

BRUNO DO PATROCÍNIO MORAES

CAROLINA HENRIQUE OLIVEIRA

DANIEL CHAVES COELHO LEITE

EDUARDO LYUJI KATAYAMA

SIDNEI SATOSHI SUGUINO

THAIS DE SOUZA GOMES

WILLIAM TAKASHI YASUHARA

**INTERLIGAÇÃO DA AVENIDA PAPA JOÃO XXIII COM AS AVENIDAS DO
ESTADO E PRESIDENTE COSTA E SILVA**

Trabalho de formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo para graduação em
Engenharia Civil
Área de concentração: Transporte
Professor orientador: Prof. Dr. Ettore
Bottura

São Paulo

2006

AGRADECIMENTOS

Aos familiares, amigos e namorados(as) dos integrantes pelo apoio e motivação concedida ao grupo, e pela paciência e compreensão nas noites, finais de semana e feriados trabalhados.

Ao Professor Doutor Ettore J. Bottura, pelo suporte, orientação e experiência transmitida durante todo o ano letivo de 2006, tomando assim possível a concepção e a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Airton P. Mergulhão, pelo auxílio na implantação harmônica da interligação e conhecimento compartilhado no estudo do tráfego.

Ao Arquiteto Alonso de Toledo Filho que nos forneceu auxílio nas etapas iniciais do trabalho.

Aos Engenheiros Alfredo S. Queiroz e Sandra A. M. Bertollo pela assessoria técnica em questões estruturais e de pavimentação, e a todos os outros funcionários da VETEC Engenharia pela disposição e boa vontade, mesmo fora do horário de trabalho.

Ao Professor Doutor Marcelo Waimberg em função da consultoria técnica prestada na concepção, detalhamento e análise das obras de arte especiais.

Aos Professores Doutores Kikuo Tamada, Luis Antonio Garcia, Kamel Zahed Filho pelo apoio na execução e na obtenção de dados nas áreas de hidráulica e hidrologia.

Aos Professores Doutores Jorge Eduardo L. Medeiros e Telmo G. Porto, pelas críticas construtivas durante as etapas preliminares deste trabalho.

Ao Engenheiro Diretor Hitoshi Ishibara da Base Aerofotogrametria, que nos cedeu as aerofotos necessárias para o adequado estudo da área.

Aos Engenheiros da DERSA André Brito, Bernardo Alvim e Luis Kyono que prontamente atenderam à solicitação do grupo quanto à simulação de tráfego na interligação.

Aos engenheiros Antônio Carlos Ceccon do DAEE, Antônio Cavagliano do DER e Argemiro Ferreira da SIURB pelo fornecimento de dados complementares.

A todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram na formação pessoal e profissional dos integrantes.

SUBTRACT

No presente trabalho será apresentada uma possível alternativa viária para auxiliar o tráfego, proveniente do Trecho Sul do Rodoanel, e que tem como principais destinos, as rodovias ao Norte da Região Metropolitana de São Paulo.

A interligação proposta ocorrerá entre as Av. Papa João XXIII e as Av. Costa e Silva e Av. do Estado, e ocasionará grandes interferências e modificações na região de Capuava, em Mauá.

O trabalho foi desenvolvido pela equipe sob a orientação de profissionais altamente capacitados ao longo do ano letivo de 2006 e teve como base o estudo intenso da região e de suas interferências, através da coleta de dados em empresas públicas e privadas e da obtenção de simulações de tráfego a serem demandadas na via nos cenários estabelecidos.

O estudo e a definição completa da implantação da via, incluindo o estudo de tráfego, os projetos geométrico, estrutural, de pavimentação e de micro-drenagem apresentados neste trabalho são de autoria integral dos próprios alunos, cabendo a eles os respectivos direitos e créditos.

Ressalta-se que, por se tratar de um trabalho de caráter educacional, os projetos apresentados são básicos, necessitando-se de sua confirmação e de complementação com estudos mais detalhados para uma eventual implantação.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	9
2. OBJETIVOS	11
3. CENÁRIO EXISTENTE	12
3.1 RODOANEL MÁRIO COVAS	15
3.1.1 HISTÓRICO	15
3.1.2 OBJETIVOS E DADOS TÉCNICOS	20
3.1.3 O TRECHO SUL	23
3.2 RIO TAMANDUATEÍ E PISCINÃO DE CAPUAVA	25
3.2.1 INFORMAÇÕES TÉCNICAS	30
4. A PROPOSTA	31
5. PREVISÃO DE TRÁFEGO	33
5.1 MODELO DE SIMULAÇÃO – VISSIM	33
5.2 CENÁRIOS ESTUDADOS	36
6. ALTERNATIVAS FUNCIONAIS	40
6.1 ALTERNATIVA 1 - INTERSEÇÃO EM NÍVEL	41
6.2 ALTERNATIVA 2 - INTERSEÇÃO EM DESNÍVEL	42
6.3 ALTERNATIVA 3 - INTERSEÇÃO EM DESNÍVEL – 3 NÍVEIS	43
6.4 ESCOLHA DA ALTERNATIVA	45
7. ANÁLISE DO TRÁFEGO	48
7.1 COMPOSIÇÃO DO TRÁFEGO	48
7.2 VARIAÇÃO DOS VOLUMES DE TRÁFEGO	51
7.3 VELOCIDADE DAS VIAS	55

7.4 NÍVEL DE SERVIÇO	56
7.5 CAPACIDADE DA VIA	66
8. PROJETO GEOMÉTRICO E DE TERRAPLENAGEM	68
8.1 DEFINIÇÃO DO TRAÇADO	69
8.2 LOCAÇÃO DAS CURVAS HORIZONTAIS	71
8.3 PERFIS LONGITUDINAIS	75
8.4 SUPERELEVAÇÃO	79
8.5 SEÇÕES TRANSVERSAIS	83
8.6 MOVIMENTOS DE TERRA	86
9. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	88
9.1 VIADUTO PRINCIPAL – RAMO 200	88
9.1.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	88
9.1.2 MÉTODO CONSTRUTIVO	92
9.1.3 SUPERESTRUTURA	95
9.1.3.1 Pré-Dimensionamento da Seção Caixão	95
9.1.3.2 Modelo de Simulação	97
9.1.3.3 Levantamento das Cargas Solicitantes	99
9.1.3.4 Análise dos Esforços Solicitantes	104
9.1.4 MESO E INFRA-ESTRUTURA	110
9.1.4.1 Pilares	110
9.1.4.2 Blocos de Fundação	118
9.1.4.3 Fundações	119
9.1.4.4 Estruturas de Encontro	123
9.2 DEMAIS OBRAS	125
10. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO DAS VIAS	128
10.1 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CALIFÓRNIA BEARING RATIO)	128

10.2	CAPACIDADE DE SUPORTE	132
10.3	PARÂMETROS DO DIMENSIONAMENTO	133
10.4	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DAS ESPESSURAS DAS CAMADAS	138
10.5	CÁLCULO DAS ESPESSURAS DO PAVIMENTO PARA OS MOVIMENTOS	141
11.	DRENAGEM SUPERFICIAL E OBRAS DE ARTE CORRENTE	149
11.1	SARJETAS	152
11.2	BOCAS DE LOBO	154
11.3	GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	157
11.4	BUEIROS	159
11.5	SISTEMA DE MACRODRENAGEM	161
12.	CONCLUSÃO E ANÁLISE CRÍTICA	164
13.	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	166
 <u>ANEXO A - SONDAGEM N° SP-5</u>		
 <u>ANEXO B - ESTUDO PRELIMINAR (DESENHOS)</u>		

1. INTRODUÇÃO

O processo acelerado de crescimento pelo qual a cidade de São Paulo e sua região metropolitana passou nas últimas décadas fez com que ela se tornasse uma das maiores do mundo. Como em qualquer grande metrópole, é necessário atender a uma elevada demanda nos diversos serviços, o que muitas vezes não ocorre devido à enorme complexidade que existe entre os sistemas.

Este fato, somado ao modo desordenado e não planejado que o crescimento da cidade ocorreu, provocou uma série de problemas que precisam ser enfrentados, todos os dias, por seus 17 milhões de habitantes.

Pode-se dizer que os problemas de maior destaque e, que mais incomodam o cidadão metropolitano, são os relacionados ao trânsito. Os grandes deslocamentos, aliados aos congestionamentos gerados pelo excesso de demanda, chegam a ocupar aproximadamente 3 horas por dia dos trabalhadores.

Conscientes dessa realidade e tendo em mente a multidisciplinaridade que o Trabalho de Formatura deveria abranger, o grupo considerou que tratar da infraestrutura viária seria um tema interessante. Além disso, poderia envolver uma série de conhecimentos obtidos nas disciplinas ministradas ao longo do curso, tais como Projeto Viário, Engenharia de Tráfego, Pavimentos, Mecânica dos Solos, Obras de Terra, Mecânica das Estruturas, Hidrologia, Hidráulica, Introdução à Engenharia Ambiental, Planejamento Urbano e Planejamento Financeiro, entre outras.

Antevendo as modificações que ocorrerão após a implantação do recém aprovado trecho Sul e considerando a não realização dos trechos Leste e Norte do Rodoanel Mário Covas, verificou-se a necessidade da criação de uma rota alternativa para os veículos que cruzam a região metropolitana, minimizando os impactos negativos no trânsito de São Paulo e na região de Capuava, no município de Mauá.

2. OBJETIVOS

O trabalho enfoca o atendimento ao aumento da demanda previsto na região de Capuava, no município de Mauá, proveniente da futura conclusão do trecho Sul do Rodoanel Mário Covas, fornecendo uma alternativa provisória de rota até que os trechos Leste e Norte entrem em operação.

Isso será realizado através da interligação da Avenida Papa João XXIII com as Avenidas do Estado e Costa e Silva, conectando a demanda proveniente do Trecho Sul do Rodoanel às Rodovias Ayrton Senna e Presidente Dutra, localizadas na Região Norte, através da malha urbana existente (mais especificamente avenidas Adélia, Ragueb Chohfi e Jacu Pêssego).

A partir do estudo da demanda, da capacidade da via e do levantamento cadastral da região, serão analisadas as possíveis alternativas de traçado e interligações. Para a solução adotada, será realizado o detalhamento, o qual incluirá estudos de tráfego, projetos geométricos, de obras de arte especiais, de pavimentos, de drenagem e a concepção estrutural da via.

É importante ressaltar que se trata de um trabalho de conclusão de curso, onde o foco principal é abranger uma grande variedade de assuntos relacionados ao tema, e não se aprofundar demasiadamente em um estudo específico.

3. CENÁRIO EXISTENTE

O município de Mauá é um dos 39 municípios que integram a Região Metropolitana de São Paulo. Localiza-se a sudeste da cidade de São Paulo e faz divisa com outros 3 municípios: Ferraz de Vasconcelos a nordeste, Ribeirão Pires a sudeste e Santo André a oeste, conforme a figura abaixo.



Figura 3-1 - Localização do Município de Mauá

Seus 400 mil habitantes estão distribuídos em aproximadamente 62 km², sendo que desta área, 12,4 km² são reservados à proteção aos mananciais, o que restringe ainda mais a área que pode ser ocupada.

A formação do Município de Mauá está intimamente ligada aos primeiros sesmeiros e às grandes fazendas em torno da Capela Nossa Senhora do Pilar, nos séculos XVII e XVIII. Daí o nome inicial do vilarejo: Pilar.

A cidade teve seu desenvolvimento acelerado com a chegada da estrada de ferro São Paulo Railway (1867) – empreendimento possível graças à parceria com os ingleses – e em primeiro de abril de 1883 teve a Estação do Pilar inaugurada. O nome da estação foi mudado, em 1926, para Mauá (quando a ferrovia já era denominada Santos - Jundiaí), em homenagem ao Barão e Visconde de Mauá.

Em 18 de outubro de 1934, Mauá foi elevada à categoria de Distrito de Paz no Município de São Bernardo, Comarca da Capital - São Paulo.

Em 1953, foi emancipada, tornando-se enfim o Município de Mauá, em plebiscito realizado no dia 22 de novembro de 1953. Porém, Mauá só se tornou município autônomo a partir de primeiro de janeiro de 1954.

Hoje a cidade possui dois pólos industriais, Capuava e Sertãozinho, além de um pólo petroquímico, a Refinaria União, cuja área abrange também o Município de Santo André, a oeste. A região estudada também é servida por uma estação de trem da CPTM – *Companhia Paulista de Trens Metropolitanos*.



Foto 3-1 - Estação Capuava da CPTM

O trecho situa-se entre a alça da Avenida Papa João XXIII e a interligação existente entre as Avenidas do Estado e Costa e Silva.

Trata-se de uma região predominantemente industrial, embora seja densamente povoada, sendo os sobrados de pequeno porte em alvenaria não revestida a principal tipologia das residências locais, conforme foto tirada na ocasião da visita.



Foto 3-2 - Tipologia das residências locais

3.1 Rodoanel Mário Covas

3.1.1 Histórico

Com o crescimento da região metropolitana nas últimas décadas e conseqüente aumento dos congestionamentos, foram realizados inúmeros estudos de anéis perimetrais para romper o caráter rádio-concêntrico que caracteriza o sistema viário estrutural da RMSP, visando desconcentrar os fluxos de veículos e desviar o tráfego de passagem do centro metropolitano. Alguns dos mais importantes estudos estão descritos abaixo.

Estudos Rodoviários / DER-SP

O *DER-SP - Departamento de Estradas de Rodagem* iniciou em 1958 os estudos para a implantação de duas vias de contorno, interligando as rodovias que acessam a RMSP, denominadas de Pequeno e Grande Anel Rodoviário.

O Pequeno Anel Rodoviário, contido no Município de São Paulo, tinha por objetivo interligar o sistema rodoviário através de uma via expressa circundando a área urbanizada e evitar que o tráfego de passagem cruzasse as áreas centrais da metrópole. O traçado previsto, com aproximadamente 100 km de extensão, seguia as áreas de fundo de vale. Da proposta original foram implantados apenas os trechos correspondentes à interconexão com a rodovia Presidente Castello Branco e as marginais do rio Pinheiros até a Av. Morumbi.

O Grande Anel Rodoviário se desenvolveria a cerca de 40 km do centro metropolitano e sua diretriz de traçado cruzava os municípios de Santana do Parnaíba, Guarulhos, Itaquaquecetuba, Suzano, Ribeirão Pires, Embu-Guaçu e Itapevi, com cerca de 200 km de extensão e apropriando-se de trechos de estradas existentes. Esta proposta não avançou, mas constitui-se em uma primeira aproximação em termos conceituais e de traçado do Rodoanel.

No final da década de sessenta, com a elaboração do *PUB - Plano Urbanístico Básico de São Paulo* e, posteriormente do *PMDI - Plano Metropolitano de Desenvolvimento Integrado*, foram realizados estudos para a implantação de uma rede de vias expressas. Esta rede permitiria um fluxo contínuo de veículos

devido à separação das pistas de rolamento por sentido, controle de acesso e interseções em desnível. A Avenida 23 de Maio e as marginais Tietê / Pinheiros se constituem nos únicos exemplos de vias expressas implantadas com base nas propostas viárias do PUB e, posteriormente, do PMDI.

Mini Anel Viário

No final da década de setenta a Prefeitura Municipal de São Paulo implantou algumas ligações viárias para suprir a necessidade de interligação do sistema rodoviário, tendo em vista que o Pequeno Anel Rodoviário tinha sido implantado apenas parcialmente, assim como o Programa de Vias Expressas proposto pelo PUB / PMDI.

Fazem parte desta intervenção o prolongamento da Avenida dos Bandeirantes até a Rodovia dos Imigrantes (denominado Avenida Afonso D'Escagnole Taunay); o viaduto Ary Torres ligando a Marginal Pinheiros à Avenida dos Bandeirantes e a interligação da Rodovia Presidente Dutra com a Marginal Tietê e a Avenida Tatuapé. Em 1986, foi proposta a implantação do Mini Anel Viário integrado pelas marginais do Tietê e do Pinheiros, avenidas dos Bandeirantes, Afonso D'Escagnole Taunay, Tancredo Neves, Juntas Provisórias, Luiz Ignácio de Anhaia Mello e Salim Farah Maluf, concluído na segunda metade da década passada.

Anel Viário Metropolitano

Em 1976, por iniciativa da EMPLASA / METRÔ, tiveram início os estudos do Anel Viário Metropolitano que deveria substituir o Pequeno Anel Rodoviário do DER/SP. A proposta formulada previa a implantação, por razões de custo, de uma via arterial, ao invés do sistema expresso proposto no final da década de 60. Com 51 km de extensão, o Anel Viário Metropolitano coincidia com as marginais do Tietê e do Pinheiros e aproveitava trecho de avenidas existentes como a Roque Petroni Júnior, Presidente Kennedy, Aricanduva e o prolongamento desta última, ao norte do rio Tietê até as rodovias Presidente Dutra e Fernão Dias. Este traçado está parcialmente implantado.

Sistema Integrado de Transportes / Anéis DERSA

Foram desenvolvidos estudos no âmbito da DERSA, a partir de 1980, os quais estavam contidos no plano denominado Sistema Integrado de Transportes, composto por dois anéis: Macro Anel Rodoviário e Grande Anel Intermodal.

O traçado do Macro Anel Rodoviário distava aproximadamente 100 km do centro metropolitano, atendendo as cidades de Campinas, Sorocaba, Piedade, Juquiá, Peruibe, Itanhaém, Mongaguá, Cubatão, Santos, São Sebastião, Caraguatatuba, Salesópolis, Jacareí, São José dos Campos e Bragança Paulista. Com extensão aproximada de 750 km, este anel aproveitava trechos de rodovias existentes e sua implantação foi iniciada com a duplicação das rodovias Santos Dumont (SP-075) e Dom Pedro I (SP-065).

O Grande Anel Intermodal foi proposto para exercer um controle operacional do tráfego pesado, inibindo seu ingresso na malha viária metropolitana. Com 285 km de extensão e distando em média 40 km do centro metropolitano, este anel coincidia em parte com rodovias existentes e se desenvolvia nos municípios de Caieiras, Franco da Rocha, Mairiporã e Arujá, ao norte; Mogi das Cruzes, a leste; Ribeirão Pires, São Bernardo do Campo e Embu-Guaçu, ao sul e Itapeverica da Serra, Cotia, Itapevi e Barueri, a oeste. No entanto, nenhum trecho desta proposta foi implantado.

VPM – Via Perimetral Metropolitana

A partir de 1989 o Governo do Estado através da CDHU – *Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano* desenvolveu estudos para a implantação da Via Perimetral Metropolitana. A VPM tinha por objetivo propor uma alternativa para o tráfego de passagem de média e longa distância, que cruza a RMSP, aliviando os fluxos viários nas marginais dos rios Tietê e Pinheiros. A diretriz de traçado da VPM, com 160 km de extensão, se desenvolvia ao norte, no limite sul do Parque Estadual da Cantareira e nos municípios de Guarulhos e Arujá; a leste, cruzava os municípios de Itaquaquecetuba, Suzano e Mauá; ao sul, margeava as represas Billings e de Guarapiranga e, a oeste, cruzava os municípios de Embu e Carapicuíba. A VPM tinha características de via expressa com controle de acesso, interseções em desnível e duas pistas com três faixas de rolamento por sentido. Esta proposta também não foi implantada, embora fosse a alternativa que mais se aproximava ao Rodoanel no seu modelo atual.

Depois de muitos estudos implantados parcialmente, em 1992, foi apresentado um novo projeto com rota similar à VPM. Esse mesmo traçado, com a modificação do Trecho Norte, que passava inicialmente por trás da Serra da Cantareira, saiu do papel e originou em fins de 1998 o Rodoanel, por iniciativa do então Governador do Estado Mário Covas.

3.1.2 Objetivos e Dados Técnicos

O Rodoanel Mário Covas é um empreendimento rodoviário que tem como finalidade principal a melhoria da qualidade de vida na RMSP envolvendo aspectos ambientais e sócio-econômicos. A DERSA elencou os principais objetivos do Rodoanel em apresentação realizada na Assembléia Legislativa de São Paulo em 1999:

- Organizar o tráfego de passagem na RMSP;
- Hierarquizar e estruturar o transporte de passageiros e de cargas, proporcionando a integração modal;
- Adotar medidas específicas de proteção para as áreas ambientalmente protegidas, incluindo os mananciais e parques florestais e,
- Promover o desenvolvimento eco-sustentável na área de influência, ordenando o uso e ocupação do solo.

Os principais objetivos a serem atingidos sob a ótica dos transportes são:

- Articular as rodovias estaduais e federais que acessam a RMSP, evitando que o tráfego das mesmas sobreponha-se ao fluxo veicular urbano, aumentando os congestionamentos e as emissões no meio urbano e,
- Criar um sistema viário que permita a interconexão entre as cidades que compõem a RMSP, reduzindo os custos de transporte, as deseconomias decorrentes dos congestionamentos e propiciando o desenvolvimento sustentado da região.

Numa abordagem mais abrangente, contempla o desenvolvimento econômico e social do Estado e do País, facilitando o fluxo de cargas que seguem para os países integrantes do Mercosul e para o Porto de Santos, diminuindo o custo das exportações ("Custo Brasil") e contribuindo para o desenvolvimento do país.

Trata-se de uma rodovia de acesso restrito que contornará a Região Metropolitana de São Paulo num distanciamento de 20 a 40 km do centro do município, que tem 170 km de extensão total e interligará os grandes corredores de acesso a metrópole: Rodovia dos Bandeirantes, Via Anhanguera, Castello Branco, Raposo Tavares, Régis Bittencourt, Imigrantes, Anchieta, Ayrton Senna, Dutra e Fêmão Dias.



Figura 3-2 - Rodoanel Mário Covas

Sua construção foi dividida em quatro trechos: Oeste (amarelo), Sul (azul escuro), Leste (azul claro) e Norte (vermelho) e começou a ser implantada no final de 1998 pelo trecho Oeste, que foi concluído em outubro de 2002.



Foto 3-3 - Trecho Oeste já concluído

O próximo trecho a ser construído é o Sul, que já foi aprovado e aguarda apenas a licença de instalação para o início das obras, que está previsto para julho, de acordo com o Secretário Estadual dos Transportes, Dario Rais Lopes.

3.1.3 O Trecho SUL

A principal atuação do Trecho Sul será a ligação do Brasil Central ao Porto de Santos. Será um importante elo econômico para a incorporação do Porto de Santos ao sistema de logística de transportes de todo o Estado e do Brasil.

Com 57 km de extensão, o Trecho Sul tem o seu início no trevo da rodovia Régis Bittencourt – entroncamento com o Trecho Oeste – e cruza as rodovias dos Imigrantes e Anchieta, chegando ao município de Mauá. Ao projeto foi

adicionada uma ligação de padrão rodoviário com 4,4 km de extensão até a Avenida Papa João XXIII, em Mauá, que será duplicada para receber o novo tráfego proveniente do Rodoanel.

O traçado do Trecho Sul acompanha as várzeas do rio Embu-Mirim. Para assegurar a preservação dessas áreas, as pistas foram separadas para permitir a criação de dois parques. Cruza a represa de Guarapiranga no seu ponto mais estreito, com uma travessia de apenas 90 m, sem aproximar-se do Parque do Embu-Guaçu, localizado mais ao sul e a 12 km da captação de água da SABESP. Passa pelo reservatório da Billings, através de duas pontes: uma no braço do Bororé e outra no corpo principal.

Para não induzir a ocupação nas zonas de mananciais, o Trecho Sul estende-se por 38 km sem nenhum acesso às avenidas e ruas da região, passando por Itapeverica e Parelheiros, até chegar à rodovia dos Imigrantes. Após o cruzamento com a Via Anchieta, prossegue em direção a Mauá, margeando o braço do Rio Grande, funcionando como uma barreira à ocupação desordenada e prevenindo a degradação do manancial que abastece a região do ABCD.

Ao longo do seu traçado, o Rodoanel vai ainda recuperar áreas degradadas, como portos irregulares de areia onde a extração predatória provocou erosão. Após a recuperação, essas áreas receberão paisagismo e reurbanização. Foram projetadas travessias em locais adequados que possibilitarão a circulação de animais, minimizando a interferência com a fauna em seu habitat natural.

As ações ambientais já programadas possibilitarão a completa revitalização do

Parque do Pedroso, em Santo André. Serão acrescidos mil hectares com o replantio compensatório, religando formações florestais isoladas. A preservação da margem do reservatório do Rio Grande, a criação dos novos parques do Embu, de Itapeirica, do Jaceguava e do Bororé garantirá outros mil hectares de área verde à região.

3.2 Rio Tamanduateí e Piscinão de Capuava

Com extensão de 35 km e uma bacia hidrográfica que engloba uma área de 320 km², o Rio Tamanduateí (a palavra quer dizer "tamanduá grande" em tupi; os antigos sertanistas o chamavam de Rio Piratininga) nasce cristalino no município de Mauá, passa pelas cidades de Santo André e São Caetano, atravessa o centro de São Paulo, no Parque D. Pedro II, até desaguar no Rio Tietê, no bairro do Bom Retiro, em frente ao Palácio das Convenções do Anhembi.

O Tamanduateí, no seu traçado original, era um rio bastante sinuoso que cumpriu importante papel na formação da cidade de São Paulo, permitindo a navegação até o Rio Tietê e facilitando a locomoção dos moradores e dos visitantes que residiam nas vizinhanças.

Além disso, até o início do século XX, as suas águas, que corriam limpas, eram utilizadas para os afazeres domésticos dos moradores. Em sua várzea, ao lado das pontes, as mulheres, com trouxas e tábuas, lavavam as roupas, os homens pescavam e os animais bebiam água.



Foto 3-4 - Rio Tamanduateí em 1890

As casas cujos fundos abriam-se para o Rio Tamanduateí tinham escadarias onde os moradores atracavam seus barcos e pescavam. No fim da Ladeira Porto Geral, antigo Beco das Barbas, existiu de fato um porto - daí o nome da rua -, que resistiu até o início do século XX, quando o então prefeito Antonio Prado mudou o curso do rio e o reduziu a um estreito canal.

Nas terras planas da várzea foi construída, em 1867, a Estrada de Ferro Santos-Jundiaí, inaugurada no bairro da Estação, hoje município de Santo André. Isso deu um novo impulso à região do ABC paulista, que se chamava São Bernardo. O local favorecia tanto a utilização de água quanto o transporte da produção pelo rio. A partir daí, outras indústrias também se instalaram na região.

Mas o desastre ambiental começou na década de 50 com a construção de um pólo petroquímico em Capuava que resultou em danos irremediáveis ao rio, e posteriormente com a construção de uma barragem e poluição de suas águas com dejetos químicos.



Foto 3-5 - Rio Tamanduateí atualmente

O Tamanduateí possuía 43 afluentes que deram origem a bairros e vilas, como o Ipiranga, a Móoca e a Pedra Branca. Atualmente, a maioria desses córregos encontra-se total ou parcialmente canalizada e transformada em canais coletores de esgoto. O próprio rio tornou-se o maior canal de esgoto a céu aberto do ABC paulista.

No final do século passado com o agravamento das enchentes, o Governo do

Estado se viu obrigado a tomar medidas a fim de mitigar o problema.

O projeto do Piscinão de Capuava é parte integrante das medidas estruturais do Programa de Combate às Inundações na Bacia do Alto do Tamanduateí. Sua construção foi iniciada em janeiro de 2001 e concluída em julho de 2002 pelo DAEE – *Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo*, com o objetivo de amortecimento de cheias do Rio Tamanduateí.



Foto 3-6 - Piscinão de Capuava em fase de construção – Arquivo do DAEE / 2002

Anteriormente à construção do piscinão, foi realizada a canalização do Rio Tamanduateí, que aumentou a capacidade de vazão do rio de 70 m³/s para 200 m³/s e era vista como medida suficiente para a solução do problema. No entanto, com a intensa impermeabilização e ocupação desordenada das áreas

de várzea do rio, tal medida mostrou-se insuficiente e tornou-se necessária a construção de piscinões ao longo do curso do Tamanduateí.

O Piscinão de Capuava foi proposto como solução definitiva para os problemas de transbordamentos do rio nas proximidades dos municípios de Santo André e Mauá. Como parte do programa de combate às inundações, também foram realizadas atividades não estruturais como o disciplinamento da população quanto ao uso e a ocupação adequada do solo.



Foto 3-7 - Piscinão de Capuava atualmente

Para efeito de cálculo, os dados técnicos a serem utilizados neste trabalho referentes às sondagens e aos aspectos hidráulicos e hidrológicos ao longo do rio, serão retirados dos estudos feitos pelo DAEE em ocasião da construção do

piscinão.

3.2.1 Informações Técnicas

O reservatório de Capuava ocupa uma área de 150.000 m², localizando-se no curso do rio, em área pertencente à Refinaria de Capuava da Petrobrás e possui um volume de armazenamento de 800.000 m³ com extensão de 1.000 m ao longo do rio. O sistema de esgotamento é realizado através da gravidade e da utilização de 4 bombas de capacidade de 1.000 l/s e tem a duração de 30 horas.

A sua implantação resultou na redução da vazão de pico do rio em 59% para cheias de tempo de retorno de 50 anos e no abaixamento do nível da água em até 2,0 metros para vazões superiores a 150 m³/s. Para que essa redução do nível atingisse áreas à montante do reservatório, foram realizados o controle dos níveis máximos da estrutura de partição e uma ampliação da calha do rio à montante do reservatório.

4. A PROPOSTA

Para atender ao futuro aumento previsto na demanda do tráfego na região de Capuava, proveniente da conclusão do Trecho Sul do Rodoanel, junto à Avenida Papa João XXIII, que será duplicada, propõe-se a construção de uma interligação entre a alça desta avenida com as Avenidas Costa e Silva e Avenida dos Estados, absorvendo assim um grande fluxo desses veículos e do próprio trânsito local, aliviando o congestionamento em vias principais como a Av. Adélia Chohfi, a Rotatória de São Mateus e a Av. Ragueb Chohfi. Sua construção servirá também como uma possível alternativa de percurso para os moradores e trabalhadores da região.

Para atingir aos objetivos descritos anteriormente, além desta proposta, que será melhor detalhada no decorrer do presente trabalho, existe uma outra, ainda em estudo pela PMSP em conjunto com a Prefeitura de Mauá, de implantar o prolongamento da Avenida Jacu Pêssego até sua interligação com a Avenida Papa João XXIII.

A *Figura 4-1* apresenta a interligação.



Figura 4-1 – Interligação proposta

A interligação proposta tem aproximadamente 3,2 km de extensão e seu traçado acompanhará o do Rio Tamanduateí. Foram ainda estudadas possibilidades de interconexão com as Avenidas dos Estados e Costa e Silva; considerando cruzamento em nível e em desnível, como pode ser visto mais adiante. A escolha entre elas dependerá de uma série de fatores, como volume de tráfego previsto, área desapropriada, custo, interferências, entre outros.

5. PREVISÃO DE TRÁFEGO

A definição de vários aspectos referentes à interligação proposta é dependente, além de outros atributos, do tráfego local. O volume desse tráfego será a base para o dimensionamento da via e suas interconexões. Como não há um meio exato para a determinação desses volumes em diferentes horizontes, são utilizados modelos de simulação, simplificadores da realidade, criados para fazer previsões de tráfego.

5.1 Modelo de Simulação – Vissim

Para a realização do estudo de tráfego da interligação proposta, foram utilizados as matrizes de viagem baseadas nas pesquisas de origem-destino domiciliar, Cordon Line do Metrô e em dados da CET. A simulação dos cenários a serem estudados foi realizada no programa de simulação Vissim, da ARTESP, sobre o qual está representado o sistema viário principal da Região Metropolitana de São Paulo.

A rede de simulação do Vissim foi definida quanto à sua forma e abrangência em função dos objetivos do estudo. Conceitualmente, essas redes constituem de:

Links: trechos físicos existentes ou projetados da rede de transportes, também conhecidos na literatura como ligações ou arcos;

Nós: pontos de início e fim dos *links*, ou de interseção entre eles.

Na rede considerada, os nós correspondem aos principais entroncamentos ou pontos de acesso na rede, e os *links* são os segmentos / trechos conectando os nós.

Para cada Zona de Tráfego foi definido um Centróide, que representa os pontos de Origens e Destinos dos fluxos entre as zonas. Através de *links* de acesso, cada centróide conecta-se à rede de transportes, por onde flui a demanda.

Para descrever a rede de transportes, cada *link* contém informações sobre a infra-estrutura representada por ele, como extensão, velocidade ou tempo de percurso e capacidade.

Cada *link*, correspondente a um trecho da rede de simulação, é caracterizado pelo relacionamento com os possíveis modos de transporte que podem utilizá-lo. O desempenho e outras características de um mesmo modo físico podem ser diferentes, dependendo do tipo de *link*.

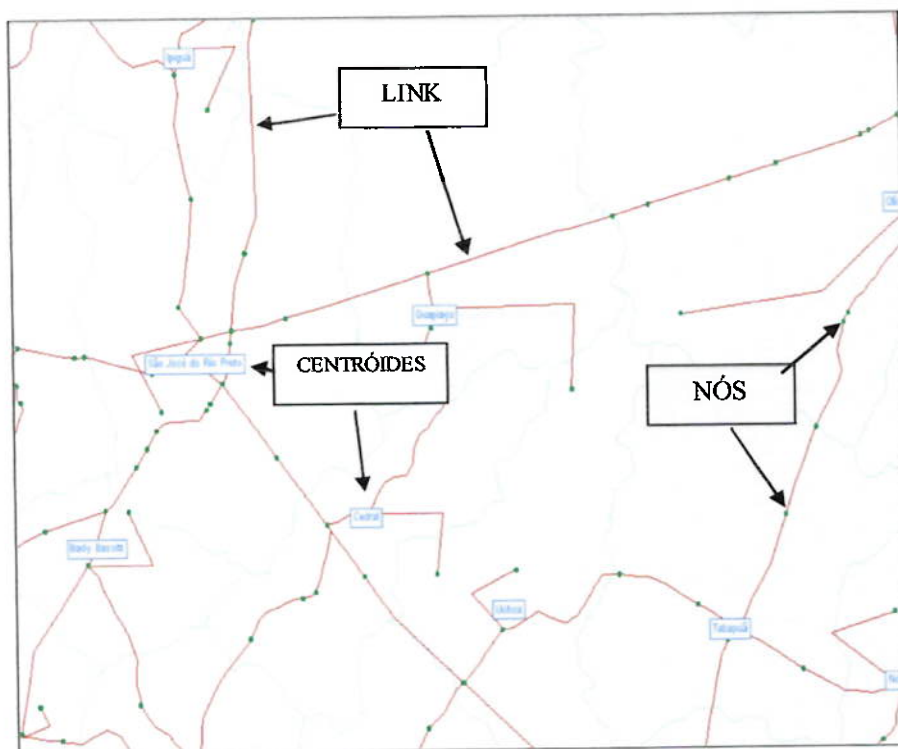


Figura 5-1 - Elementos do Modelo de Simulação

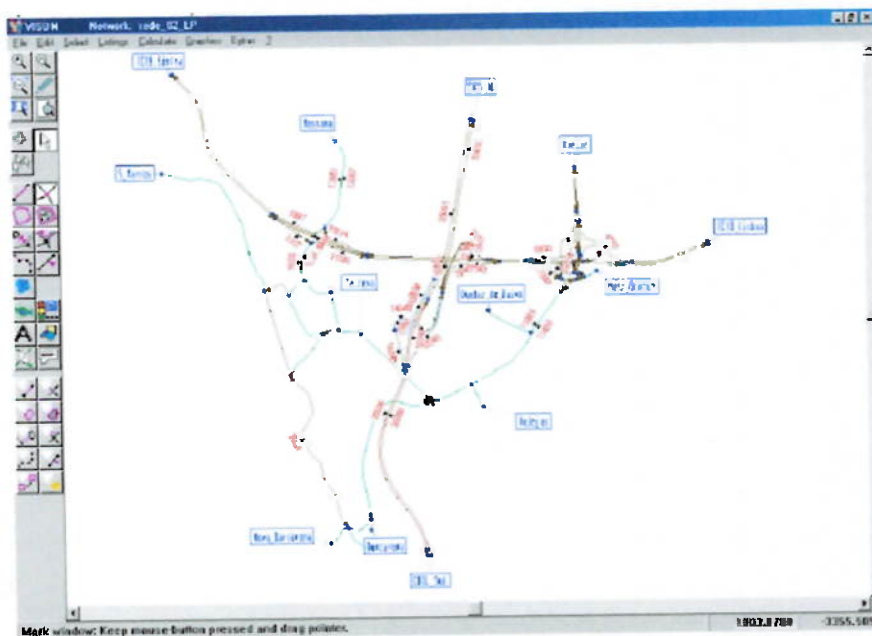


Figura 5-2 - Face de trabalho do Vissim

5.2 Cenários Estudados

Os cenários que foram analisados são altamente dependentes da conclusão do elo Sul e da construção do elo Leste do Rodoanel. Atualmente, apenas o elo Oeste encontra-se concluído e em operação.

A conclusão do trecho Sul até a Avenida Papa João XXIII provocará um grande aumento do número de veículos no interior da malha urbana, principalmente aqueles advindos do Sistema Anchieta-Imigrantes e que possuem como destinos as rodovias situadas ao Norte da Cidade de São Paulo, como a Dutra e a Nova Trabalhadores.

Esse aumento do fluxo na Av. Papa João XXIII devido a conclusão do trecho Sul pode ser confirmado em estudo realizado pelo DERSA.

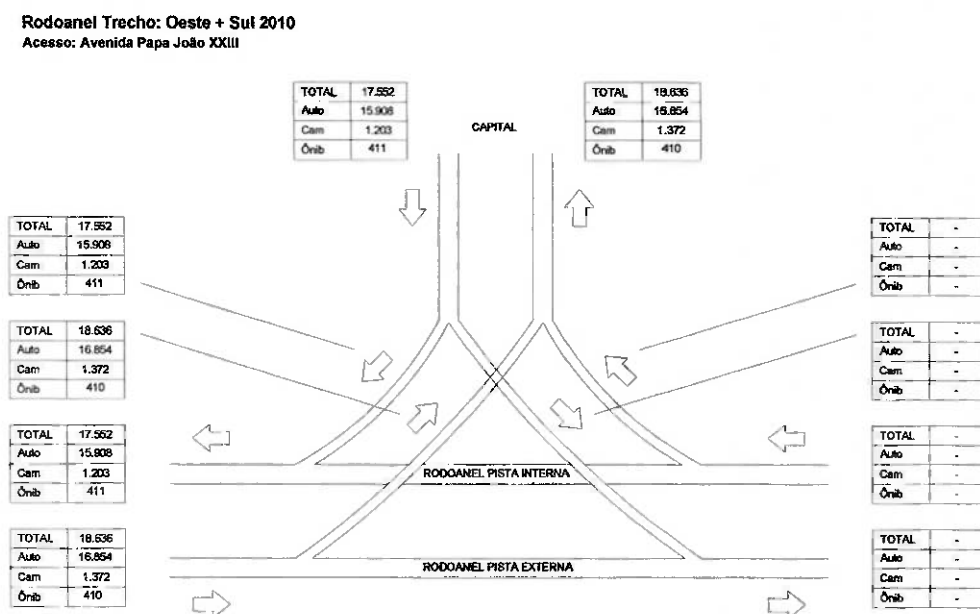
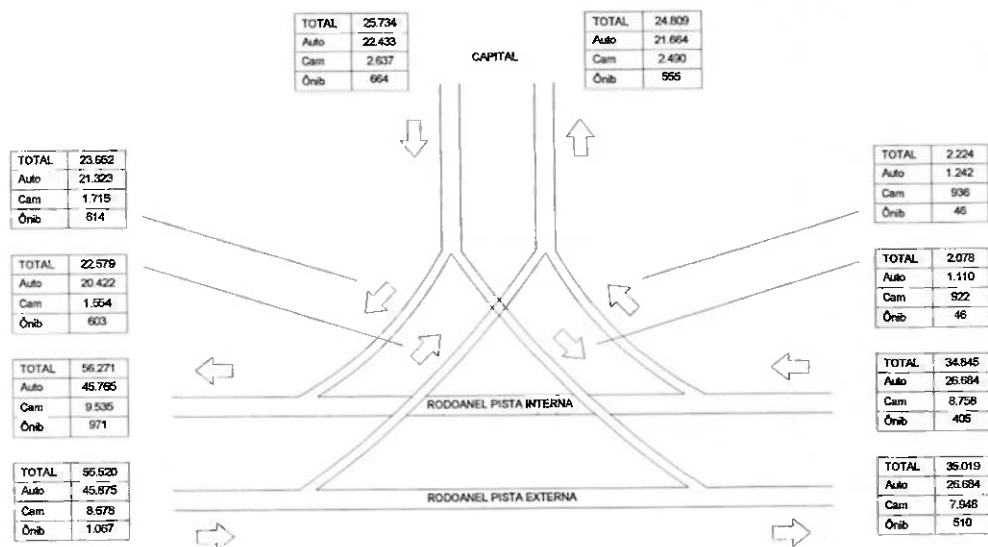


Figura 5-3 - Fluxo de veículos do Trecho Sul do Rodoanel que acessaria a Avenida Papa João XXIII em 2010

Rodoanel COMPLETO 2020
Acesso: Avenida Papa João XXIII



**Figura 5-4 - Fluxo de veículos do Trecho Sul do Rodoanel que acessaria
a Avenida Papa João XXIII em 2020**

Devido essa considerável influência do Rodoanel no fluxo da Av. Papa João XXIII e conseqüente aumento do fluxo na interligação proposta, foram simulados no Vissim, juntamente ao DERSA, os seguintes cenários futuros para a ligação em estudo:

- I. Ano de 2010 com os elos Oeste e Sul do Rodoanel;
- II. Ano de 2020 com os elos Oeste e Sul do Rodoanel;
- III. Ano de 2020 com os elos Oeste, Sul e Leste do Rodoanel.

A demanda de veículos a ser considerada para o estudo será representada pelo volume de tráfego em todos os movimentos possíveis, fornecidos pelo programa de simulação. Esse volume pode ser definido como o número de veículos que

passa por uma seção da via em um determinado intervalo de tempo.

A seguir estão apresentados os resultados do volume diário médio de tráfego dos movimentos da ligação:

Tabela 5-1 - VDM de Tráfego para os Movimentos

Movimento	OS 2010 ligação			OS 2020 ligação			OSL 2020 ligação		
	Leves	Pesados	Total	Leves	Pesados	Total	Leves	Pesados	Total
M1	10.552	1.326	11.878	15.013	1.904	16.917	13.316	1.457	14.773
M2	10.901	1.308	12.209	13.127	1.946	15.073	11.572	1.377	12.949
M3	13.586	1.021	14.607	15.449	1.317	16.766	18.361	1.580	19.941
M4	14.091	1.144	15.235	15.684	1.430	17.114	19.132	1.814	20.946
M5	3.089	283	3.372	3.673	478	4.151	815	294	1.109
M6	2.716	105	2.821	5.705	422	6.127	718	307	1.025

Onde:

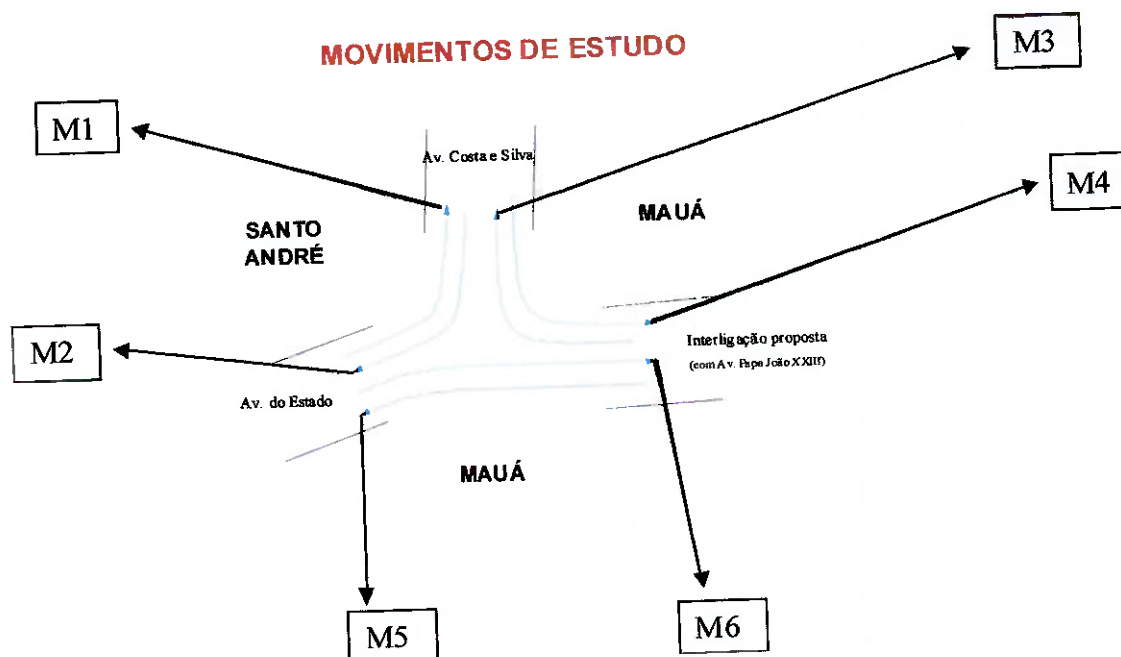


Figura 5-5 - Movimento de Estudo

Tabela 5-2: Volumes Diários Médio de Tráfego da Interligação

Cenário	Ligação		
	Leves	Pesados	Total
I) OS 2010 ligação	33.482	2.553	36.035
II) OS 2020 ligação	40.511	3.647	44.158
III) OSL 2020 ligação	39.026	3.995	43.021

Para efeito de estudo, com base na taxa de crescimento do fluxo total do cenário I) OS 2020 ligação para o II) OS 2020 ligação, será estimado para o ano de 2030 com a conclusão dos elos Oeste, Sul e Leste do Rodoanel (Cenário IV) o seguinte volume diário médio:

Tabela 5-3: Volume Diário Médio de Tráfego para o Cenário IV

Movimento	OSL 2030 ligação		
	Leves	Pesados	Total
M1	16.318	1.785	18.103
M2	14.181	1.687	15.868
M3	22.500	1.936	24.436
M4	23.445	2.223	25.668
M5	999	360	1.359
M6	880	376	1.256

6. ALTERNATIVAS FUNCIONAIS

A demanda que irá utilizar a interligação em estudo precisa ter acesso a ela ou ser distribuída na Avenida Costa e Silva e na Avenida do Estado através de uma interseção. Esta pode ser de vários tipos, e sua escolha adequada é de muita importância, já que ela normalmente é uma parte crítica na operação geral dos sistemas viários e interfere diretamente na viabilidade do projeto.

Para o problema proposto serão apresentadas inicialmente três alternativas diferentes, uma em nível, e outras duas em desnível: uma considerando separação do movimento em dois níveis e outra em três níveis diferentes.

Será adotada no projeto uma inclinação máxima de 6% que, embora seja uma inclinação superior à recomendada, será imprescindível para vencer a diferença de cota do terreno de aproximadamente 25 metros existente entre a chegada da via proposta e a Avenida Costa e Silva. A adoção de uma inclinação inferior levaria a intervenções muito mais drásticas nas vias já existentes, pois prolongaria a extensão da rampa. Porém, deve-se salientar que a utilização desta inclinação acarretará em uma perda de capacidade da via, já que haverá uma diminuição na eficiência nos veículos pesados.

Os raios mínimos dos acessos ininterruptos e a superelevação utilizada serão baseados em uma velocidade de projeto de 60 km/h. Já nos acessos com sinalização de controle de tráfego esse critério não se aplica, uma vez que haverá interrupção do fluxo.

6.1 Alternativa 1 - Interseção em nível

Uma característica fundamental das interseções em nível é a coincidência dos greides das vias que se cruzam ou se unificam. Elas constituem o tipo mais empregado nas vias localizadas em áreas urbanas, geralmente não apresentando medidas específicas de controle do tráfego. No caso em estudo, serão três vias que se interceptam, havendo a necessidade de adotar um sistema para o controle. Este pode ser feito através da inserção de semáforos, estrategicamente localizados para priorizar os movimentos que possuem os maiores fluxos, aumentando a fluidez da ligação. Além disso, devem ser respeitados os comprimentos mínimos entre manobras consecutivas de modo a não impedir o entrelaçamento dos movimentos almejados. Apesar de possuir um custo menor, esta alternativa possui a desvantagem de interromper a continuidade do fluxo, já que os semáforos obrigam os veículos a parar, reduzindo as velocidades médias desenvolvidas.

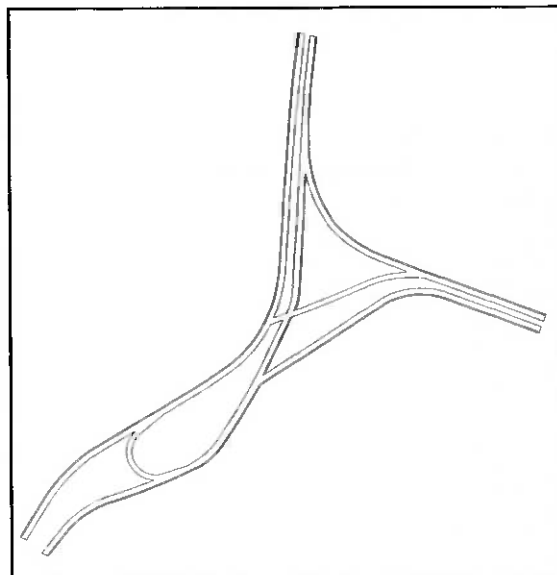


Figura 6-1 - Esquema da alternativa 1: Interligação em nível

6.2 Alternativa 2 - Interseção em desnível

A alternativa em desnível proposta será realizada com o emprego de dois níveis, com o objetivo de melhor atender a demanda de veículos. Sua principal vantagem em relação à primeira alternativa é a operacionalidade, que permite o desenvolvimento de maiores velocidades nos acessos com conseqüente redução no tempo de viagem. Essa opção minimizará o conflito entre o movimento de quem vem da Avenida do Estado para a Avenida Costa e Silva (M1) com o movimento de quem sai da Avenida Costa e Silva com destino a nova Interligação (M4), e entre este último e o movimento proveniente da nova interligação com destino a Avenida do Estado (M5), sendo que para os motoristas que vêm da Avenida Costa e Silva, o acesso à nova interligação

estudada seria feito através de um viaduto. A cota inferior desta estrutura deverá estar no mínimo oito metros acima da cota do greide da pista inferior.

É importante ressaltar que esta alternativa pode ser considerada como uma solução intermediária entre a primeira, onde todos os cruzamentos se fazem em nível, e a terceira, na qual não há conflito algum entre os movimentos. Isso ocorre uma vez que, embora haja separação dos movimentos citados acima, nessa solução se considera uma interseção em nível, semaforizada ou com prioridade entre os movimentos M1 e M5, não reduzindo assim o conflito entre eles.

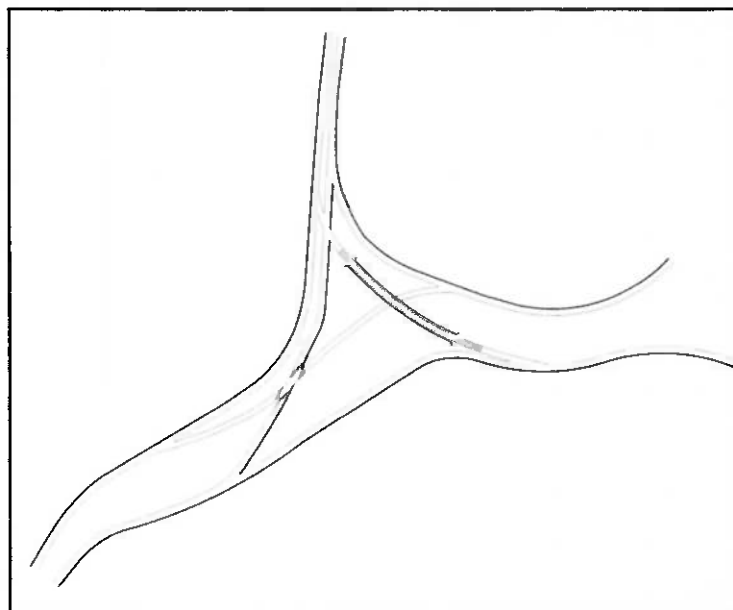


Figura 6-2 - Alternativa 2: Interligação em desnível

6.3 Alternativa 3 - Interseção em desnível – 3 níveis

Como dito, esta alternativa possui a vantagem de não permitir conflito entre os movimentos, propiciando uma operacionalidade ainda melhor do que a da

segunda alternativa. Os cruzamentos serão segregados por meio do uso de três níveis, com o objetivo de melhor atender a demanda de veículos, permitindo o desenvolvimento de velocidades maiores nos acessos com conseqüente redução no tempo de viagem.

Como na alternativa anterior os motoristas que vêm da Avenida Costa e Silva terão acesso à interligação estudada (M4) através de um viaduto, que passará sobre a ligação da Avenida do Estado com a Avenida Costa e Silva (M1) e sobre a via que virá da interligação até a Avenida do Estado (M5). Além disso, esta alternativa contempla um segundo viaduto ligando a Avenida do Estado com a Avenida Costa e Silva (M1). Ele passará sob o primeiro viaduto e sobre a via que virá da interligação até a Avenida do Estado (M5).

A cota inferior destas estruturas deverá estar no mínimo oito metros acima da cota do greide da pista inferior, fazendo uso do grande desnível existente no terreno.

Esta alternativa, embora seja a melhor do ponto de vista operacional, possui um custo superior ao das anteriores, uma vez que faz necessária a construção de dois novos viadutos.

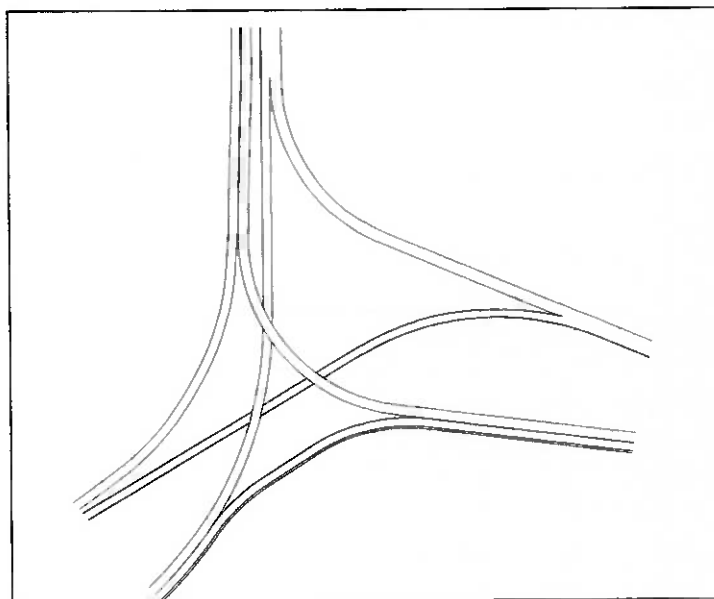


Figura 6-3 - Alternativa 3: Interligação em desnível

6.4 Escolha da Alternativa

Como o objetivo principal da construção da nova interligação é possibilitar que a demanda proveniente do Trecho Sul do Rodoanel possa se conectar com facilidade à malha viária existente, é importante que ela possua características de uma via expressa, maximizando o movimento e a velocidade média dos veículos motorizados que a usam.

Considerando as características de uma via deste tipo, a opção em nível não deverá ser implantada, uma vez que o conflito gerado pelo cruzamento dos movimentos principais (M1 e M4), com Volumes Diários Médios previstos de mais de 17 mil veículos em cada um dos movimentos, obrigaria a implantação de um semáforo, impedindo o desenvolvimento de velocidades compatíveis com a de uma via expressa.

Partindo do princípio que o cruzamento entre os movimentos M1 e M4 deve ser realizado em desnível e, empregando-se a inclinação adotada de 6%, se faz necessária a utilização de viadutos para realizar os movimentos M1 e M4, a fim de vencer a diferença de cota do terreno (ver *Desenho – Folha 09/14 e Folha 12/14* para os ramos 200 e 500, respectivamente).

Diante da necessidade de se construir os dois viadutos, as pistas dos movimentos M5 e M6 pode permanecer sobre a superfície do terreno, fazendo com que este movimento não seja mais conflitante com os outros.

Diante das necessidades apresentadas, utilizar-se-á a alternativa 3, que segrega os cruzamentos em três diferentes níveis mantendo as características necessárias da via. É importante ressaltar que com esta opção, além de se melhorar a operacionalidade da via, reduz-se também o número de acidentes, uma vez que não há conflito entre os movimentos.

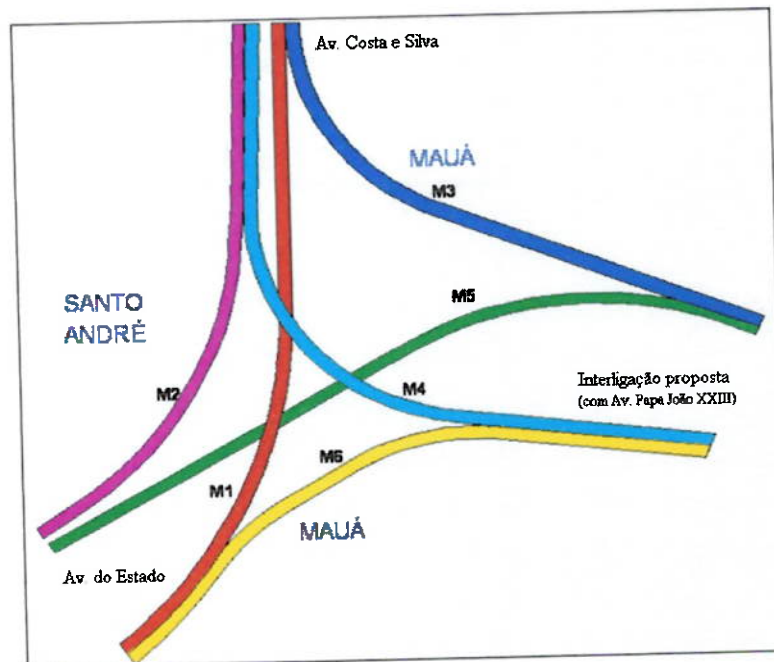


Figura 6-4 - Alternativa 3: Escolhida: Interligação em 3 níveis

7. ANÁLISE DO TRÁFEGO

A análise do tráfego é de fundamental importância na determinação da capacidade da ligação, de modo a considerar aspectos relacionados às limitações de suas características físicas, à demanda e à interação dos veículos no fluxo de tráfego na determinação da demanda total.

Uma vez conhecido os valores da demanda, inicia-se a determinação do tipo de via a ser implantada e o seu dimensionamento, de modo a atender toda a demanda prevista.

Assim, a análise do tráfego e da capacidade da via será realizada para o Cenário IV, o qual apresenta um maior volume de tráfego dentre as situações estudadas.

7.1 Composição do Tráfego

Os veículos que irão trafegar pela interligação podem ser classificados como veículos leves (automóveis, caminhonetes, peruas) e pesados (caminhões, carretas, ônibus), diferindo-se principalmente em relação aos seus pesos, tamanhos e velocidades de operação. Os veículos pesados, que apresentam uma velocidade inferior e um tamanho superior aos leves, prejudicam a mobilidade dos outros veículos, resultando na redução substancial do fluxo na via.

Na realização de um projeto, deve-se considerar que a frota circulante na região é composta por uma certa porcentagem de veículos de cada tipo. Para que se possam realizar comparações entre situações, ao invés de se trabalhar com diferentes tipos de veículos, é usual o cálculo do número de veículos equivalentes, considerando que um veículo pesado teria um peso maior na sua obtenção. Assim, o número de veículos equivalentes pode ser expresso pela seguinte forma:

$$V_{EQ} = V_L + E_C * V_P \quad (7-1)$$

Onde:

V_{EQ} = Número de veículos equivalentes;

V_L = Número de veículos leves;

V_P = Número de veículos pesados;

E_C = Fator de equivalência (varia normalmente de 2 a 5).

O fator de equivalência é determinado utilizando-se a metodologia do HCM 2000, a qual sugere valores de E_C de acordo com a inclinação e comprimento da rampa, além de considerar se esta é ascendente ou não.

Tais fatores influem na capacidade operacional dos veículos pesados, particularmente quanto à aceleração, desaceleração e capacidade de manter uma velocidade razoável em rampas ascendentes.

Tabela 7-1 - Fator de equivalência de caminhões para rampas ascendentes (HCM 2000)

Inclinação (%)	Comprimento (km)	E _c								
		Porcentagem de Veículos Pesados								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	Qualquer	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 2 - 3	0.0 - 0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4 - 0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.8 - 1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 1.2 - 1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 1.6 - 2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
≥ 3 - 4	0.0 - 0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4 - 0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 0.8 - 1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 1.2 - 1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 1.6 - 2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
≥ 4 - 5	0.0 - 0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4 - 0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 0.8 - 1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	> 1.2 - 1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
≥ 5 - 6	0.0 - 0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4 - 0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 0.5 - 0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	> 0.8 - 1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.2 - 1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
≥ 6	0.0 - 0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 0.4 - 0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 0.5 - 0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 0.8 - 1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	> 1.2 - 1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
	> 1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0

Tabela 7-2 - Fator de equivalência de caminhões para rampas descendentes (HCM 2000)

Inclinação (%)	Comprimento (km)	E _c			
		Porcentagem de Veículos Pesados			
		5	10	15	20
< 4	Qualquer	1.5	1.5	1.5	1.5
4 - 5	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
4 - 5	> 6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
> 5 - 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 5 - 6	> 6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
> 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 6	> 6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Tabela 7-3 - Fator de equivalência de caminhões

Ramo		Rampa			
		Tipo	Inclinação (%)	Comprimento (km)	Ec
500		A	6	0.45	2.0
400		D	6	0.45	1.5
300	a	A	6	0.53	2.5
	b	D	3	0.30	1.5
	c	A	3	0.30	1.5
	d	P	-	0.77	1.5
	e	D	4	0.34	1.5
	f	D	6	0.08	1.5
200	a	D	2	0.25	1.5
	b	D	6	0.45	1.5
	c	P	-	0.14	1.5
700		P	-	0.53	1.5
600		P	-	0.53	1.5
100A		P	-		1.5
100B		P	-		1.5

Sendo o ramo 100A equivalente à ligação sentido Av. Papa João XXII e o ramo 100B equivalente à ligação no sentido oposto.

O número de veículos equivalentes, assim como o nível de serviço será calculado apenas para os trechos críticos de cada movimento.

7.2 Variação dos Volumes de Tráfego

Os volumes diários médios são comumente utilizados na avaliação do tráfego em um sistema de ruas, na medição da demanda de uma via e na programação de suas melhorias básicas, não considerando a variação horária do fluxo ao longo do dia. De modo geral, essa variação mostra que cerca de 70% das viagens são realizadas durante o período das sete da manhã até as sete da noite, apresentando uma flutuação de até três vezes do volume diário médio nas horas de pico da manhã e da tarde.

Além da variação do volume ao longo do dia, há a análise da demanda a ser absorvida pela via que é realizada através do estudo da oscilação da intensidade de tráfego durante a hora pico, representada pelo fator pico horário (FPH).

O FPH pode variar entre 0,25 a 1,00, sendo que quando for igual a 1,00 considera-se uma uniformidade completa do tráfego durante a hora pico. A quantificação de seu valor é de difícil determinação, podendo ser estabelecido através da equação:

$$FPH = \frac{V_{HP}}{(4 * V_{15})} \quad (7-2)$$

Onde:

V_{HP} = Volume da hora pico;

V_{15} = Volume dos 15 minutos consecutivos de maior tráfego dentro da hora pico.

Outra variação do volume de tráfego de extrema importância, principalmente na avaliação da viabilidade econômica dos projetos, é a sua variação anual horária. A partir dela, pode-se determinar o número de horas no ciclo de um ano que a via apresenta um congestionamento acima do aceitável e definir o volume horário de projeto.

Assim, o volume horário de projeto pode ser representado pela equação (7-3).

$$VHP = K_n * VDM * D \quad (7-3)$$

Onde:

K_n = Coeficiente da enésima hora de pico;

VDM = Volume diário médio (veic/dia);

D = Fator de distribuição direcional na hora de pico;

Em condições ideais, a via deveria suportar toda a demanda de projeto, não apresentando congestionamento ao longo do ano. No entanto, entende-se que tal situação provocaria um aumento absurdo nos custos de implantação e nas dimensões da via, acarretando no cancelamento do projeto.

A relação entre o número de horas de congestionamento em um ano e o volume horário de tráfego em grande parte das rodovias podem ser expressas pelo seguinte gráfico.

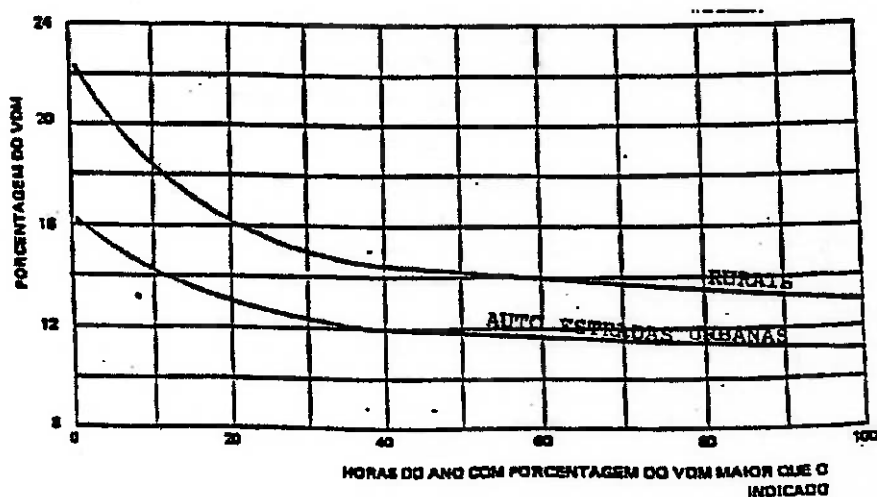


Gráfico 7-1 - Curva de ordenação horária das percentagens do VDM (HCM)

Usualmente, para a adoção do coeficiente da enésima hora de pico considera-se o valor aceitável de 30 horas de congestionamento no ano, pois conforme pode ser observado no *Gráfico 7-1*, para valores inferiores de 30 horas de congestionamento o volume de tráfego a ser atendido pelo projeto aumenta de forma rápida, ocasionando o encarecimento do projeto. Para valores superiores a 30 horas o volume de tráfego de projeto não altera de forma muito significativa, o que resultaria em uma baixa redução de custo e significativo aumento do trânsito na via. Outro valor que pode ser adotado para cidades que apresentam grandes volumes de trânsito é o de 50 horas de congestionamento.

Para a análise da demanda a ser absorvida pela via em estudo, foram consideradas as recomendações realizadas pelo DERSA em seus projetos do Rodoanel, as quais atribuem em situações que não há disponibilidade de contagens, 0,95 para o parâmetro FPH.

Foi estabelecido pelo grupo o valor aceitável de 50 horas de congestionamento para a realização do estudo o que, de acordo com os valores de projetos cujo fluxo é contínuo, como rodovias ou vias expressas, equivale ao $K_n = 8,5\%$.

O fator de distribuição direcional na hora de pico (D), em todos os casos analisados, não afeta na determinação do VHP já que os fluxos são divididos e, portanto não há influência do fluxo oposto.

7.3 Velocidade das Vias

A velocidade permitida da via mostra-se como um dos principais aspectos na escolha do percurso a ser realizado pelo motorista. Ela é representada pela velocidade de projeto e é definida em função da sua localização, das suas condições do pavimento, de sua sinalização e da sua geometria, dos veículos que a utilizam, dos motoristas e do clima do local, de modo a garantir o conforto e a segurança de seus usuários. A sua determinação considera apenas às limitações impostas pelas características de projeto nos veículos, sem a influência do tráfego.

Devido às inúmeras limitações que influenciam na locomoção dos veículos em situações de vias urbanas, a velocidade de projeto fica situada entre 45 km/h para vias arteriais a 120 km/h para vias expressas.

A determinação da velocidade de projeto não significa, necessariamente, que a velocidade de percurso dos usuários seja a mesma. Esta velocidade, definida como velocidade de operação, é a mais alta realizada pelos veículos em condições favoráveis de tempo e tráfego e é uma importante ferramenta no auxílio dos estudos de capacidade e níveis de serviço das vias.

Normalmente, em vias de alta velocidade de projeto, a velocidade de operação apresenta-se bem inferior, atingindo valores em torno de 70% da velocidade de projeto. Já em vias de baixas velocidades, a velocidade de operação apresenta valores aproximados de 90%.

Outros fatores que contribuem na redução da velocidade observada dos veículos são o volume de tráfego da via, da hora do dia, do tipo de veículo, do número de faixas e de eventuais acidentes presentes nas vias.

Por se tratar de uma região plana, em área urbana, sem nenhuma interferência visual, e por considerar que a via ainda será implantada, admite-se a velocidade de projeto de 80 km/h para a interligação proposta. E sob essas condições será considerado no projeto a velocidade de operação de 65 km/h.

7.4 Nível de Serviço

Consiste em avaliar qualitativamente as condições de operações de uma corrente de fluxo, indicando as condições de operacionalidade de uma via, levando em conta fatores como velocidade, tempo de percurso, segurança, conforto, grau de liberdade para manobras dentre outros fatores.

O nível de serviço (NS) a ser adotado no projeto deve considerar que a velocidade de operação ou a velocidade média global sejam superiores ao valor da velocidade do nível requerido e que a relação volume / capacidade de uma seção seja inferior ao valor padrão desse nível.

A classificação dos níveis de serviço é subdividida em seis categorias que possuem as seguintes características:

- **Nível de Serviço A:** Operação sob condições de fluxo livre, com pequena ou nenhuma restrição de manobra causada pela interferência de outros veículos. Logo, os motoristas podem manter as velocidades que

desejarem. Baixos volumes e altas velocidades, limitadas apenas pelas condições de segurança.

- **Nível de Serviço B:** Começa a ocorrer uma leve restrição aos motoristas, porém ainda possuem razoável liberdade para trafegarem a uma velocidade de escolha própria.
- **Nível de Serviço C:** Faixa de fluxo estável, mas as possibilidades e manobras começam a sofrer uma restrição maior, devido ao menor espaçamento entre os veículos. As mudanças de faixa requerem maior cuidado do condutor.
- **Nível de Serviço D:** Fluxo em pelotões, estável, mas com tendência à instabilidade. As velocidades operacionais dos pelotões tendem a reduzir-se com o incremento das taxas de fluxo. Pequenas interferências podem levar a grandes prejuízos às condições de fluxo que torna-se instável, com formação de filas com menor espaçamento e reduções localizadas da velocidade dos pelotões.
- **Nível de Serviço E:** É o nível no qual o volume de tráfego se aproxima ao valor da capacidade da rodovia. Ocorre um aumento das condições de instabilidade de fluxo e as ultrapassagens se tornam quase impossíveis.
- **Nível de Serviço F:** Neste nível há uma situação de colapso do fluxo após a superação da densidade crítica com saturação do tráfego e o escoamento dos veículos em fluxo forçado. As paradas podem ter curta

ou longa duração, com formação de congestionamentos. Os fluxos são inferiores à capacidade da via, provocados pela redução drástica da velocidade média de operação.

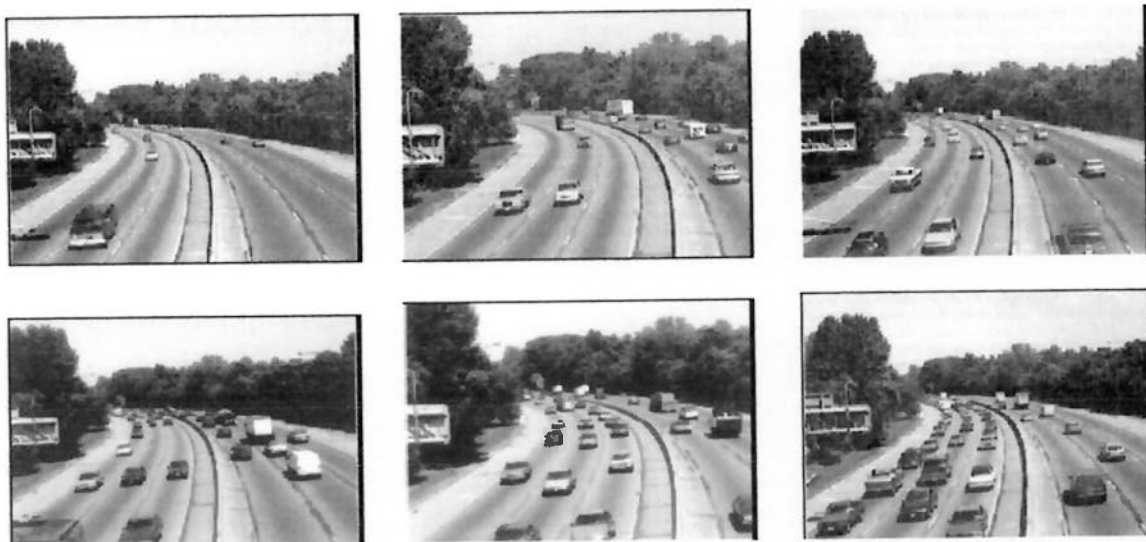


Figura 7-1 - Níveis de Serviço (A-F)

Como o principal objetivo da ligação proposta é de auxiliar o trânsito na malha viária urbana até a conclusão completa do Rodoanel Mário Covas, sem que haja um custo muito elevado na sua construção, será adotado para critério de projeto, um nível de serviço D para o ano horizonte (2030). Desta forma, considera-se que os outros cenários apresentados tenham um nível de serviço melhor ou igual ao D.

Os procedimentos para o cálculo do nível de serviço apresentados a seguir são baseados no HCM 2000 que relaciona a velocidade de fluxo livre à capacidade de determinado trecho.

O HCM 2000 propõe que a partir da velocidade base de fluxo livre (V_{BFL}), sejam

feitas correções devido aos seguintes padrões geométricos:

- **Largura da Faixa (F_{LF}):** As condições ideais exigem faixas com 3,6m de largura. Faixas estreitas forçam aos motoristas conduzirem seus veículos mais próximos dos outros lateralmente, acarretando na redução da velocidade para manterem-se dentro da faixa com segurança. Quanto menor a largura da faixa, maior a redução na V_{BFL} .
- **Obstrução Lateral (F_{OL}):** A presença de obstáculos nas margens das pistas, mais próximos que 1,80 m das bordas do pavimento interferem na velocidade de fluxo livre, pois os motoristas tendem a reduzir a velocidade com a intenção de fugir das obstruções existentes. Quanto mais próximo da pista estiver a obstrução lateral, maior será a redução na V_{BFL} .
- **Acessos (F_A):** Quanto maior o número de acessos à via, maior será a redução para a correção da V_{BFL} .
- **Divisão das Pistas (F_D):** No caso das pistas não serem divididas, é natural a redução da velocidade devido às interferências que o fluxo oposto exerce.

Para cada tipo de padrão geométrico encontram-se tabelados os fatores a serem reduzidos da V_{BFL} , a fim de atingir a velocidade de fluxo livre, a qual será utilizada para determinar o NS.

Tabela 7-4 - Fatores de correção da velocidade base de fluxo livre

TABELA 21-4. Correção Devida a Largura da Faixa em Vias de Múltiplas Faixas (HCM 2000)

Largura da Faixa (m)	Redução da Velocidade Fluxo Livre (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

TABELA 21-5. Correção Devida a Desobstrução Lateral em Vias de Múltiplas Faixas (HCM 2000)

4 Faixas (2 por sentido)		6 Faixas (3 por sentido)	
Desobstrução Lateral Total (m)	Redução na Velocidade de Fluxo Livre (km/h)	Desobstrução Lateral Total (m)	Redução na Velocidade de Fluxo Livre (km/h)
3.6	0.0	3.6	0.0
3.0	0.6	3.0	0.6
2.4	1.5	2.4	1.5
1.8	2.1	1.8	2.1
1.2	3.0	1.2	2.7
0.6	5.8	0.6	4.5
0.0	8.7	0.0	6.3

TABELA 21-6. Correção Devida a Divisão de Pistas em Vias de Múltiplas Faixas (HCM 2000)

Divisão de Pistas	Redução na Velocidade Fluxo Livre (km/h)
Rodovias não divididas	2.6
Rodovias divididas (Incluindo TWL, TLs)	0.0

TABELA 21-7. Correção Devida a Ambiente/Acessos em Vias de Múltiplas Faixas (HCM 2000)

Pontos de Acesso por km	Redução na Velocidade Fluxo Livre (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

Uma vez determinados os fatores de correção, calcula-se a velocidade de fluxo livre (V_{FL}) através da equação (7-4):

$$V_{FL} = V_{BFL} - F_{LF} - F_{OL} - F_A - F_D \quad (7-4)$$

Onde:

V_{FL} = Velocidade de fluxo livre;

V_{BFL} = Velocidade base de fluxo livre;

F_{LF} = Fator de correção para largura de faixa;

F_{OL} = Fator de correção para obstrução latera;

F_A = Fator de correção para pontos de acesso;

F_D = Fator de correção para divisão de pistas.

A velocidade base de fluxo livre da ligação e da intersecção é 80km/h e 60km/h, respectivamente.

A Tabela 7-5 a seguir mostra os valores das correções da velocidade base de fluxo livre considerados.

Tabela 7-5 - Correções da V_{BFL}

Fator de Correção	Padrão Geométrico	Redução da Velocidade (km/h)
F_{LV}	3.5m	1.0
F_{OL}	2.0m	1.9
F_A	0	0.0
F_D	pistas divididas	0.0

Portanto, a velocidade de fluxo livre da ligação é 77,1km/h, enquanto da intersecção é 57,1km/h conforme apresentado abaixo:

$$V_{FL,LIGAÇÃO} = 80 - 1,0 - 1,9 = 77,1 \text{ km/h}$$

$$V_{FL,INTERSEÇÃO} = 60 - 1,0 - 1,9 = 57,1 \text{ km/h}$$

O nível de serviço é obtido através do cálculo da densidade de veículos (K), representada pela equação (7-5):

$$K = \frac{v_p}{V_{FL}} \quad (7-5)$$

Onde:

K = Densidade de veículos;

v_p = Veículos na hora pico;

V_{FL} = Velocidade de fluxo livre.

Conhecida a velocidade de fluxo livre, é necessário determinar a quantidade de veículos na hora pico, a fim de definir a densidade para cada ramo, através da seguinte fórmula:

$$v_p = \frac{k_n * V}{FPH * f_{vH} * N * f_p} \quad (7-6)$$

Onde:

k_n = Porcentagem do VDM na hora pico;

V = VDM (volume diário médio [veic/dia]);

FPH = Fator de pico horário;

f_{vH} = Fator de veículos pesados;

N = Número de faixas;

f_p = Fator populacional $\rightarrow 1$ (usuário regular).

Sendo o fator de veículos pesados calculado pela *Equação 7-7*, abaixo:

$$f_{vH} = \frac{1}{1 + P_C * (E_C - 1)} \quad (7-7)$$

Onde:

P_C = Porcentagem de veículos pesados;

E_C = Fator de equivalência de caminhões.

Assim determina-se o valor de v_p para cada ramo proposto, no ano de 2030, já com os elos Oeste, Sul e Leste do Rodoanel concluídos, assim como a interligação proposta:

Tabela 7-6 – Determinação do v_p

Movimento	OSL 2030 + Ligação					
	Leves	Pesados	E_T	% caminhões	f_{vH}	v_p
500	16.318	1.785	2	10%	0,910	890
400	14.181	1.687	1,5	11%	0,950	748
300	22.500	1.936	2,5	8%	0,894	1223
200	23.445	2.223	1,5	9%	0,958	1198
700	999	360	1,5	27%	0,883	138
600	880	376	1,5	30%	0,870	129
100A	24.325	2.599	1,5	10%	0,954	842
100B	23.499	2.296	1,5	9%	0,957	804

Assim, é possível comparar a densidade obtida, correspondentes à classificação dos níveis de serviço.

Tabela 7-7 - Nível de serviço em função da densidade

Nível de Serviço	Densidade (veic/km*fx)
A	≤ 7
B	≤ 11
C	≤ 16
D	≤ 22
E	≤ 28
F	Operação instável (fluxo forçado)

EXHIBIT 21-3. SPEED-FLOW CURVES WITH LOS CRITERIA

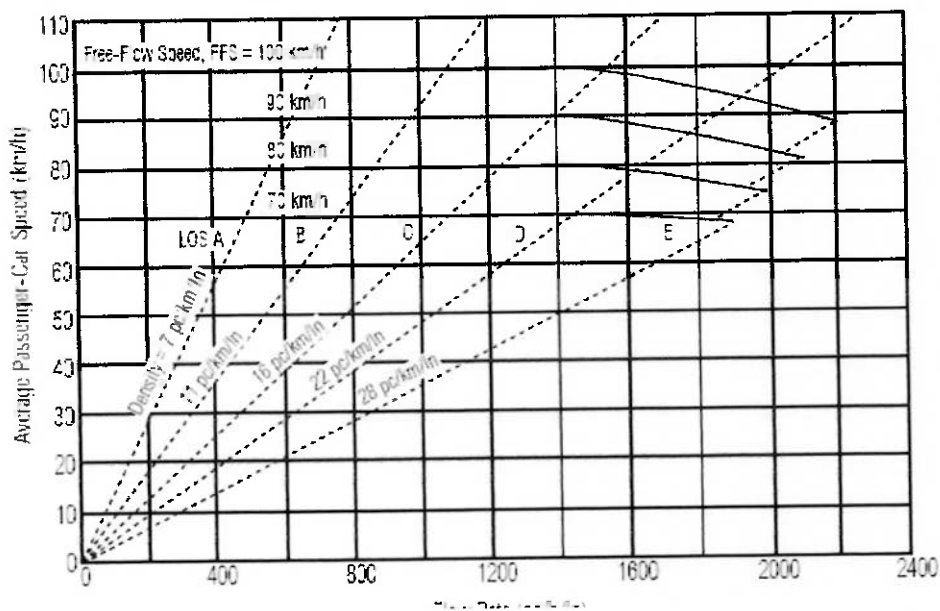


Gráfico 7-2 - Densidade e nível de serviço para diferentes cenários

Desse modo, é determinado o nível de serviço para cada movimento da intersecção, além da ligação proposta.

Tabela 7-8 - Determinação dos Níveis de Serviço

Movimento	Veículos na Hora Pico por faixa (V_p)	Densidade (K) veic/km*fx	Nível de Serviço
500	890	15,6	C
400	748	13,1	C
300	1.223	21,4	D
200	1.198	21,0	D
700	138	2,4	A
600	129	2,3	A
100A	842	10,9	B
100B	804	10,4	B

7.5 Capacidade da Via

É definida como sendo o número máximo de veículos que podem passar por uma seção num determinado intervalo de tempo sob condições ideais da via e de seu tráfego. As condições ideais levam em consideração aspectos físicos da via, a existência de um fluxo contínuo, a presença de apenas veículos de passageiros em seu fluxo, a largura de 3,60m para as faixas de tráfego e um alinhamento vertical e horizontal adequados. Assim, quanto mais distantes as condições locais estiverem das condições ideais da via e do tráfego, menor será a sua capacidade.

Tabela 7-9 - Capacidade de uma via em condições ideais

Capacidade para Condições Ideais	
Tipo de Facilidade	Capacidade
Vias com várias faixas de tráfego	2.000 veículos de passageiros por hora, por faixa média.
Vias de duas faixas e faixas e duas mãos de direção	2.000 veículos de passageiros por hora, total em ambos os sentidos.
Vias de três faixas e duas mãos de direção	4.000 veículos de passageiros por hora, total em ambos os sentidos.

Por definição, a capacidade máxima é a máxima taxa de fluxo de serviço para o nível de serviço E.

Para o nível de serviço E, temos a densidade K como sendo 28 veic/km*fx.

Assim, para cada movimento, é apresentada a capacidade máxima das vias propostas, em função de veículos leves.

Tabela 7-10 - Capacidade máxima

Movimento	Veículos na Hora Pico (VHP)	Veículos na Hora Pico por faixa	Densidade (K)	Nível de Serviço
M1	3080	1540	28	E
M2	3080	1540	28	E
M3	3080	1540	28	E
M4	3080	1540	28	E
M5	1540	1540	28	E
M6	1540	1540	28	E
Ligação 1	5880	1960	28	E
Ligação 2	5880	1960	28	E

No entanto, a capacidade máxima é dada pelo valor mínimo encontrado acima, ou seja 1540 veículos de passageiro por hora, em cada faixa.

Ressalta-se que a capacidade de uma seção de uma via dificilmente pode ser atingida, representando apenas o valor limite do número de veículos que poderá passar pela via, não informando suas condições de operação. Em situações reais, na existência de condições próximas à capacidade da via, esta passa a ser inaceitável pelos motoristas, devido ao seu congestionamento e às baixas velocidades alcançadas.

8. PROJETO GEOMÉTRICO E DE TERRAPLENAGEM

Os preceitos que orientam o projeto geométrico das rodovias têm evoluído continuamente ao longo dos anos. A princípio, o objetivo era simplesmente proporcionar uma ligação entre dois pontos, satisfazendo as necessidades então julgadas adequadas quanto à segurança e ao padrão de operação. Atualmente, o correto projeto geométrico deve proporcionar um sistema rodoviário seguro, eficiente e econômico, coerente com os volumes, velocidades e características dos veículos e usuários das rodovias, minimizando ao máximo os impactos causados ao meio ambiente. Pela necessidade de atender também a demanda futura, os projetos devem ser elaborados de acordo com o crescimento urbano e os efeitos por ele causados.

As características geométricas a serem atribuídas à rodovia podem ser estabelecidas a partir de fórmulas ou expressões, as quais interpretam o fenômeno físico vinculando a característica ao elemento que se deseja definir, considerando hipóteses médias adaptadas às condições locais. Essas características afetam significativamente a operação, a segurança de tráfego e a capacidade da via.

Um bom Projeto Geométrico deve apresentar uma solução que:

- Simplifica as configurações geométricas e os controles da intersecção;
- Posiciona adequadamente os veículos para a tomada de decisões,

fornecendo condições adequadas de visibilidade;

- Elimina o maior número possível de movimentos conflitantes;
- Possibilita que as manobras sejam realizadas segundo ângulos e velocidade de aproximação adequados;
- Separa os segmentos de tráfego com características e necessidades diferentes;
- Facilita a tomada de decisão por parte dos usuários;
- Reduz a possibilidade dos usuários assumirem riscos ou ficarem expostos ao perigo;
- No caso de perda do controle dos veículos pelos motoristas, minimize as consequências.

8.1 Definição do Traçado

A escolha do traçado de uma via é uma atividade de vital importância, já que reflete no custo da obra e influi na escolha dos métodos construtivos a serem empregados. Na realidade, não há traçados certos ou errados. Existem infinitos traçados que poderiam ser adotados de modo a atender o escopo da interligação, cada um com suas peculiaridades.

O traçado apresentado como solução (*Desenhos - Folha 02/14*) foi obtido visando a menor desapropriação possível, já que boa parte de sua extensão

está locada na área pertencente à Refinaria. Procurou-se transpor o rio apenas quando era realmente indispensável, pois nesses casos são necessárias obras de arte, que têm um custo elevado. Além disso, foram utilizados parâmetros de projeto que muitas vezes limitavam a escolha da locação da via, como a distância mínima do leito do rio.

Os raios mínimos das curvas horizontais empregadas ao longo da interligação e nas interconexões foram 230 e 125 metros, para as velocidades de projeto de 80 e 60km/h, respectivamente. Foram obtidos através da fórmula abaixo, encontrada no "Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais" do DNER:

$$R_{min} = \frac{V^2}{127(e_{máx} + f_{máx})} \quad (8-1)$$

Onde:

R_{min} = raio da curva [m];

V = velocidade diretriz [km/h];

$e_{máx}$ = máxima taxa de superelevação adotada [m/m];

$f_{máx}$ = máximo coeficiente de atrito transversal admissível entre o pneu e o pavimento [adimensional].

É importante ressaltar que o traçado passou por diversas alterações no decorrer do trabalho, visando o aperfeiçoamento da geometria. A finalidade era obter uma forma cada vez mais harmoniosa e funcional, priorizando a segurança e o

conforto do motorista, sem abdicar do fator estético do conjunto.

8.2 Locação das curvas horizontais

A definição dos eixos em planta é feita locando os pontos das curvas e, quando em tangentes muito longas, alguns pontos intermediários das tangentes.

As curvas horizontais são caracterizadas pelos seguintes valores:

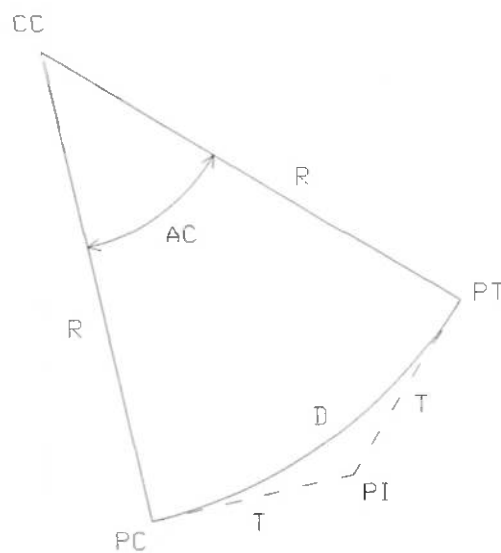


Figura 8-1 – Representação de curvas horizontais

Com os eixos definidos pode-se proceder ao seu estaqueamento, que é usualmente realizado de 20 em 20 metros no desenvolvimento do traçado realizado.

Tabela 8-1 – Curvas Horizontais do ramo 100

RAMO 100									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"					100 + 0,000	82.788,764	50.366,241		
CURVA C-101				PI		82.767,819	50.395,683	AC	5,170
AZ1	125°	25'	37"	PC	100 + 14,471	82.780,378	50.378,034	R	480,000
AZ2	134°	26'	52"	CC		82.389,529	50.099,916	T	21,661
deflexão	5°	10'	11"	PT	102 + 17,764	82.753,721	50.412,128	D	43,293
CURVA C-102				PI		82.328,957	50.814,917	AC	10,260
AZ1	134°	26'	52"	PC	129 + 16,535	82.363,191	50.783,132	R	520,000
AZ2	126°	51'	46"	CC		82.717,210	51.164,422	T	46,715
deflexão	10°	15'	35"	PT	134 + 9,715	82.300,933	50.852,292	D	93,180
CURVA C-103				PI		82.066,369	51.165,122	AC	3,090
AZ1	126°	51'	46"	PC	153 + 12,618	82.071,228	51.158,642	R	300,000
AZ2	123°	46'	11"	CC		82.311,249	51.338,614	T	8,099
deflexão	3°	05'	23"	PT	154 + 8,812	82.061,867	51.171,854	D	16,194
CURVA C-104				PI		81.855,244	51.485,302	AC	9,730
AZ1	123°	46'	11"	PC	171 + 3,201	81.877,618	51.450,894	R	480,000
AZ2	112°	51'	03"	CC		82.281,953	51.713,813	T	41,043
deflexão	9°	43'	48"	PT	175 + 5,089	81.839,006	51.522,996	D	81,888
TÉRMINO "B"					188 + 0,000	81.739,953	51.757,875		

Tabela 8-2 – Curvas Horizontais do ramo 200

RAMO 200									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"					200 + 0,000	81748,155	51761,331		
CURVA C-201				PI		81727,978	51809,211	AC	15,610
AZ1	112°	51'	03"	PC	200 + 10,850	81743,942	51771,329	R	300,000
AZ2	97°	14'	45"	CC		82020,397	51887,83	T	41,108
deflexão	15°	36'	35"	PT	204 + 12,558	81722,793	51849,991	D	81,708
CURVA C-202				PI		81667,32	52286,284	AC	84,430
AZ1	97°	14'	45"	PC	220 + 10,887	81682,641	52165,778	R	135,000
AZ2	90°	00'	00"	CC		81549,811	52148,889	T	121,476
deflexão	84°	25'	48"	PT	230 + 8,199	81545,895	52282,731	D	197,312
TÉRMINO "B"					238 + 6,515	81387,612	52279,188		

Tabela 8-3 – Curvas Horizontais do ramo 300

RAMO 300									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"					300 + 0,000	81728,527	51753,059		
CURVA C-301				PI		81511,562	52256,892	AC	64,190
AZ1	112°	51'	03"	PC	323 + 3,484	81548,538	52180,167	R	135,000
AZ2	90°	00'	00"	CC		81426,207	52121,212	T	85,170
deflexão	64°	11'	23"	PT	330 + 15,623	81426,392	52257,008	D	152,139
TÉRMINO "B"					332 + 14,382	81387,633	52257,02		

Tabela 8-4 – Curvas Horizontais do ramo 400

RAMO 400									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"					400 + 0,000	81387,626	52286,988		
CURVA C-401				PI		81617,577	52294,756	AC	26,520
AZ1	90°	00'	00"	PC	409 + 1,927	81569,445	52292,201	R	200,000
AZ2	29°	33'	50"	CC		81558,602	52496,413	T	48,200
deflexão	26°	31'	11"	PT	413 + 16,599	81659,502	52318,5381	D	94,672
CURVA C-402				PI		81706,969	52345,464	AC	24,550
AZ1	29°	33'	50"	PC	414 + 6,676	81668,267	52323,51	R	200,000
AZ2	54°	06'	50"	CC		81567,367	52501,385	T	44,495
deflexão	24°	33'	00"	PT	418 + 14,301	81733,051	52381,514	D	87,625
CURVA C-403				PI		81778,733	52444,655	AC	5,170
AZ1	54°	06'	50"	PC	421 + 9,442	81765,373	52426,188	R	500,000
AZ2	59°	17'	16"	CC		81356,632	52721,91	T	22,793
deflexão	0°	00'	00"	PT	423 + 14,996	81790,374	52464,25	D	45,554
CURVA C-404				PI		81897,431	52634,803	AC	15,210
AZ1	59°	17'	16"	PC	431 + 16,998	81875,441	52602,058	R	300,000
AZ2	39°	38'	34"	CC		82120,757	52437,315	T	39,443
deflexão	15°	12'	36"	PT	435 + 15,420	81927,239	52660,633	D	78,422
CURVA C-405				PI		81964,864	52690,689	AC	11,180
AZ1	39°	38'	34"	PC	435 + 15,420	81927,239	52660,633	R	490,000
AZ2	27°	26'	20"	CC		82234,316	52276,227	T	48,156
deflexão	27°	26'	20"	PT	440 + 11,426	82007,602	52712,879	D	96,006
TÉRMINO "B"					440 + 11,426	82007,602	52712,879		

Tabela 8-5 – Curvas Horizontais do ramo 500

RAMO 500									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"						81387,635	52264,02		
CURVA C-501				PI		81780,523	52263,9	AC	61,200
AZ1	90°	00'	00"	PC	511 + 4,987	81612,622	52263,951	R	280,000
AZ2	61°	10'	58"	CC		81612,709	52547,851	T	167,901
deflexão	61°	12'	00"	PT	526 + 8,236	81861,453	52411,009	D	303,249
CURVA C-502				PI		81973,884	52615,379	AC	14,120
AZ1	61°	10'	58"	PC	535 + 0,162	81944,323	52561,645	R	500,000
AZ2	47°	03'	39"	CC		82378,113	52323,002	T	61,329
deflexão	14°	07'	11"	PT	541 + 2,198	82015,662	52660,276	D	122,036
TÉRMINO "B"					542 + 10,283	82034,795	52680,837		

Tabela 8-6 – Curvas Horizontais do ramo 600

RAMO 600									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"						81693,313	52139,724		
CURVA C-601				PI		81735,761	51805,872	AC	17,390
AZ1	112°	50'	59"	PC	600 + 0,000	81754,887	51764,1676	R	300,000
AZ2	97°	15'	00"	CC		82027,578	51889,227	T	45,881
deflexão				PT	604 + 11,057	81729,974	51851,387	D	91,057
CURVA C-602				PI		81687,219	52187,649	AC	39,430
AZ1	97°	14'	45"	PC	618 + 18,232	81693,313	52139,724	R	135,000
AZ2	57°	48'	43"	CC		81827,036	52156,727	T	48,310
deflexão	39°	25'	47"	PT	623 + 11,009	81712,954	52228,534	D	92,777
CURVA C-603				PI		81751,632	52289,982	AC	21,290
AZ1	57°	48'	43"	PC	626 + 0,367	81738,305	52268,81	R	135,000
AZ2	36°	31'	19"	CC		81850,949	52197,908	T	25,017
deflexão	21°	17'	23"	PT	628 + 9,825	81771,737	52304,871	D	49,458
CURVA C-604				PI		81833,038	52344,048	AC	28,900
AZ1	32°	34'	47"	PC	628 + 9,825	81771,737	52304,871	R	280,000
AZ2	61°	28'	47"	CC		81620,838	52541,698	T	72,366
deflexão				PT	635 + 11,860	81867,586	52407,635	D	142,035
TÉRMINO "B"					635 + 11,860	81867,586	52407,635		

Tabela 8-7 – Curvas Horizontais do ramo 700

RAMO 700									
				PONTO	ESTACA	NORTE (y)	ESTE (X)		
INÍCIO "A"						81614,714	52039,779		
CURVA C-701				PI		81594,621	52120,821	AC	44,640
AZ1	103°	55'	26"	PC	700 + 0,000	81614,714	52039,779	R	200,000
AZ2	59°	17'	16"	CC		81812,137	52088,725	T	83,496
deflexão	0°	00'	00"	PT	707 + 18,459	81637,264	52192,606	D	158,459
TÉRMINO "B"					723 + 5,512	81794,084	52456,594		

8.3 Perfis Longitudinais

A configuração das curvas de nível utilizadas para a obtenção dos perfis longitudinais do terreno baseou-se na sobreposição da planta da EMPLASA – Empresa Paulista de Planejamento Metropolitano SA, nas fotos aéreas da região de Capuava, cedidas pela Base Aerofotogrametria e Projetos SA.

Analisando os perfis do terreno encontrados, pode-se notar a existência de um desnível de aproximadamente 25 metros entre a Avenida Costa e Silva e as duas restantes. Essa elevada inclinação do terreno na região da interconexão e a dificuldade da modificação da cota da Avenida Costa e Silva ou da Avenida do Estado, resultaram na adoção de uma inclinação de 6% para os greides, maior que a usualmente adotada em vias similares.

O emprego dessa inclinação visou evitar rampas muito extensas, que resultariam na construção de obras de arte de maior porte ou em grandes volumes de transportes de terra.

A curva vertical é a concordância entre duas rampas do alinhamento vertical de uma via, que é feita através da utilização de uma parábola do 2º grau. É essencial que em todos os pontos da curva vertical se tenha condições de visibilidade suficiente, que possibilite ao motorista a parada do veículo quando perceba uma situação de perigo a sua frente. São ainda considerados mais dois outros critérios para a fixação do seu mínimo comprimento necessário, o critério da máxima aceleração centrífuga admissível e o critério do mínimo valor absoluto.

1) Critério da Distância de Visibilidade Necessária

1.1) Curvas Convexas

Para $L \geq DVP$:

$$L = \frac{A * DVP^2}{200 * (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2} \quad (8-2)$$

Para $L < DVP$:

$$L = 2 * DVP - \frac{200 * (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}{A} \quad (8-3)$$

Onde:

L = comprimento mínimo da curva vertical convexa [m];

A = diferença algébrica das rampas concordadas [%];

DVP = distância de visibilidade de parada [m];

H_1 = altura dos olhos do motorista em relação à pista [m];

H_2 = altura do objeto situado na pista, à frente do motorista.

1.2) Curvas Côncavas

Para $L \geq DVP$:

$$L = \frac{A * DVP^2}{200 * (H_f + DVP * tg1^\circ)} \quad (8-4)$$

Para $L < DVP$:

$$L = \frac{2 * (DVP * A - 100 * DVP * tg1^\circ - 100 * H_f)}{A} \quad (8-5)$$

Onde:

L = comprimento mínimo da curva vertical convexa [m];

A = diferença algébrica das rampas concordadas [%];

DVP = distância de visibilidade de parada [m];

H_f = altura dos faróis em relação à pista.

2) Critério da Máxima Aceleração Centrífuga Admissível

$$L = \frac{A * V^2}{1296 * a} \quad (8-6)$$

Onde:

L = comprimento mínimo da curva vertical [m];

A = diferença algébrica das rampas concordadas [%];

V = velocidade do veículo [km/h];

a = aceleração centrífuga admissível [m/s²].

3) Critério do Mínimo Valor Absoluto

$$L = 0,6 * V \quad (8-7)$$

Onde:

L = mínimo comprimento da curva [m];

V = velocidade do projeto [km/h].

O comprimento mínimo recomendado para uma curva vertical corresponde ao maior valor dentre os três calculados acima.

Tabela 8-8 – Distância de Visibilidade Necessária

Ramo	Curva	Critério 1 (m)	Critério 2 (m)	Critério 3 (m)	L máx adotado (m)
100	CV-101	13,8	4,0	48,0	48,0
	CV-102	-33,0	4,0	48,0	48,0
	CV-103	51,3	5,9	48,0	51,3
	CV-104	151,3	11,9	48,0	151,3
200	CV-201	151,3	6,7	36,0	151,3
300	CV-301	135,7	6,7	36,0	135,7
400	CV-401	135,7	6,7	36,0	135,7
500	CV-501	135,7	6,7	36,0	135,7
600	CV-601	-75,9	1,9	36,0	75,9
	CV-602	116,9	4,4	36,0	116,9
	CV-603	-4,9	2,5	36,0	36,0
700	CV-701	-792,0	0,6	36,0	792,0

8.4 Superelevação

A valor da superelevação máxima adotada nas curvas horizontais do percurso foi de 8%. Esse valor, segundo BOTTURA e KABBACH, é um valor que “é considerado desejável de maneira geral”. Com esse valor foram calculados os raios mínimos das curvas, em função de sua velocidade diretriz.

As curvas que não apresentam raios próximos aos mínimos não precisam, nem devem apresentar superelevação máxima, preservando o conforto dos passageiros. Assim, foi adotada a superelevação máxima (8%) apenas nas curvas C-202, C-301, C-601 e C-602. No restante das curvas a superelevação foi calculada pela fórmula:

$$e = e_{máx} \left(\frac{2.R_{mín}}{R} - \frac{R_{mín}^2}{R^2} \right) \quad (8-8)$$

Onde:

e = taxa de superelevação a adotar [m/m];

$e_{m\acute{a}x}$ = taxa máxima de superelevação adotada [m/m];

R = raio da curva [m];

$R_{m\acute{i}n}$ = raio mínimo para a taxa máxima de superelevação adotada para a velocidade diretriz em questão [m].

Para as demais curvas foram obtidas as seguintes superelevações:

Tabela 8-9 – Superelevações em função dos Raios

Curva	$e_{m\acute{a}x}$	R	$R_{m\acute{i}n}$	e
C-101	8%	480	230	5,8%
C-102	8%	520	230	5,5%
C-103	8%	300	230	7,6%
C-104	8%	480	230	5,8%
C-201	8%	300	230	7,6%
C-401	8%	200	125	6,9%
C-402	8%	200	125	6,9%
C-403	8%	500	125	3,5%
C-404	8%	300	125	5,3%
C-405	8%	490	125	3,6%
C-501	8%	280	125	5,5%
C-502	8%	500	125	3,5%
C-601	8%	300	125	5,3%
C-604	8%	280	125	5,5%
C-701	8%	200	125	6,9%

A superelevação mínima empregada para satisfazer as necessidades de drenagem é de 2%.

Com a definição de todas as superelevações, podemos calcular o comprimento de transição da superelevação (L). Esse comprimento deve

atender a quatro critérios (DNER, 1999):

1) Critério da taxa máxima de variação da aceleração centrífuga

$$L_{min} = \frac{V^3}{46,656 * R * (0,009 * V + 1,5)} \quad (8-9)$$

Onde:

R = raio da curva [m];

V = velocidade diretriz [km/h].

2) Critério do comprimento mínimo absoluto de L

Tabela 8-10 – Comprimentos mínimos absolutos de L

V (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
L_{min} (m)	30	30	30	40	40	50	60	60	70

3) Critério da fluência ótica

$$L_{min} > \frac{R}{9} \quad (8-10)$$

Onde:

R = raio da curva [m].

4) Critério da máxima rampa de superelevação admissível – r

Tabela 8-11 – Máximas rampa de superelevação admissível

V (km/h)	40	50	60	70	80	90	≥100
r (%)	0,73	0,65	0,59	0,54	0,5	0,47	0,43
	(1:137)	(1:154)	(1:169)	(1:185)	(1:200)	(1:213)	(1:233)

Na Tabela 8-12 podemos verificar o comprimento de transição adotado em todas as curvas, levando em consideração todos os critérios mencionados.

Tabela 8-12 – Comprimentos de transição adotados

Curva	V (km/h)	R (m)	e (%)	L _{min} (m)				L _{adotado} (m)
				Critério 1	Critério 2	Critério 3	Critério 4	
C-101	80	480	5,8	10,3	40	53,3	122,4	122,4
C-102	80	520	5,5	9,5	40	57,8	115,7	115,7
C-103	80	300	7,6	16,5	40	33,3	158,9	158,9
C-104	80	480	5,8	10,3	40	53,3	122,4	122,4
C-201	80	300	7,6	16,5	40	33,3	105,9	105,9
C-202	60	135	8,0	16,8	30	15,0	94,1	94,1
C-301	60	135	8,0	16,8	30	15,0	94,1	94,1
C-401	60	200	6,9	11,3	30	22,2	81,3	81,3
C-402	60	200	6,9	11,3	30	22,2	81,3	81,3
C-403	60	500	3,5	4,5	30	55,6	41,4	55,6
C-404	60	300	5,3	7,6	30	33,3	62,4	62,4
C-405	60	490	3,6	4,6	30	54,4	42,1	54,4
C-501	60	280	5,5	8,1	30	31,1	65,6	65,6
C-502	60	500	3,5	4,5	30	55,6	41,4	55,6
C-601	60	300	5,3	7,6	30	33,3	53,5	53,5
C-602	60	135	8,0	16,8	30	15,0	80,7	80,7
C-603	60	135	8,0	16,8	30	15,0	80,7	80,7
C-604	60	280	5,5	8,1	30	31,1	56,3	56,3
C-701	60	200	6,9	11,3	30	22,2	69,7	69,7

Como não foram adotadas curvas de transição entre as tangentes e as curvas horizontais, a transição de superelevação será realizada aproximadamente 60% na tangente (antes do PC) e o restante no desenvolvimento da curva.

8.5 Seções Transversais

Como, de acordo com o modelo adotado, os volumes de tráfego nas vias a serem implantadas variam bastante (menos de 2.000 veículos equivalentes por dia no trecho que liga a Avenida do Estado à interligação com a Avenida Papa João XXIII, a aproximadamente 30.000 da interligação para a Avenida Costa e Silva), as seções transversais dos ramos não poderiam ser iguais. A seguir, são apontadas as principais características das seções apresentadas:

- **Largura das faixas 3,5m**

Para estabelecer a largura de faixa é necessário prever a circulação de veículos pesados na via, uma vez que são mais largos que os veículos de passeio. A largura mínima da faixa de rolamento é obtida adicionando à largura do veículo de projeto adotado a largura de uma faixa de segurança, função da velocidade diretriz e da categoria da via.

Por se tratar de uma via expressa, a largura de faixa recomendada pelo HCM2000 é de 3,60m a qual fornece ao usuário condições seguras para se trafegar na velocidade indicada. Conforme há diminuição da largura, ocorre a redução natural das velocidades praticadas pelo usuário, devido a maior proximidade do veículo do lado.

Por outro lado larguras excessivas de faixa, principalmente em vias de múltiplas faixas, além de encarecer o projeto, tendem a provocar o surgimento de filas adicionais de veículos intercalados. Isso ocorre em situações onde o volume de

tráfego se aproxima da capacidade, fazendo com que a velocidade diminua.

- **Faixa única de 6,0m**

Para o trecho que conecta a Avenida do Estado à interligação, por este possuir um Volume Diário Médio quase desprezível, foi considerada sua execução em apenas uma faixa. Porém, se esta faixa fosse executada com a largura padrão (aproximadamente 3,5m), qualquer acidente ou quebra de veículo bloquearia a faixa e implicaria na impossibilidade de outros veículos continuarem circulando por este trecho, gerando a interrupção do seu uso, e conseqüente congestionamento. Para tanto se adotou uma largura de faixa de 6m, de forma a fornecer condições de tráfego, mesmo nos casos abordados anteriormente, uma vez que os veículos acidentados ou avariados poderiam ser deslocados para a lateral da faixa, permitindo ao restante do tráfego fluir.

- **Passeio de 2m nas interconexões**

Embora o número de pedestres previstos para a área das interconexões planejadas seja pequeno, foi considerada a construção de passeios em um dos lados das vias em desnível, de forma a permitir aos transeuntes percorrer os caminhos das vias, sem a necessidade de atrapalhar o tráfego, dada característica expressa que se deseja implantar. Foi adotada largura de 2,0m, a fim de não impedir o tráfego de veículos pequenos como bicicletas e outros.

- **Inexistência de acostamento**

Mesmo que o volume de tráfego previsto para a interligação nas condições

atuais seja grande em relação à capacidade, é necessário sempre projetar a via de acordo com a previsão das condições futuras.

Deste modo, sabe-se que quando o ainda planejado corredor da Avenida Jacú Pêssego for concluído, o volume de tráfego da interligação proposta diminuirá consideravelmente. Assim, foi decidido pela inexistência de acostamento, uma vez que sua execução seria muito custosa (já que implicaria em uma área maior de desapropriação). Além disso, para um cenário futuro, cujo volume de tráfego é menor, o acostamento será desnecessário, já que a obstrução da via pela quebra de um veículo não causa grandes impactos no fluxo.

- **Guarda-roda**

Baseados em outros projetos viários já implantados na cidade de São Paulo, utilizou-se a largura de 40cm para o guarda-rodas da interligação.

- **Canteiro central**

O canteiro central de uma via é um obstáculo físico, no qual é instalado o sistema de iluminação das vias e tem a finalidade de ser um divisor das pistas de rolamento, evitando o ofuscamento por parte dos veículos que trafegam na via do sentido contrário e reduzindo a ocorrência de acidentes, sendo a sua largura função do tipo de via. Eventualmente, pode ser substituído por marcas viárias.

A escolha do valor da largura do canteiro central de um determinado projeto, está relacionada às necessidades e conveniências de projeto e aos aspectos

econômicos. Com o objetivo de se minimizar ao máximo as interferências causadas entre os fluxos opostos, seja por ofuscamento, fatores psicológicos ou com a intenção de se diminuir os acidentes, adota-se canteiros centrais com grande largura, que possibilitam também um desenvolvimento paisagístico na via. No entanto, quando a largura é muito grande, o custo do projeto aumenta, assim como a extensão de obras de arte transversais.

Há a possibilidade de se fazer um canteiro de largura variável, uma vez que a quebra da monotonia é vantajosa, assim como a fácil adaptação à topografia, redução do ofuscamento e um bom aproveitamento para se desenvolver o paisagismo. Porém, a opção de canteiro com largura variável é aplicada quando há independência entre as duas pistas.

No caso de canteiros com largura reduzida e em vias de velocidades altas, devemos ter a presença de um separador rígido, o que prejudicará o sistema de drenagem, principalmente nas seções em que houver superelevação.

8.6 Movimentos de Terra

O trabalho de movimento de terra vem da necessidade de se planificar um terreno de relevo acidentado para preparação da construção. Neste estudo, os volumes de corte e aterro serão de grandes proporções, devido às características do relevo da região da interligação proposta.

Foi feita uma estimativa destes volumes, fazendo-se uma análise ramo a ramo, onde se obteve os seguintes resultados:

Tabela 8-13 – Volume de corte e aterro nos ramos

RAMO	CORTE/ATERRO	Volume (m3)
100	CORTE	30.596
	ATERRO	184.102
200	CORTE	1.790
	ATERRO	3.157
300	CORTE	46.530
	ATERRO	17.714
400	CORTE	23.698
	ATERRO	6.163
500	CORTE	4.678
	ATERRO	5.125
700	CORTE	1.020
	ATERRO	1.169

Quando o solo é escavado, ocorre o efeito de empolamento (aumento de volume), e este novo volume é que deverá ser considerado no transporte. Quando compactado em um aterro, o volume reduz-se novamente, tendo seu peso específico aparente aumentado. Desta forma, o fator de empolamento utilizado foi de 1,2, majorando o volume total de corte de 108.312 m³ para 129.975 m³. O volume total de aterro necessário será de 217.429 m³, concluindo pela necessidade de um empréstimo de 87.455 m³ de terra, os quais serão obtidos nos arredores da região.

9. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

O desenvolvimento do Projeto Geométrico anteriormente apresentado, resultou na necessidade da implantação de algumas obras de arte ao longo de toda a interligação.

Com a finalidade de superar interferências decorrentes da topografia local e da Refinaria de Capuava, foram implantados viadutos no trecho plano (estaca 158+2,0) e nos ramos 200 e 500 da interconexão proposta. Por se tratar de um trabalho de caráter educacional, será apresentado a seguir apenas um estudo básico do Viaduto Principal – Ramo 200, sendo necessário um maior aprofundamento no estudo de todas as obras de arte para uma eventual implantação do projeto.

Os perfis longitudinais e implantação das obras de arte podem ser observados nos desenhos em anexo (*Desenho – Folha 01/14 a 14/14*).

9.1 Viaduto Principal – Ramo 200

9.1.1 Concepção Estrutural

Nos viadutos presentes na interligação proposta, foi adotada a utilização da seção transversal do tipo caixão protendido, moldada in loco. Apesar de apresentar um custo elevado, essa solução possibilita um melhor desenvolvimento em curva do viaduto para situações de raios horizontais pequenos e superelevações significativas, apresentando uma boa rigidez e

elevada resistência aos efeitos de torção e de flexão.

Para que a seção transversal seja considerada efetivamente indeformável, é necessária a utilização de transversinas capazes de impedir os efeitos de distorção presentes na seção. É importante ressaltar que quanto menor for o raio da curva horizontal, menor será o espaçamento entre transversinas, devido ao aumento das solicitações de torção. Nos viadutos da interconexão foram previstos transversinas a cada 10 metros.

Outros fatores que devem ser considerados são: o baixo peso próprio da estrutura em caixão, que minimiza os esforços solicitantes na fundação, e a continuidade da estrutura, proporcionando uma maior harmonia da obra.

No Viaduto Principal, considerou-se a altura máxima de 5 metros entre a seção caixão até a superfície do terreno, para a realização de aterros e a construção de estruturas de encontro, o que resultou no comprimento total do viaduto de 516,70 metros. Com o intuito de reduzir os efeitos de retração, de fluência e variações de temperatura, foi implantada uma junta de dilatação sobre o pilar P7.

A largura total do tabuleiro adotada foi de 12,00m, composta por 2 faixas de 3,50m cada, mais 1,00m de folga para cada faixa, 2,00m de passeio e 1,00m de estruturas de guarda-rodas e guarda-corpo.

Estabeleceu-se o comprimento de 40,00 metros para o vão padrão e o de 35,00 metros para os vãos adjacentes à junta e aos apoios de extremidades. Essa

redução de aproximadamente 80% do vão padrão tem como resultado uma melhor distribuição dos esforços solicitantes ao longo do tabuleiro.

A ligação da superestrutura com a meso e infra-estruturas foi realizada através da utilização de dois aparelhos de apoio metálicos em cada um dos pilares, de forma a restringir de forma parcial a movimentação do tabuleiro e permitir a rotação do mesmo.

Os pilares foram constituídos de seções celulares armadas de dimensões constantes, e os blocos de fundação compostos por estações com capacidades de cargas suficientes.

Na *Figura 9-1* está representada a seção transversal e o respectivo corte.

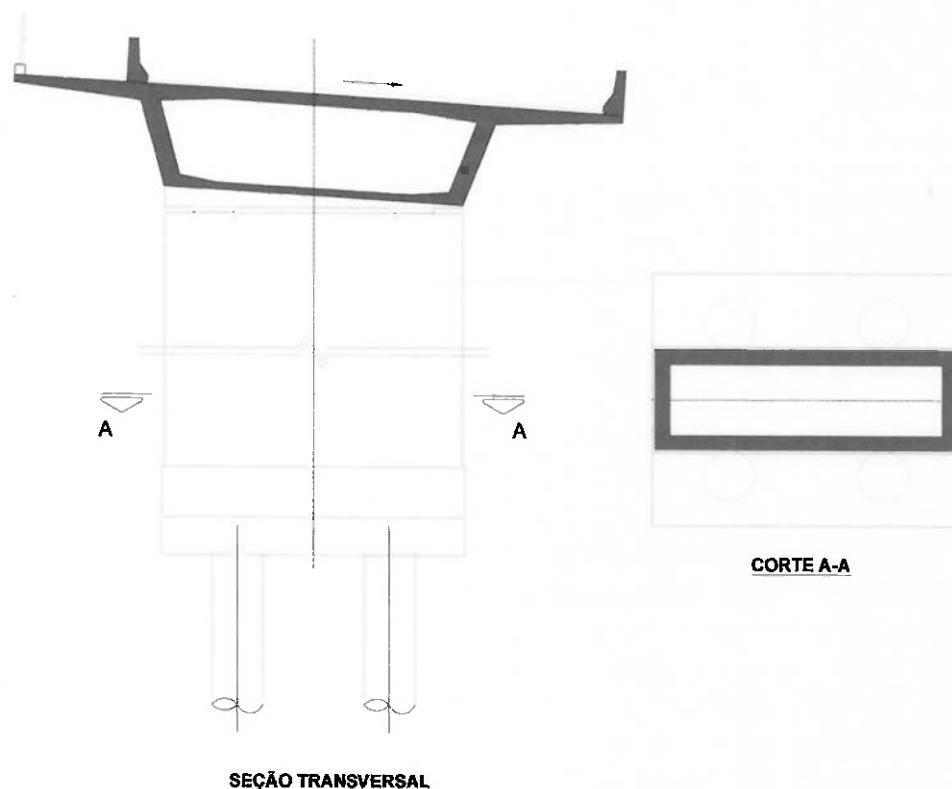


Figura 9-1 – Seção Transversal Típica e Corte A-A

Com relação ao pavimento nos viadutos, propôs-se o do tipo rígido não incorporado, pois apresenta uma boa distribuição das cargas e não acarreta em nenhum aumento nas dimensões da superestrutura. O pavimento rígido é composto por uma camada superficial de concreto armado sobre a laje da seção caixão. A aderência dessa camada na estrutura existente é assegurada através da utilização de chumbadores, perfurados de modo a se evitar danos à armadura da laje sobre as superfícies preparadas, limpas e escarificadas.

Foi proposta também, a existência de juntas transversais (de alívio e serradas) e longitudinais (de expansão). As juntas transversais foram alocadas a cada 8,0m, alternando-se entre juntas de alívio e serradas.

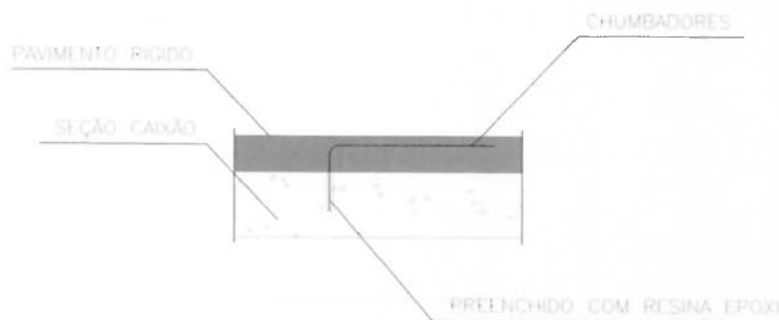


Figura 9-2 – Corte esquemático

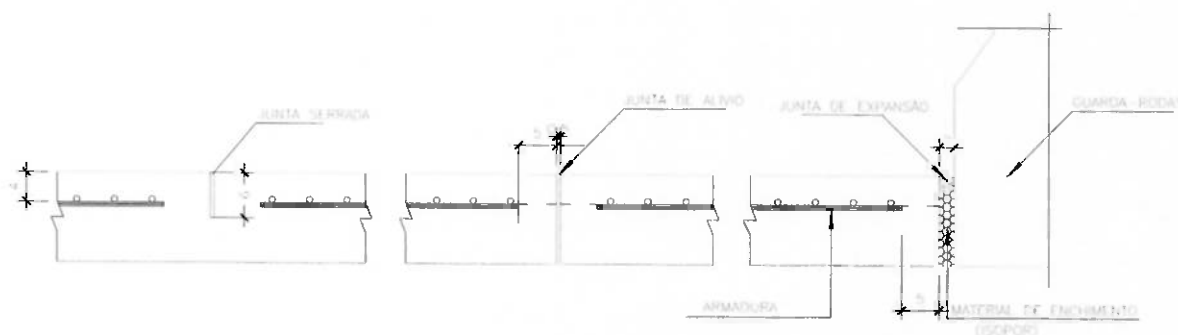


Figura 9-3 – Juntas transversais (serradas e de alívio) e longitudinais (de expansão)

9.1.2 Método Construtivo

O método construtivo a ser utilizado na construção do tabuleiro será o cimbramento metálico móvel, sistema muito utilizado em obras de seção caixão, capaz de superar vãos de 40,0 metros. A utilização desse método constitui na eventual construção de pilares provisórios, lateralmente aos definitivos e na passagem da treliça metálica, que servirão de plataforma para as fôrmas nos vãos a serem concretados. O sistema é considerado móvel, pois se realiza o deslocamento das treliças metálicas, conforme o desenvolvimento da obra, resultando na diminuição das treliças metálicas necessárias e conseqüente redução de custos.

No entanto, para a execução desse método, deve-se:

- Verificar as fundações e contraventamentos dos cimbramentos;
- Prever contra-flechas para compensar os recalques e deformações das vigas e treliças metálicas;
- Realizar a concretagem do tabuleiro com o tratamento de juntas e com a máxima absorção dos recalques e deformações antes da “pega” do concreto;
- Executar a desfôrma da superestrutura do centro do vão para os apoios;
- Considerar todas as etapas do método construtivo no Projeto Executivo; e
- Considerar todas as interferências que possam impedir o movimento das formas e treliças.



Foto 9-1 – Cimbramento Móvel com Trelças Metálicas



Foto 9-2 – Execução em Trecho de Ponte Curva em Planta



Foto 9-3 – Detalhe das Trelças e Fôrmas

9.1.3 Superestrutura

9.1.3.1 Pré-Dimensionamento da Seção Caixaão

O pré-dimensionamento da seção celular foi realizado com base nas experiências práticas, de forma a abranger os aspectos mais interessantes que surgem em sua concepção estrutural. Dessa forma, a determinação de uma estrutura com dimensões bem proporcionadas e econômicas, e ter o material adequado durante toda fase construtiva é de extrema importância para que não haja a necessidade de modificações na fase de detalhamento, devido à falta ou excesso de dimensões estabelecidas.

A altura total da seção caixaão é de 2,00m e foi estabelecida através da relação $1/20$, que é usualmente utilizada para obras protendidas compostas por vigas contínuas. O comprimento máximo de vão de 40,00m não acarretou na necessidade de adoção de alturas variáveis.

As outras dimensões da seção transversal foram estimadas a partir das relações apresentadas na *Figura 9-4*.

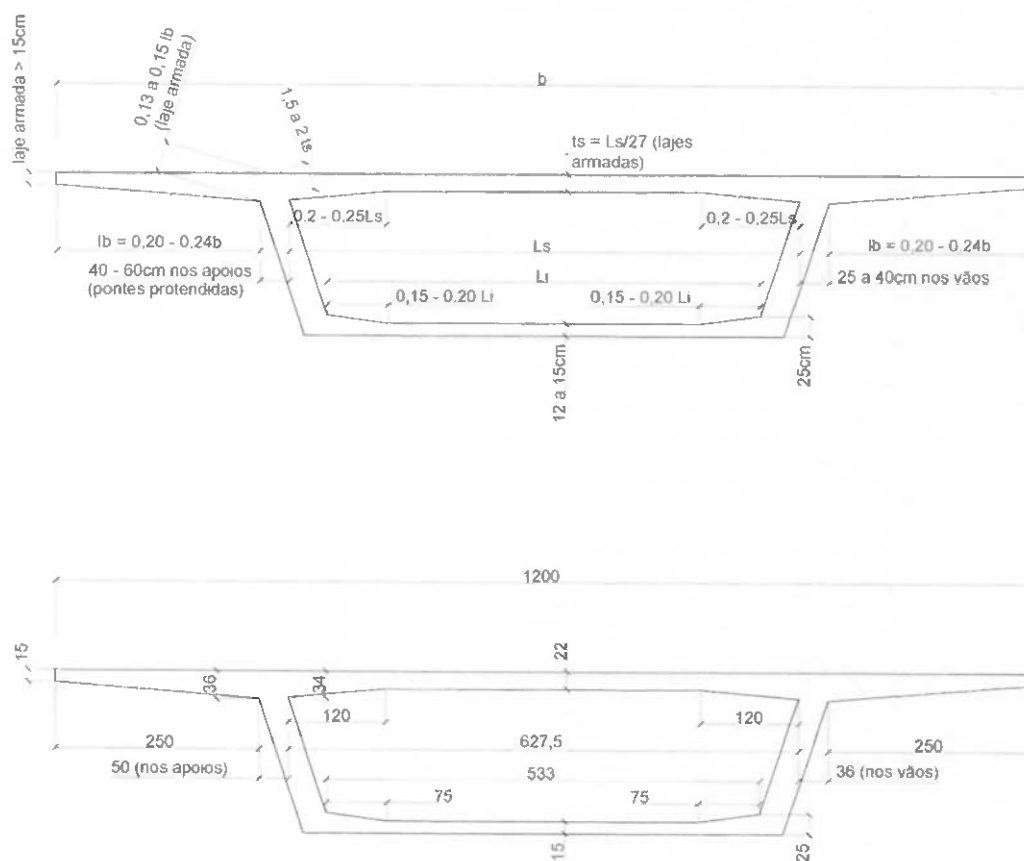


Figura 9-4 – Seção Caixão Recomendada e Adotada

A seção adotada possui as seguintes características geométricas:

Tabela 9-1 - Características Geométricas da Seção Adotada

Área	5,09 m ²
Perímetro	41,31 m ²
Y _{cg} superior	0,68 m
Y _{cg} inferior	1,32 m
Momentos de Inércia em torno do eixo X	2,81 m ⁴
Momentos de Inércia em torno do eixo Y	48,68 m ⁴

9.1.3.2 Modelo de Simulação

Para a execução do levantamento de esforços solicitantes da superestrutura foi utilizado o *SAP2000 v10*, programa que realiza as análises lineares e não-lineares, estáticas e dinâmicas de estruturas tridimensionais em elementos finitos e de barras.

O *SAP (Structural Analysis Program)* é um programa que foi inicialmente desenvolvido na década de 70 pelo Prof. Edward L. Wilson da Universidade da Califórnia, Berkeley em sua tese de doutorado e já possui 8 versões do programa. O *SAP2000 v10* é a mais recente versão do programa e atualmente, a *Computers and Structures Inc.* possui todos os direitos do programa.

Para o viaduto em estudo, foi adotado um modelo tridimensional de elementos em barras para simular o tabuleiro. O modelo foi realizado a partir da discretização dos vãos em 4 barras e da colocação de uma junta sobre o apoio 7, resultando em 2 tabuleiros contínuos, de aproximadamente 260 metros cada.

Quanto aos pilares, foi admitido que suas bases são perfeitamente engastadas na fundação e que não ocorre o escorregamento do tabuleiro devido a força de atrito a ser considerada. Dessa forma, o modelo é constituído de apoios que restringem o deslocamento vertical e de molas (K_o), que simulam a resistência à torção do tabuleiro, propiciando a análise de todas as cargas verticais. Também foram representadas molas (K_H) de resistência aos deslocamentos nas direções longitudinais e transversais do viaduto, com o intuito de possibilitar o

estudo dos esforços decorrentes das ações horizontais.

$$K_{\theta} = \frac{E * I_t}{l} \quad (9-1)$$

$$K_H = \frac{3 * E * I}{l^3} \quad (9-2)$$

Onde:

E = Módulo de Elasticidade;

I_t = Momento de Inércia Transversal;

I = Momento de Inércia Transversal ou Longitudinal;

l = Comprimento do Pilar.

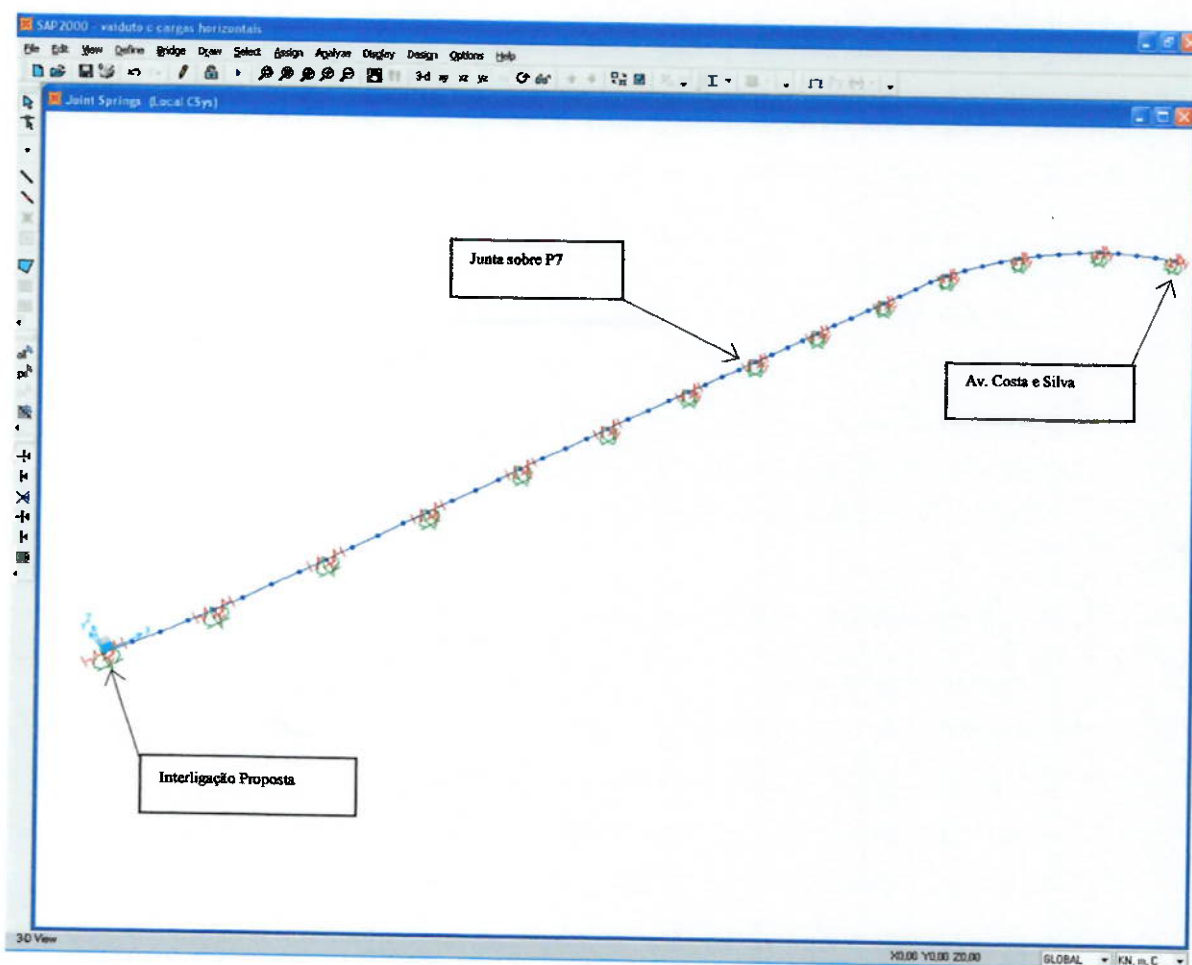


Figura 9-5 – Modelo Adotado no SAP2000

9.1.3.3 Levantamento das Cargas Solicitantes

Para o levantamento dos máximos esforços solicitantes na superestrutura foram considerados, além do peso próprio da estrutura, outros carregamentos que têm probabilidades não desprezíveis de ocorrerem simultaneamente na estrutura, como as ações decorrentes do vento, da curvatura da estrutura, das variações de temperatura, das retrações do concreto e da carga aplicada por uma carga acidental padrão.

- **Carga Acidental:**

Conforme exigência do *DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem*, adotou-se o trem-tipo normativo da classe 45 (NBR 7188).

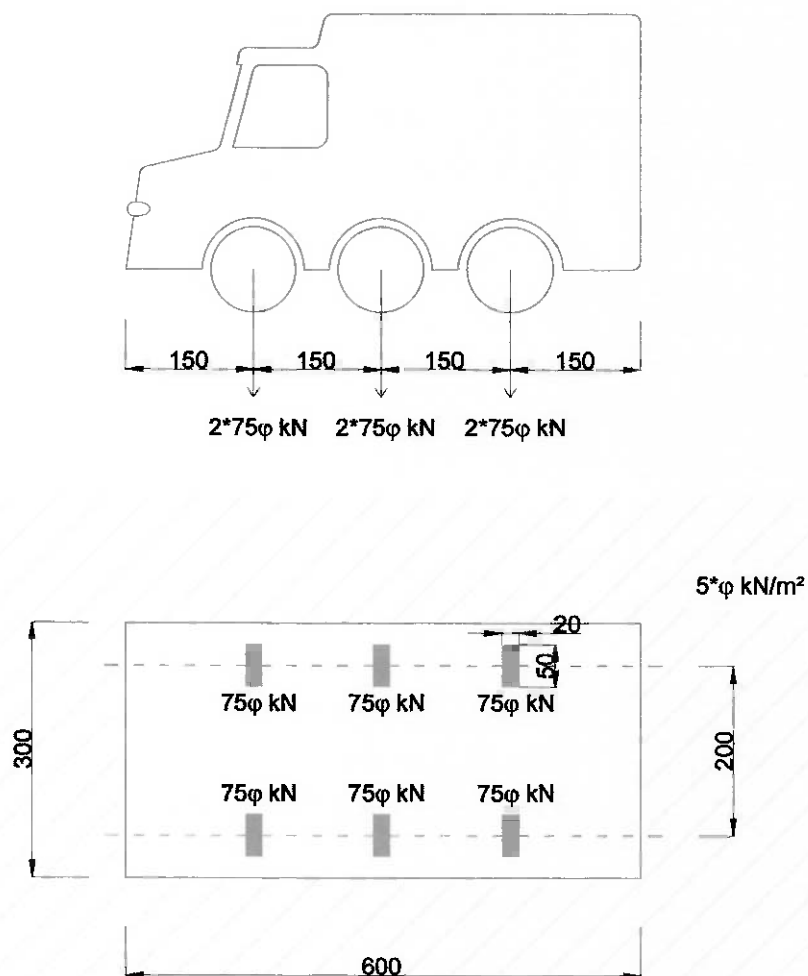


Figura 9-6 – Representação do Trem-Tipo 45 (TT-45)

Onde:

$5 * \varphi = \text{Carga de Multidão [kN/m}^2\text{]};$

$\varphi = \text{Fator de Impacto } (\varphi = 1,4 - 0,007 * l) = 1,155;$

$l = \text{Comprimento do vão [m]}.$

Para a análise da carga móvel foi realizada a homogeneização do trem-tipo e consideraram-se duas situações de projeto para a identificação dos máximos esforços. A primeira consiste no carregamento de todo o tabuleiro a fim de se obter a máxima carga normal nos apoios, e a segunda no carregamento parcial do tabuleiro para maximizar os efeitos de torção na curva horizontal.

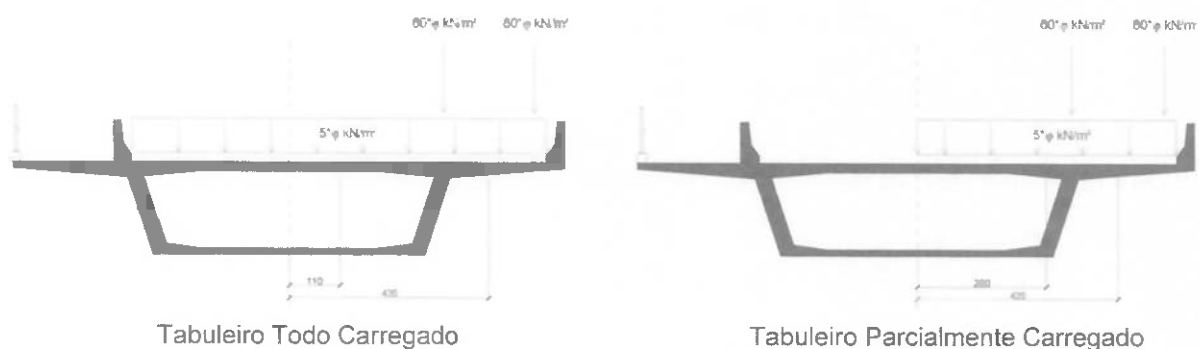


Figura 9-7 – Carregamento Transversal para as Situações de Projeto

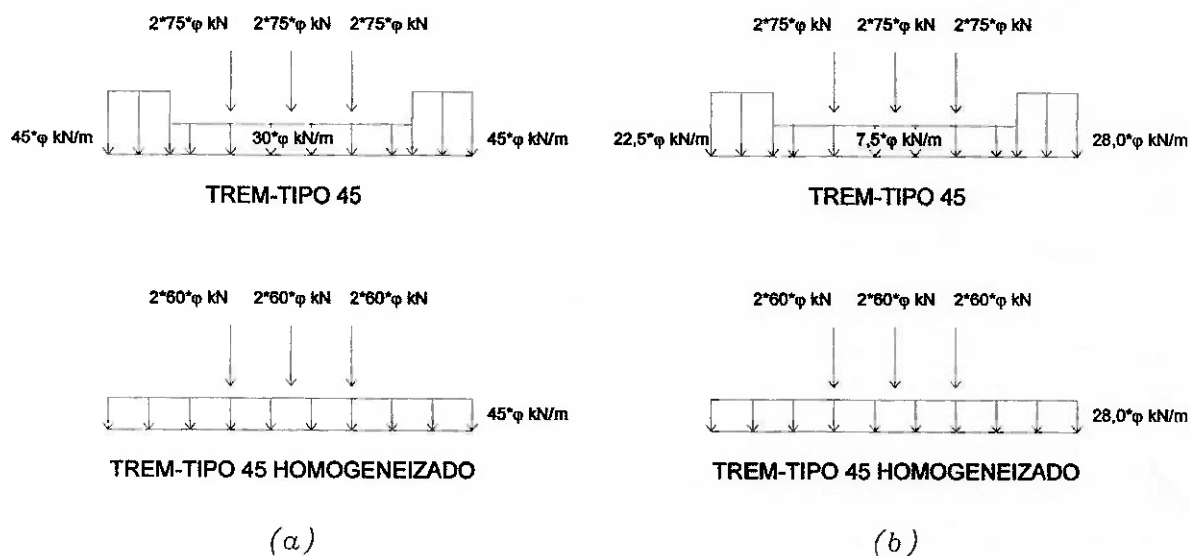


Figura 9-8 – Cargas Longitudinais do TT-45 para (a) tabuleiro todo carregado e (b) tabuleiro meio carregado

- **Frenagem / Aceleração**

Além do carregamento proveniente da passagem da carga móvel, deve-se considerar também os esforços de frenagem ou aceleração por ela provocada. Dessa forma, adotou-se a aceleração, cuja solicitação é maior na estrutura.

Frenagem

$$F = 0,3 * Q_{TT45} = 135 \text{ kN}$$

Aceleração

$$\gamma = 0,05 * \text{multidão}_{\text{máx}} = 0,05 * 9 * 5 = 2,25 \text{ kN/m}$$

- **Variação de Temperatura**

Seguindo as recomendações para obras de artes no município de São Paulo, considerou-se como variação média de temperatura 15°C.

- **Retração do Concreto**

Adotando-se a umidade relativa média do ar (U_r) na região de 80%, chega-se ao seguinte valor de retração do concreto:

$$\varepsilon_r = (1 - U_r) \text{‰}$$

$$\text{Para } U_r = 80 \% \quad \rightarrow \quad \varepsilon_r = 0,2 \text{‰}$$

$$\Delta l = \alpha_c * l * \Delta t \quad \rightarrow \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = 10^{-5} * \Delta t = 0,2 \text{‰}$$

$$\Delta t = 20^\circ\text{C}$$

- **Vento**

Para uma simplificação da força horizontal atuante do vento, foi considerada uma força horizontal de vento de $q = 1 \text{ kN} / \text{m}^2$ para a altura total equivalente a soma da altura máxima da superestrutura mais 2,0 metros.

$$v = 1 * (2 + 0,88 + 2) = 4,88 \text{ kN} / \text{m}$$

- **Força Centrífuga:**

Na presença de uma curva horizontal no viaduto, o veículo tipo tende a sair da mesma, resultando em um esforço transversal concentrado no tabuleiro. Para

raios inferiores a 300 metros, essa força pode ser considerada a partir da seguinte fórmula:

$$F = 0,07 * \varphi * Q_{TT45} = 0,07 * 1,155 * 450 = 36,38 \text{ kN}$$

Considerando a distância de 0,68m da superfície do tabuleiro ao centro de gravidade da seção caixão, obtém-se um momento torsor de $M_T = 24,74 \text{ kNm}$.

9.1.3.4 Análise dos Esforços Solicitantes

A análise da estrutura deverá contemplar a combinação das ações que acarretar na situação mais desfavorável sobre a estrutura, sendo necessária a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos (ELU) e aos estados limites de serviço (ELS).

No caso dos estados limites últimos, deverão ser verificadas as situações decorrentes das perdas globais do equilíbrio da estrutura, do esgotamento total ou parcial da capacidade resistente da estrutura, devido às solicitações normais, tangenciais e aos efeitos de segunda ordem, das solicitações dinâmicas, do colapso progressivo e de outros casos especiais.

A avaliação da segurança dos estados limites de serviços deverá contemplar situações relacionadas à durabilidade e aparência das estruturas, ao conforto e à funcionalidade da estrutura na sua utilização pelos usuários e por equipamentos. Para tanto, são verificadas as deformações, vibrações e aberturas de fissuras excessivas através das combinações definidas, conforme a permanência das cargas. Essas combinações são classificadas como quase-

permanente, freqüente e rara.

Em viadutos curvos em planta, devem-se tomar os devidos cuidados com os problemas ocasionados pela perda da estabilidade global, já que os aparelhos de apoios não resistem aos esforços de tração, pela transformação de momentos fletores em torsões e vice-versa. Essa transformação é justificada na análise do equilíbrio de um elemento de viga curva.

Na determinação da resultante de cálculo dos esforços solicitantes para o ELU, foram admitidos como ação variável principal a carga móvel TT-45 e os coeficientes de ponderação das demais ações representadas na seguinte equação:

$$R_d = \gamma_g * \psi_{o,g} * R_g + \gamma_q * \psi_{o,q} * R_q + \gamma_{\Delta t} * \psi_{o,\Delta t} * R_{\Delta t} + \gamma_f * \psi_{o,f} * R_f + \gamma_v * \psi_{o,v} * R_v$$

(9-3)

Onde:

R_d = Resultante de Cálculo;

R_g = Carga Permanente;

R_q = Carga Variável TT-45;

$R_{\Delta t}$ = Carga devido aos efeitos de variação de Temperatura;

R_f = Carga de Frenagem;

R_v = Carga de Vento

$$\gamma_g * \psi_{o,g} = 1,35;$$

$$\gamma_q * \psi_{o,q} = 1,5;$$

$$\gamma_{\Delta t} * \psi_{o,\Delta t} = 0,72;$$

$$\gamma_f * \psi_{o,f} = 1,05;$$

$$\gamma_v * \psi_{o,v} = 0,84.$$

Na *Tabela 9-2*, estão representados os máximos momentos fletores longitudinais, torsões e máximas forças cortantes verticais para as situações localizadas sobre os pilares e no meio dos vãos. Os respectivos diagramas de esforços podem ser observados nas *Figuras 9-9 a 9-11*.

Tabela 9-2 – Resumo das Resultantes de Cálculo

	FORÇA CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR (kNm)		MOMENTO TORSOR (kNm)	
	SOBRE OS PILARES	NO MEIO DOS VÃOS	SOBRE OS PILARES	NO MEIO DOS VÃOS	SOBRE OS PILARES	NO MEIO DOS VÃOS
RESULTANTE DE CÁLCULO (R_d)	6.916	3.755	-51.150	35.208	4.898	2.543

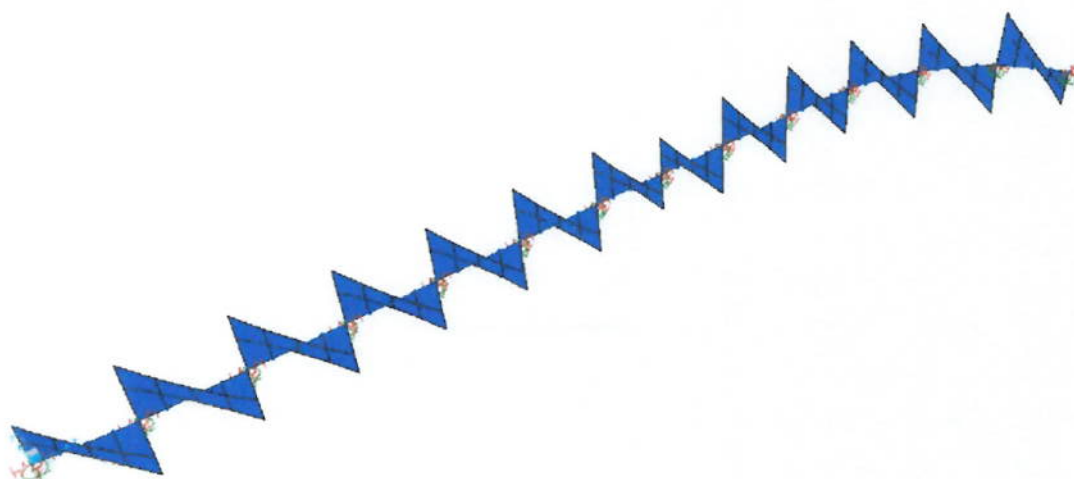


Figura 9-9 – Envoltória de Força Cortante

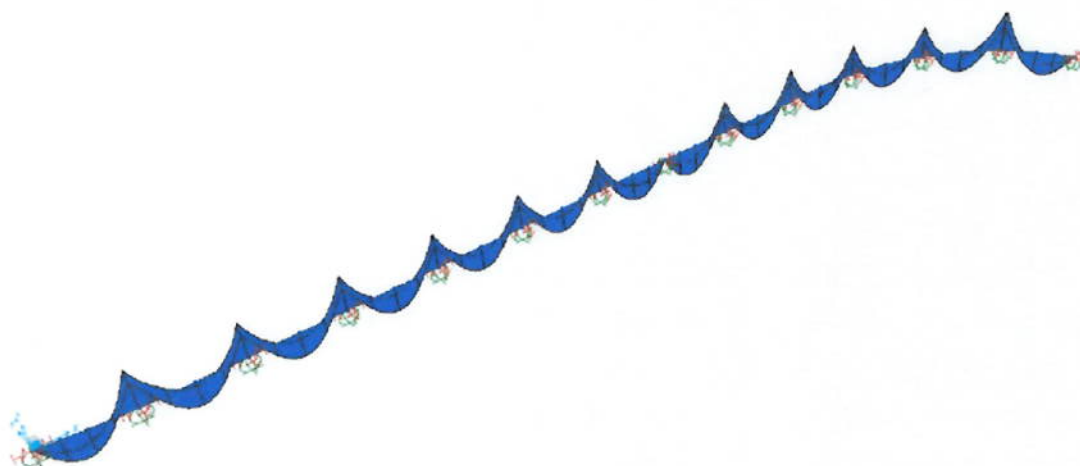


Figura 9-10 – Envoltória de Momento Fletor

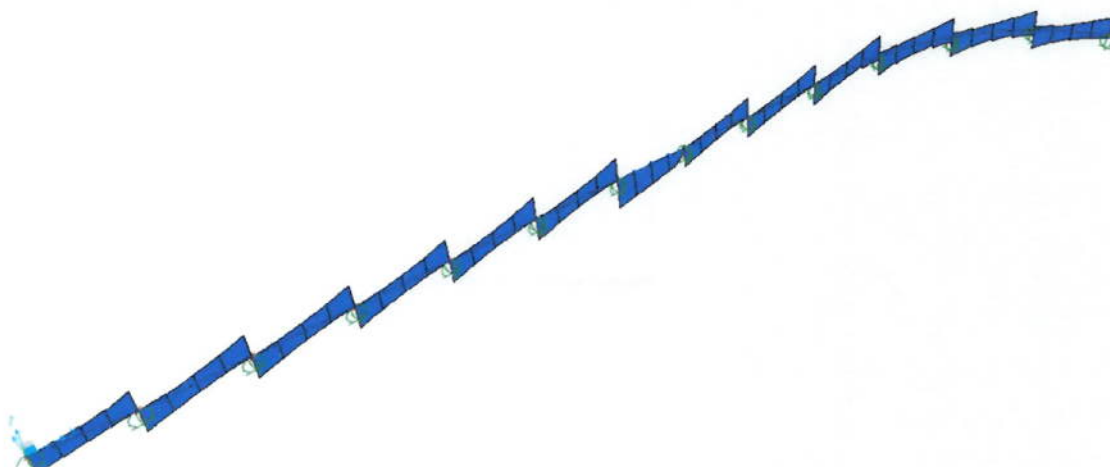


Figura 9-11 – Envoltória de Momento Torsor

Com o intuito de vencer os vãos de 40,0 metros e reduzir as tensões normais de tração na seção, é proposta a realização da protensão limitada da superestrutura através de dois cabos que passariam juntamente às almas da seção. A elevada extensão dos tabuleiros (aproximadamente 260,0m cada) proporciona a necessidade de se utilizar uma emenda para maximizar a eficiência da protensão e redução das perdas.

Na protensão limitada, são analisadas a combinação quase-permanente (estado limite de descompressão) e a combinação freqüente (estado limite de formação de fissuras). O dimensionamento dos cabos de protensão (quantidade e bitola) ocorrerá através da maior solicitação resultante dessas duas combinações.

A adoção do concreto protendido tem como vantagens a utilização de aços de alta resistência, a eliminação das tensões de tração e da abertura de fissuras, a redução significativa das dimensões da seção transversal, a diminuição das

flechas e a sua viabilidade em diversos métodos construtivos. No entanto, devem-se tomar os devidos cuidados com a possível corrosão do aço de protensão, a necessidade de elevadas forças na ancoragem, a necessidade de boa qualidade da injeção da nata nas bainhas e da capa engraxada nas cordoalhas, um controle mais rigoroso na execução, diversos cuidados especiais em estruturas hiperestáticas e perdas de protensão.

As perdas de protensão que devem ser consideradas são as imediatas, por atrito, nas ancoragens, por encurtamento elástico do concreto, e as retardadas, por retração e fluência do concreto e por relaxação do aço.

Para o cálculo da protensão total a ser considerada, deve-se somar à protensão útil todas as resultantes provenientes da avaliação das perdas. A locação dos cabos deverá ser realizada através de cabos curvos que acompanham os diagramas de momento fletor, permitindo a eliminação das tensões normais de tração nas seções transversais ao longo dos vãos.

Em uma análise mais completa, também se deve prever os esforços hiperestáticos de protensão no estado limite último e os efeitos de torção ocasionados pelas variações dos comprimentos e das forças aplicadas nos cabos em cada face da seção transversal, decorrentes da presença de curvas horizontais.

9.1.4 Meso e Infra-estrutura

9.1.4.1 Pilares

Por se tratar de um viaduto com curvas verticais e horizontais ao longo de sua extensão, os pilares mostraram-se bastantes heterogêneos com relação aos comprimentos e esforços aplicados. Dessa forma, por se tratarem de pilares altamente representativos, foram dimensionados para o ELU os pilares P4 e P10, de comprimentos totais de 25,00 e 11,50 metros, respectivamente. A identificação desses pilares pode ser observada nos *Desenho – Folha 06/14 e Folha 09/14*.

O dimensionamento dos pilares foi realizado com base nas diretrizes da NBR6118:2003 e foi considerado uma aproximação através do caso de pilar engastado na base e livre no topo.

Adotando-se: $f_{ck} = 40MPa$; $E = 30.100MPa$; e CA-50;

Tabela 9-3 - Esforços no topo do pilar oriundos da superestrutura

PILAR	Força Normal (kN)	Força Cortante Longitudinal (kN)	Força Cortante Transversal (kN)	Momento Fletor Transversal (kNm)
P4	12.768,60	435,79	656,77	2.282,94
P10	12.657,23	408,52	185,06	37,39

Dimensionamento do PILAR P4:

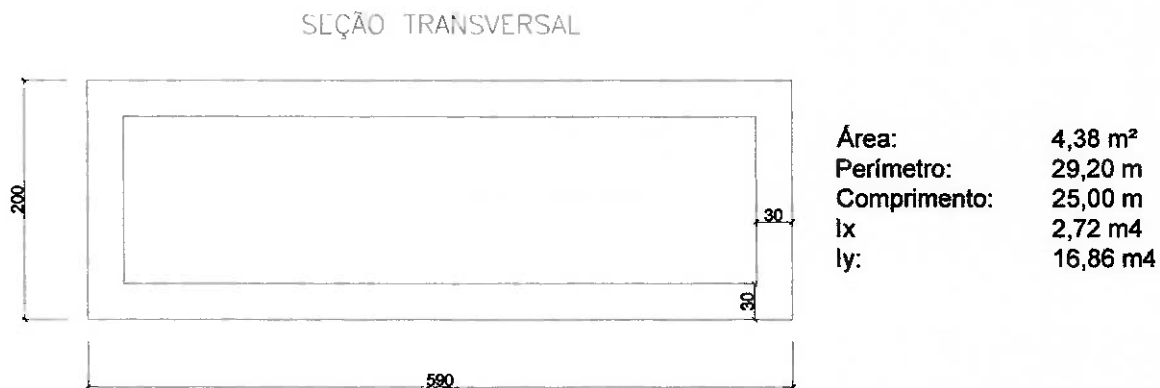


Figura 9-12 – Características Geométricas do Pilar P4

Obteve-se:

- Peso Próprio do Pilar: $N_{d,1} = 1,35 * 25,00 * 4,38 * 25 = 3.670,31kN$;
- Carga Resultante da Superestrutura: $N_{d,2} = 12.768,60kN$;
- Momento Longitudinal: $M_{d,l} = 25,00 * 435,79 = 10.894,75kNm$;
- Momento Transversal:

$$M_{d,t} = 25,00 * 656,77 + 2258,20 + 24,74 = 18.702,19kNm ;$$

- Excentricidade Acidental $e_a = \frac{25,00}{100 * \sqrt{25,00}} = 5,0cm$;
- Excentricidade Geométrica: $e_1 = 0cm$.

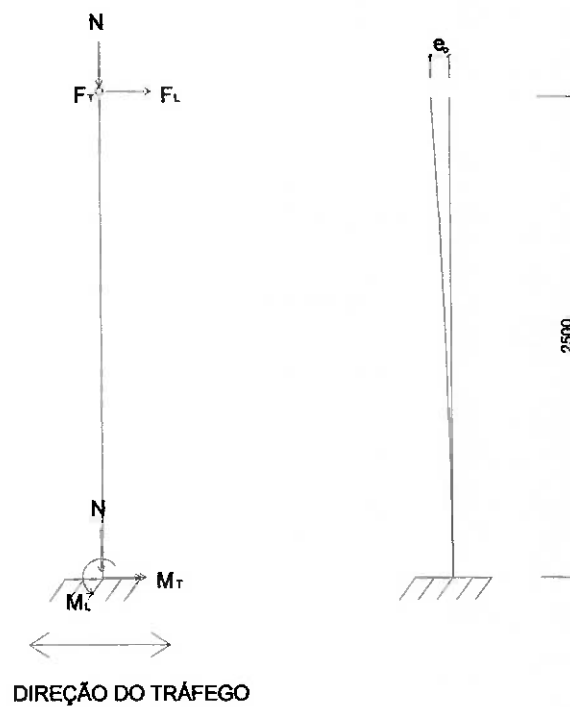


Figura 9-13 – Modelo Adotado

Análise dos efeitos de 2º ordem:

Sentido Longitudinal

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{2 \cdot 25,00}{\sqrt{\frac{2,72}{4,38}}} = 63,5$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1 / 25,00}{0,9} = 27,78 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 35 \quad (35 \leq \lambda_1 \leq 90)$$

$\lambda \geq \lambda_1 \rightarrow$ Devem ser considerados os efeitos de 2º ordem.

$$\nu = \frac{(12.768,60 + 3.670,31)}{4,38 \cdot 40.000 / 1,4} = 0,13$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{2,00 * (0,50 + 0,13)} = 0,004 \geq \frac{0,005}{1,50} = 0,003 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{r} = 0,003$$

$$M_{d,Total} = 0,9 * 10.894,75 + 16.438,91 * \frac{(2 * 25,00)^2}{10} * 0,003 = 22.134,46 kNm$$

Sentido Transversal

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{2 * 25,00}{\sqrt{16,86 / 4,38}} = 25,5 \quad (35 \leq \lambda_1 \leq 90)$$

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ Não devem ser considerados os efeitos de 2º ordem.

$$M_{d,t} = 18.702,19 kNm$$

Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,4\% * A_c = 0,004 * 43.800 = 175,2 cm^2$$

Adota-se $144\phi 16 = 289,5 cm^2$ (em duas camadas e espaçamento de 20cm)

$$E\phi 8,0c / 20$$

Verificação da flexo-compressão oblíqua pelo programa FCO v.2.11 para a armadura adotada:

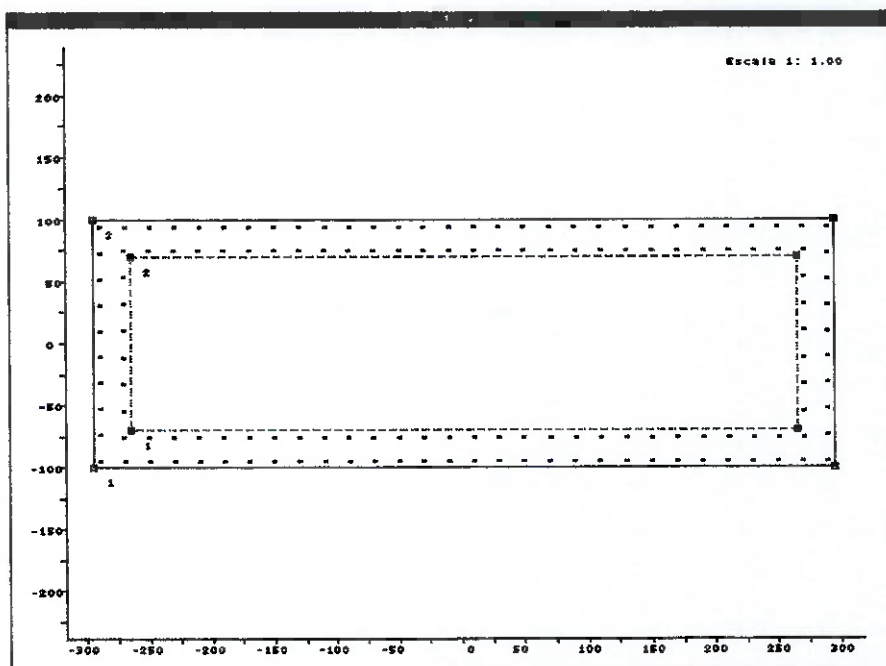


Figura 9-14 – Armadura Longitudinal Adotada no P4

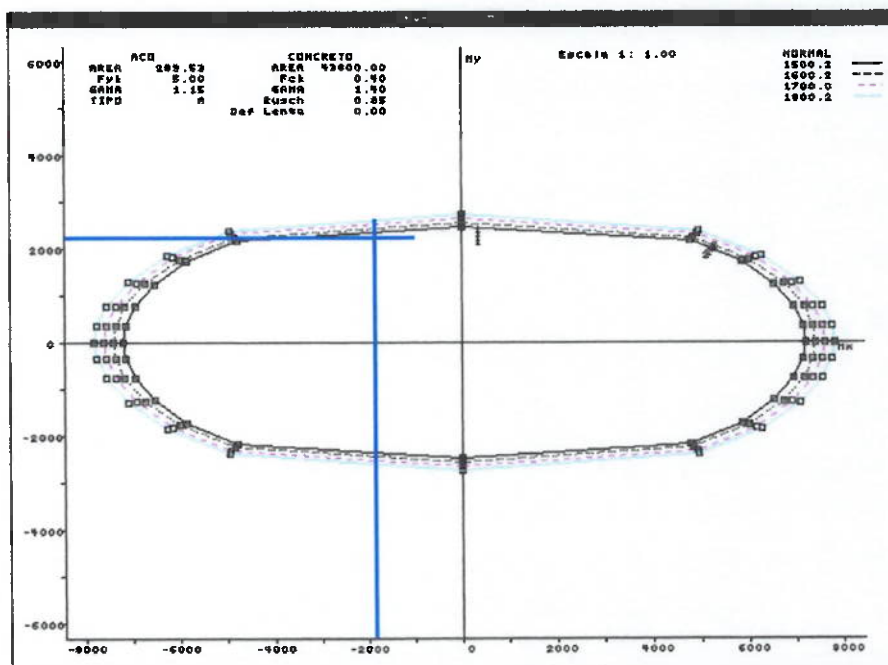


Figura 9-15 – Verificação da Flexo-Compressão Oblíqua no P4 (tfm)

Dimensionamento do PILAR P10:

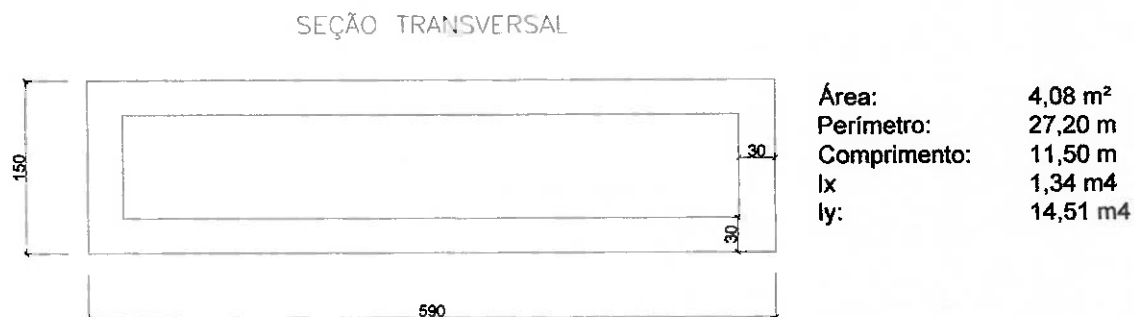


Figura 9-16 – Características Geométricas do Pilar P10

Obteve-se:

- **Peso Próprio do Pilar:** $N_{d,1} = 1,35 * 11,50 * 4,38 * 25 = 1.699,99kN$;
- **Carga Resultante da Superestrutura:** $N_{d,2} = 12.657,23kN$;
- **Momento Longitudinal:** $M_{d,l} = 11,50 * 408,52 = 4.697,98kNm$;
- **Momento Transversal:** $M_{d,t} = 11,50 * 185,06 + 12,65 + 24,74 = 2.165,58kNm$;
- **Excentricidade Acidental** $e_a = \frac{11,50}{100 * \sqrt{11,50}} = 3,4cm$;
- **Excentricidade Geométrica:** $e_1 = 0cm$.

Análise dos efeitos de 2º ordem:

Sentido Longitudinal

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{2 \cdot 11,50}{\sqrt{1,34 / 4,08}} = 40,1$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1 / 11,50}{0,9} = 27,78 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 35 \quad (35 \leq \lambda_1 \leq 90)$$

$\lambda \geq \lambda_1 \rightarrow$ Devem ser considerados os efeitos de 2º ordem.

$$\nu = \frac{(12.657,23 + 1.699,99)}{4,08 \cdot 40.000 / 1,4} = 0,12$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{1,50 \cdot (0,50 + 0,12)} = 0,005 \geq \frac{0,005}{1,50} = 0,003 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{r} = 0,003$$

$$M_{d,Total} = 0,9 \cdot 4.697,98 + 14.357,22 \cdot \frac{(2 \cdot 11,50)^2}{10} \cdot 0,003 = 6.506,67 kNm$$

Sentido Transversal

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{2 \cdot 11,50}{\sqrt{16,86 / 4,08}} = 11,3 \quad (35 \leq \lambda_1 \leq 90)$$

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ Não devem ser considerados os efeitos de 2º ordem.

$$M_{d,t} = 2.165,58 kNm$$

Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,4\% * A_c = 0,004 * 40.800 = 163,20 \text{ cm}^2$$

Adota-se $132\phi 12,5 = 165,00 \text{ cm}^2$ (em duas camadas e espaçamento de 20 cm)

$$E\phi 8,0 \text{ c} / 20$$

Verificação da flexo-compressão oblíqua pelo programa *FCO v.2.11* para a armadura adotada:

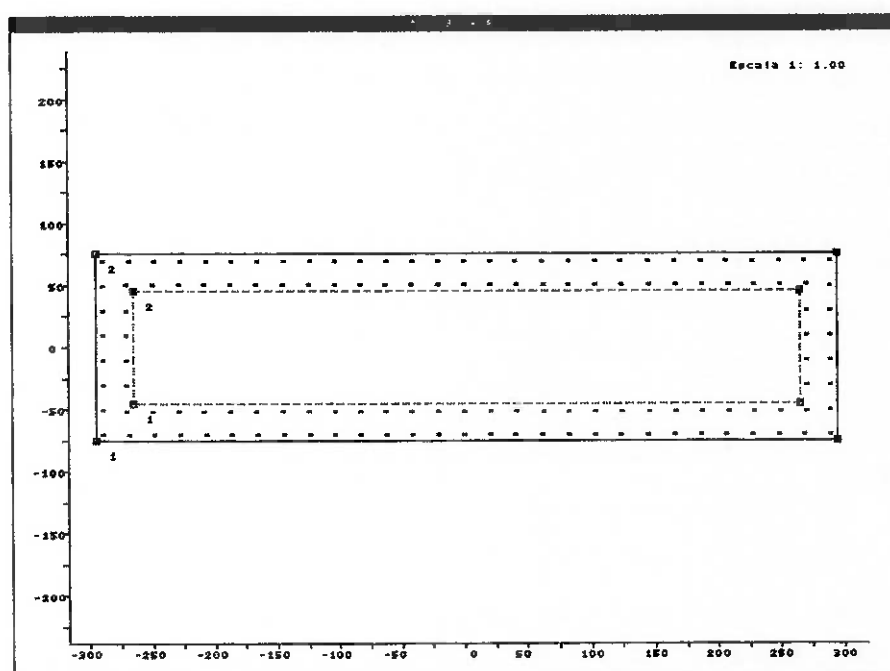


Figura 9-17 – Armadura Longitudinal Adotada no P10

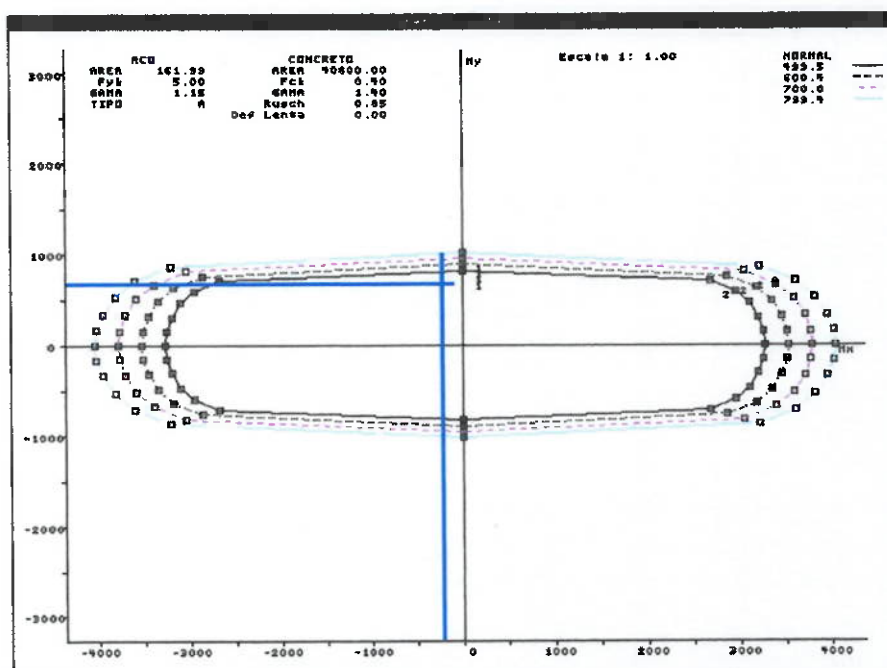


Figura 9-18 – Verificação da Flexo-Compressão Oblíqua no P10 (tfm)

9.1.4.2 Blocos de Fundação

Para o pré-dimensionamento dos blocos de fundação, foi considerada a distância mínima de 3ϕ (ϕ = diâmetro da estaca) entre eixos das estacas nas duas direções, e as distâncias de ϕ e $1,5\phi$ entre a extremidade do bloco e o eixo da estaca nas direções longitudinal e transversal, respectivamente. A altura do bloco considerada foi de 1,50 metros e sua geometria final pode ser entendida na Figura 9-19.

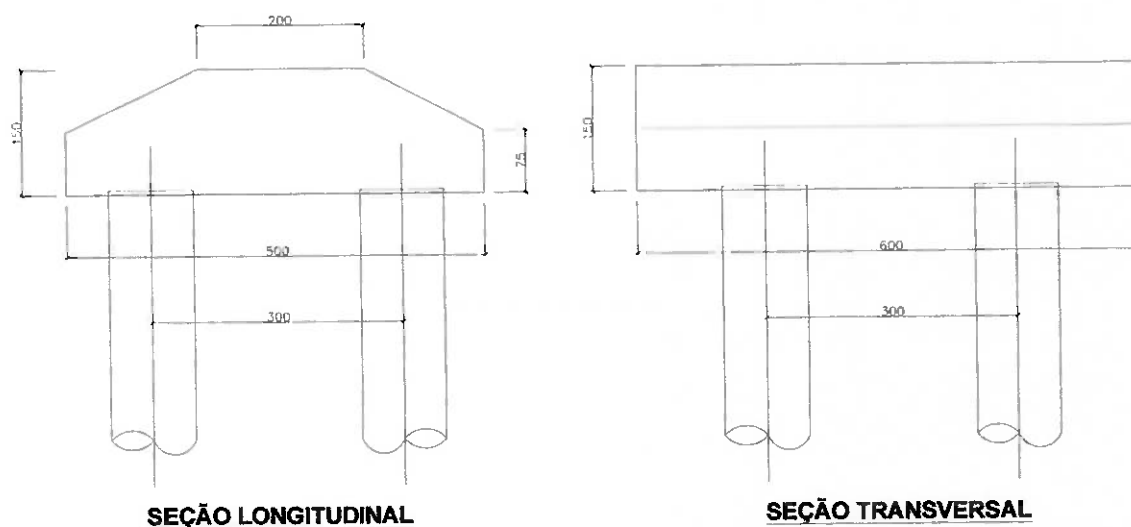


Figura 9-19 – Bloco de Fundação Adotado

9.1.4.3 Fundações

Como solução para as fundações, foram utilizados para cada pilar um conjunto de 4 estações escavados com lama bentonítica de diâmetro de 1,00 metro, ligados pelo bloco de fundação.

Em sondagens obtidas com o *DAEE* no Projeto do Piscinão de Capuava (*Anexo A*) verificou-se a presença de uma espessa camada de argila siltosa mole a muito mole na região, o que minimiza a capacidade de suporte de carga das fundações. Observa-se também a presença do nível de água muito próxima à superfície do terreno, sendo de extrema importância a utilização da lama bentonítica para a estabilização das paredes de escavação.

A estimativa dos comprimentos necessários dos estações foi realizada a partir

da verificação da capacidade de carga para estacas isoladas. A capacidade de carga considera a soma das cargas máximas, que são suportadas pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste, e pela resistência à tensões normais em sua ponta.

O cálculo da máxima solicitação considerada foi realizado para o pilar P4 e assumiu-se como esforço principal a carga acidental do TT-45 e multidão.

Esforços no bloco de fundação

$$N_{d,Total} = 16.438,91 + 934,50 = 17.373,41kN ;$$

$$M_{d,Total} = 22.134,46kNm ;$$

$$M_{d,t} = 18.702,19kNm$$

Através de um modelo de viga sobre apoios elásticos, e baseado nos valores dos coeficientes de reação horizontal dos solos típicos da cidade de São Paulo, tabelados pela Companhia Metropolitana de São Paulo, obteve-se os seguintes carregamentos máximos:

$$N_{d,estaca} = \frac{17.373,41}{4} + \frac{22.134,46}{2*3,00} + \frac{18.702,19}{2*3,00} = 11.149,46kN$$

$$M_{d,L} = 386,14kNm$$

$$M_{d,t} = 889,78kNm$$

Utilizando o Método Décourt e Quaresma para a avaliação da capacidade de carga. Essa avaliação baseia-se nos valores N das sondagens SPT através das seguintes equações:

$$Q_u = \alpha * q_p * A_p + \beta * q_s * A_s \quad (9-4)$$

$$q_p = K * N_p \quad (9-5)$$

$$q_s = 10 * (N/3 + 1) \quad (9-6)$$

Onde:

Q_u = capacidade de carga máxima;

$\alpha = 0,60$ (para estaca escavada com bentonita em solos intermediários);

q_p = capacidade de ponta;

A_p = área de ponta;

$\beta = 0,75$ (para estaca escavada com bentonita em solos intermediários);

q_s = capacidade por atrito lateral;

A_s = área lateral;

$K = 250 \text{ kN/m}^2$ para solo silte-arenoso;

N_p = valor do N do ensaio SPT correspondente à cota de ponta da estaca;

N = valor médio do N do ensaio SPT ao longo da estaca.

Para o comprimento unitário de estaca de 23,00 metros

$$(9-4) \quad Q_u = 0,60 * 250 * 33 * 0,80 + 0,75 * 10 * (19/3 + 1) * 72,25 = 7.934,00kN$$

$$N_{d,estaca} = \frac{17.373,41}{4} + \frac{22.134,46}{2 * 3,00} + \frac{18.702,19}{2 * 3,00} = 11.149,46kN$$

$$\frac{N_{d,estaca}}{\gamma_f} = 7.960 \approx Q_u = 7.934kN \quad \rightarrow \text{OK!}$$

Armadura

$$N_{d,estaca} = 11.149,46kN$$

$$M_{d,t} = 889,78kNm;$$

$$M_{d,L} = 386,14kNm$$

$$M_d = \sqrt{889,78^2 + 386,14^2} = 969,95kNm$$

Pelo Ábaco de Montoya:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = 0,49;$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c * h * f_{cd}} = 0,04 \quad \rightarrow \quad \omega = 0$$

Adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,4\% * A_c = 0,004 * 8.000 = 32,0cm^2 \quad (10\phi20)$$

$$E\phi6,3c / 20$$

9.1.4.4 Estruturas de Encontro

Usualmente, as estruturas de encontro são constituídas por muros de ala, muro frontal, cortinas e lajes de fundo, e têm como finalidade proporcionar a ligação dos viadutos com as vias, de forma a garantir a continuidade e a estabilidade das rampas de acesso.

Dependendo da capacidade de suporte do solo e da disponibilidade de execução, a cortina e os muros de alas podem ser estruturas independentes, ou ligadas por uma laje de fundo. Em casos que se mostrarem vantajosos e necessários, pode-se utilizar contenções em terra armada e aplicar uma pré-carga no aterro.

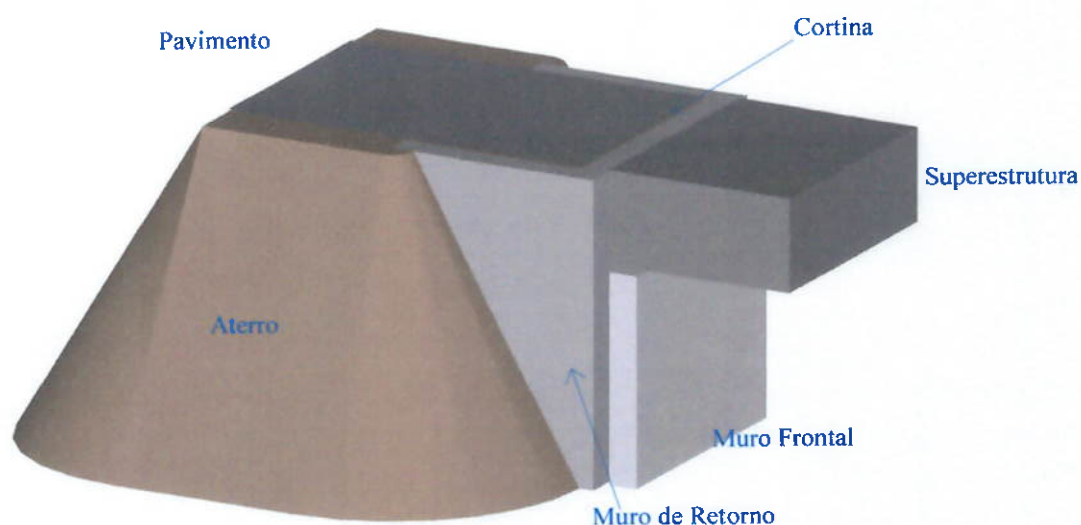


Figura 9-20 – Esquema simplificado das estruturas de encontro

No caso dos viadutos em estudo, verificou-se a presença de solos muito moles que proporcionam elevados recalques lentos e imediatos das vias. Dessa forma, para minimizar esses recalques, foram utilizadas estruturas compostas por cortinas e muros de ala apoiados sobre uma laje de fundo estacada e estabilizada com taludes naturais em seu contorno.

A seção transversal e longitudinal da solução proposta está representada na *Figura 9-21*.

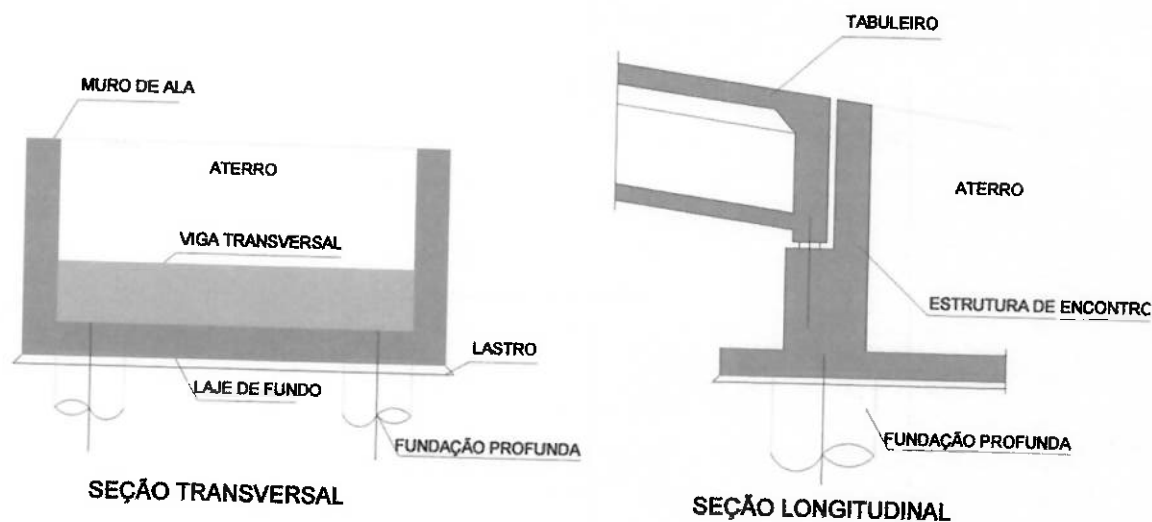


Figura 9-21 – Detalhe da estrutura de encontro adotada

9.2 Demais Obras

Além do Viaduto Principal, a interligação proposta requer outras obras na sua implantação, incluindo a construção de outros viadutos, de rampas aterradas e valas com contenção lateral.

No movimento do ramo 500 da interconexão, também se propõe a implantação de um viaduto com a utilização das mesmas concepções estruturais da meso e infra-estrutura e seção caixão do Viaduto Principal. Por se tratar de um viaduto de extensão total de 270,00 metros, não foi considerada a necessidade de juntas ao longo do tabuleiro, que foi dividido em 7 vãos composto por dois vãos extremos de 35,00 metros e cinco vãos de 40,00 metros.

Ao longo do trecho plano, é necessária a realização de uma obra para a

passagem da interligação sobre as vias de circulação local e tubulações da Refinaria de Capuava. Dessa forma, foi sugerida a construção de um viaduto de seção transversal do tipo caixão, composto por um único vão de aproximadamente 40,0 metros e altura de $h = l/17 = 2,35$ metros. A rampa de acesso para esse viaduto é composta por uma inclinação de 3,0% e realizado através de aterros que são estabilizados com a presença de estruturas de encontro, conforme já apresentado.

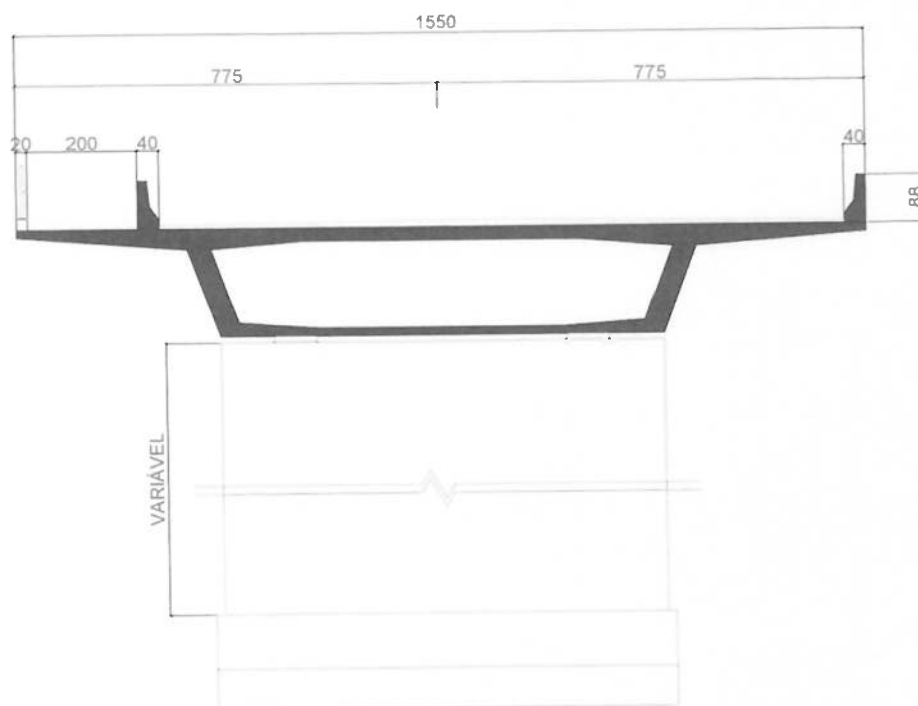


Figura 9-22 – Seção transversal do viaduto sobre o acesso da Refinaria

Devida a existência de um talude natural de elevada inclinação e aparentemente estável no lado interno ao ramo 300 da interconexão, é recomendada para esta rampa a execução de aterros tratados sob o pavimento. Uma possível solução para os taludes superiores e inferiores da via seria a estabilização dos mesmos

com muros de arrimos devidamente providos de sistema de drenagem. A utilização de tirantes torna-se necessária caso seja verificados problemas quanto ao deslizamento e estabilidade dos solos.

Para o movimento do ramo 700, de inclinação praticamente nula e escavada no terreno natural, sugere-se a criação de valas acompanhadas pela utilização de estruturas de terra armada para as contenções laterais.

Ressalta-se que para um estudo mais aprofundado dessas soluções, são necessárias avaliações mais cuidadosas da topografia e das sondagens do terreno local, e identificação de todas as interferências para se confirmar a viabilidade econômica e técnica das obras recomendadas.

10. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO DAS VIAS

Um pavimento é uma estrutura que tem como principais funções propiciar uma superfície de rolamento que atenda a requisitos de conforto e segurança para o tráfego nas velocidades operacionais da via; e manter essas características acima de limites admissíveis em quaisquer condições climáticas.

Para dimensionar a espessura e as camadas do pavimento no trecho estudado foi utilizado o método do Índice de Suporte Califórnia (CBR), detalhado no item seguinte. Este método está de acordo com o Manual do DER-SP para Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, que obedece basicamente o método do DNER, com algumas reformulações. Foram adotadas também algumas considerações de acordo com a Instrução para dimensionamento de pavimentos flexíveis, da Prefeitura do Município de São Paulo.

Neste trabalho, o dimensionamento do pavimento será efetuado a partir da capacidade de suporte do subleito, avaliada pelo CBR de projeto e do número equivalente de operações do eixo simples padrão (N). Esse dimensionamento será associado ao potencial destrutivo do tráfego sobre o pavimento, o qual será estimado para o período de projeto estabelecido de 10 (dez) anos.

10.1 Índice de Suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio)

O ensaio de CBR consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova de

solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada.

O valor dessa relação, expressa em porcentagem, permite determinar, por meio de equações empíricas a espessura de pavimento flexível necessária, em função do tráfego.

Em linhas gerais, a sequência do ensaio é a seguinte:

- a) Compacta-se o material no molde em cinco camadas iguais, de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5cm após a compactação. Cada camada recebe 12 golpes de um soquete que pesa 4,5kg (caso de materiais para subleito), 26 ou 55 golpes (caso de materiais para sub-base), caindo de 45,7cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada.
- b) Após a compactação, rasa-se o material na altura exata do molde e retira-se do material excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100g para determinar a umidade;
- c) Compactam-se outros corpos de prova com teores crescentes de umidade, tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação;
- d) Colocam-se os corpos de prova imersos em água durante quatro dias;
- e) A penetração dos corpos de prova é feita numa prensa (*Figura 10-1*), a

uma velocidade constante de 0,05 pol/min;

- f) Traça-se a Curva Pressão x Penetração, conforme é mostrado na *Figura 10-2*. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abscissas; a curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abscissas. Seja c a distância desse ponto à origem dos eixos. Somam-se a distância c às abscissas dos pontos correspondentes às penetrações de 0,1 a 0,2 polegadas. Com isso obtêm-se, na nova curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas;

- g) O CBR, em porcentagem, para cada corpo de prova é obtido pela fórmula:

$$CBR = \frac{\text{pressão_calculada_ou_pressão_corrigida}}{\text{pressão_padrão}} \quad (10-1)$$

Adota-se para o índice CBR o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas;

- h) Para o cálculo do CBR final, registram-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala das unidades de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores dos CBRs obtidos, correspondentes aos valores das unidades que serviram

para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à umidade ótima já verificada, mostra o índice CBR (*Figura 10-3*)

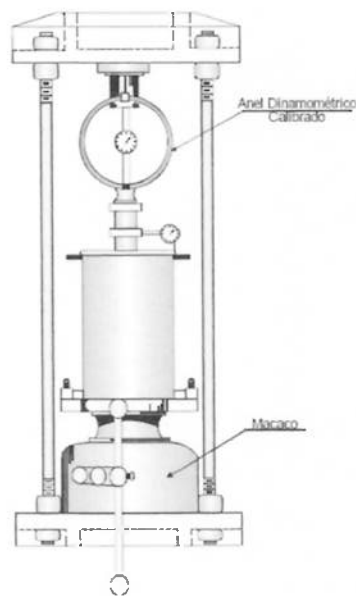


Figura 10-1 - Prensa para Índice de Suporte Califórnia

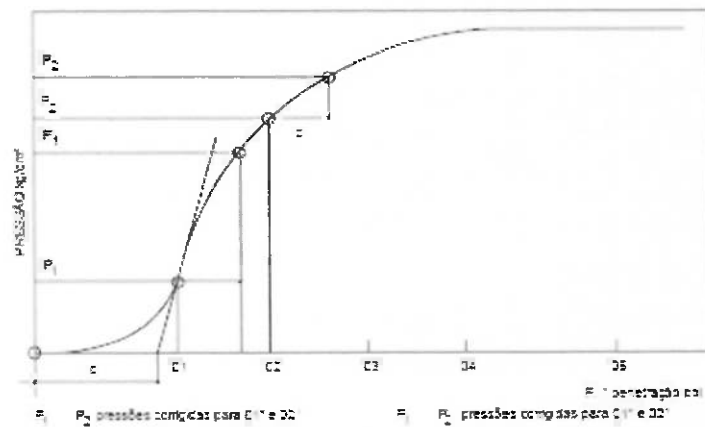


Figura 10-2 - Curva Pressão X Penetração

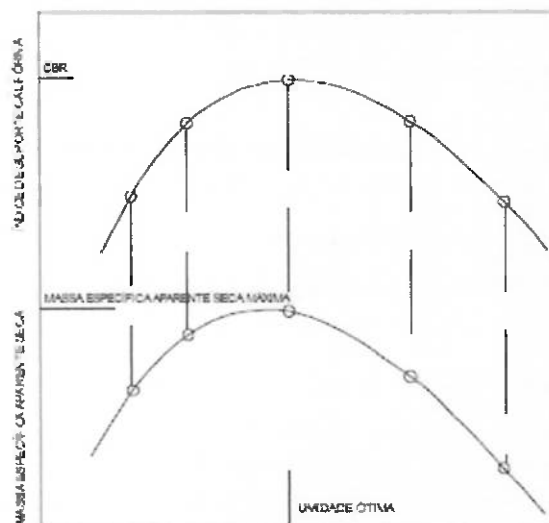


Figura 10-3 - Curva Massa Específica X Umidade e CBR X umidade

10.2 Capacidade de Suporte

Para efeito de dimensionamento, o trecho da rodovia deveria ser dividido em sub-trechos. De cada um dos sub-trechos, seriam colhidas amostras dos solos dos cortes e das caixas de empréstimo, que serão utilizadas na execução das últimas camadas dos aterros e na substituição dos solos impróprios dos subleitos dos cortes, localizados a, no mínimo, 50 cm abaixo do greide da terraplenagem acabada. Para efeito de simplificação, e pela impossibilidade de se colher estas amostras in loco para realizar o ensaio CBR em cada um dos sub-trechos como seria desejável, adotou-se um valor de CBR do subleito constante e igual a 5%.

Para as outras camadas do pavimento o DNER mostra as seguintes especificações mínimas para cada camada:

- Materiais utilizados para reforço do subleito devem ser os que apresentam CBR maiores que o do subleito e expansão < 1%. Para este projeto, adotaremos o valor de CBR = 8%.
- Materiais utilizados para a sub-base devem ser os que apresentam CBR >20% e expansão <1%. O valor adotado para o projeto é de 20%.
- Materiais utilizados para a base devem ser os que apresentam CBR >80% e expansão < 0,5%. No projeto, será adotado o valor mínimo de 80%.

10.3 Parâmetros do dimensionamento

Número N

Como dito anteriormente, o número de solicitações equivalentes do eixo simples padrão define o potencial destrutivo do tráfego sobre o pavimento e, por este motivo, é importante no dimensionamento do mesmo.

Este número pode ser calculado usando-se a fórmula 10-2 a seguir.

$$N = 365 * P * V_m * F_e * F_c * F_R \quad (10-2)$$

Onde:

P = Período de projeto;

V_m = Volume de tráfego diário médio;

F_e = Fator de eixo;

F_c = Fator de carga;

F_R = Fator climático.

P - Período de Projeto

No caso estudado, o período de projeto considerado será o que é usualmente adotado pelo DER: 10 anos. Para tanto, considerar-se-á que a interligação das avenidas entrará em operação em conjunto com o trecho Sul do Rodoanel Mário Covas a partir do ano de 2010, e que o pavimento deste trecho será dimensionado para resistir às solicitações dos veículos que a utilizarem até o ano de 2020. Depois desse período, possivelmente, será necessária a realização de algum tipo de intervenção para recuperar o pavimento da via.

V_m - Volume de Tráfego Diário Médio

Por se tratar de uma via ainda inexistente, o Volume de Tráfego Diário Médio foi estimado através de um modelo de simulação do Programa Vissim (já discutido anteriormente no capítulo de Previsão de Tráfego).

Para a simulação do movimento das avenidas foi considerado o modelo representado na *Figura 10-4*, que contempla três cenários e cujos resultados são os constantes da *Tabela 10-1*.

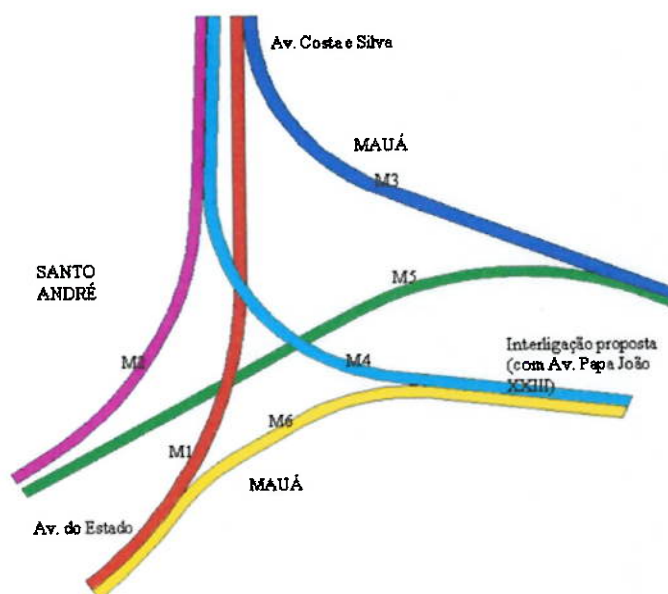


Figura 10-4 – Movimentos

Tabela 10-1 - Cenário proposto

Movimento	OS 2010 ligação			OS 2020 ligação			OSL 2020 ligação		
	Auto	Com.	Total	Auto	Com.	Total	Auto	Com.	Total
M1	10552	1326	11878	15013	1904	16917	13316	1457	14773
M2	10901	1308	12209	13127	1946	15073	11572	1377	12949
M3	13586	1021	14607	15449	1317	16766	18361	1580	19941
M4	14091	1144	15235	15684	1430	17114	19132	1814	20946
M5	3086	283	3372	3673	478	4151	815	294	1109
M6	2716	105	2821	5705	422	6127	718	307	1025

Para o dimensionamento das espessuras e camadas do pavimento, será considerado apenas o número de veículos comerciais, por eles serem mais pesados e causarem maior impacto e danos ao pavimento.

Para a escolha dos cenários para determinação do volume de tráfego diário médio, será considerado o número de veículos que usufruirão a via no período do início do ano de 2010 ao final de 2020, considerando que neste ano apenas

os trechos Oeste e Sul do Rodoanel Mario Covas estarão concluídos. Outra possibilidade seria adotar o volume de tráfego correspondente ao ano de 2020 com o trecho Leste também finalizado (Terceiro Cenário); no entanto, ele seria contra a segurança, uma vez que o volume do tráfego é naturalmente menor do que o adotado, o que incorreria em um subdimensionamento da via, caso ela não venha a se concretizar.

Sendo assim, os volumes que a serem considerados são os da *Tabela 10-2*:

Tabela 10-2 - Volume para o dimensionamento

Movimento	OS 2020 Ligação	
	2010	2020
M1	1326	1904
M2	1308	1946
M3	1021	1317
M4	1144	1430
M5	283	478
M6	105	422

F_e - Fator de Eixo

O tráfego comercial a ser considerado no dimensionamento corresponde aos caminhões médios e pesados, ônibus, reboques e semi-reboques. Para efeito de dimensionamento, consideram-se desprezíveis as solicitações originadas dos carros de passeio e caminhões leves.

F_c - Fator de Carga

Para determinar o fator de carga correspondente a cada tipo de veículo comercial, deveria ser organizado um quadro com os fatores de equivalência do

Anexo 2, obedecendo ao modelo do Anexo 3, da norma em discussão do DER, a partir dos resultados de pesagem de seus eixos, em amostragem devidamente programada.

Na falta de dados mais precisos sobre as características dos veículos que circularão sobre a futura via, o produto do Fator de Eixo pelo Fator de Carga pode ser substituído pelo Fator de Veículos (*Equação 10-3*):

$$F_v = F_e * F_C \quad (10-3)$$

F_v - Fator de Veículos

Quando não se tem dados precisos sobre a distribuição percentual dos veículos, usualmente adotam-se valores para o fator de veículos do tráfego comercial total em função de sua distribuição percentual, conforme indicados na *Tabela 10-3*.

Tabela 10-3 - Distribuição percentual do tráfego

Caminhões Médios (%)	Caminhões Pesados + Reboques e Semi-reboques (%)	Fator de Veículo (%)
%	%	%
50	50	6,8
60	40	5,8
70	30	4,7
80	20	3,7

Considerando as características da via e do Rodoanel, foi adotada a composição constituída por 60% de caminhões médios e 40% de caminhões pesados, mais reboques e semi-reboques. O Fator de Veículos, portanto, é igual a 5,8.

Com isso, a fórmula do número de solicitações equivalentes do eixo simples padrão pode ser reescrita da seguinte forma:

$$N = 365 * P * V_m * F_v * F_R \quad (10-4)$$

F_R - Fator Climático Regional.

É através dele que o efeito das variações de umidade dos materiais do pavimento na capacidade de suporte, durante as diversas estações do ano, poderá ser avaliado. Considerando que, para efeito de dimensionamento, o CBR é determinado após a imersão dos corpos de prova em água durante quatro dias. Com base em pesquisas realizadas no IPR/DNER, pode-se tomar para o F_R o valor igual a 1 (um).

10.4 Procedimento de Cálculo das espessuras das camadas

O procedimento de cálculo das espessuras das camadas para cada movimento é mostrado no fluxograma:

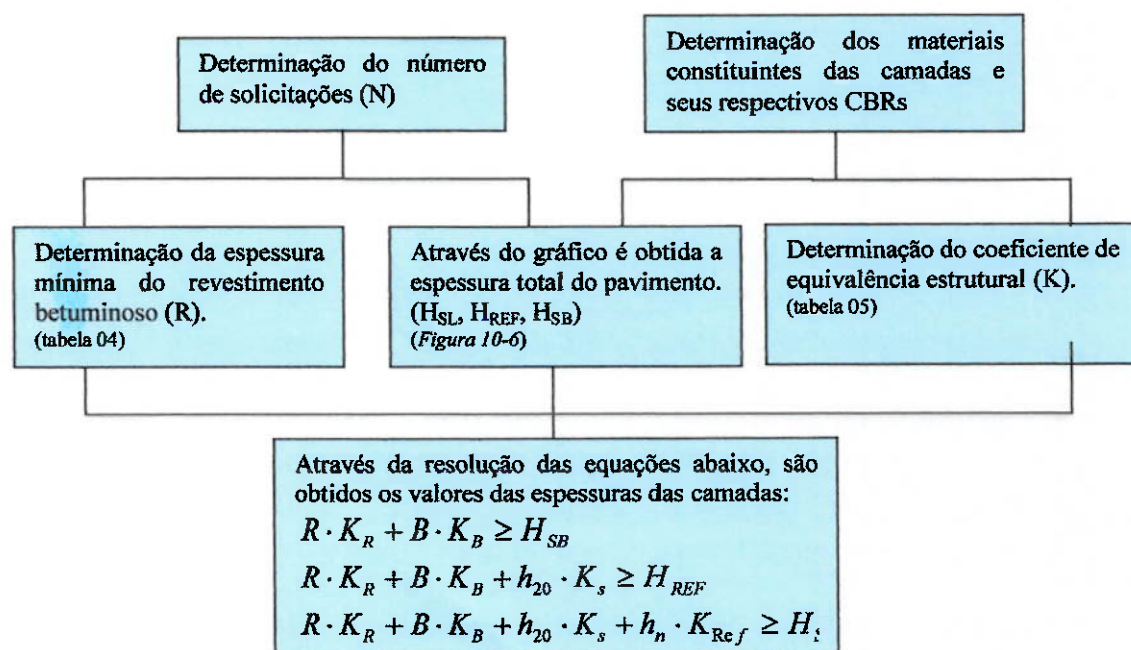


Figura 10-5 – Fluxograma representativo da determinação das espessuras das camadas

Tabela 10-4 - Espessuras mínimas de revestimento betuminoso (R) recomendadas, em função do número equivalente "N" de operações do eixo simples padrão

Parâmetros de Tráfego	Tipo e Espessura
$N \leq 5 \times 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos duplos e triplos
$5 \times 10^6 \leq N \leq 1 \times 10^7$	Concreto betuminoso (5,0cm)
$1 \times 10^7 \leq N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso (3,0cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0cm)
$N \geq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso (5,0cm) sobre "binder" usinado a quente (5,0cm)

Tabela 10-5 - Coeficiente estrutural

Camada de Pavimento	Coeficiente Estrutural (K)
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento de pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento de pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,10
Base de brita graduada e de macadame hidráulico	1,10
Bases estabilizadas granulometricamente e base de solo arenoso fino	1,00
Sub-base granular	Variável
Reforço do subleito	Variável
Base de solo-cimento, com resistência à compressão, aos 7 dias, superior a 45 kN/cm ²	1,70
Base de solo-cimento, com resistência à compressão, aos 7 dias, entre 45 e 28 kN/cm ²	1,40
Base de solo-cimento, com resistência à compressão, aos 7 dias, menor que 28 e maior ou igual a 21 kN/cm ²	1,20
Base de solo-cimento, com resistência à compressão, aos 7 dias, inferior a 21 kN/cm ²	1,20

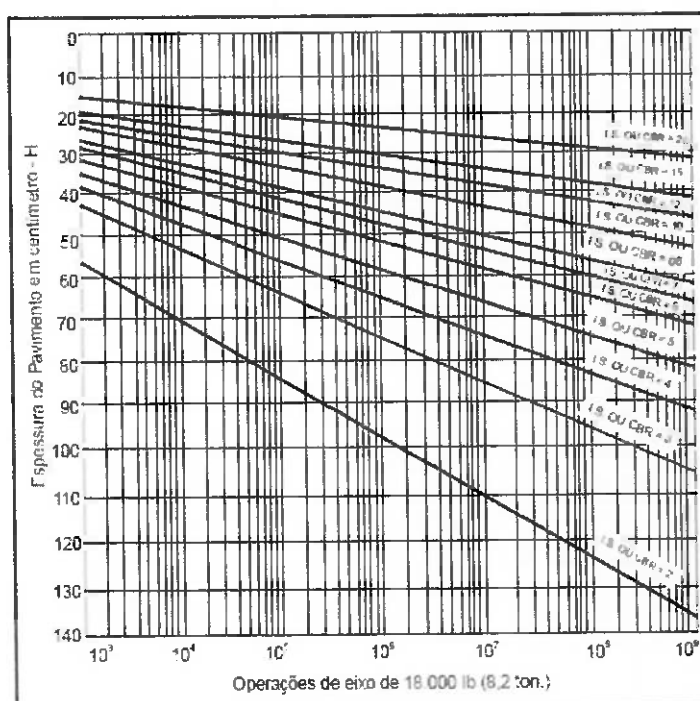


Figura 10-6 – Gráfico para determinação das espessuras do pavimento

10.5 Cálculo das espessuras do pavimento para os movimentos

Os movimentos estudados nesta interligação serão os M1 a M6 e as uniões dos M1 com M3, M1 com M6, M2 com M4, M2 com M5, M3 com M5 e M4 com M6.

No cálculo do número equivalente de operação, os valores do período de projeto, fator de veículo e o fator climático são constantes para todos os movimentos e iguais a: 10 anos, 5,8 e 1,0, respectivamente. Assim, os resultados obtidos para o valor N são os mostrados na *Tabela 10-6*:

Tabela 10-6 - Número equivalente (N)

Movimentos	Número equivalente (N)
M1	1,71E+07
M2	1,72E+07
M3	1,24E+07
M4	1,36E+07
M5	8,06E+06
M6	5,58E+06
M1 com M3	1,47E+07
M1 com M6	1,33E+07
M2 com M4	1,54E+07
M2 com M5	1,42E+07
M3 com M5	1,09E+07
M4 com M6	1,09E+07

Analisando a *Tabela 10-6* e relacionando-a com a *Tabela 10-4*, chega-se a obtenção da espessura da camada de revestimento betuminoso necessário para

cada movimento. Estas espessuras estão mostradas na *Tabela 10-7*.

Tabela 10-7 - Espessura total da camada betuminosa

Movimentos	Espessura da camada betuminosa (R)
M1	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M2	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M3	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M4	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M5	5,0 cm de concreto betuminoso
M6	5,0 cm de concreto betuminoso
M1 com M3	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M1 com M6	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M2 com M4	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M2 com M5	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M3 com M5	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)
M4 com M6	7 cm, sendo considerado a seguinte composição: concreto betuminoso (3,0 cm) sobre "binder" usinado a quente (4,0 cm)

A seguir, segue um esquema elucidativo das camadas a serem dimensionadas:

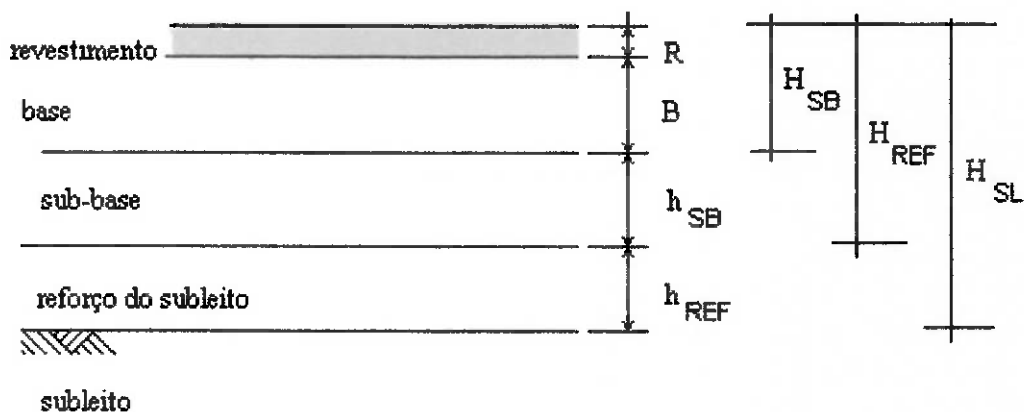


Figura 10-7 – Esquema elucidativo das camadas

Entrando com os valores adotados do CBR para as camadas e o volume de tráfego na *Figura 10-5* chega-se na determinação das espessuras totais das outras camadas do pavimento (H_{SL} , H_{REF} , H_{SB}), conforme o fluxograma apresentado. Os valores obtidos para cada um dos movimentos são os mostrados nas *Tabelas 10-8 a 10-12*.

**Tabela 10-8 - Altura total para os
movimentos M1 e M2**

Movimentos M1 e M2		
H _{SB}	27	cm
H _{REF}	52	cm
H _{SL}	69	cm

**Tabela 10-9 - Movimentos M1+M3, M1+M6,
M2+M4, M2+M5**

Movimentos M1+M3, M1+M6, M2+M4, M2+M5		
H _{SB}	27	cm
H _{REF}	51	cm
H _{SL}	68	cm

**Tabela 10-10 - Movimentos M4, M3, M3+M5,
M4+M6**

Movimentos M4, M3, M3+M5, M4+M6		
H _{SB}	27	cm
H _{REF}	50	cm
H _{SL}	67	cm

Tabela 10-11 - Movimento M5

Movimento M5		
H _{SB}	26	cm
H _{REF}	49	cm
H _{SL}	66	cm

Tabela 10-12 - Movimento M6

Movimento M6		
H _{SB}	25	cm
H _{REF}	48	cm
H _{SL}	64	cm

A determinação das espessuras de cada camada é realizada através do cálculo das equações apresentadas na última passagem do fluxograma (*Figura 10-6*), representada a seguir:

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{SB}$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_s \geq H_{REF} \quad (10-5)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_s + h_n \cdot K_{Ref} \geq H_{SL}$$

Resolvendo estas equações com os valores obtidos nas Tabelas 10-5 e Tabelas 10-7 a 10-12 temos os valores B, h₂₀ e h_n, respectivamente espessura da base, da sub-base e do reforço do subleito. Os resultados obtidos estão representados a seguir, juntamente com o esquema da camada final.

Tabela 10-13 - Resumo dos movimentos M1 e M2

	TIPO	K	CBR %	h	
Revestimento	CBUQ	2,0		3,0	56,4
	binder	1,8		4,0	
Base (B)	BGS	1,0	20	18,4	
Sub-base (h ₂₀)	BGTC	1,4		14,0	
Reforço do subleito (h _n)	Solo	1,0	8	17,0	
Subleito	Solo nat	0,0	5		

Tabela 10-14 - Resumo dos movimentos M1+M3, M1+M6, M2+M4, M2+M5

	TIPO	K	CBR %	h	
Revestimento	CBUQ	2,0		4,0	55,7
	binder	1,8		3,0	
Base (B)	BGS	1,0	20	18,4	
Sub-base (h ₂₀)	BGTC	1,4		13,3	
Reforço do subleito (h _n)	Solo	1,0	8	17,0	
Subleito	Solo nat	0,0	5		

Tabela 10-15 - Resumo dos movimentos M4, M3, M3+M5, M4+M6

	TIPO	K	CBR %	h	
Revestimento	CBUQ	2,0		4,0	55,0
	binder	1,8		3,0	
Base (B)	BGS	1,0	20	18,4	
Sub-base (h20)	BGTC	1,4		12,6	
Reforço do subleito (hn)	Solo	1,0	8	17,0	
Subleito	Solo nat	0,0	5		

Tabela 10-16 - Resumo do movimento M5

	TIPO	K	CBR %	h	
Revesimento	CBUQ	2,0		5,0	54,4
Base (B)	BGS	1,0	80	16,0	
Sub-base (h20)	BGTC	1,4		16,4	
Reforço do subleito (hn)	Solo	1,0	8	17,0	
Subleito	Solo nat		5		

Tabela 10-17 - Resumo do movimento M6

	TIPO	K	CBR %	h	
Revesimento	CBUQ	2,0		5,0	52,4
Base (B)	BGS	1,0	80	15,0	
Sub-base (h20)	BGTC	1,4		16,4	
Reforço do subleito (hn)	Solo	1,0	8	16,0	
Subleito	Solo nat		5		

A fim de retardar o aparecimento de fissuras no pavimento, utiliza-se aqui o tipo invertido, onde a camada cimentícea fica sob a camada granular, aumentando a espessura sobre a primeira, e reduzindo as tensões que chegam nela.

Analisando os resultados obtidos, separando-os em dois movimentos básicos: o mais carregado, representados pelos três primeiros grupos (M1, M2, M3, M4, M1+M3, M1+M6, M2+M4, M2+M5, M3+M5, M4+M6) e o menos carregado, representado pelos últimos dois (M5 e M6), observa-se que, pela pequena diferença nas espessuras encontradas, é possível adotar apenas duas seções típicas, uma para cada grupo.

A adoção destas seções típicas é motivada pelo fato de se padronizar os seguimentos, tornando-os mais fácil de serem especificados. Além disso, a espessura das camadas deve possuir medidas múltiplas de 5,0 cm, de forma a permitir maior precisão na construção. Apesar de algumas camadas se tornarem mais espessas do que o necessário, este aumento é justificado pela facilidade construtiva. Com isso as seções típicas serão executadas com as seguintes espessuras de camadas.

Tabela 10-18 - Seção típica para o grupo de maior carregamento

	TIPO	K	CBR %	h
Revestimento	CBUQ	2,0		3,0
	binder	1,8		4,0
Base (B)	BGS	1,0	20	20,0
				57,0
Sub-base (h20)	BGTC	1,4		15,0
Reforço do subleito (hn)	Solo	1,0	8	15,0
Subleito	Solo nat		5	

Tabela 10-19 - Seção típica para o grupo de menor carregamento

	TIPO	K	CBR %	h
Revestimento	CBUQ	2,0		5,0
Base (B)	BGS	1,0	20	20,0
				55,0
Sub-base (h20)	BGTC	1,4		15,0
Reforço do subleito (hn)	Solo	1,0	8	15,0
Subleito	Solo nat		5	

11. DRENAGEM SUPERFICIAL E OBRAS DE ARTE CORRENTE

Para a interligação será projetado um sistema de micro-drenagem para que as águas provenientes das chuvas não prejudiquem a utilização das vias por parte dos veículos e pedestres. O estudo desse sistema consiste na definição de sua concepção e no dimensionamento de seus componentes, sarjetas, bocas de lobo, galerias e bueiros.

O objetivo da drenagem superficial é retardar o escoamento das águas da chuva de modo a não sobrecarregar o sistema de macro-drenagem. Assim, recomenda-se que o escoamento aconteça, preferencialmente, pelas sarjetas e por galerias com baixa declividade, diminuindo as velocidades, aumentando o tempo de concentração e, conseqüentemente, minimizando as possibilidades de inundações à jusante e não causando prejuízos à população da área. Essa solução acarreta em maiores custos na implantação das galerias, já que torna necessário o emprego de maiores diâmetros de tubulações.

A água drenada será lançada diretamente no Rio Tamanduateí, e não no piscinão, porque ocasionaria custos adicionais de energia para o bombeamento desta água para o rio.

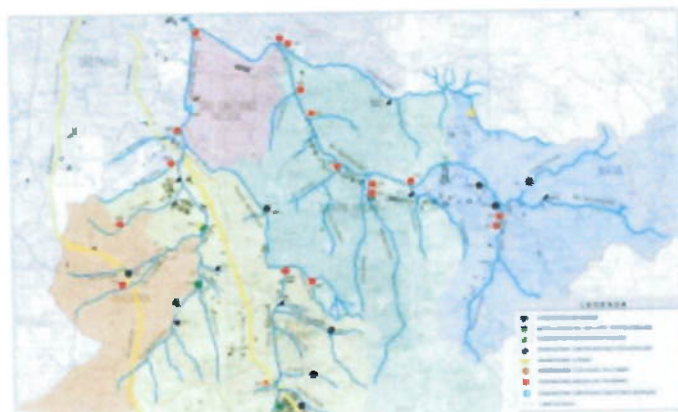


Figura 11-1 – Ilustração da Bacia do Alto do Tamanduateí.



Foto 11-1 – Vista superior do Rio Tamanduateí

Neste estudo será considerado que a água incidirá no pavimento de forma uniforme, escoando metade para cada lado da via. Por se tratar de um pavimento asfáltico, não ocorrerá absorção de água por ele.

Com a falta de dados referentes à área da refinaria, considera-se que esta possua um sistema de micro-drenagem já implantado, que não afetará o sistema a ser projetado.

A partir de uma equação IDF (intensidade, duração e frequência) foi realizado o cálculo da intensidade pluviométrica, possibilitando o dimensionamento dos componentes do sistema.

Para a região de São Paulo utiliza-se, segundo WILKEN, a seguinte equação IDF:

$$I = 29,13 * T^{0,181} * (t + 15)^{-0,86} \quad (11-1)$$

Onde:

I = intensidade pluviométrica [mm/min];

T = período de retorno [anos];

t = duração da chuva [min].

Nos cálculos realizados, o tempo de duração da chuva é igual ao tempo de concentração (tempo em que a gota que cai no ponto mais distante leva para chegar ao final do talvegue) acrescido de 5 ou 10 minutos dependendo da declividade do terreno . Deve-se lembrar que o tempo de concentração depende da área de drenagem da bacia, isto é, quanto maior for a área, maior será o tempo de concentração. No mapa topográfico, foram identificadas duas bacias hidrográficas, uma com área de 1,83 km² e a outra com 0,50 km².

Os tempos de concentração admitidos nas bacias foram de, respectivamente, 50 e 30 minutos. Por fim, utilizou-se um período de retorno de 10 anos para sarjetas e bocas de lobo e de 25 anos para os bueiros.

O cálculo da vazão é realizado pela equação 11-2.

$$Q = 0,278 * C * i * A \quad (11-2)$$

Onde:

Q = vazão [m³/s];

C = coeficiente adimensional de impermeabilização do terreno (0,3 a 0,4);

i = intensidade pluviométrica [mm/h];

A = área de contribuição [km²].

11.1 Sarjetas

As sarjetas devem proporcionar segurança para os pedestres e veículos, de forma que a água proveniente das chuvas não invada a calçada ou propriedades e não provoque a aquaplanagem de veículos, prejudique a visibilidade ou as pessoas.



Foto 11-2 – Manutenção de sarjetas



Foto 11-3 – Sarjetas fora das diretrizes

Os valores da largura da sarjeta e sua profundidade devem ser determinados segundo diretrizes de segurança em que a água não ultrapasse valores que causem prejuízos. Nos casos em que esses valores forem excedidos, utilizam-se bocas de lobo, garantindo boas condições de tráfego e segurança.

O tipo de sarjeta a ser empregada na interligação é a de seção uniforme, pois atende a todas as condições requeridas, não sendo necessária a utilização de sarjeta composta.

$$Q_s = \frac{0,376}{n} * S_x^{5/3} * T^{8/3} * S_0^{0,5} \quad (11-3)$$

Onde:

Q_s = vazão na sarjeta [m³/s];

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

S_x = declividade transversal da sarjeta;

T = largura superficial [m];

S_o = declividade longitudinal da sarjeta.

Na *Tabela 11-1* estão representadas as diretrizes de projeto com seus valores máximos e mínimos, além dos valores adotados, após o dimensionamento, para uma largura superficial de sarjeta de 3,00m.

Tabela 11-1 – Diretrizes de projeto

	Máximo	Mínimo	Projeto
Declividade Transversal (%)	4,00	1,50	2,00
Declividade Longitudinal (%)	-	0,40	6,00
Profundidade Máxima (cm)	15,00	-	6,00
Velocidade (m/s)	3,50	0,75	1,88

11.2 Bocas de lobo

As bocas de lobo devem captar a água proveniente do escoamento superficial das sarjetas, evitando a ocorrência de eventuais inundações das vias públicas e garantindo a eficiência do sistema de galerias. As bocas de lobo devem ser dispostas em pontos intermediários e alternados ao longo da via, nos quais a entrada de água ocorre em apenas um dos lados e a lâmina de água não ultrapasse a 15,0cm. Também devem ser dispostas em pontos baixos, nos quais a entrada de água se dá pelos dois lados, como por exemplo, pontos nos quais

há mudança de declividade da sarjeta, local onde ocorre o acúmulo de água por ressalto hidráulico.



Foto 11-4 – Boca de lobo colocada para limitar a lâmina d'água.



Foto 11-5 – Boca de lobo colocada em pontos baixos.

O tipo de boca de lobo utilizado será a combinada com grade do tipo P-50, conjuntamente com uma que possua abertura na guia. A eficiência de uma boca de lobo é determinada através de formulações empíricas resultantes de testes

em laboratórios.

$$E = \frac{Q_{\text{int}}}{Q_s} \quad (11-4)$$

$$Q_b = Q_s - Q_{\text{int}} \quad (11-5)$$

Onde:

E = eficiência da boca de lobo;

Q_{int} = vazão interceptada pela boca de lobo [m^3/s];

Q_s = vazão que escoa pela sarjeta [m^3/s];

Q_b = vazão não captada pela boca de lobo [m^3/s].

De posse das áreas de contribuição chegou-se à conclusão da necessidade de uma boca de lobo a cada 140 metros.



Foto 11-6 – Execução da sarjeta e boca de lobo

11.3 Galerias de águas pluviais

No projeto das galerias deve-se analisar as interferências com o tráfego, de modo a facilitar sua construção e manutenção, utilizar poços de visita quando tecnicamente possíveis e/ou requeridos, posicionar sob as calçadas para não prejudicar o tráfego na fase de implantação, reduzir os custos de manutenção e observar o relevo, vias públicas, parques e áreas de lazer, para o conhecimento dos tipos de drenagem oferecidos por esses elementos.

Para o dimensionamento seguem-se as seguintes diretrizes:

- Nos canais circulares, admite-se o escoamento em seção plena;
- No caso de seção retangular, garantir uma borda livre maior ou igual a 10cm;
- A velocidade de escoamento deve estar compreendida no intervalo de 0,6 a 5,0 m/s;
- Diâmetro das tubulações maior ou igual a 30 cm;
- Diâmetro igual a 120 cm no caso de galerias paralelas, retangulares ou quadradas;
- Nunca diminuir as seções à jusante;
- A declividade deve acompanhar o terreno para não onerar muito os

custos de escavação;

- O recobrimento deve ser no mínimo de 0,8m e no máximo de 1,0m, para propiciar a distribuição das cargas de roda dos veículos, pois, em casos superiores, deve-se dimensionar também do ponto de vista estrutural.



Foto 11-7 – Execução de galerias celulares.

O dimensionamento é feito através da equação de Manning:

$$D = 1,55 * \left[\frac{n * Q}{S_o^{0,5}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (11-6)$$

Onde:

D = diâmetro da galeria [metros];

n = o coeficiente de rugosidade do material da galeria;

Q = vazão [m³/s];

S_o = declividade longitudinal da galeria.

A velocidade em seção plena é calculada pela seguinte fórmula:

$$V = 0,397 * D^{\frac{2}{3}} * \frac{S_o^{0,5}}{n} \quad (11-7)$$

Onde:

V = velocidade em seção plena [m/s].

11.4 Bueiros

Bueiros são dispositivos que têm por objetivo permitir a transposição de talvegues atingidos pela rodovia, ou proporcionar condições de passagem de fluxo de água superficial para o lado da jusante.

A implantação proposta cruza dois afluentes do Rio Tamanduateí, sendo necessária a implantação de bueiros em cada um desses pontos de cruzamento para o transporte de água até o rio, sem prejudicar a via.

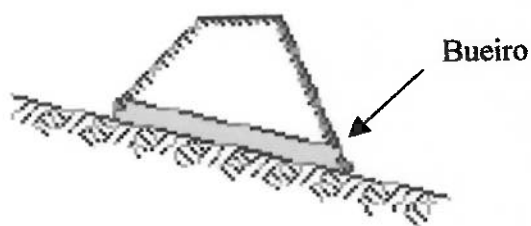


Figura 11-2 – Seção transversal da via e do bueiro

O cálculo destes bueiros é similar aos da galeria de águas pluviais e seus

resultados foram estabelecidos através das equações 11-6 e 11-7 e estão demonstrados nas tabelas a seguir:

Tabela 11-2 – Cálculo do bueiro para a primeira bacia

Parâmetro	Valor	Unidade
Período de retorno (T)	25	anos
Tempo de concentração (t_c)	50	minutos
Intensidade da chuva (i)	86,40	mm/h
Área de drenagem (A)	1,83	km ²
Declividade (i)	2,00	%
Vazão (Q)	17,58	m ³ /s
Estrutura Resultante	3 ϕ 120	m

Tabela 11-3 – Cálculo do bueiro para a segunda bacia

Parâmetro	Valor	Unidade
Período de retorno (T)	25	anos
Tempo de concentração (t_c)	30	minutos
Intensidade da chuva (i)	118,50	mm/h
Área de drenagem (A)	0,50	km ²
Declividade (i)	2,00	%
Vazão (Q)	6,47	m ³ /s
Estrutura Resultante	1 ϕ 120	m

Para suprir essa necessidade juntamente com o critério de máxima velocidade, conforme as condições mostradas no item 11.3 *Galerias de Águas Pluviais*,

adotam-se três tubulações de 1,20m para a primeira bacia e uma tubulação de 1,20m para a segunda.

11.5 Sistema de Macrodrenagem

O sistema de macrodrenagem consiste em minimizar os riscos e prejuízos em áreas de extensão significativa causados por cheias com períodos de retorno de 25 a 100 anos. No caso do projeto da interligação, o sistema de macrodrenagem será composto pelo Rio Tamanduateí e pelo Piscinão de Capuava (estrutura de contenção de cheias).

O Rio Tamanduateí tem uma extensão de 35 km e deságua no rio Tietê, drenando uma boa parte do ABC Paulista e a Região Central de São Paulo. O primeiro projeto de canalização ocorreu em 1890 e deu um aporte de vazão de 30 m³/s. Já o segundo projeto de canalização ocorreu em 1930 e fez com que o rio suportasse uma vazão de 60 m³/s.

Com o intuito de aumentar a vazão do rio devido às necessidades de demanda, um novo projeto foi implementado em 1978, resultando na vazão de 484 m³/s. Estudos indicam que brevemente a vazão poderá ultrapassar os 800 m³/s, caso permaneça o atual ritmo de crescimento.

A necessidade de um eficiente sistema de macrodrenagem está fortemente relacionada com a crescente impermeabilização do solo e no conseqüente aumento da vazão superficial direta e com a diminuição do armazenamento subterrâneo, da recarga dos aquíferos e dos tempos de concentração.

No entanto, este sistema não deve consistir em apenas medidas estruturais, no caso de reservatórios de contenção e retenção, canalizações ou soleiras, mas também em medidas não estruturais.

Para a realização da macrodrenagem deve-se seguir as seguintes diretrizes de projeto:

- Afastamento rápido dos excessos de água através de melhorias, retificações nos canais e canalizações;
- Amortização dos hidrogramas de cheia com o uso de bacias de retenção e detenção, e retenção no canal com soleiras.



Foto 11-8 – Situação do reservatório cheio.

O dimensionamento do reservatório deverá ser realizado através de estudos hidrológicos e hidráulicos. A hidrologia dispõe-se de métodos clássicos como o Método Racional (adequados para bacias com área de drenagem inferiores a 3 km²), Métodos Estatísticos e outros métodos que se baseiam na teoria do hidrograma unitário.

Os projetos de retificação e de canalização devem considerar os efeitos de

possíveis assoreamentos e erosões das margens ao longo do leito do rio e as consequências dos reservatórios e demais obras, até que o novo traçado atinja o seu equilíbrio.



Foto 11-9 – Canalização do rio.

O dimensionamento hidráulico é realizado através das *Equações de Manning e de Chezy*, admitindo um regime de escoamento do tipo fluvial, ou seja, com baixos valores de velocidade.

Vale ressaltar que o sistema de macrodrenagem apresentado possui certas limitações, como a não solução das causas provenientes das inundações, que são provocadas devido ao uso e ocupação do solo, o agravamento dos problemas ocorridos à jusante, decorrentes das tentativas de se afastar os excessos de água muito rapidamente, e pela atuação corretiva na solução dos problemas de uma maneira localizada, não levando em conta os efeitos de toda bacia hidrográfica.

12. CONCLUSÃO E ANÁLISE CRÍTICA

Constatou-se que, embora o tema do trabalho estivesse inserido na área de transporte, ele pôde englobar os mais diversos campos da engenharia, sendo que a proposta de abranger todos os quatro departamentos da engenharia civil da Escola (PCC – Construção Civil, PEF – Estrutura e Geotecnia, PHD – Hidráulica e PTR – Transportes) passou de uma inicial imposição para um caminho natural de nosso projeto.

Como todo trabalho profissional, houve uma fase inicial de aquisição e análise dos dados necessários para a concepção da interligação, a qual comprovou-se não ser de curta duração. No trabalho realizado, mesmo sendo um trabalho acadêmico, que não pode ser comparado a um projeto executivo devido à profundidade abordada e pelo nível de detalhes exigidos, esta etapa teve duração de aproximadamente um semestre. Nessa fase, o projeto perdeu um pouco do dinamismo, já que muitas vezes os dados almejados tem proveniência e dependência de terceiros, como instituições do governo e empresas privadas, tornado-os assim de difícil acesso e às vezes não os conseguindo. Esse processo é de fundamental importância para o amadurecimento dos conceitos e a contextualização da equipe com a situação a ser enfrentada.

Com os dados obtidos foram observadas suas reais importâncias e confiabilidades na execução do projeto. Esta vivência na análise e solução de um problema real, mostrou a dificuldade de seleção dos dados fundamentais a

serem analisados em uma infinidade de informações disponíveis. A orientação e o auxílio de profissionais competentes foi de grande valia nesta etapa.

O estudo da interligação resultou na confirmação de sua viabilidade técnica e funcional para um modelo previamente proposto. Esta confirmação foi fundamentada através da utilização de todo o conhecimento absorvido durante o curso de engenharia civil, do aprendizado de novas ferramentas de trabalho e da pesquisa dirigida aplicada.

Além de toda parte técnica envolvida, o trabalho de conclusão de curso propiciou o desenvolvimento de atividades como a liderança, delegação de tarefas, planejamento, cumprimento de prazos e convivência em equipe.

Outros aspectos individuais, como o uso do bom senso e a aplicação de critérios subjetivos na condução do projeto, se mostraram tão importantes quanto a sabedoria do conhecimento técnico.

Esta multidisciplinaridade entre os diversos departamentos se mostrou tão efetiva no desenvolvimento pessoal e profissional da equipe, que fica como sugestão sua aplicação durante todos os anos de estudo, e não somente no trabalho de conclusão de curso.

Conclui-se que o estudo da interligação proposta atingiu em diversos níveis os objetivos traçados no início do projeto.

13. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BERNUCCI, L. B, **PTR2301 – Materiais e Técnicas Construtivas de Pavimentação**. São Paulo.

BOTTURA, E. J.; KABBACH, F. I. **PTR 2302 – Projeto Viário: Notas de Aula**. São Paulo, 2004.

FILIZZOLA, E. P, et al. **Noções Básicas de Engenharia de Tráfego: Boletim Técnico da CET n.º 5**, São Paulo, 1977.

STUCCHI, F. R, **PEF 407 – Pontes e Grandes Estruturas 1: Notas de Aula**. São Paulo, 1989.

STUCCHI, F. R, **PEF 408 – Pontes e Grandes Estruturas 2: Notas de Aula**. São Paulo, 1989.

TUCCI, C. E. M., **PHD - 2537 – Águas em Ambientes Urbanos: Notas de Aula**. Porto Alegre, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **ABNT NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**

COMPANHIA METROPOLITANA DE SÃO PAULO: **NC – 03/80 – Documento Técnico**. São Paulo, 1980.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA: **Reservatório de Retenção AT3 – Relatório dos Estudos Hidrológicos**.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA: **Reservatório de Retenção AT3 – Relatório dos Estudos Hidráulicos.**

PINI: **Fundações, Teoria e Prática - 2º Edição.** São Paulo, 1998.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE MAUÁ – SECRETARIA DE OBRAS. **Proposta Funcional de Adequação Viária no Município de Mauá.** Mauá, 2004.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO – SECRETARIA DE INFRA-ESTRUTURA URBANA, IP – **05 Instrução para dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego meio pesado, pesado e muito pesado e faixa exclusiva de ônibus.**

SECRETARIA DE INFRA-ESTRUTURA URBANA – SUPERINTENDÊNCIA DE PROJETOS VIÁRIOS. **Projeto Básico Viário do Prolongamento da Av. Jacú-Pêssego.** São Paulo, 2005.

TSUTIYA, M. T, **Abastecimento de Água – 2º Edição.** São Paulo, 2005.

COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO. Disponível em: **<<http://www.cetesp.com.br>>**. Último acesso em 05 de dezembro de 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO: **Projeto de Norma DE 021PAV-001 – Projeto de Pavimento.** Disponível em **<http://www.der.sp.gov.br/documentos/normas/anexos/normas_pav01.aspx>**. Último acesso em 02 de dezembro de 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO: **Projeto de Norma DE 02\PAV-002 – Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis**. Disponível em http://www.der.sp.gov.br/documentos/normas/anexos/normas_pav02.aspx. Último acesso em 02 de dezembro de 2006.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. Disponível em: <http://www.daee.sp.gov.br>. Último acesso em 02 de dezembro de 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br>. Último acesso em 05 de dezembro de 2006.

PREFEITURA MUNICIPAL DE MAUÁ. Disponível em: <http://www.maua.sp.gov.br>. Último acesso em 28 de novembro de 2006.

RODOANEL MÁRIO COVAS. Disponível em: <http://www.dersa.sp.gov.br>. Último acesso em 02 de dezembro de 2006.

ANEXO A

Sondagem nº SP-5

SONDAGEM N° SP - 5

COORDENADAS
N = 7383750
E = 349270

PROFUNDIDADE ATINGIDA = 26,57 m

COTA E MÉTODO DE PROFUNDIDADE DA CAMADA	AMOSTRAS	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	INVESTIMENTO DAS CORTES 2" 1/2 NÍVEL D'ÁGUA NÍVEL D'ÁGUA NÍVEL D'ÁGUA	DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONSISTÊNCIA COMPACTA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	
						TIPO DE AMOSTRADOR: TERZAGHI & PECK PÊSO DE 65kg PÊSO DE 1 3/8"	GRÁFICO
						NÚMEROS DE GOLPES	10 20 30 40 50
0,70	A			AREIA FINA, ARGILOSA, COM RESTOS VEGETAIS, AMARELA E CINZA ESCURA			
1	T			CINZA ESCURA e amarela	MOLLE	1 2 3 15 15 15	
2,00	2			ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, COM EN- TULHOS, CINZA ESCURA		1 1 1 15 15 15	
3,60	3					1 1 1 15 15 15	
4	A				MUITO MOLE	1 1 1 20 10 17	
5	U			ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, CINZA CLARA		1 1 1 19 15 15	
6,80	6					1 1 1 20 15 15	
7	7			ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, CINZA CLARA	DURA	6 9 13 15 15 15	
8,00	8				MEDIE COMPACTA	4 6 11 15 15 15	
9,60	9			AREIA MEDIA E FINA, ARGILOSA, CINZA CLARA	COMPACTA	6 8 13 15 15 15	
10	10			ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, CINZA CLARA e AMARELA	DURA	10 16 20 15 15 15	
11,70	11					9 14 20 15 15 15	
12	S				MEDIE COMPACTA	5 9 9 15 15 15	
13	D			AREIA MEDIA E FINA, ARGILOSA, AMARELA	COMPACTA	6 9 11 15 15 15	
14	14					6 10 13 15 15 15	
15,50	15					7 12 15 15 15 15	
16	16					13 20 28 15 15 15	
17	17					11 18 26 15 15 15	
18	18					12 21 29 15 15 15	
19	19			ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, CINZA CLARA e AMARELA	DURA	12 19 26 15 15 15	
20	20					13 20 26 15 15 15	
21	21					13 20 25 15 15 15	
22	22					13 21 27 15 15 15	
23	23					12 20 26 15 15 15	
24,50	24					11 19 25 15 15 15	
25	25			SOLO REFR.	MUITO COMPACTO	10 22 20 15 15 10	
26,57	26					16 33 15 15	
27	27			IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO. (ROCHA OU MATACÃO)			
28	28						

ANEXO B

Estudo Preliminar (Desenhos)

48000

49000

50000

83000

84000

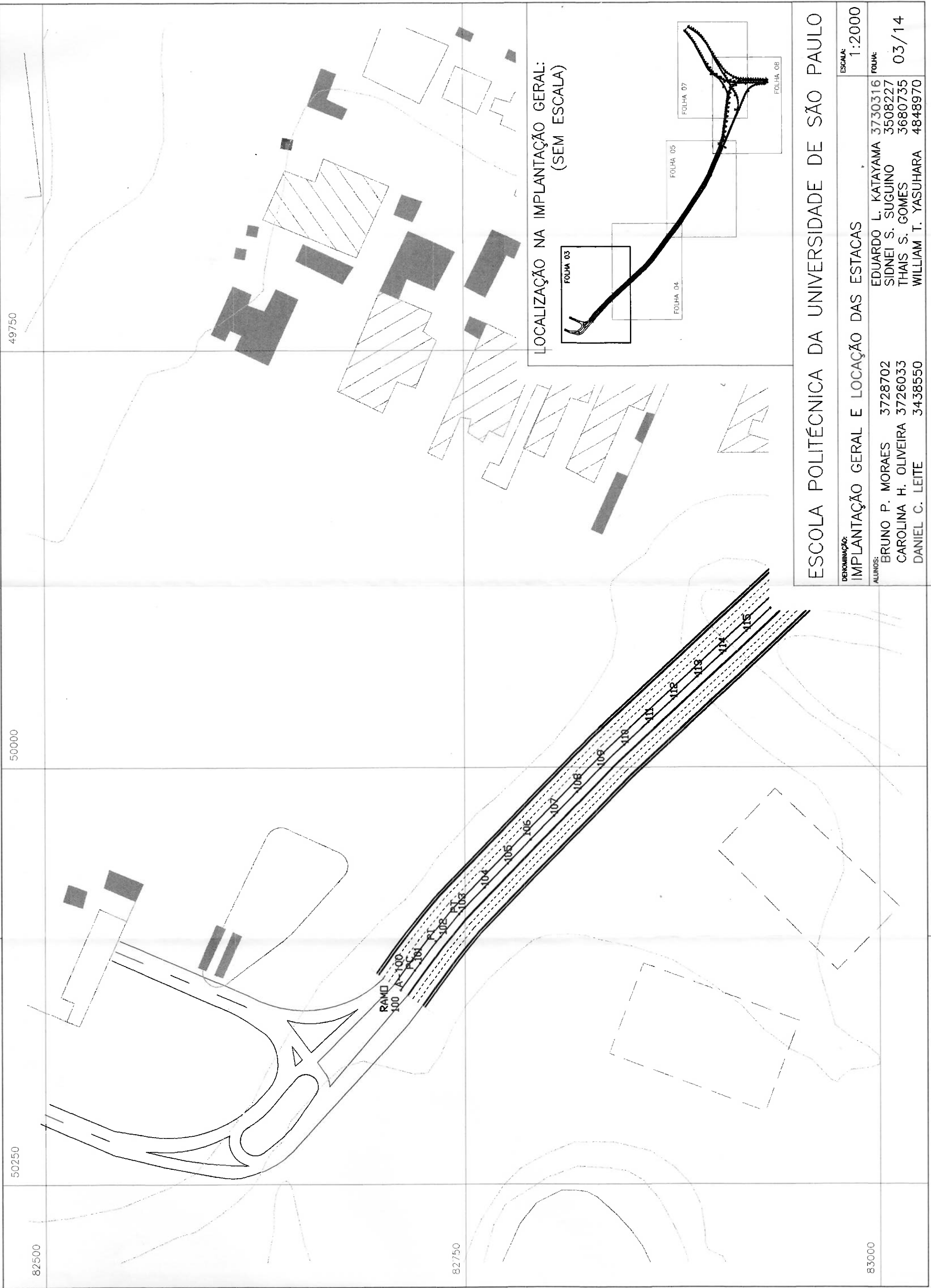


ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

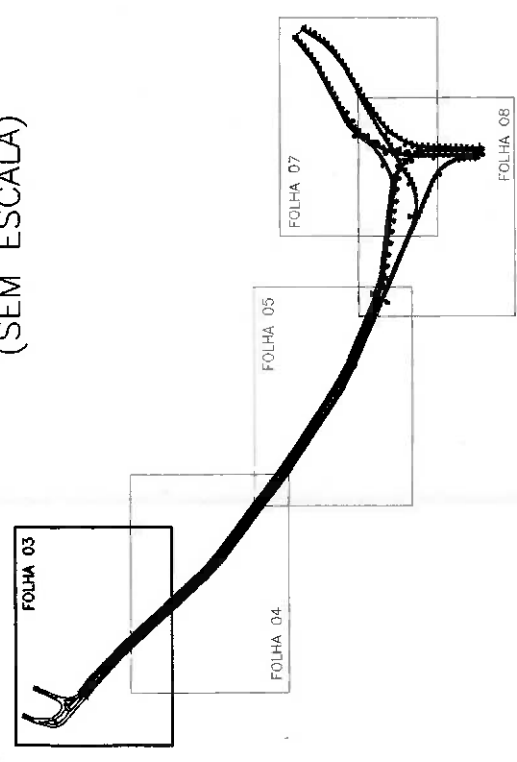
DENOMINAÇÃO: IMPLANTAÇÃO GERAL – FOTOGRAFIA AÉREA		ESCALA: 1:7500
ALUNOS: BRUNO P. MORAES 3728702 CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033 DANIEL C. LEITE 3438550		FOLHA: EDUARDO L. KATAYAMA 3730316 SIDNEI S. SUGUINO 3508227 THAIS S. GOMES 3680735 WILLIAM T. YASUHARA 4848970
		01/14



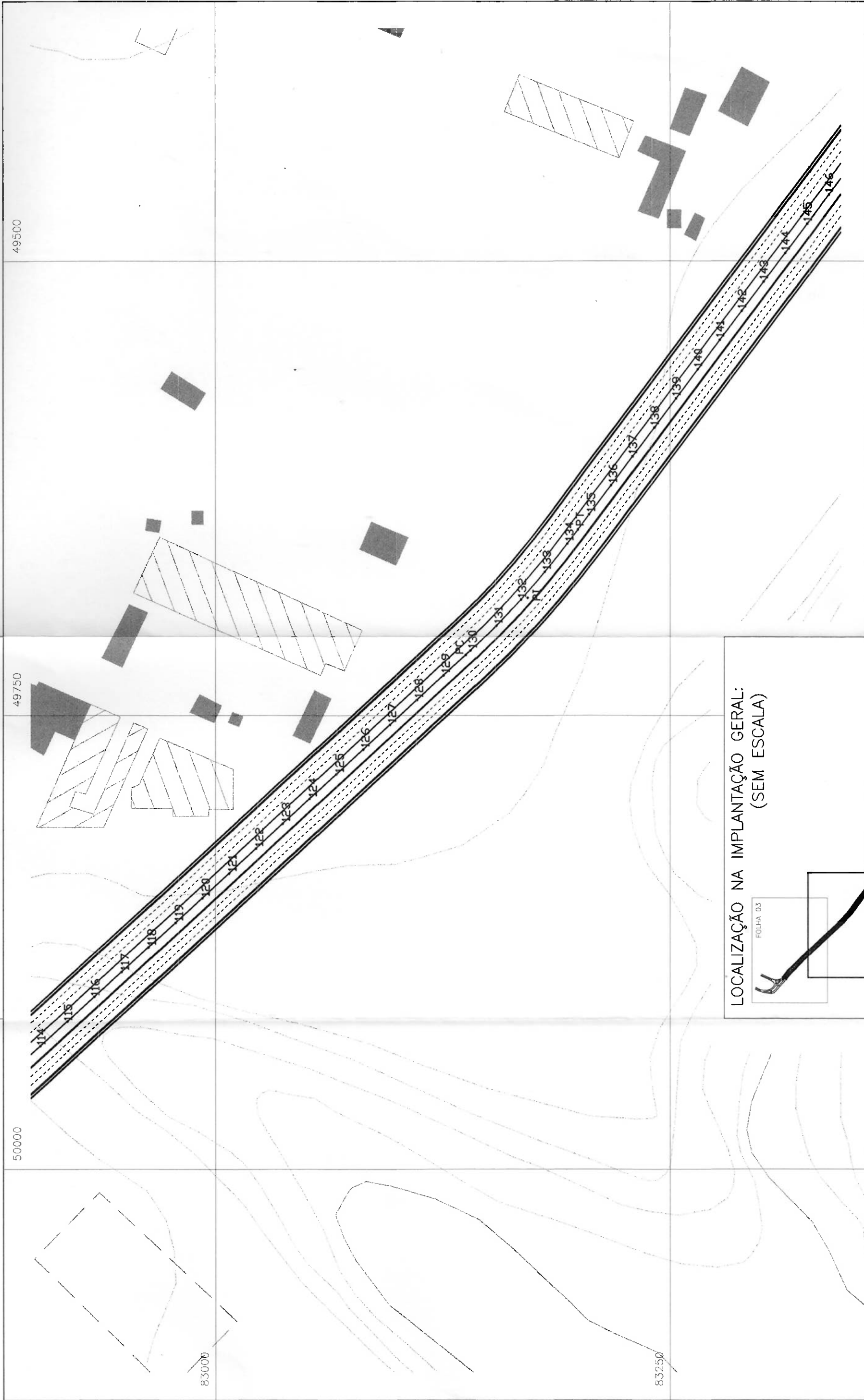
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO			
DENOMINAÇÃO:		ESCALA:	
IMPLANTAÇÃO GERAL – LOCALIZAÇÃO DAS FOLHAS		1:10000	
ALUNOS:		FOLHA:	
BRUNO P. MORAES	3728702	EDUARDO L. KATAYAMA	3730316
CAROLINA H. OLIVEIRA	3726033	SIDNEI S. SUGUINO	3508227
DANIEL C. LEITE	3438550	THAIS S. GOMES	3680735
		WILLIAM T. YASUHARA	4848970
			02/14



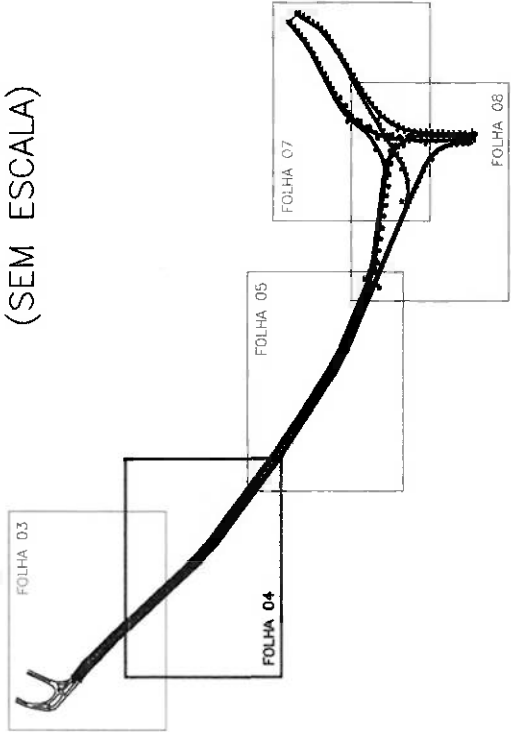
LOCALIZAÇÃO NA IMPLANTAÇÃO GERAL:
(SEM ESCALA)



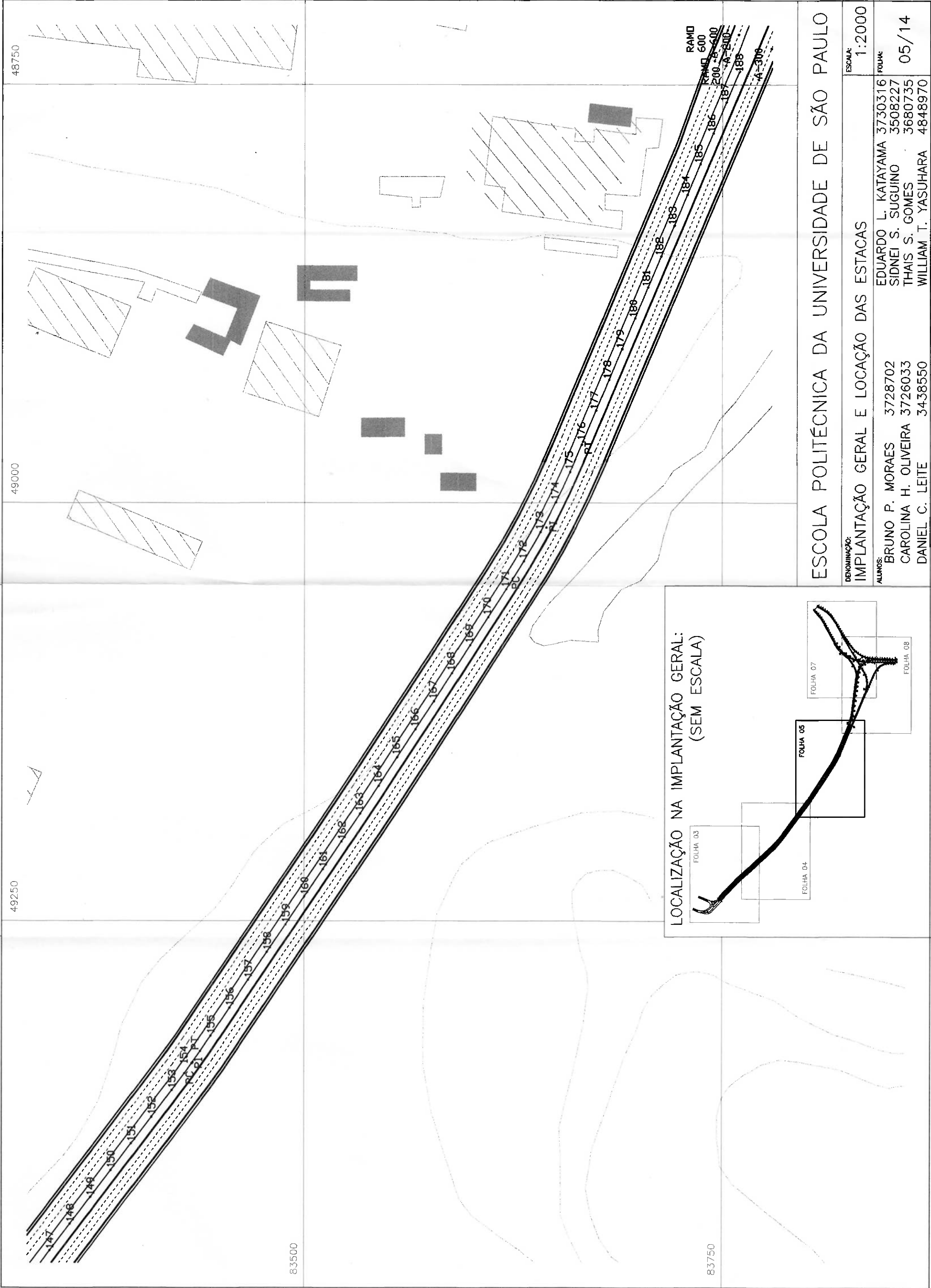
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
IMPLANTAÇÃO GERAL E LOCAÇÃO DAS ESTACAS	
ESCALA:	1:2000
ALUNOS:	
BRUNO P. MORAES	3728702
CAROLINA H. OLIVEIRA	3726033
DANIEL C. LEITE	3438550
EDUARDO L. KATAYAMA	3730316
SIDNEI S. SUGUINO	3508227
THAIS S. GOMES	3680735
WILLIAM T. YASUHARA	4848970
FOLHA:	03/14



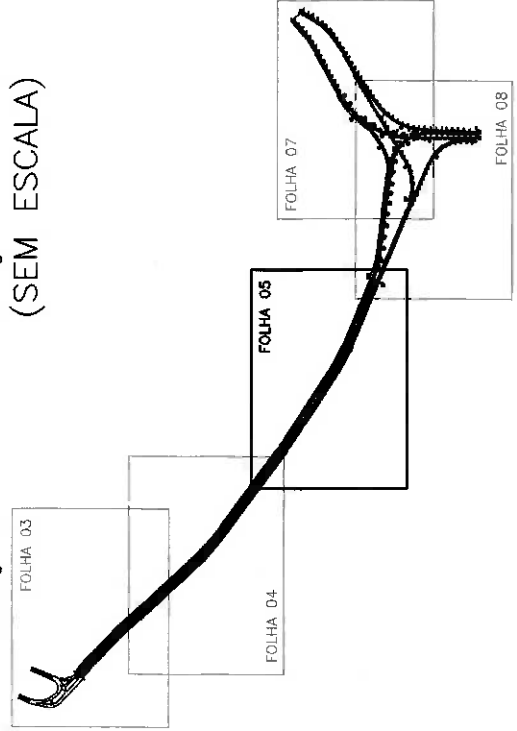
LOCALIZAÇÃO NA IMPLANTAÇÃO GERAL:
(SEM ESCALA)



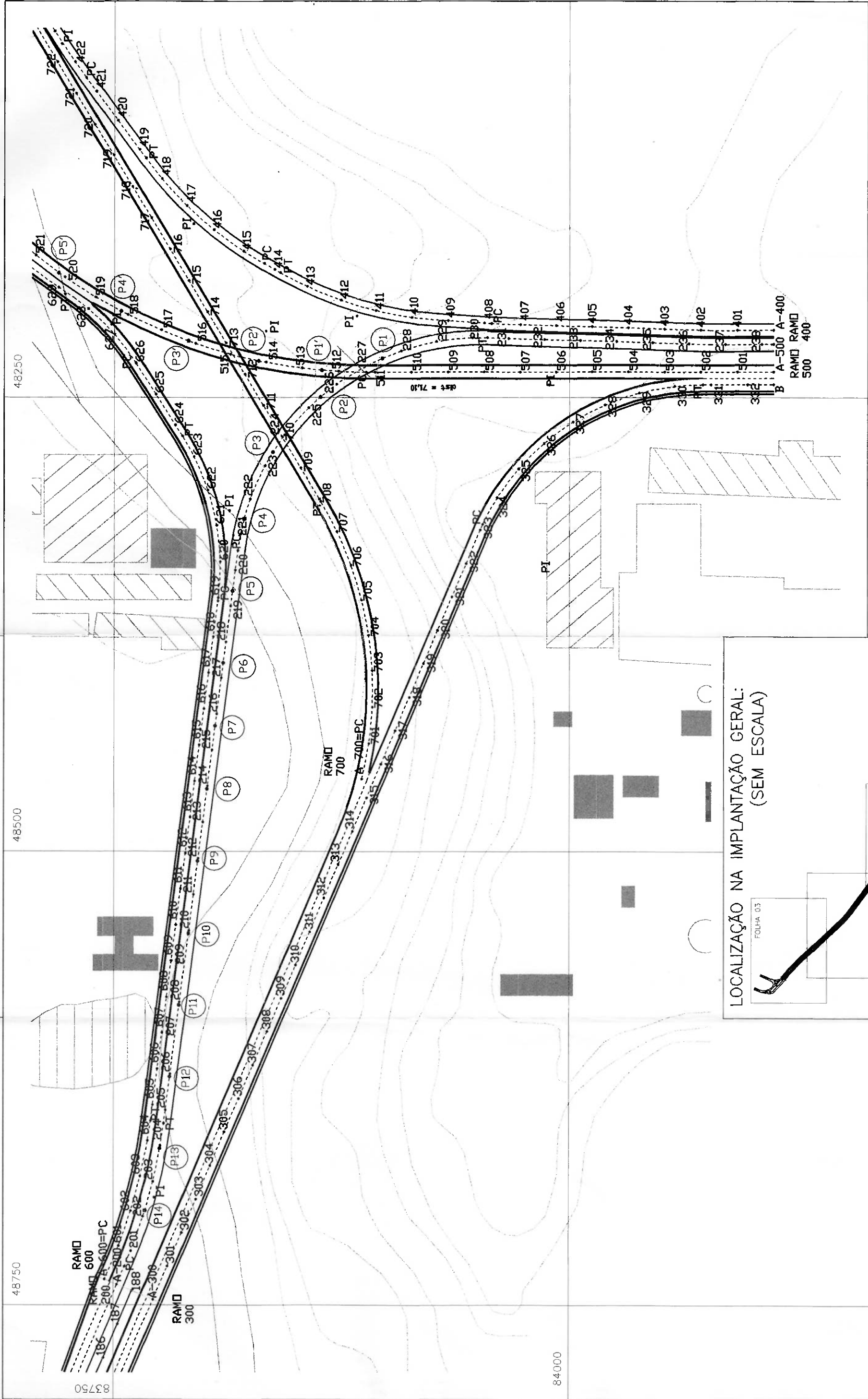
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO: IMPLANTAÇÃO GERAL E LOCAÇÃO DAS ESTACAS	ESCALA: 1:2000
ALUNOS: BRUNO P. MORAES 3728702 CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033 DANIEL C. LEITE 3438550	FOLHA: EDUARDO L. KATAYAMA 3730316 SIDNEI S. SUGUINO 3508227 THAIS S. GOMES 3680735 WILLIAM T. YASUHARA 4848970



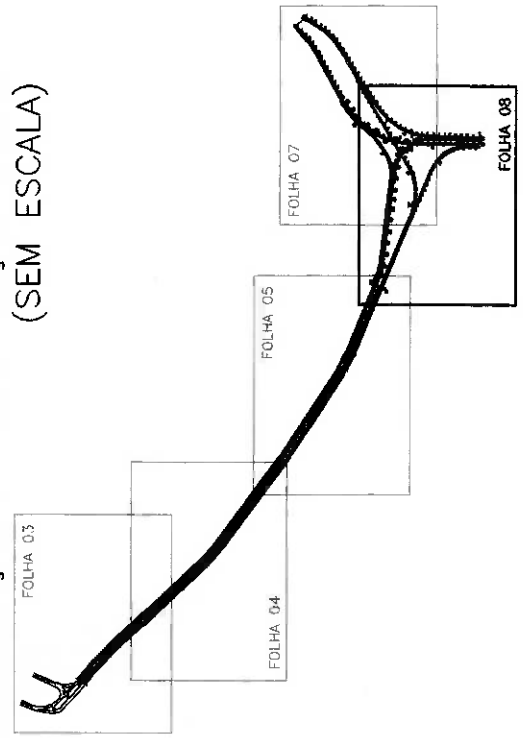
LOCALIZAÇÃO NA IMPLANTAÇÃO GERAL:
(SEM ESCALA)



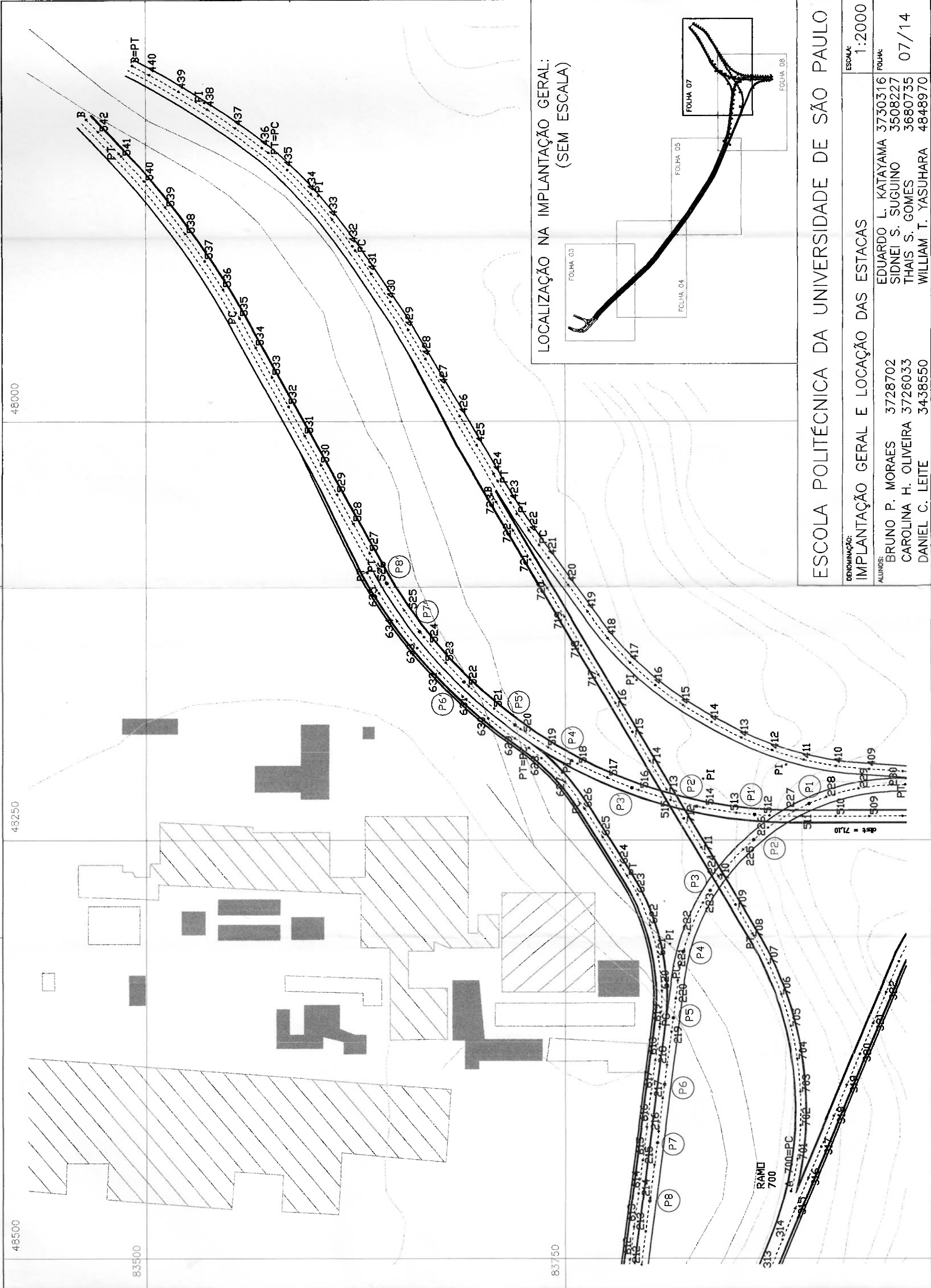
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
IMPLANTAÇÃO GERAL E LOCAÇÃO DAS ESTACAS	
ESCALA:	1:2000
ALUNOS:	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316
	SIDNEI S. SUGUINO 3508227
	THAIS S. GOMES 3680735
	WILLIAM T. YASUHARA 4848970
	BRUNO P. MORAES 3728702
	CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033
	DANIEL C. LEITE 3438550
	05/14



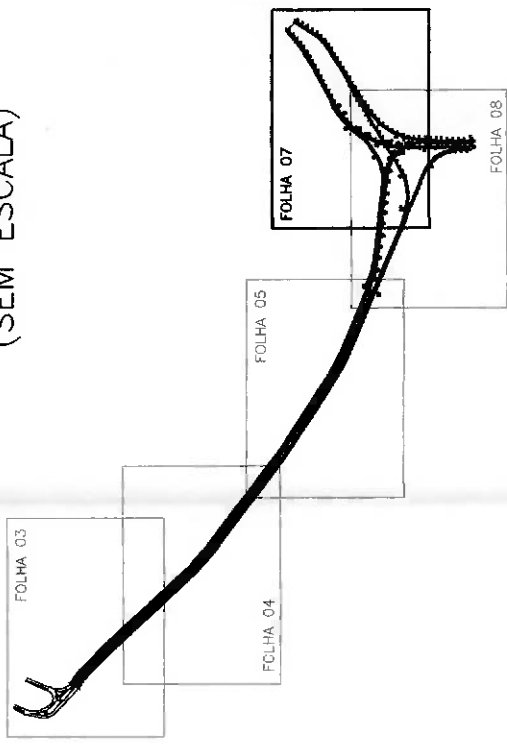
LOCALIZAÇÃO NA IMPLANTAÇÃO GERAL:
(SEM ESCALA)



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO:	IMPLANTAÇÃO GERAL E LOCAÇÃO DAS ESTAÇAS
ESCALA:	1:2000
ALUNOS:	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316 SIDNEI S. SUGUINO 3508227 THAIS S. GOMES 3680735 WILLIAM T. YASUHARA 4848970
	BRUNO P. MORAES 3728702 CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033 DANIEL C. LEITE 3438550
	06/14

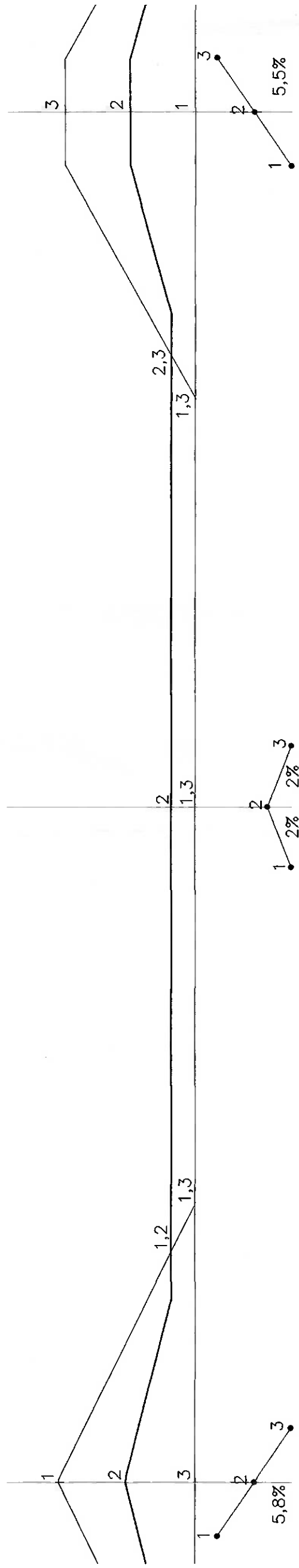
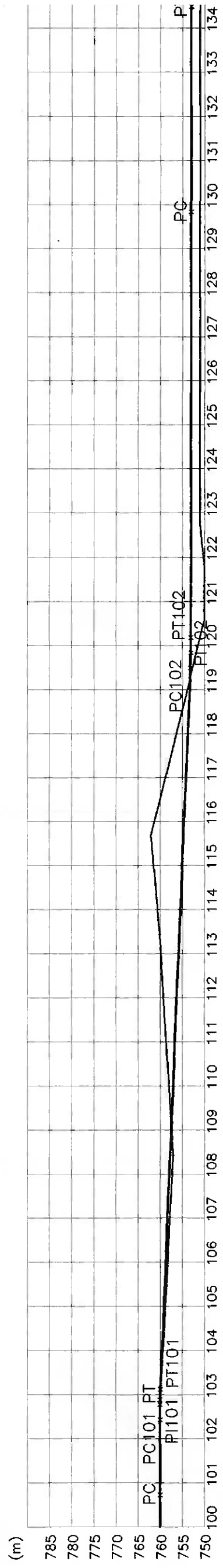


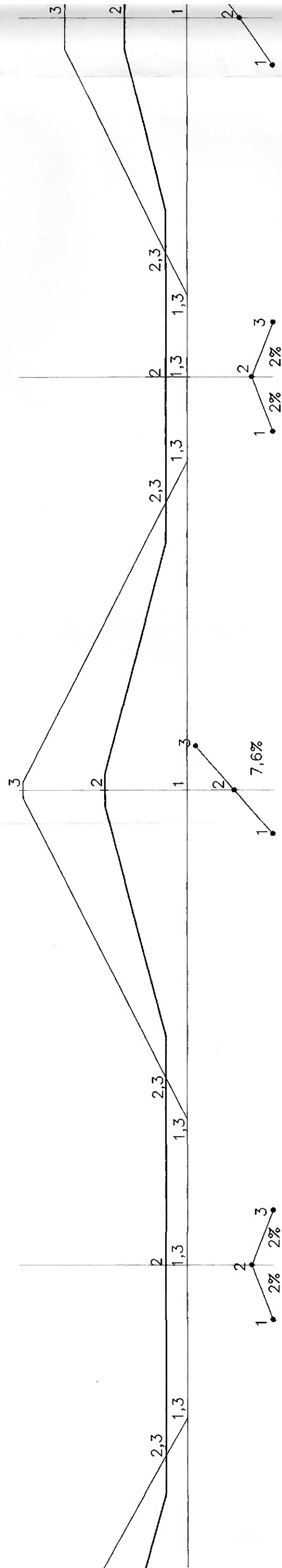
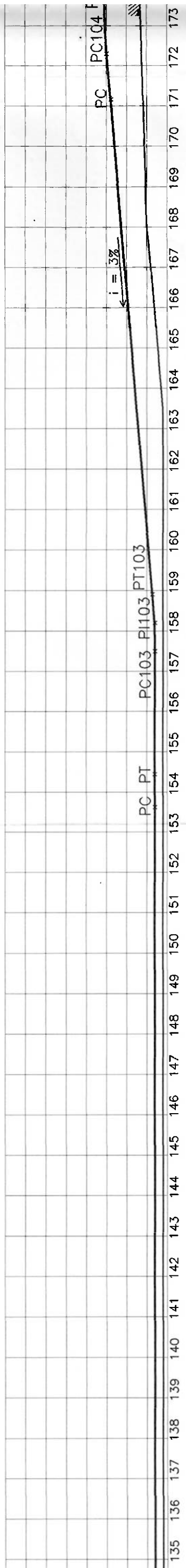
LOCALIZAÇÃO NA IMPLANTAÇÃO GERAL:
(SEM ESCALA)

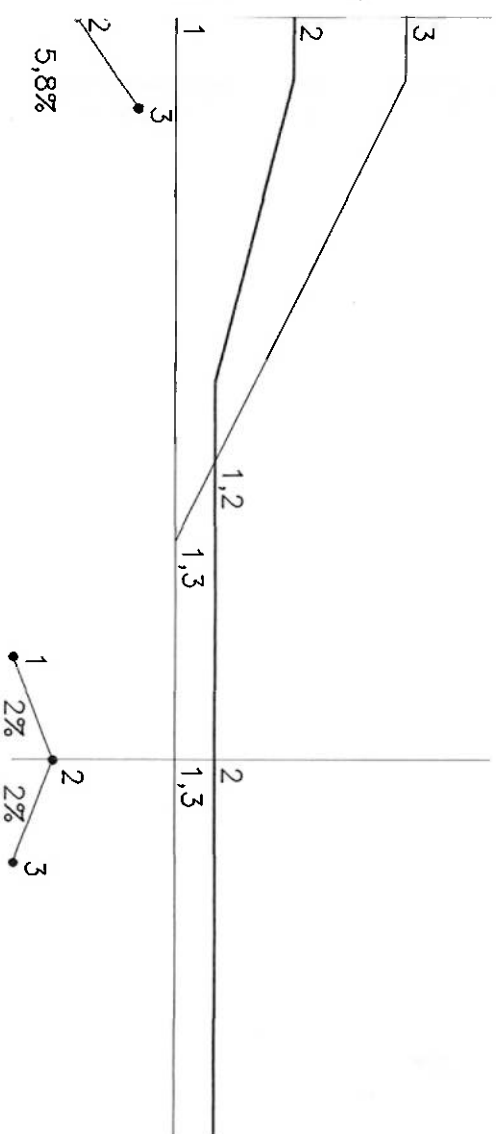
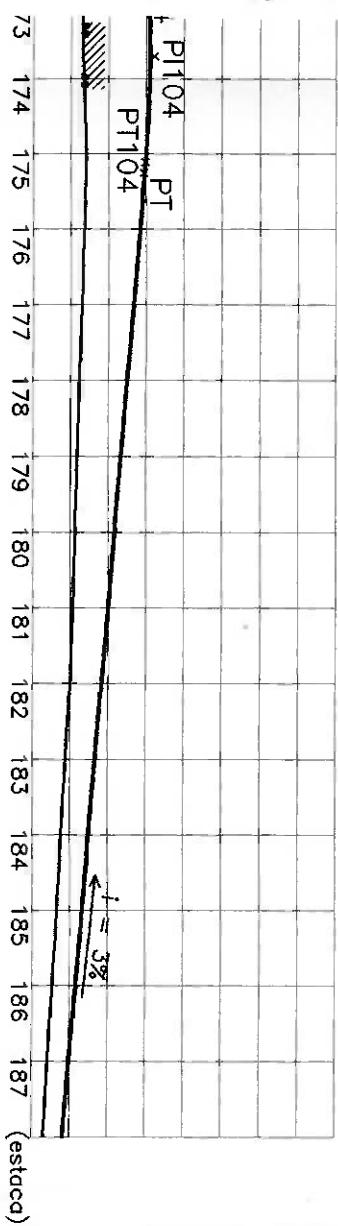


ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO:	ESCALA: 1:2000
IMPLANTAÇÃO GERAL E LOCAÇÃO DAS ESTACAS	
ALUNOS:	FOLHA:
BRUNO P. MORAES 3728702	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316
CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033	SIDNEI S. SUGUINO 3508227
DANIEL C. LEITE 3438550	THAIS S. GOMES 3680735
	WILLIAM T. YASUHARA 4848970

RAMO 100 – PERFIL E SUPERELEVAÇÃO

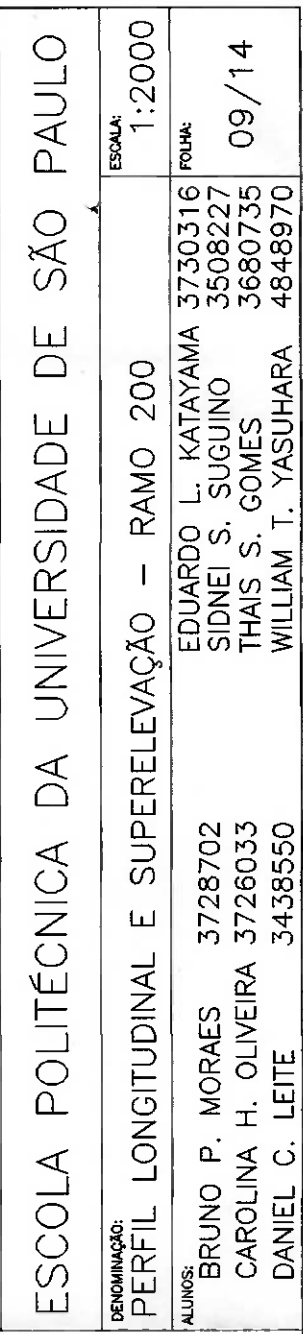




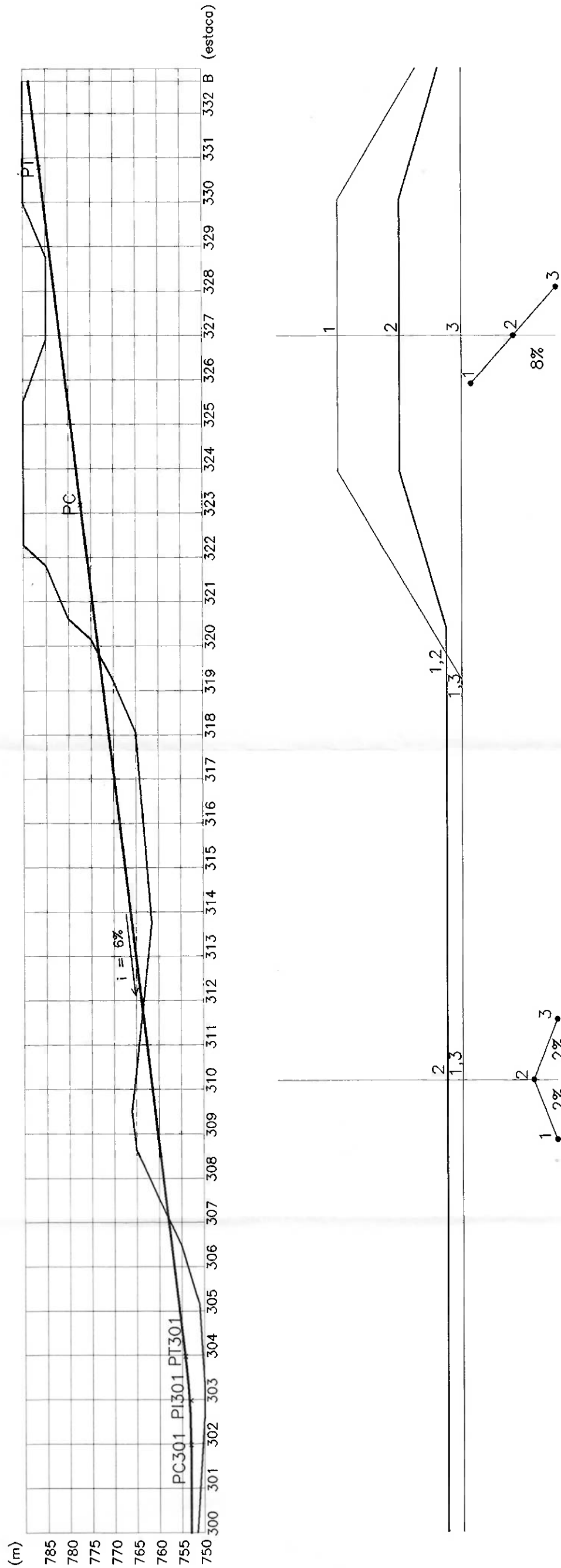


OLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

- LONGITUDINAL E SUPERELEVÇÃO - RAMO 100				ESCALA:
				1:2000
NO P. MORAES	3728702	EDUARDO L. KATAYAMA	3730316	FOLHA:
OLINA H. OLIVEIRA	3726033	SIDNEI S. SUGUINO	3508227	08/14
EL C. LETTE	3438550	THAIS S. GOMES	3680735	
		WILLIAM T. YASUHARA	4848970	



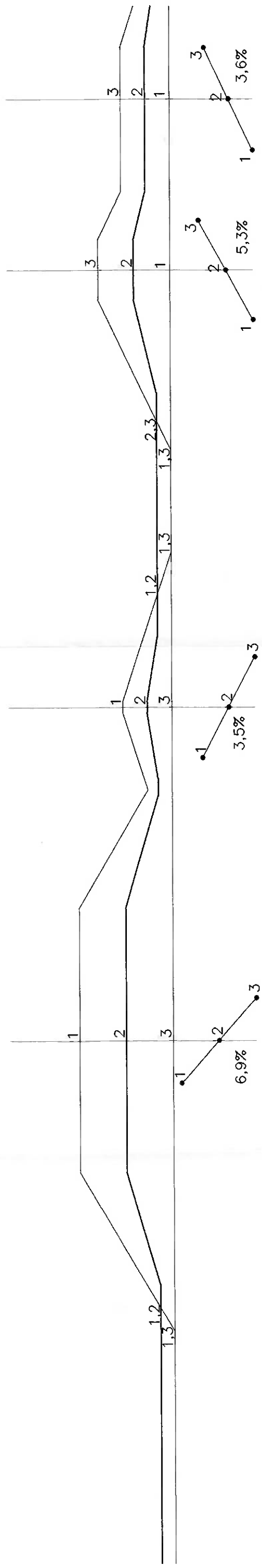
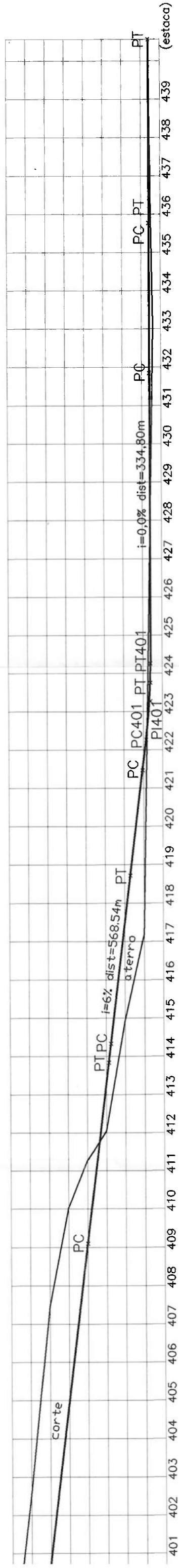
RAMO 300 – PERFIL E SUPERELEVAÇÃO



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO: PERFIL LONGITUDINAL E SUPERELEVAÇÃO – RAMO 300	ESCALA: 1:2000
ALUNOS: BRUNO P. MORAES 3728702 CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033 DANIEL C. LEITE 3438550	FOLHA: EDUARDO L. KATAYAMA 3730316 SIDNEI S. SUGUINO 3508227 THAIS S. GOMES 3680735 WILLIAM T. YASUHARA 4848970

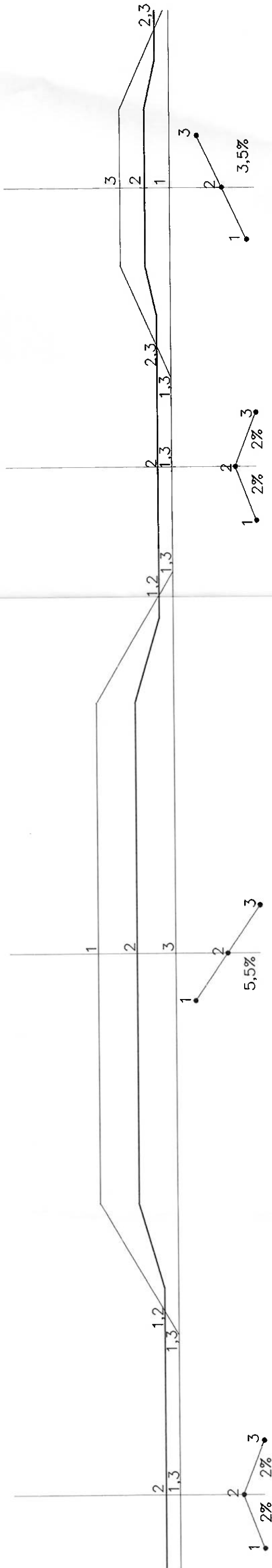
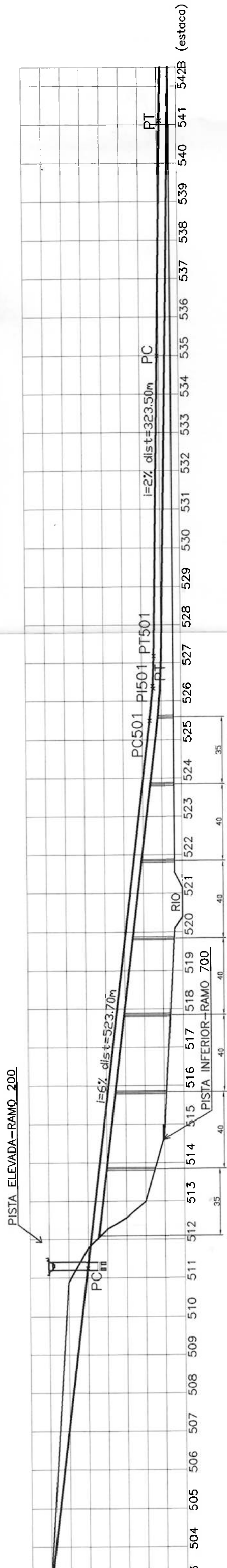
10/14

400 – PERFIL E SUPERELEVAÇÃO



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO:	ESCALA:
PERFIL LONGITUDINAL E SUPERELEVAÇÃO – RAMO 400	1:2000
ALUNOS:	FOLHA:
BRUNO P. MORAES 3728702	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316
CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033	SIDNEI S. SUGUINO 3508227
DANIEL C. LEITE 3438550	THAIS S. GOMES 3680735
	WILLIAM T. YASUHARA 4848970

— PERFIL E SUPERELEVAÇÃO



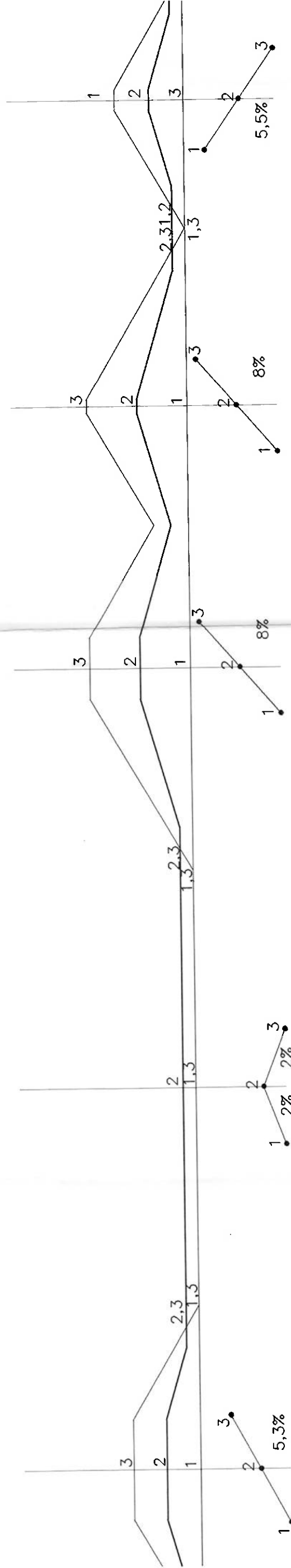
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DENOMINAÇÃO:	ESCALA:	1:2000
PERFIL LONGITUDINAL E SUPERELEVAÇÃO – RAMO 500		
ALUNOS:		
BRUNO P. MORAES	3728702	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316
CAROLINA H. OLIVEIRA	3726033	SIDNEI S. SUGUINO 3508227
DANIEL C. LEITE	3438550	THAIS S. GOMES 3680735
		WILLIAM T. YASUHARA 4848970

FOLHA:

12/14

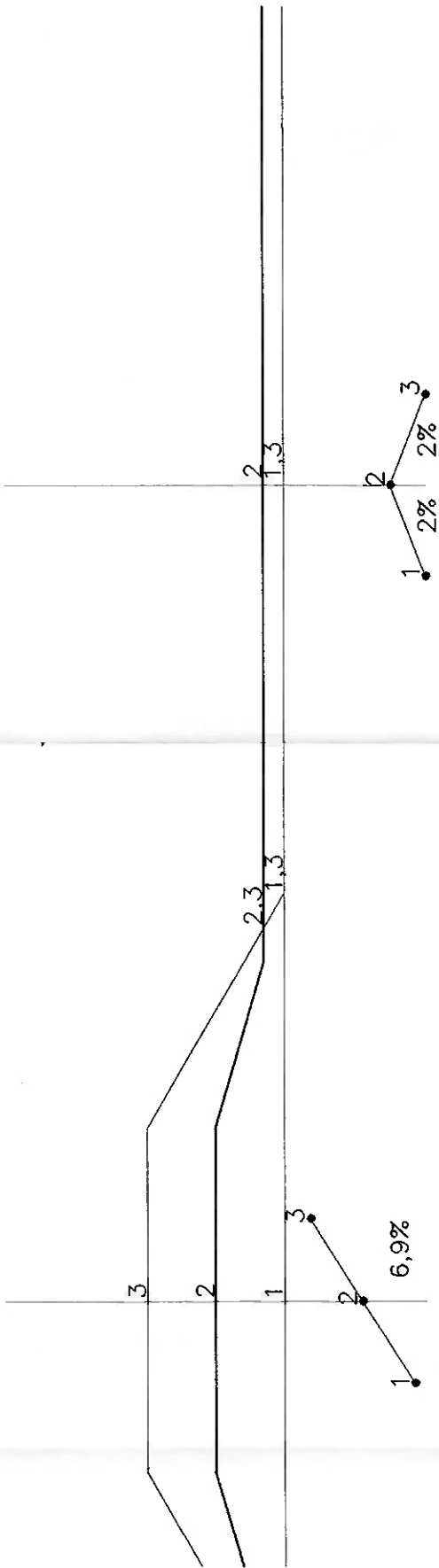
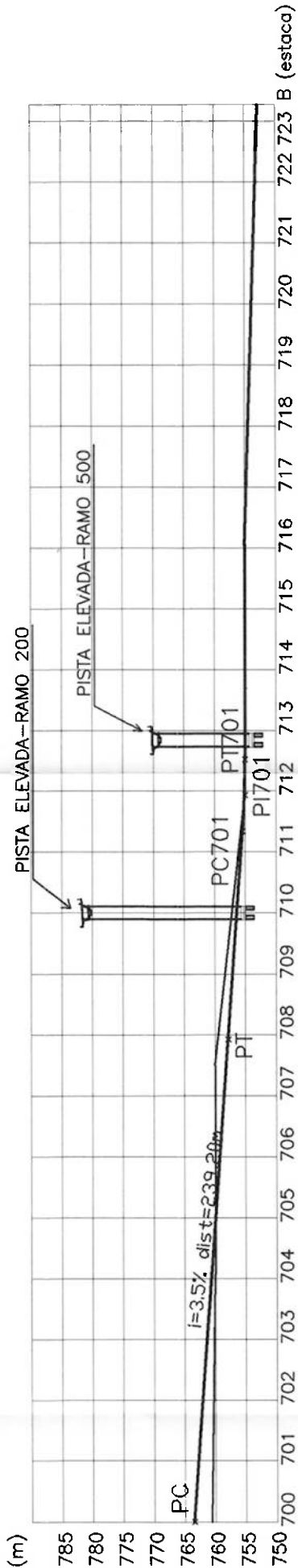
RAMO 600 – PERFIL E SUPERELEVAÇÃO



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DENOMINAÇÃO:	PERFIL LONGITUDINAL E SUPERELEVAÇÃO – RAMO 600	ESCALA:	1:2000
ALUNOS:	BRUNO P. MORAES 3728702 CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033 DANIEL C. LEITE 3438550	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316 SIDNEI S. SUGUINO 3508227 THAIS S. GOMES 3680735 WILLIAM T. YASUHARA 4848970	FOLHA: 13/14

RAMO 700 – PERFIL E SUPERELEVAÇÃO



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO	
DENOMINAÇÃO:	ESCALA:
PERFIL LONGITUDINAL E SUPERELEVAÇÃO – RAMO 700	1:2000
ALUNOS:	FOLHA:
BRUNO P. MORAES 3728702	EDUARDO L. KATAYAMA 3730316
CAROLINA H. OLIVEIRA 3726033	SIDNEI S. SUGUINO 3508227
DANIEL C. LEITE 3438550	THAIS S. GOMES 3680735
	WILLIAM T. YASUHARA 4848970