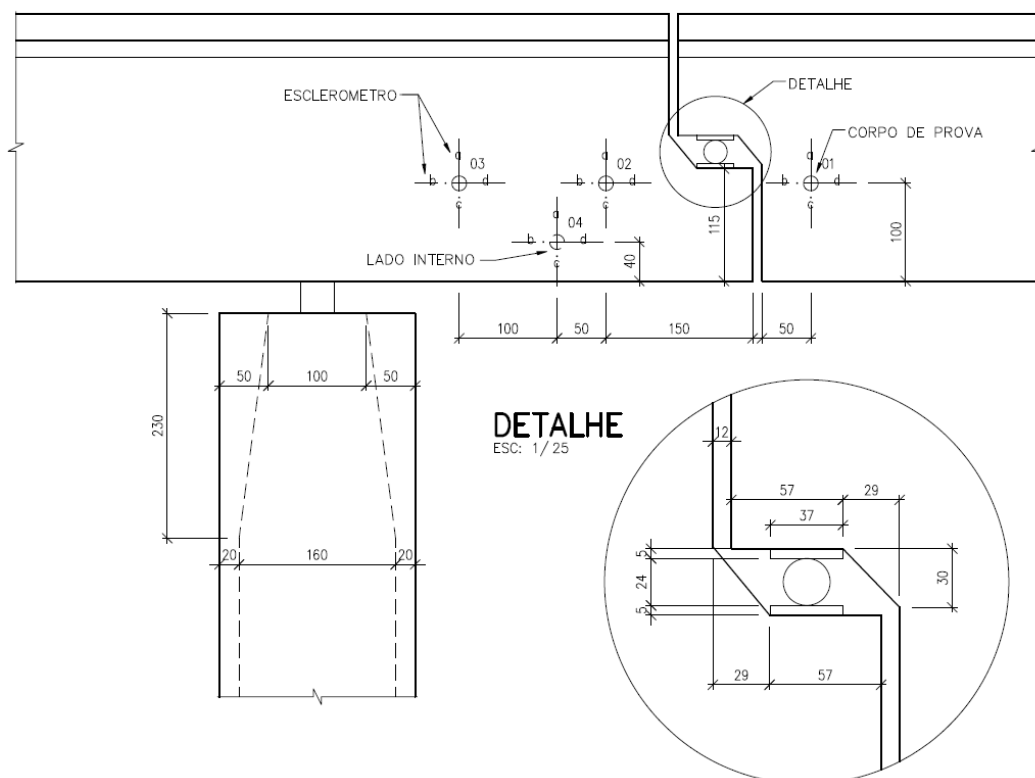


Figura 67: extração/esclerometria para vigas do vão central (junto ao dente Gerber)

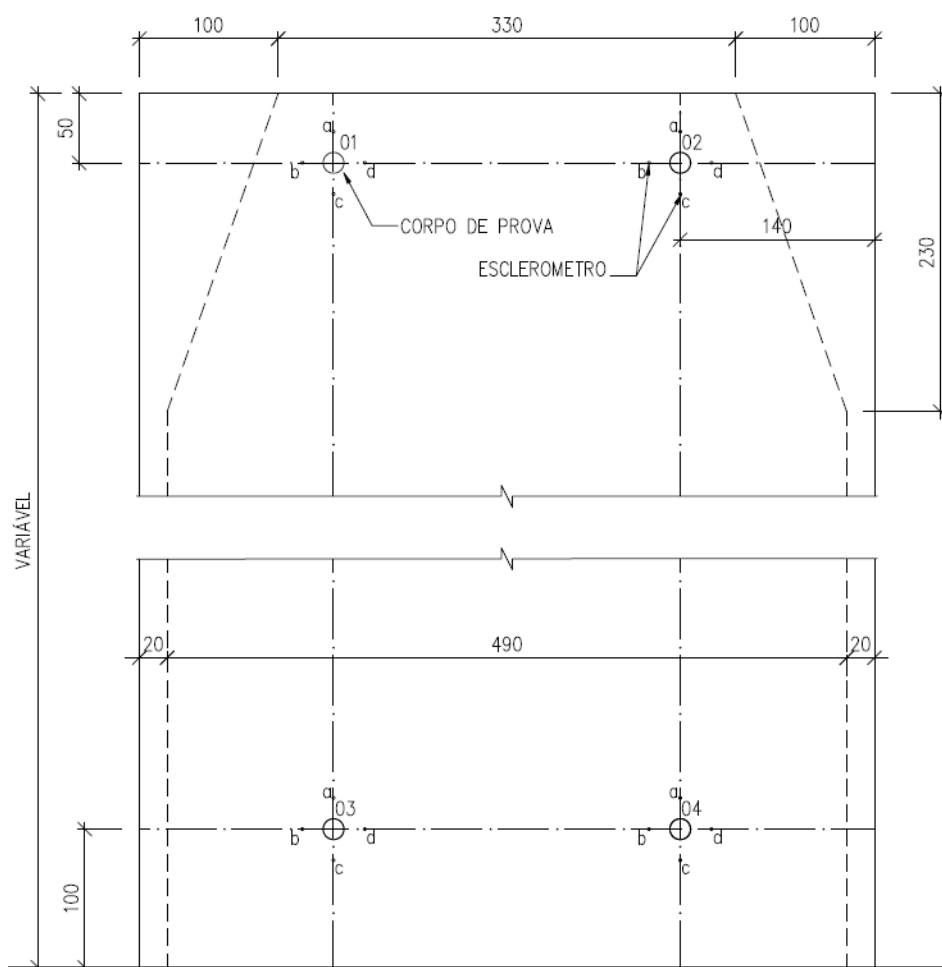


Figura 68: extração/esclerometria para pilares de seção caixão (incluindo pilares de transição) – Face Leste

Adicionalmente, em cada margem, tanto da Ilha das Flores como da Ilha da Pintada, 4 pilares coluna foram selecionados para a extração de 2 cp's por pilar. A seleção dos pilares para a extração baseou-se na facilidade de acesso aos trabalhos e, para tal, definimos pilares posicionados a partir dos pilares de transição de cada margem. Deste modo, optou-se por começar a extração nos pilares distantes 6 vãos dos pilares de transição em cada margem.

Assim, os pilares adotados, em forma de ziguezague, foram o P1301, P1402, P1501 e P1602 (01 = lado esquerdo sentido POA-Eldorado do Sul; 02 = lado direito sentido POA-Eldorado do Sul) na margem da Ilha das Flores. Na margem da Ilha da Pintada, o P4601, P4702, P4801 e P4902. Os 2 corpos-de-prova de cada pilar coluna foram extraídos a 1m da base dos pilares, um na face Leste e outro na Oeste. Como se comentou no parágrafo anterior o P1602 está distante 6 vãos do pilar de transição P22 e o pilar P4601 está à mesma distância do pilar de transição P40, conforme se observa na figura 48.

Portanto, no total, somando-se extrações nos pilares de seção caixão (incluídos os de transição), pilares coluna e vigas do vão central, temos um total de 80 corpos-de-prova para a ponte do Rio Jacuí-Obra Norte.

Como se pôde ver nas figuras 67 e 68, para cada extração, correspondem 4 ensaios de esclerometria. O ensaio de esclerometria consiste em determinar a dureza superficial do concreto através de disparo de uma haste metálica contra a superfície do material, determinando assim o índice esclerométrico. Baseado em ábacos fornecidos pelo fabricante, relaciona-se o índice esclerométrico com a provável resistência do concreto entre as idades de 14 e 56 dias. Porém, a NBR 7584 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995) comenta que as curvas dos ábacos referem-se a concretos preparados em outros países, com materiais e condições diferentes das brasileiras. Portanto, em nosso caso, o índice esclerométrico será usado como um balizador, ou seja, um parâmetro para verificação da convergência das resistências se as mesmas apresentarem valores discrepantes em relação às suas médias e medianas. As figuras 69 a 75 mostram as etapas dos ensaios.



Figura 69: extração dos corpos-de-prova nos pilares de seção caixão



Figura 70: extração dos corpos-de-prova dos pilares coluna



Figura 71: corpos de prova extraídos nas vigas do vão central (lado interno)



Figura 72: ensaio de esclerometria em torno da região de extração



Figura 73: preenchimento dos furos de extração com graute



Figura 74: capeamento com enxofre para regularização e nivelamento dos cp's



Figura 75: ensaio de ruptura à compressão axial em prensa normalizada

A ruptura dos corpos-de-prova foi realizada em prensa hidráulica com acionamento elétrico, marca EMIC modelo PCE-100/20 com velocidade de aplicação de carga de 0.3 a 0.8 MPa/s, conforme NBR 5739.

4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos ensaios realizados, a empresa ETA forneceu os resultados, que são mostrados nas tabelas a seguir, a título de ilustração, apenas para o pilar P40.

Tabela 1: resultados dos ensaios de compressão axial para pilar P40

PILAR P40									
Peça Nº	Face	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Relação (h/d)	Seção (cm²)	Carga (kg)	Resistência (Mpa)	Coef. Correção	Resistência (Mpa)
CP-1	Leste	17,1	9,4	1,8	69,4	26200,0	38,4	0,99	38,0
CP-2	Leste	14,8	9,4	1,6	69,4	23400,0	34,4	0,96	33,0
CP-3	Leste	19,0	9,4	2,0	69,4	26400,0	38,8	1,00	38,8
CP-4	Leste	17,7	9,4	1,9	69,4	27200,0	40,0	0,99	39,6
CP-5	Oeste	15,9	9,4	1,7	69,4	19600,0	28,8	0,97	27,9
CP-6	Oeste	16,4	9,4	1,7	69,4	19200,0	28,2	0,97	27,4
CP-7	Oeste	18,8	9,4	2,0	69,4	38800,0	57,0	1,00	57,0
CP-8	Oeste	15,4	9,4	1,6	69,4	30000,0	44,1	0,96	42,3

O coeficiente de correção da tabela 1 leva em conta o fato de a relação entre a altura e diâmetro do corpo de prova ser diferente de 2, conforme Petrucci (1987). A numeração dos cp's está de acordo com a sequência de extração da figura 65.

Tabela 2: índices esclerométricos da face Leste para pilar P40

PILAR P40 - FACE LESTE									
	Peça	Índices Esclerométricos					Média	M. Corrig.	M. Final
CP-1	A	47	48	48	48	48	47,8	48,4	48,6
	B	48	47	47	47	47	47,2	47,8	
	C	49	48	47	47	48	47,8	48,4	
	D	50	49	49	49	49	49,2	49,8	
CP-2	A	46	45	46	46	46	45,8	46,4	46,5
	B	47	46	46	46	46	46,2	46,8	
	C	46	46	45	45	46	45,6	46,2	
	D	47	46	45	45	47	46,0	46,6	
CP-3	A	42	42	42	42	42	42,0	42,5	42,0
	B	42	41	40	40	42	41,0	41,5	
	C	41	40	39	39	41	40,0	40,5	
	D	44	43	42	42	43	42,8	43,4	
CP-4	A	46	39	38	38	40	40,2	40,7	40,1
	B	40	39	38	38	38	38,6	39,1	
	C	38	38	39	39	39	38,6	39,1	
	D	41	40	41	41	42	41,0	41,5	

Tabela 3: índices esclerométricos da face Oeste para pilar P40

PILAR P40 - FACE OESTE									
	Peça	Índices Esclerométricos					Média	M. Corrig.	M. Final
CP-5	A	46	46	45	44	44	45,0	45,6	45,7
	B	44	45	45	46	46	45,2	45,8	
	C	46	45	46	46	45	45,6	46,2	
	D	45	46	45	45	43	44,8	45,4	
CP-6	A	46	45	44	45	45	45,0	45,6	45,5
	B	46	46	46	45	46	45,8	46,4	
	C	45	44	45	45	44	44,6	45,2	
	D	44	44	45	45	44	44,4	45,0	
CP-7	A	46	47	47	47	46	46,6	47,2	47,7
	B	47	48	49	47	47	47,6	48,2	
	C	46	47	47	48	46	46,8	47,4	
	D	48	48	46	47	47	47,2	47,8	
CP-8	A	49	48	48	47	48	48,0	48,6	48,2
	B	47	46	48	47	48	47,2	47,8	
	C	49	47	48	47	49	48,0	48,6	
	D	47	47	47	46	48	47,0	47,6	

A partir das Médias Corrigidas, encontra-se um valor único para a esclerometria, o qual representa o índice esclerométrico para o respectivo corpo de prova, por novo cálculo da média.

Como se observa nas tabelas 2 e 3, são 5 índices esclerométricos para cada extração. Porém, em campo são aferidos 9 índices, dos quais retiram-se os dados considerados espúrios. Os resultados dos demais pilares, aqui omitidos, também podem ser apresentados da mesma maneira.

A partir dos resultados de resistência à compressão axial, procede-se ao tratamento estatístico dos dados.

Com os resultados, considerar-se-á como resistência característica dos pilares de seção caixão, a média das resistências dos seus corpos-de-prova menos 1.65 desvios-padrão da distribuição dos dados. O mesmo processo será aplicado para os pilares coluna e para as vigas do vão central, resultando, portanto, em 3 resistências características para a OAE. Garante-se, através da distribuição normal, ou distribuição de Gauss, que haja apenas 5% possibilidades de os resultados serem inferiores ao encontrado. A figura 76 exemplifica uma distribuição normal de dados, representativa para os resultados em questão (LAPPONI, 2005).

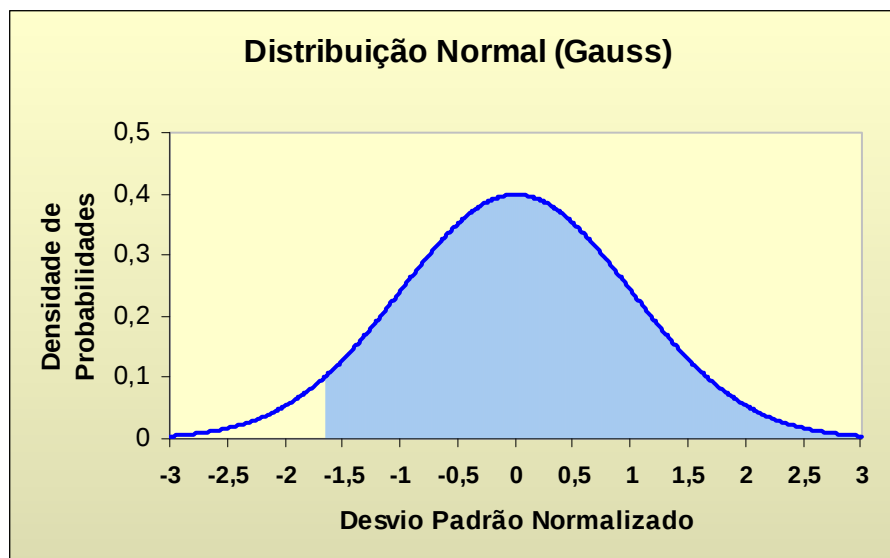


Figura 76: distribuição normal

Como se vê na figura anterior, o ponto zero é a média padronizada dos resultados. A partir dela, o desvio padrão de 1.65 à sua esquerda assegura que os resultados estejam dentro da área hachurada e com 5% de probabilidades de serem inferiores ao valor encontrado.

Antes de partir à análise estatística, outra consideração deve ser feita em relação às resistências encontradas nos ensaios de compressão axial. Para os pilares P22, P25 e P37, alguns resultados de resistência apresentaram valores muito diferentes comparados às respectivas média e mediana de distribuições.

Os casos citados são:

1) Pilar P22 (média = 28.3MPa e mediana = 31.4MPa)

* CP-7 Face Oeste, resistência = 17.2MPa

* CP-8 Face Oeste, resistência = 14.5MPa

2) Pilar P25 (média = 41.1MPa e mediana = 42.5MPa)

* CP-8 Face Oeste, resistência = 26.7MPa

3) Pilar P37 (média = 31.3MPa e mediana = 32.2MPa)

* CP-8 Face Oeste, resistência = 20.6MPa

Assim sendo, para mantê-los o mais uniformemente possível, optou-se por extrair novos corpos-de-prova em posições próximas das originais para as contraprovas. As novas resistências obtidas são:

1) Pilar P22

* CP-7 Face Oeste, resistência = 36.0MPa

* CP-8 Face Oeste, resistência = 36.6MPa

2) Pilar P25

* CP-8 Face Oeste, resistência = 77.1MPa

3) Pilar P37

* CP-8 Face Oeste, resistência = 36.3MPa

Os novos resultados foram satisfatórios, à exceção do pilar P25. Para este pilar, já que tanto a contraprova (77.1 MPa) como o resultado original (26.7MPa) não satisfazem os critérios, optou-se por eliminá-los. Portanto, para o pilar P25, passamos a ter somente 7 cp's a serem analisados e, para a obra, passamos a um total de 79 corpos-de-prova.

De acordo com Petrucci (1987), essa situação pode acontecer, pois o concreto do corpo-de-prova pode não corresponder ao da estrutura, não só por defeitos de moldagem, como, principalmente, pelas diferenças de adensamento e cura a que ambos foram submetidos. Essa diferença de adensamento pode resultar em uma concentração de agregados graúdos na região de extração do corpo de prova. Como o agregado graúdo apresenta resistência maior que a argamassa da matriz, pode resultar uma resistência que não corresponda verdadeiramente à estrutura.

Feita essa consideração, partimos à determinação das resistências características dos pilares caixão, pilares coluna e vigas do vão central, conforme equação abaixo:

$$F_{ck} = F_{cm} - 1,65 \times S_d$$

Onde

F_{ck} – resistência característica;

F_{cm} – resistência média dos corpos-de-prova;

S_d – desvio padrão das amostras.

Salienta-se que este procedimento é aplicado separadamente para pilares caixão, pilares coluna e vigas do vão central, os quais possuem uma amostragem de 47, 16 e 16 corpos-de-prova, respectivamente (total = 79 cp's).

Portanto, as resistências características finais são:

1) Pilares seção caixão

$$R_k = 23\text{MPa}$$

2) Pilares coluna

$$R_k = 28,3\text{MPa}$$

3) Vigas do vão central

$$R_k = 26,3\text{MPa}$$

5 CONCLUSÕES

O estudo das estruturas mistas para tabuleiros de pontes apresentou soluções rápidas e práticas visando o alargamento de obras de arte especiais existentes atualmente no país. Assim, com a necessidade de alargamento da seção transversal da ponte, para acréscimo de nova faixa de tráfego, garantindo-se que não haja reforço de fundação, além de uma maior transparência ao usuário, pressupõe uma estrutura de reforço mais leve, o que é obtido com o emprego das estruturas mistas aço-concreto, conforme visto nos exemplos da ponte sobre o Rio Roize, da ponte *Lully* e do viaduto *St. Kilian*.

As etapas apresentadas visaram fazer um levantamento qualitativo e quantitativo da ponte do Rio Jacuí-Obra Norte o que pode ser adotado como procedimento para futuros alargamentos de obras de arte, com vistas ao projeto de alargamento de futuras obras de arte. As visitas de campo permitiram fazer verificações das condições dos pilares, aparelhos de apoio e entornos e, também, dimensionais da OAE, visando buscar o maior quantidade de informações para a pesquisa em questão.

As resistências características da obra foram determinadas a partir dos resultados válidos de 79 dos 80 corpos-de-prova extraídos. Com eles, foi definido 3 resistências características, a saber: para os pilares de seção caixão, pilares de seção coluna e para as vigas do vão central de navegação, o que pode ser levado em consideração para outros projetos e estudos de alargamento de OAE's.

A consideração das resistências separadamente, como apresentado acima, deve-se à necessidade de o projeto de alargamento contemplar as variabilidades que a própria OAE apresenta. A nova estrutura (alargamento) apoiada em pilares com geometrias variadas ao longo da ponte, concretagens em dias diferentes e a adição de novas lajes à superestrutura existente, demandam a separação das resistências para uma maior confiabilidade dos resultados.

Cabe salientar que a morosidade para a conclusão das etapas desta pesquisa e para a entrega dos relatórios deve-se a dificuldade encontrada para obter os projetos originais da ponte datados de 1955. Além disso, a escassez de mão-de-obra qualificada para realizar os aparatos

físicos que permitiram a inspeção na OAE e, a dificuldade na montagem dos andaimes para a execução das extrações dos corpos-de-prova, também, contemplaram para o atraso dos trabalhos desta pesquisa. Reitera-se que todos os trabalhos relacionados à montagem de andaimes, extração de corpos-de-prova, ensaio de esclerometria e compressão axial não estão contemplados no plano de trabalho desta pesquisa, ficando sobre responsabilidade da Concessionária a execução, bem como o desembolso financeiro.

Por fim, com a pesquisa realizada e a apresentação deste relatório final pode-se vislumbrar soluções práticas e rápidas de possíveis alargamentos de obras de arte existentes hoje no país. Outrossim, ressalta-se o trabalho de revisão bibliográfica deste trabalho, apresentado o “Estado da Arte” sobre o assunto além da proposta de solução de alargamento em estrutura mista.

6 REFERÊNCIAS

APPLETON, J.; COSTA, A.; MARTINS, C., et al. Alargamento e Reabilitação do Viaduto V276 (A) da Baixa do Mondego – A1 – Sublanço Coimbra Sul/Coimbra Norte. In: 1º CONGRESSO DE SEGURANÇA E CONSERVAÇÃO DE PONTES ASCP, 2009, Lisboa. **Anais...**Lisboa: ASCP'09 2009.

APPLETON, J.; COSTA, A.; TRAVASSOS, N., et al. Ponte sobre o Rio Cávado EN304-km 76+626. In: 1º CONGRESSO DE SEGURANÇA E CONSERVAÇÃO DE PONTES ASCP, 2009, Lisboa. **Anais...**Lisboa: ASCP'09 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 7584**: Concreto Endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

De NARDIN, S.; SOUZA, A. S. Sistema de vigas mistas contínuas e semicontínuas para edifícios. In: **XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**. Santiago de Chile : Escuela de Ingenieria Civil en Obras Civiles, 2008. p. 1-17.

DUAN, L; SALEH, Y.; ALTMAN, S. Steel-Concrete Composite I-Girder Bridges. In: CHEN, W.F.; DUAN, L. Bridge Engineering: Handbook. New York: CRC Press, 1999. p. 64/1-64/43.

HENDY, C. R.; JOHNSON R. P. **Designers guide to EN1994-2 Eurocode 4**: Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges. Londres: Thomas Telford Ltd., 2006.

HIRT, M.A.; NUSSBAUMER, A. Tubular Trusses for Steel-Concrete Composite Bridges. In: IABSE SYMPOSIUM – IMPROVING INFRASTRUCTURE WORLD WIDE – BRINGING PEOPLE CLOSER, 31., 2007, Weimar. **Anais...** Weimar, 2007. 1 CD-ROM.

KLAIBER, F.W.; WIPF, T.J. Strengthening and Rehabilitation. In: CHEN, W.F.; DUAN, L. Bridge Engineering: Handbook. New York: CRC Press, 1999. p. 50/1-50/42.

LAPPONI, J. C. Estatística Usando Excel. 4 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2005 – 7ª Reimpressão.

MALITE, M., et al. Auscultação da Estrutura Metálica da Ponte Rodo-Ferroviária sobre o Rio Paraná durante o Lançamento e Prova de Carga. **Pesquisa e Tecnologia Minerva**, São Carlos, p. 1-8, 1997.

MAYRHOFFER, G.; STADLER, C. An Integral Steel-Concrete Composite Structure over a Motorway in Austria. **Structural Engineering International**, Zurich, v. 20, n. 2, p. 174-176, May 2010.

MULLER, J. Design Practice in Europe. In: CHEN, W.F.; DUAN, L. **Bridge Engineering: Handbook**. New York: CRC Press, 1999. p. 64/1-64/43.

O IMPARCIAL. São Luís-MA, 2010. Disponível em: <<http://www.oimparcialonline.com.br/noticias.php?id=56389>>. Acesso em: 27 ago. 2010.

Petrucchi, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**. 11 ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987.

PILON, B.; MERCIER, C. Élargissement du pont de l'Île-Charron sur l'autoroute 25. **Transports Québec**, p. 1-13, 2008. Disponível em: <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/ministere/recherche/14colloque/8_mai_14h30.pdf>. Acesso em: 04 out. 2011.

PLECNIK, J.M.; AHMAD, S.H. Transfer of Composites Technology to Design and Construction of Bridges. **U.S. Department of Transportation: Federal Highway Administration**, Sept. 1989.

PLECNIK, J.M.; HENRIQUEZ, O. Applications of Composites in Highway Bridges. In: CHEN, W.F.; DUAN, L. **Bridge Engineering: Handbook**. New York: CRC Press, 1999. p. 51/1-51/17.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. 1998. 239 f. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo.

SALLABERRY, R. D. **Limite de deformação das fibras de carbono usadas no reforço à flexão de vigas de concreto armado**. 2005. 144 f. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

TANNER, P.; BELLOD, J. L. Puente de la Venta del Jamón (Asturias) y Cúpula para la instalación del Telescopio Herschel. **Cesma Ingenieros Artículos**. Observatorio de Madrid. Construber, Álava, Boletín Informativo nº8, p. 70-71, 2007.

Vallourec and Mannesmann Tubes, Publications, V&M Report On Line, Application. Disponível em: <<http://www.vmtubes.com/jsp/epctrl.jsp?con=vmtubes000469&cat=vmtubes000181&mod=vmtubes000061&pri=vmtubes&lng=1>>. Acesso em 23 set. 2010.

ANEXO A

LEVANTAMENTO DIMENSIONAL – COMO CONSTRUÍDO – DESENHOS DE FÔRMAS

ESC: X: 1/2500
Y: 1/250



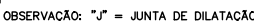
ELDORADO DO SUL =>

ESC: X: 1/2500
Y: 1/250



ELDORADO DO SUL=>

ESC: 1/1250



ESC: 1/1250



ESC: 1/125



ESC: 1/125



ESC: 1/125

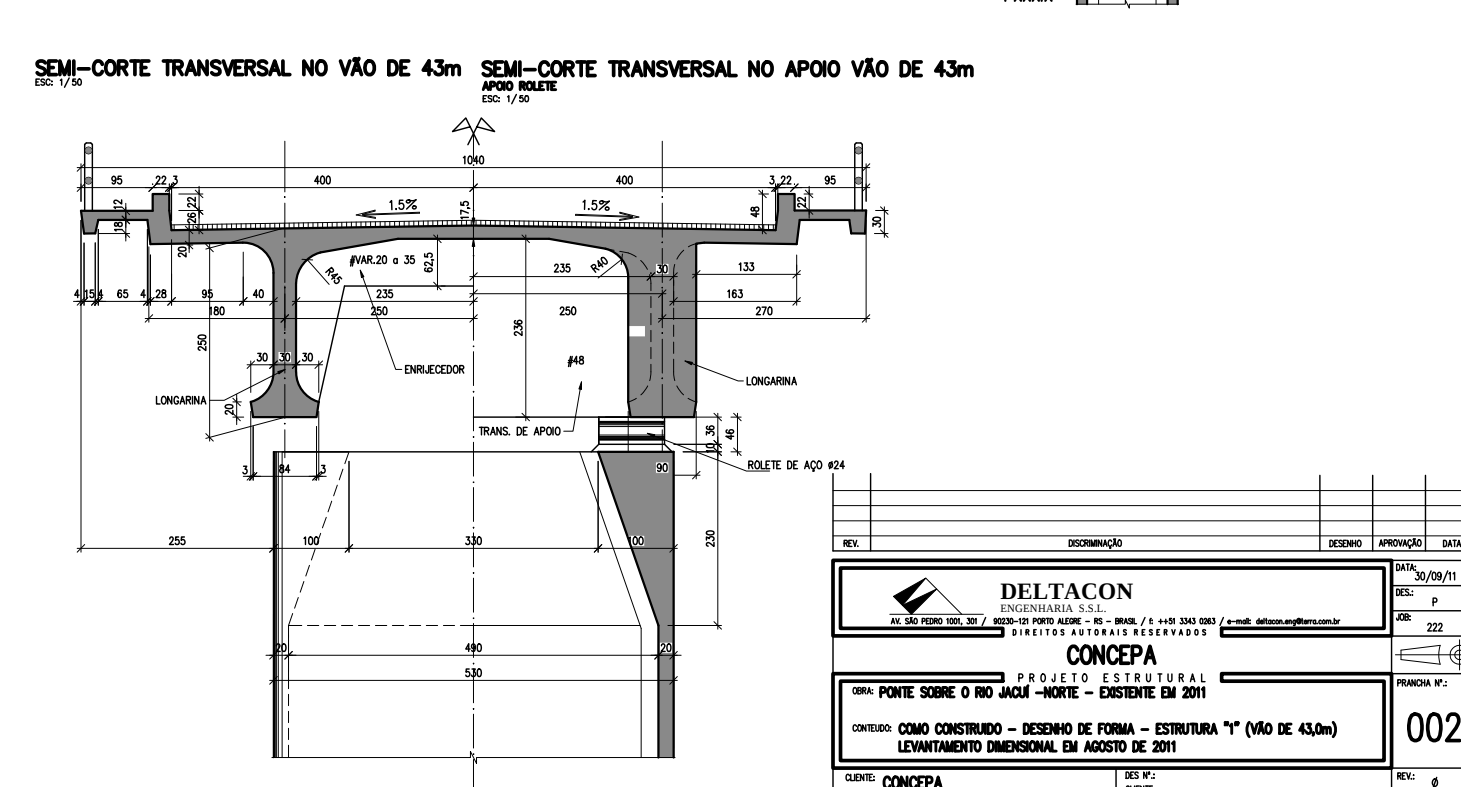
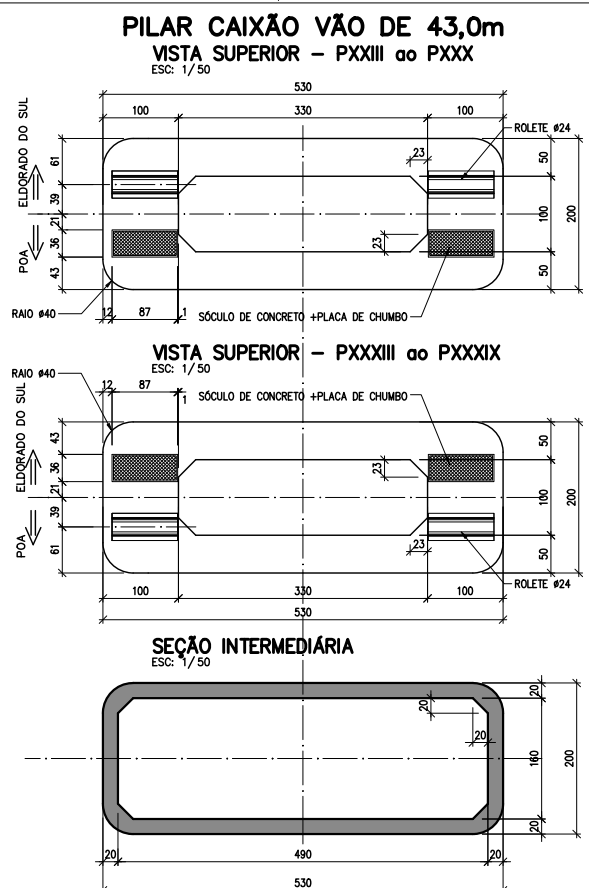
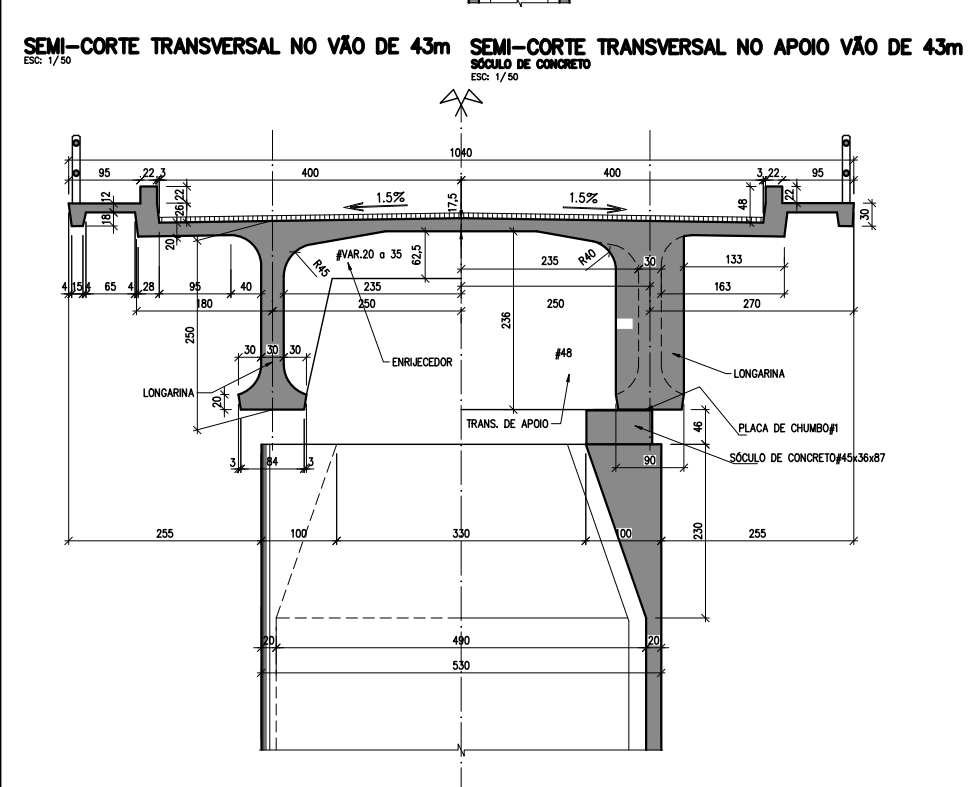
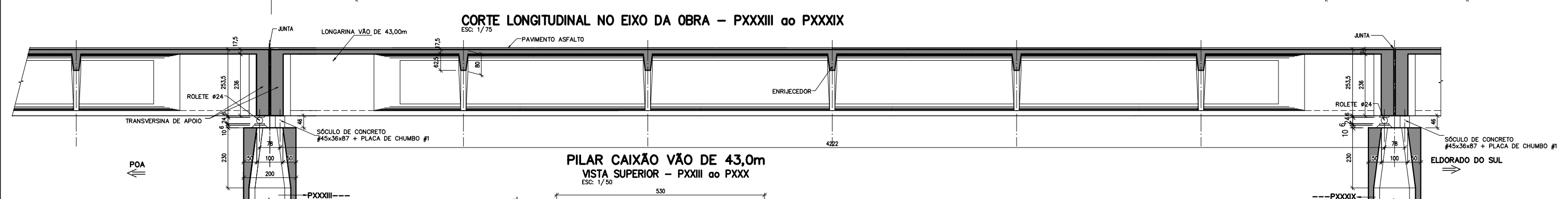
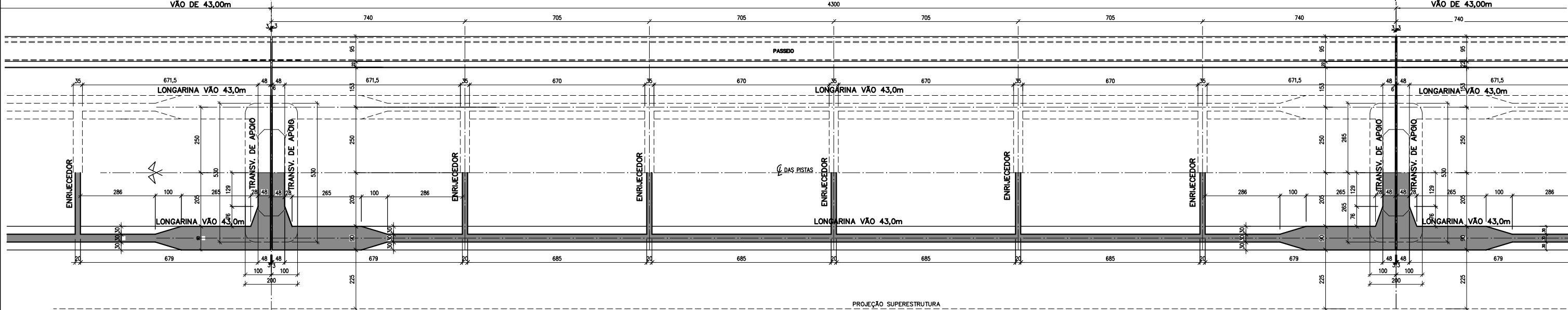
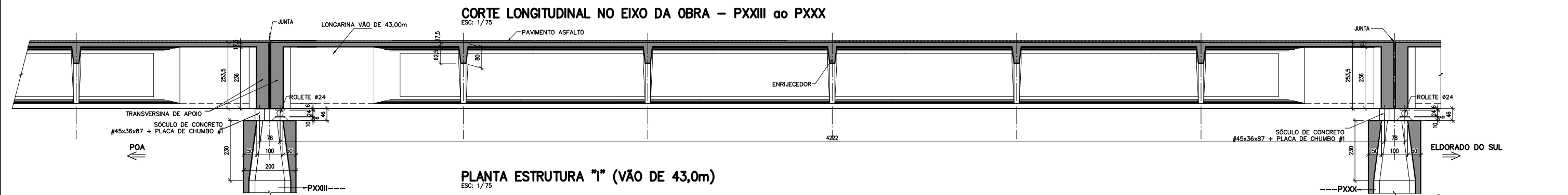


NOTAS:

REV	DISCRIMINAÇÃO	DESENHO	APPROVAÇÃO	DATA	

001

REV: 4



REV.	DISCRIMINAÇÃO	DESENHO	APROVAÇÃO	DATA

DELTA CON
ENGENHARIA S.S.L.
AV. 1500 PEDRO 1001, 301 / 62220-121 PORTO ALEGRE - RS - BRASIL / F. +55 51 3343 0263 / e-mail: deltacon@terra.com.br

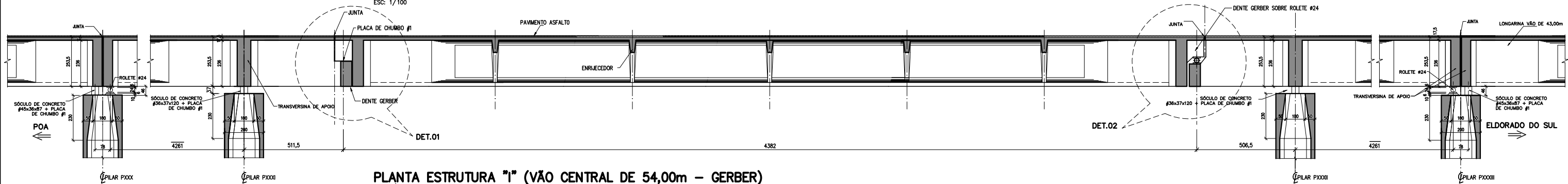
CONCEPA
PROJETO ESTRUTURAL
CRIA: PONTE SOBRE O RIO JACU - NORTE - EXISTENTE EM 2011
CONTÉUDO: COMO CONSTRUÍDO - DESENHO DE FORMA - ESTRUTURA "1" (VÃO DE 43,0m)
LEVANTAMENTO DIMENSIONAL EM AGOSTO DE 2011

CLIENTE: **CONCEPA**

DATA: 30/08/11
DES: P
JOB: 222
PRONCHIA Nº: 002
REV: 0

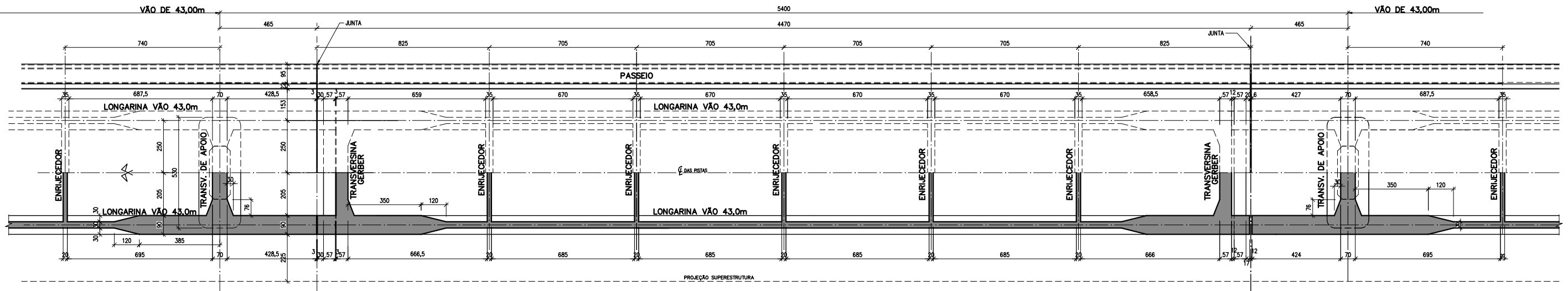
CORTE LONGITUDINAL NO EIXO DA OBRA

ESC: 1/100



PLANTA ESTRUTURA "I" (VÃO CENTRAL DE 54,00m - GERBER)

ESC: 1/100

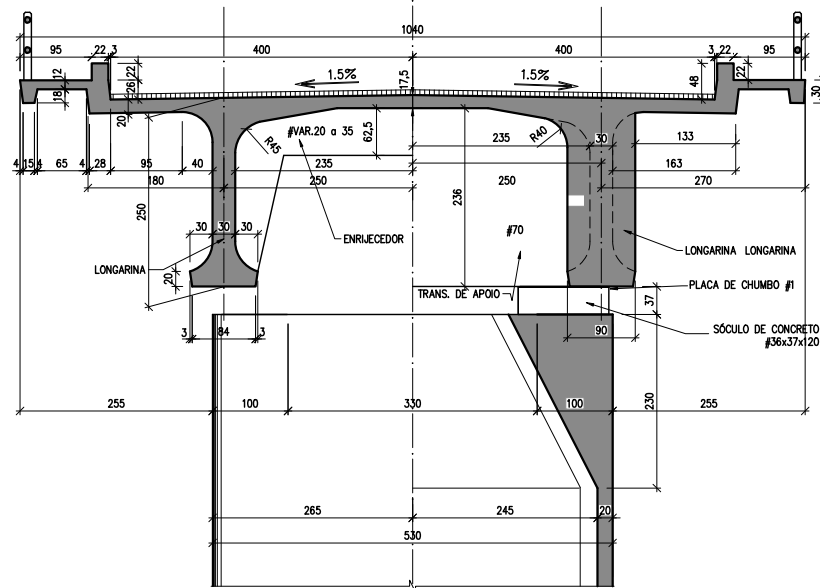


SEMI-CORTE TRANSVERSAL NO VÃO 54m

ESC: 1/50

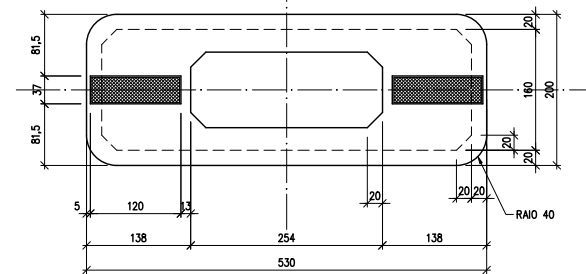
SEMI-CORTE TRANSVERSAL NO APOIO VÃO 54m

ESC: 1/50



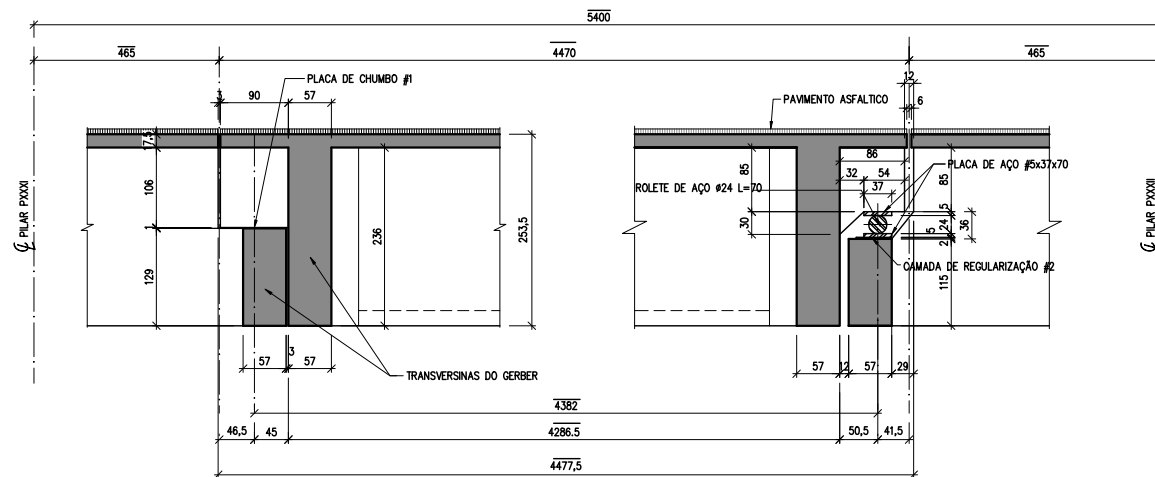
VISTA SUPERIOR CABEÇA DO PILAR

ESC: 1/50



DETALHE 01

DENTE GERBER
ESC: 1/50



DETALHE 02

DENTE GERBER C/ROLETE
ESC: 1/50

REV.	DISCRIMINAÇÃO	DESENHO	APROVAÇÃO	DATA

DELTA CON
ENGENHARIA S.S.L.
AV. SÉO PEDRO 1001, 301 / 90230-121 PORTO ALEGRE - RS - BRASIL / F: +55 51 3343 0263 / e-mail: deltacon.eng@terra.com.br

CONCEPA
PROJETO ESTRUTURAL
OBRA: PONTE SOBRE O RIO JACUÍ - NORTE - EXISTENTE EM 2011
CONTEÚDO: COMO CONSTRUÍDO - DESENHO DE FORMA - ESTRUTURA "I" (VÃO DE 54,0m)
LEVANTAMENTO DIMENSIONAL EM AGOSTO DE 2011

CLIENTE: CONCEPA

DATA: 30/08/11
DES: P
JOB: 222
PRONCHIA Nº: 003
REV: Ø

ESC: 1/100



PLAN
ESC: 1/100



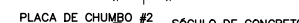
CORTE TRANSVERSAL NO VÃO



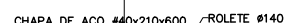
SEMI-CORTE TRANSVERSAL NO VÃO
EXTREMOS
ESC: 1/50



SEMI-CORTE TRANSVERSAL NO APOIO
SOBRE ROLETES
ESC: 1/50

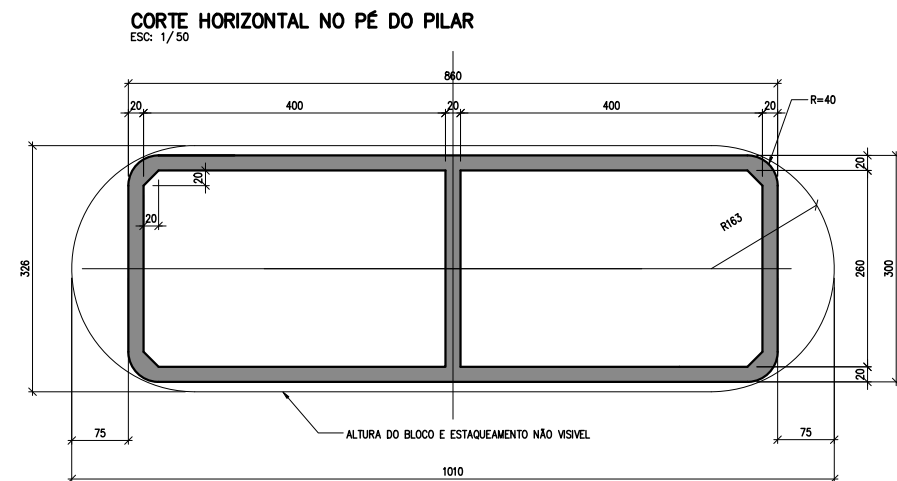
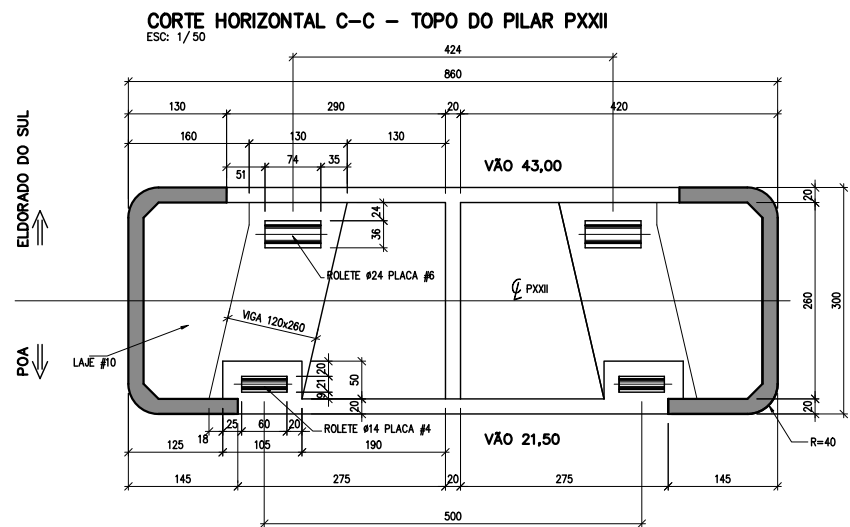
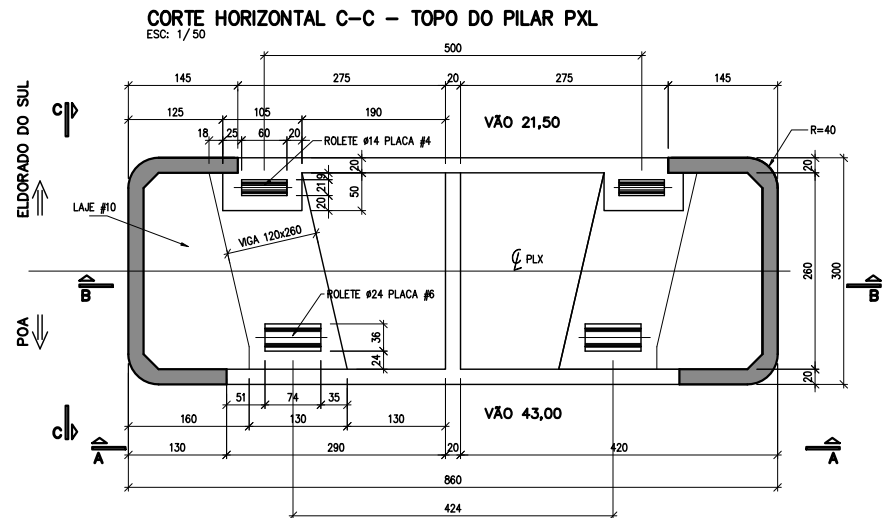


DETAILS

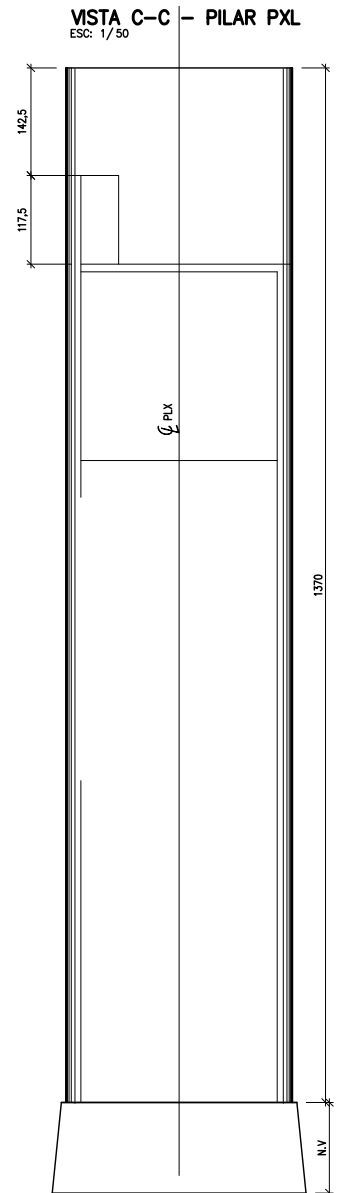
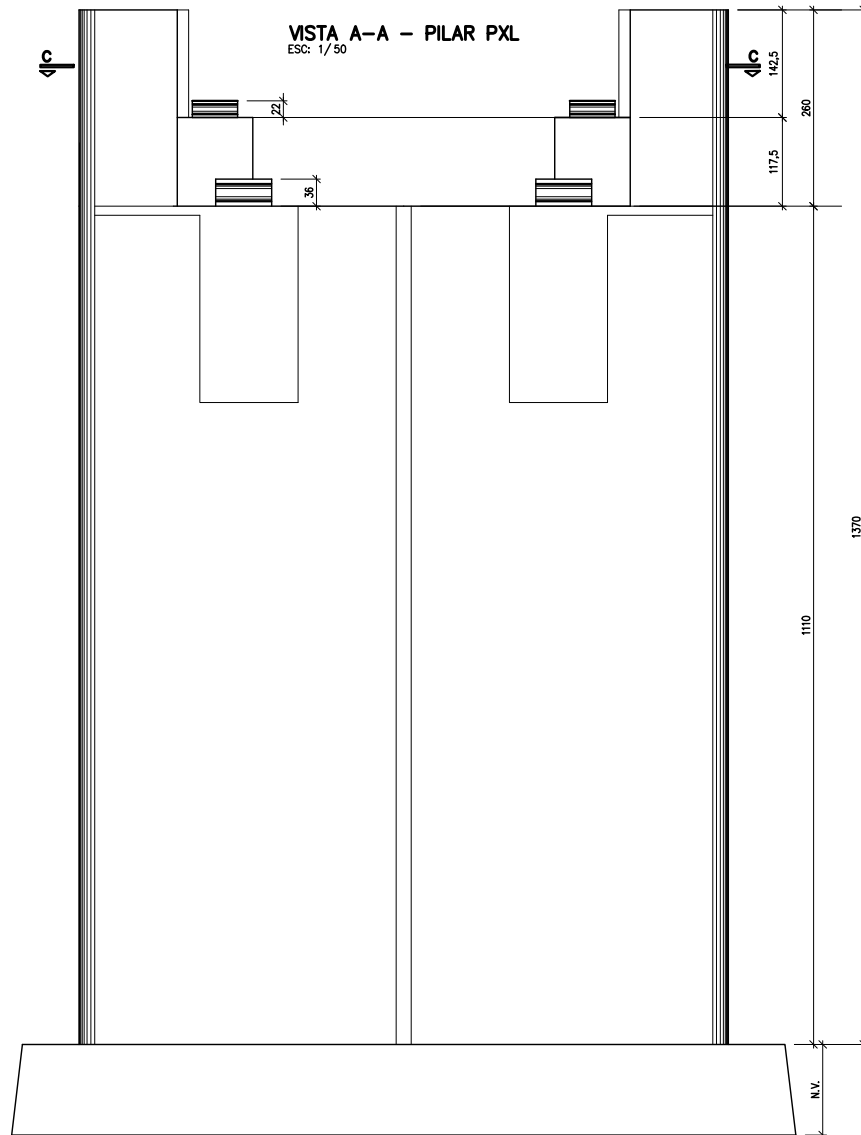
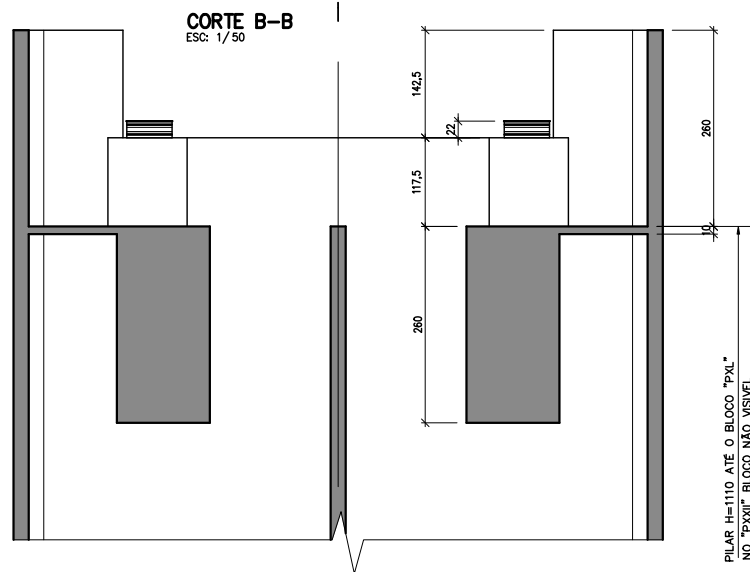
004

DETALHE PILAR DE TRANSIÇÃO – PXXII e PXL

ESC: 1/50
OBS: O PILAR PXXII É ESPELHO DE PXL

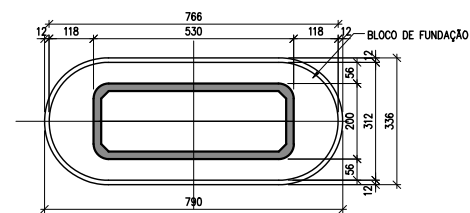


OBSERVAÇÃO:
1- BLOCO DE FUNDAÇÃO PILAR PXXII NÃO VISIVEL.
2- DIMENSÕES DO BLOCO PXL.



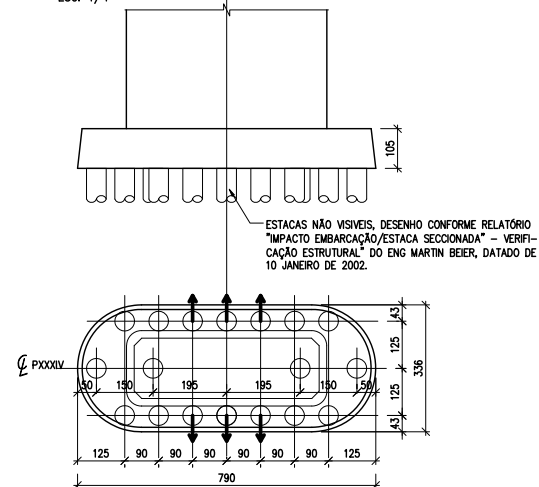
BLOCO DE FUNDAÇÃO NO RIO

PILARES: PXXV ao PXXVII
ESC: 1/100



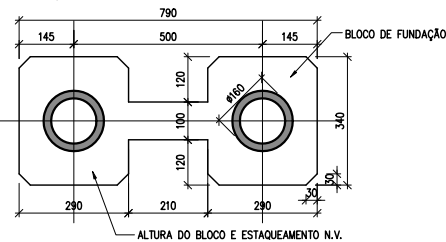
FUNDAÇÃO ESPECIFICA DO PXXXIV

ESC: 1/1



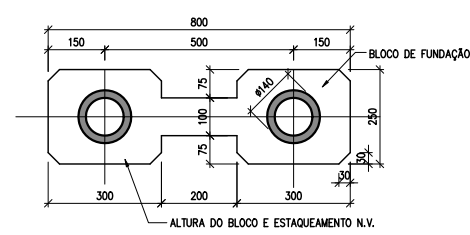
BLOCO DE FUNDAÇÃO – NO SECO

PILARES: PXL ao PXLIX
ESC: 1/100



BLOCO DE FUNDAÇÃO

PILARES: PLII ao PLXII
ESC: 1/100



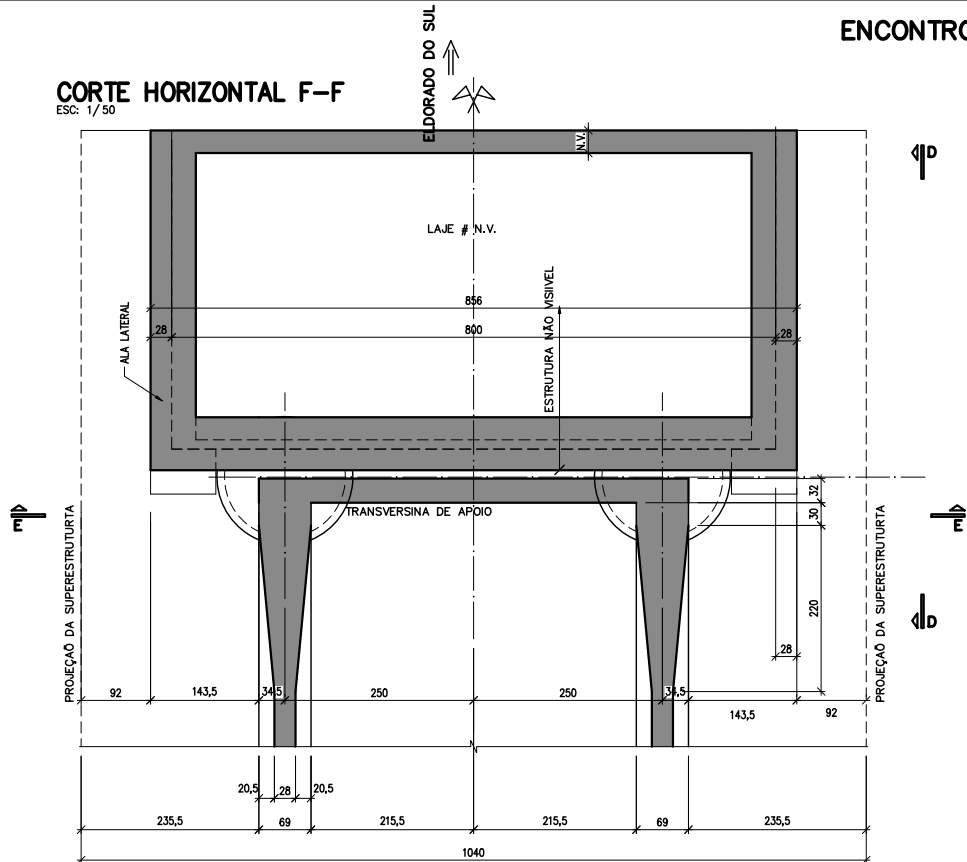
NOTAS:
1- ESTAKEAMENTO NÃO VISIVEL (N.V.)

REV.	DISCRIMINAÇÃO	DESENHO	APROVAÇÃO	DATA
DELTA CON ENGENHARIA S.S.L. AV. SÉO PEDRO 1001, 301 / 91200-10 PORTO ALEGRE - RS - BRASIL / F. +55 51 3343 0263 / e-mail: deltacon.eng@terra.com.br				DATA: 30/08/11 DES: P JOB: 222
CONCEPA PROJETO ESTRUTURAL CRIA: PONTE SOBRE O RIO JACUÍ - NORTE - EXISTENTE EM 2011				PRONCHIA Nº: 005
CONTEÚDO: COMO CONSTRUÍDO - DESENHO DE FORMA - PILAR TRANSIÇÃO, BLOCOS DE FUNDAÇÃO LEVANTAMENTO DIMENSIONAL EM AGOSTO DE 2011				
CLIENTE: CONCEPA	DES Nº: 005	CLIENTE:	REV: 0	

ENCONTRO NO PILAR "PLXIV" – EXTREMO ELDORADO DO SUL

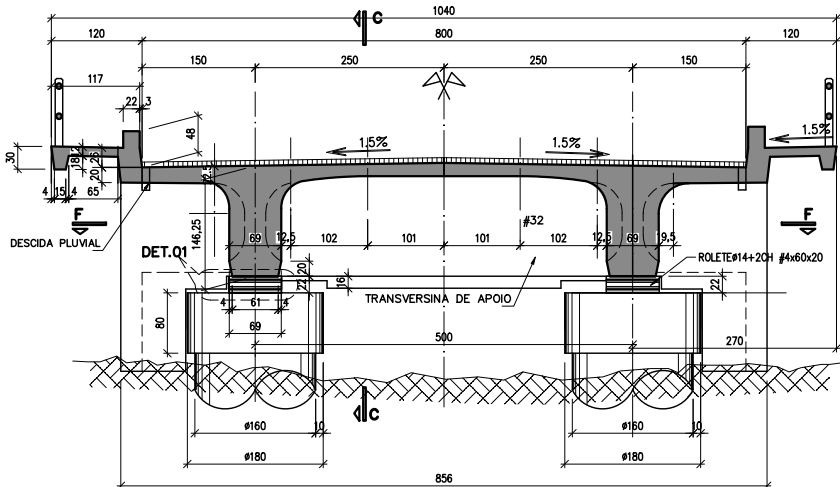
CORTE HORIZONTAL F-F

ESC: 1/50



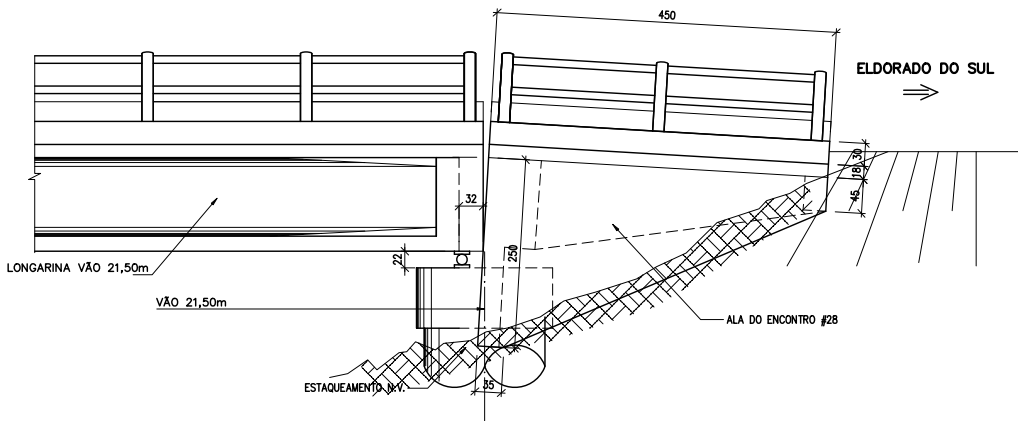
CORTE E-E

ESC: 1/50



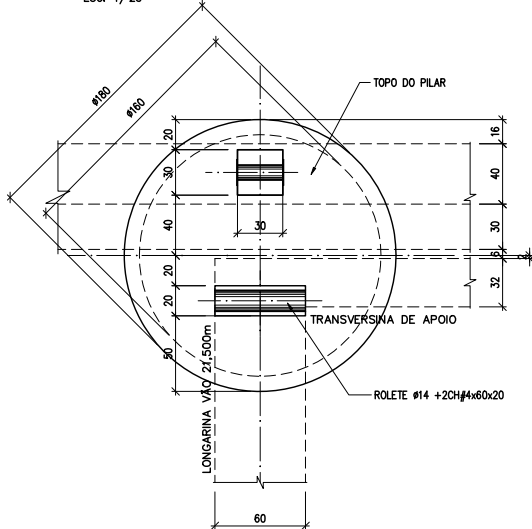
VISTA D-D

ESC: 1/50



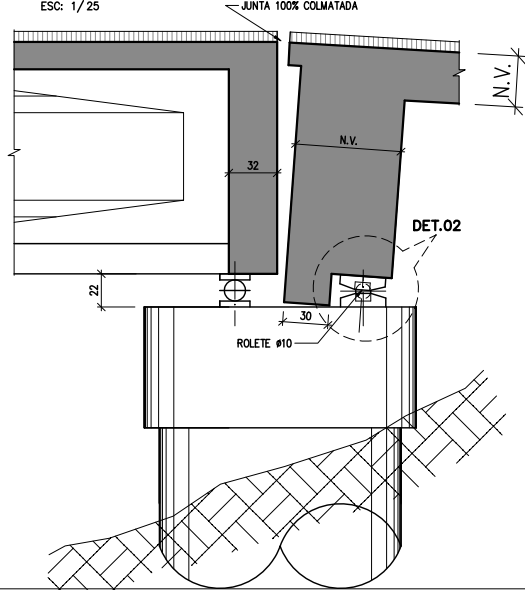
DETALHE CABEÇA PILAR "PLXIV"

ESC: 1/25



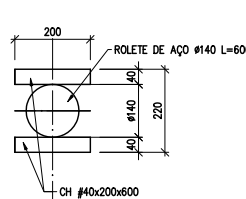
CORTE C-C

ESC: 1/25



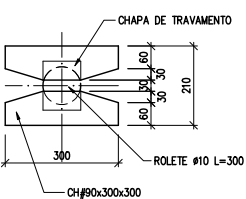
DETALHE 01

ESC: 1/10



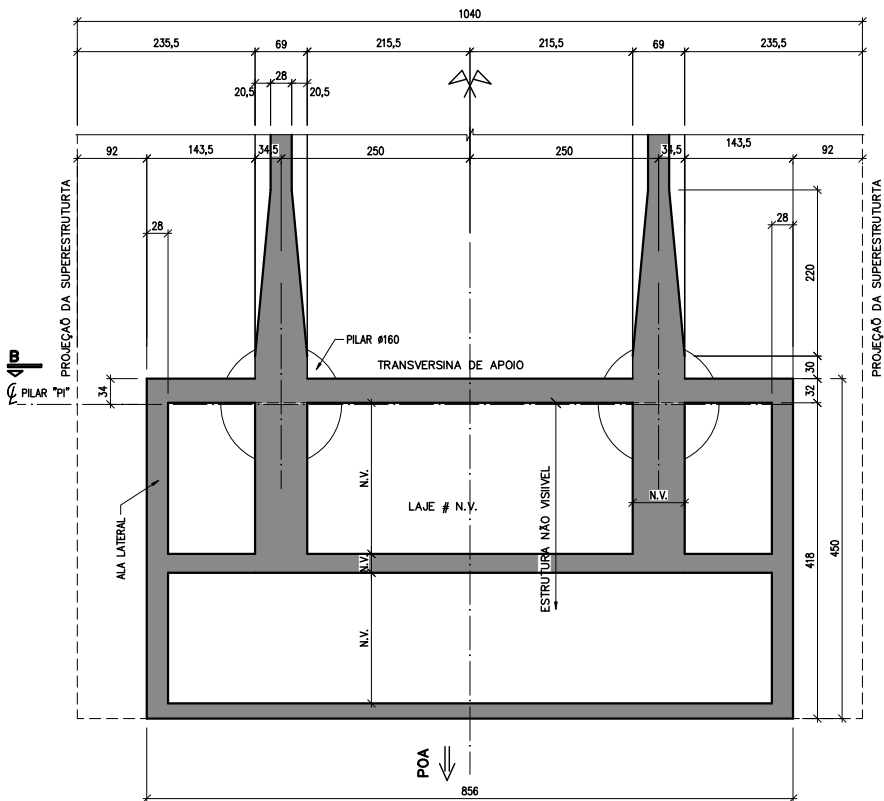
DETALHE 02

ESC: 1/10



CORTE HORIZONTAL C-C

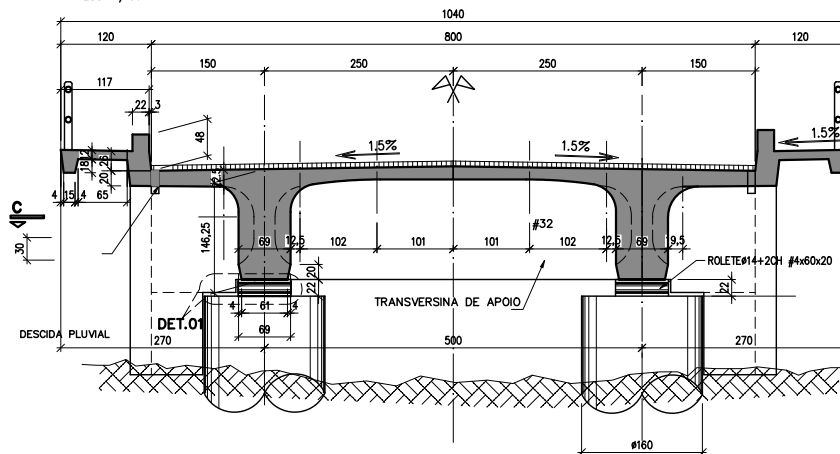
ESC: 1/50



ENCONTRO NO PILAR "PI" – EXTREMO POA

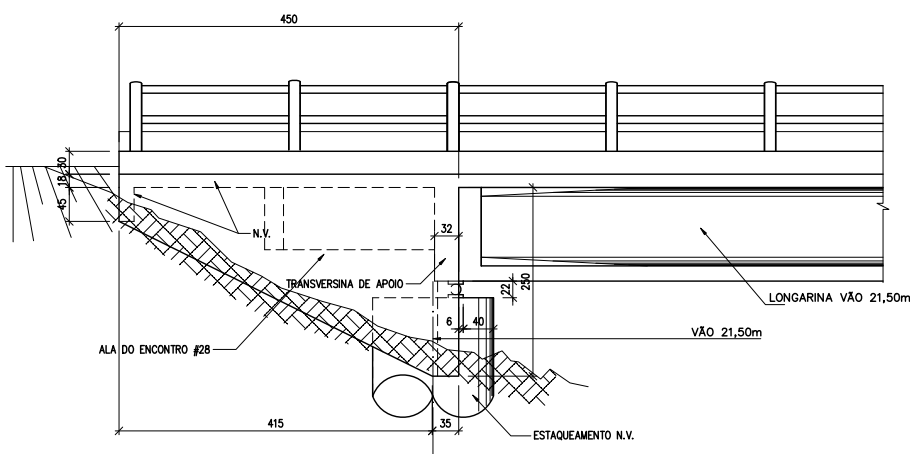
CORTE B-B

ESC: 1/50



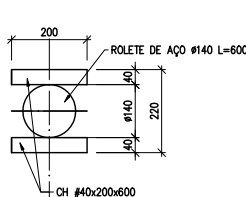
VISTA A-A

ESC: 1/50



DETALHE 01

ESC: 1/10



REV.	DISCRIMINAÇÃO	DESENHO	APROVAÇÃO	DATA
1				30/08/11
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				
71				
72				
73				
74				
75				
76				
77				
78				
79				
80				
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87				
88				
89				
90				
91				
92				
93				
94				
95				
96				
97				
98				
99				
100				

DELTA CON
ENGENHARIA S.S.L.
AV. SÉRGIO PEDRO 1000, 301 / 80230-120 PORTO ALEGRE - RS - BRASIL / F: +55 51 3343 0263 / e-mail: deltacon@deltacon.com.br

CONCEPA
PROJETO ESTRUTURAL
OBRA: PONTE SOBRE O RIO JACUÍ - NORTE - EXISTENTE EM 2011
CONTEÚDO: COMO CONSTRUÍDO - DESENHO DE FORMA - ENCONTROS PI e PLXIV
LEVANTAMENTO DIMENSIONAL EM AGOSTO DE 2011

CLIENTE: CONCEPA

DES. Nº: 222

REV: 0

006

ANEXO B

RELATÓRIO TÉCNICO – PROPOSTA DE SOLUÇÃO E PROJETO DE ALARGAMENTO EM ESTRUTURA MISTA



RMccpPtJacuíAlarga11006

Cliente: CONCEPA

Obra: Ponte Rodoviária sobre Rio Jacuí - Obra Norte

Ref: Projeto de Alargamento

Ass.: Relatório Estudo Engenharia – Plano Funcional.

DE: Martin

PARA: Eng. Thiago <thiago@concepa.com.br>

Prezado Engenheiro Thiago

Apresentamos nosso relatório sobre o assunto em epígrafe.

RELATÓRIO TÉCNICO - PROPOSTA DE SOLUÇÃO E PROJETO DE ALARGAMENTO EM ESTRUTURA MISTA

A. Objetivo:

Apresentação de relatório referente à Estudos de Engenharia Estrutural - Plano Funcional - para o Alargamento da Ponte sobre o Rio Jacuí - Norte, contendo a solução factível mediante apreciação de seção transversal.

B. Dados

1. Memória de Cálculo do Projeto Original: Elemento de Obra n. I e n. III - Cálculo Estático "Dr. Ing. Fritz Leonhart Beratender Ingenieur VBI Stuttgart / Auftrag n. 457/I e n. 457/III - 1957".
2. Inspeção dos pilares e apoios da superestrutura existente, extração de corpos de prova, ensaios de compressão axial e esclerometria dos corpos de prova, análise estatística dos resultados, etc. conforme estudo teórico "Solução Estrutural de Alargamento de Pontes sem Reforço de Fundação" Relatório Parcial de Pesquisa.
3. As *Built*, CC como construído da ponte existente: conforme Relatório Parcial "Solução Estrutural de Alargamento de Pontes sem Reforço de Fundação".
4. Vistoria de Rotina, realizadas durante o período da pesquisa.

C. Estrutura Existente.

A estrutura existente, localizada na rodovia federal BR-116/290, Travessia Regis Bittencourt em Porto Alegre-RS, tem largura de 10.4m e extensão de 1.760m. A seção transversal apresenta duas faixas de 3.5m, faixas de segurança com sarjetas de 40cm e passeios de 90cm com guarda corpo, Perfazendo uma largura total 10,40m, conforme projeto original, desenhos e detalhamento executivo do Dr. Eng. Fritz Leonhardt (Stuttgart, Alemanha, 1955).

A organização dos vãos segue: 43x21,50m, 2x22,20m, 17x43,0m e um vão central de 54,0m. Os trechos dos pilares 1 ao 22 e 40 ao 64 temos estruturas padrão tipo III, são uma sucessões de superestruturas contínuas com 3 vãos de 21,5m. com altura estrutural de 1,5m e pilares duplos tipo coluna, nas margens em seco. Entre os pilares 22 e 40 (pilares de transição) temos as estruturas tipo I vão padrão isostático de 43,0m, com altura estrutural de 2,54m, e pilares caixão no leito principal do rio Jacuí, cuja largura nas águas normais mede 580,0m. de largura. O vão central conta com uma estrutura em *Gerber*, balanços de 5,5m. e um vão entre juntas padrão de 43,0m.

A figura 1. ilustra uma vista da OAE, figura 2. e 3. seção transversal tipo I e III respectivamente, e a locação dos pilares está esquematizada na figura 4. Entre as estruturas tipo I e III temos os pilares de transição, ver figura 5. Na seqüência mais fotos que ilustram a obra existente em questão.



Figura 1: ponte sobre o Rio Jacuí - Obra Norte (direita)

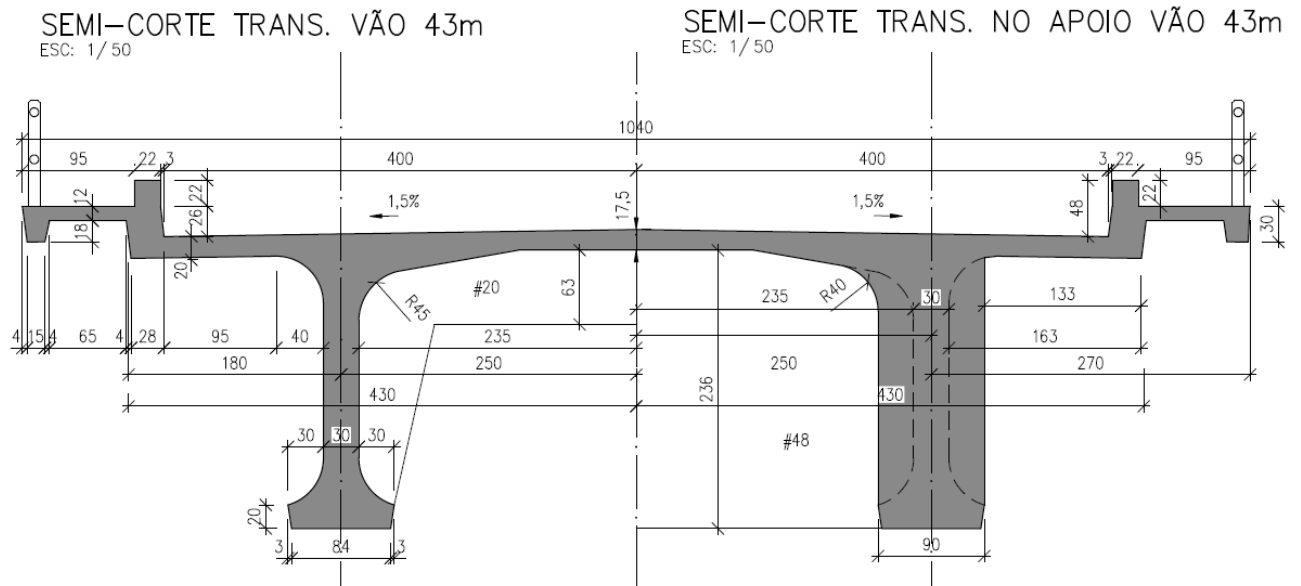


Figura 2: seção transversal para vãos de 43m

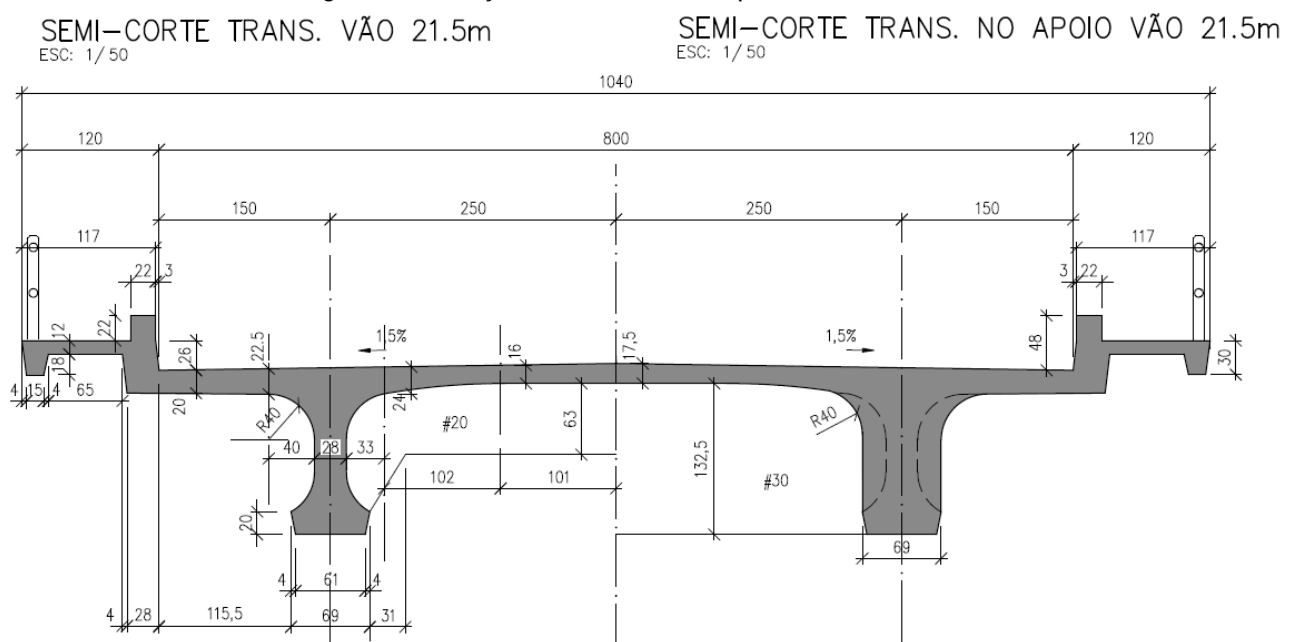


Figura 3: seção transversal para vãos de 21.5m



LOCAÇÃO DOS PILARES

ESC: 1/2000

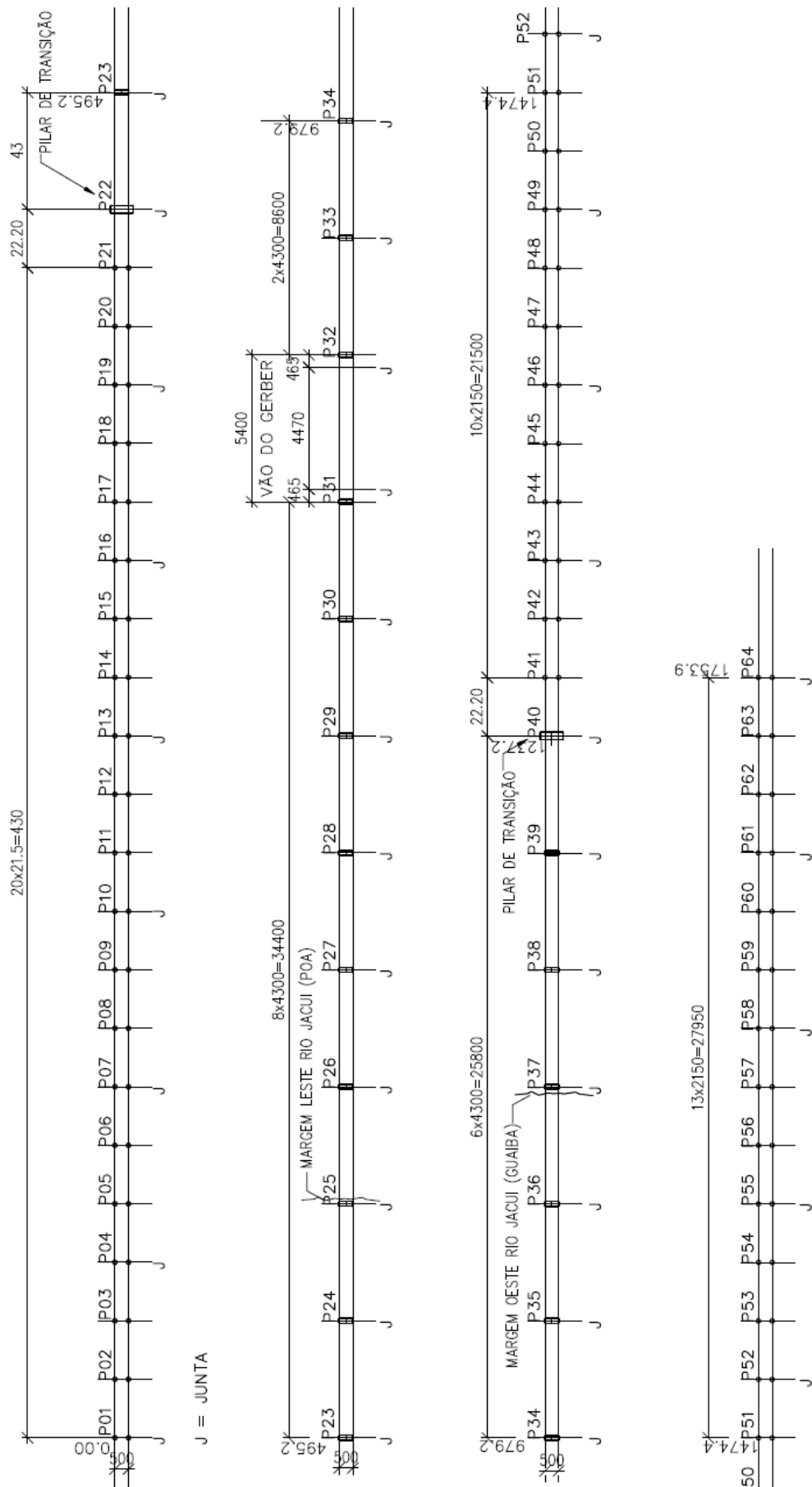


Figura 4: locação dos pilares da ponte sobre Rio Jacuí - Obra Norte



Figura 5: andaimes junto ao pilar de transição P40



Figura 6: exemplo de apoios em roletes nas juntas dos vãos de 21.5m



Figura 8: exemplo de apoio em placa de chumbo sobre sóculo de concreto – apoios intermediários entre juntas para os vãos de 21.5m



Figura 9: detalhe Gerber (P31)



Figura 10: detalhe Gerber (P32)



Figura 23: extração/esclerometria para vigas do vão central (junto ao Gerber) (incluindo pilares de transição) - Face Leste

D. Verificação da Estrutura Existente.

A estrutura existente inaugurada em 1958 , portanto a mais de 53 anos, foi a primeira obra de grande porte no Brasil em concreto protendido.

Foi projetada usando-se o trem de cargas móveis normalizado na época de 36,0t. que constava de um rolo compressor de 24,0t. com 2 eixos, mais um caminhão justaposto de 12,0t. também com 2 eixos, aplicados cada um numa área de 2,5 x 6,0m, mais cargas uniformemente distribuídas de 500kg/m². Para vencer o prazo de execução da obra de 3,0 anos foi concebido um projeto altamente padronizado e um inusitado e arrojado sistema de formas basculantes de madeira sobre uma estrutura de aço autoportante móvel, que possibilitava a concretagem de toda superestrutura de um vão numa única etapa de concretagem sem escoramento. Afim de eliminar o escoramento em solo mole e no leito dos cursos d'água, a treliça de aço móvel longitudinalmente era apoiada no topo dos pilares,



em nichos apropriados que possibilitavam o lançamento da treliça e respectiva forma para o vão seguinte após a cura e protensão do vão em execução.

Verificando a atual estrutura sob as cargas normalizadas vigentes conforme NBR-7188(1984), usando os resultados dos ensaios de materiais conforme Dados item 2. e As *Built* item 3. concluímos que a superestrutura tem problemas, mas a mesoestrutura atende satisfatoriamente e infra-estrutura atende salvo melhor investigação do estaqueamento não visível.

Vale salientar que na obra existente a laje é transversalmente protendida por cabos constituídos por fios de 5,2mm. de diâmetro, com ancoragem tipo bloco de concreto a cada 40,0cm. mais armadura passiva.

Apresentamos abaixo um panorama das principais seções de projeto das longarinas da estrutura tipo III, obra existente.

Quadro Esforços Envolvórios Longarina Existente sob Carga NBR-7188-84

esforço unidade	R0 t	R10 t	V10e T	V10d t	Mf4 mt	Mf10 mt	Mf15 mt
Longarina Projeto Original	112	217	128	115	399	-429	228
sob condições atuais	136	257	146	142	453	-458	277
diferença	24	40	18	27	54	29	49
%	21,4	1804	14,1	26,5	1,35	6,8	21,3
Q / G Projeto Original	0,93	0,95	1,07	1,23	1,25	0,94	3,1
sob condições atuais	1,31	1,22	1,52	1,75	1,55	1,07	3,95
%	41	28	42	42	24	13,6	27,3

É particularmente preocupante o acréscimo de esforço a flexão no meio do vão intermediário da estrutura III, da ordem de 21%, e o que é pior na relação Carga móvel / peso próprio passa para 27%, o que indica um aumento acelerado dos fenômenos de fadiga dos materiais.

E. Proposta de Alargamento e Seqüência Executiva da Obra

A futura intervenção na obra existente, além de acrescentar faixas de tráfego, deve revitalizar a obra existente quanto as condicionantes mecânicas dos materiais bem como o seu funcionamento estrutural, dando assim a obra existente uma sobrevida de no mínimo mais 50 anos. Conforme cálculo acima concomitante com a futura obra de alargamento poderá ser realizado uma total recuperação da estrutura existente, afim de atender a revitalização necessária para atender as condicionantes mecânicas dos materiais. Quanto ao funcionamento estrutural a obra existente deve passar por um processo de melhoria estrutural, via reforço estrutural aplicado diretamente nos elementos críticos ou modificação nos modelos estruturais afim de promover alívio nos elementos críticos.

A opção proposta de alargamento passa pela modificação estrutural da obra.

No caso é imprescindível que o alargamento deve contemplar um alívio dos esforços das longarinas existentes através do posicionamento de novas longarinas, alterando a distribuição transversal das cargas móveis nas diversas longarinas, favorecendo as longarinas existentes.

Descartamos a possibilidade de reforço das longarinas existentes por tratar-se de elemento estrutural executado pelo antigo processo de protensão Leoba, de cabo único constituído de elevado número de fios de aço de alta resistência de 5,2mm. de diâmetro, que julgamos de difícil aferição, gerando um conjunto de incertezas que podem induzir a um reforço equivocado.

A protensão transversal do tabuleiro dificulta ainda mais uma concepção segura de reforço da superestrutura.

Assim como a obra existente, a proposta de alargamento também é composta por estrutura tipo I e estrutura do tipo III, com transição, cabeceira e vão central com características de vão e modelo estrutural semelhantes.

Para a proposta a conexão entre a laje existente e nova pode-se dar via solidarização longitudinal em concreto, usando concreto especial de alta



resistência e baixa retração com adequada armadura de espera e costura em toda extensão da obra. O projeto deverá definir uma armadura a partir do residual de deformação longitudinal da estrutura nova perante a existente. Como a ancoragem de protensão da laje existente está na borda do balanço, não é factível demolir esta seção para realizar a costura do velho com o novo. O projeto deve definir o engastamento de uma adequada armadura de espera, na face superior da laje via abertura de canaletas e furos no concreto existente a cada 40cm, entre ancoragens, com fixação da armadura com adesivo estrutural a base de epóxi. Na face inferior, após a remoção do cobrimento e escarificação do concreto de 2,0cm, teremos a aplicação de armadura adicional transversal e longitudinal, fixada com grampos de aço, e a aplicação de concreto projetado, em toda extensão da obra.

Para esta proposta a laje superior do alargamento é constituída de laje maciça pré-fabricada em concreto armado, elementos padronizados para cada caso, com geometria que possibilita a montagem a partir da obra existente, com armadura de espera, nichos de solidarização com as novas vigas, e rebaixos para dar continuidade longitudinal a nova laje. Justifica-se o uso de elementos pré-fabricados afim de zerar os efeitos de retração e eliminar os tempos de cura do concreto. Os elementos devem ser montados a partir da obra existente com auxílio de guindaste e escoras fixadas nas novas longarinas.

Ia. PROPOSTA

Consiste em **acrescentar** na obra existente mais **uma faixa de tráfego de 3,5m.**, eliminando o passeio lado sul. A obra de alargamento reposiciona as faixas existentes definindo a pista rodoviária com 3 faixas de 3,5m. no eixo da obra existente. Ver folha desenho 001 para estrutura tipo I e folha 002 para estrutura tipo III.

Esta solução está baseada no estudo teórico "Solução Estrutural de Alargamento de Pontes sem Reforço de Fundação" definindo alargamento com estrutura de aço ou estrutura mista - Obra Mínima -.

Esta proposta posiciona duas longarinas novas a 2,1m. das longarinas existentes, um reforço na atual laje em balanço, lajes maciças pré-fabricadas, e adequado contraventamento e conexão com a estrutura existente.

A largura total da nova obra passa de 10,4m. para 13,7m. com 3 faixas de 3,5m. mais 2 faixas de segurança que inclui a sarjeta longitudinal, dois guarda-rodas padrão DNIT, e um passeio no lado norte com largura livre de 1,2m.

Os atuais passeios com 90cm de cada lado deverão ser demolidos.

A construir teremos uma largura total de 5,1m, no lado sul 2,0m. e no lado norte 3,1m.

Para a estrutura tipo I, no leito do rio Jacuí, foi analisada a adição de duas novas longarinas são treliçadas isostáticas planas de aço de alta resistência, patinado, tipo AST A-588, com altura de 2,33m. comprimento de 42,93m, e peso estimado de 33,0t, fabricada 100% em metalúrgica, montada sobre o vão com auxílio de 2 guindastes patolados sobre a obra existente. O talão superior em fase inicial uma mesa de aço recebe um conjunto de conectores para garantir a solidarização com a laje de concreto. O talão inferior da longarina na fase inicial é em aço, e é contraventado a viga existente com treliça horizontal de aço, fixada com chumbadores químicos aplicados na fase de montagem. O talão inferior da longarina recebendo um enchimento de concreto na obra após a aplicação de armadura complementar e pré-tensão das cordoalhas a serem definidas em projeto. A laje superior do alargamento lado norte consta de uma laje maciça de 1,3m. por módulos de 8,6m. (5 módulos por vão de 43,0m.), e do lado sul com 2,4m. que incorpora o passeio.

Justifica-se:

- a) o alargamento da obra nos dois lados, afim de introduzir novas cargas de forma centrada nos pilares;
- b) o uso de longarinas em estrutura mista para reduzir a componente de peso próprio nas novas reações sobre a meso e infra-estrutura existente;
- c) a posição estratégica das novas longarinas com o intuito modificar o modelo estrutural da superestrutura afim de reduzir a participação das longarinas existentes na resistência global da nova superestrutura. Nesta nova configuração



estrutural, a distribuição transversal das cargas favorece as longarinas existente, que agora passam a ter uma reserva na sua capacidade estrutural, trabalha com folga, afim de propiciar ao conjunto uma sobre vida.

Os aparelhos de apoio das novas longarinas reproduzem a configuração estrutural dos aparelhos de apoio das vigas existentes, no caso aparelhos fixos tipo articulações de concreto, e móveis no caso roletes.

Para esta proposta, estrutura tipo I, não há reforço de pilar nem de fundação. No topo do pilar caixão deverão ser implantados berços de aço para apoio da novas longarinas em balanço. O topo do pilar é preparado (furos, escarificação, execução de consoles, reconcretagem) para receber vigas e mãos francesas de aço, 100% produzidos em metalúrgica, aplicados na obra e fixados com chumbadores químicos.

Para a estrutura tipo II, na margem do rio Jacui em seco, as duas novas longarinas são vigas isostáticas de aço, perfil "I" alma cheia, de alta resistência, patinado, tipo AST A-588, com altura de 141cm. comprimento de 21,47m, e peso estimado de 9,3t, autoportante, 100% fabricada em metalúrgica, com conectores para solidarização com a laje, montada sobre o vão com auxilio de um guindaste patolado no solo. Em fase final a nova longarina é contínua, como na obra existente, obtendo-se a continuidade, após a montagem das três vigas isostáticas, via conexão parafusada do perfil de aço e armadura negativa posicionada na região de solidarização das lajes. O novo modelo estrutural do estrado da superestrutura (para que haja uma distribuição transversal satisfatória) exige que os elementos longitudinais tenham rigidezes bastante próximas. Para tanto definimos uma redução no vão teórico destas novas vigas de aço, isto é para cada pilar teremos dois apoio longitudinais afastados entre si de 1,8m. reduzindo o vão de flexão da longarina para 19,7m. Como consequência em cada pilar teremos duas travessas de apoio para as novas longarinas. A laje do alargamento é semelhante a da estrutura tipo I, lado norte com uma laje maciça de 1,3m. por módulos de 4,3m. (5 modulos por vão de 21,5m.), e do lado sul com 2,4m. que incorpora o passeio.

Justifica-se:

- a) o alargamento da obra nos dois lados, afim de introduzir novas cargas de forma centrada nos pilares;
- b) o uso de longarinas em perfil "I" de aço e estrutura mista para reduzir a componente de peso próprio nas novas reações sobre a meso e infra-estrutura existente;
- c) a posição estratégica das novas longarinas com o intuito modificar o modelo estrutural da superestrutura afim de reduzir a participação das longarinas existentes na resistência global da nova superestrutura, idem estrutura I.

Os aparelhos de apoio das novas longarinas reproduzem a configuração estrutural dos aparelhos de apoio das vigas existentes, no caso aparelhos fixos tipo articulações de concreto, e móveis no caso roletes.

Para esta proposta, estrutura tipo III, não há reforço de pilar, nem de fundação, em princípio (o estaqueamento é elemento estrutural "não visível" que necessita ser confirmado via inspeção física, escavação sob bloco de fundação). No topo de cada dupla de pilar tipo coluna serão implantadas duas travessas afastadas entre si de 1,8m. para apoio das novas longarinas de concreto em balanço. Estas novas travessas em concreto armado, rigidamente solidarizadas no topo das colunas usando os nichos existentes oriundos da execução da obra, formam um pórtico transversal (muda o modelo estrutural original) que possibilita aumentar a capacidade estrutural da meso e infra-estrutura existente.

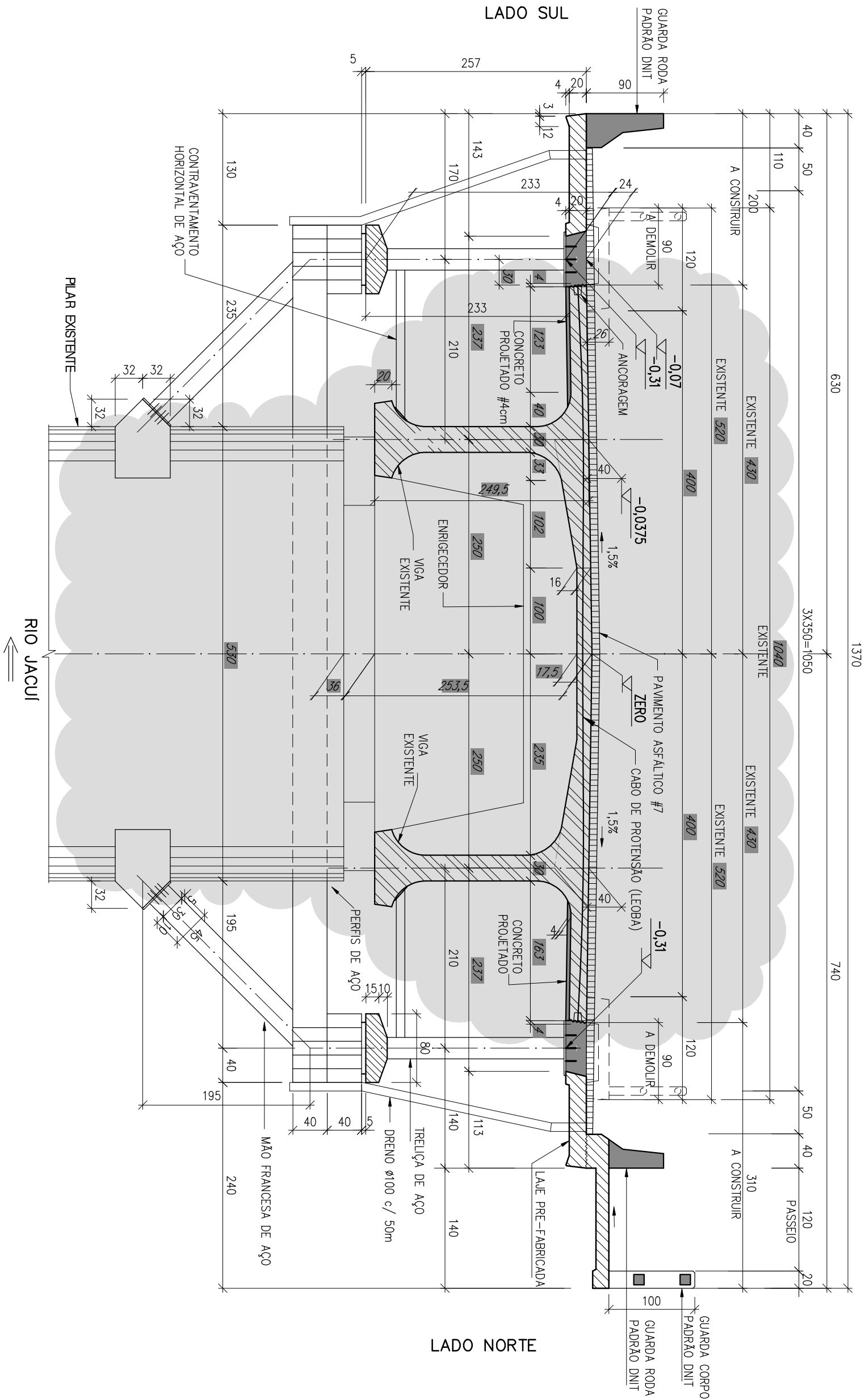
F. Desenho das Seções Transversais da Proposta

Ver desenhos nas folhas seguintes.

Sendo o que se nos apresenta no momento,
Cordialmente,

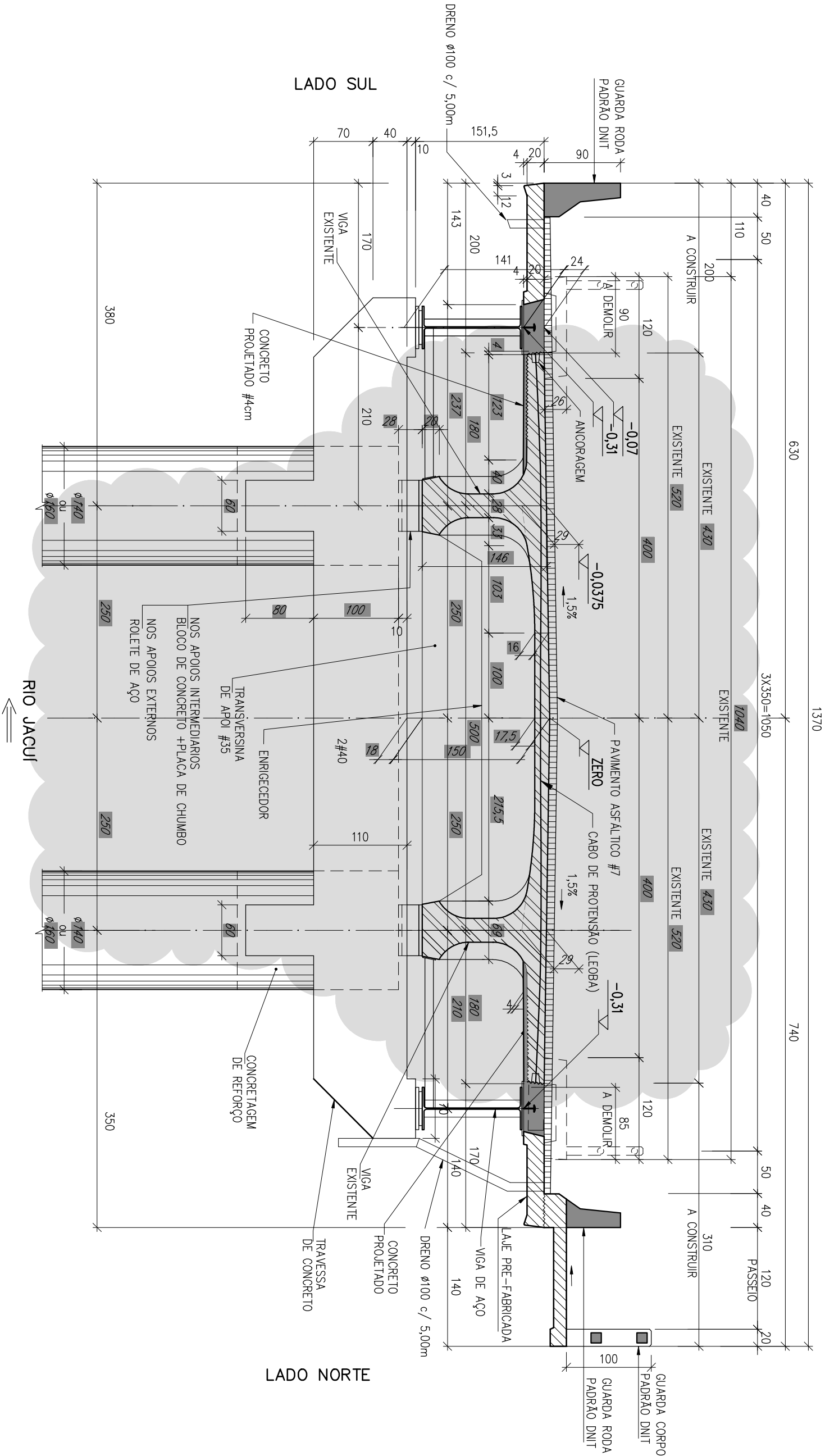
Eng. Martin

ESTRUTURA I – VÃO 43,0m
1ª PROPOSTA (3 FAIXAS + PASSEIO)
ESC.1/50



PLANO FUNCIONAL, 1ª PROPOSTA – ESTRUTURA I – SEÇÃO TRANSVERSAL				Ø	
CONCEPA	PONTE S/O RIO JACUI – NORTE	PROJETO DE ALARGAMENTO	J	D	001

ESTRUTURA III – VÃO 21,5m
1ª PROPOSTA (3 FAIXAS + PASSEIO)
ESC.1/50



PLANO FUNCIONAL, I PROPOSTA – ESTRUTURA III – SEÇÃO TRANSVERSAL				Ø	
CONCEPA	PONTE S/O RIO JACUI – NORTE	PROJETO DE ALARGAMENTO		J	D 002