

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA**

**TRABALHO FINAL DE GRADUAÇÃO
TEMA: MODERNIZAÇÃO DA MALHA DA CPTM**

Orientador

Profº. Kalil José Skaf

Alunos / Nº USP

Alexandre Martins	3631650
Cinthia Rodrigues Martins	5351130
Denis Kenhiti Suzuki	3632904
Dionísio Matrigano Mercado Gutierrez	3726461
Henrique Rigitano	5179771
Wanderley Fava Junior	3477874

São Paulo, Julho de 2008

ORIENTADOR
PROF^o Kalil José Skaf

AGRADECIMENTOS

Agradecemos o apoio de nossos familiares e colaboradores que nos deram condições para que pudéssemos realizar satisfatoriamente este trabalho. Em especial, nossos sinceros agradecimentos ao Eng^o. Renato Mendonça da CPTM, Arq^a. Sonia Regina Gomes da SIARQ – Projetos, Prof^o Orlando Strambi da POLI/USP, Eng^o Werner Bilfinger da Vector Projetos S/C Ltda., Eng^o Rodrigo Botter Rios da Telar Engenharia e Comércio S/C LTda., que através de suas experiências nas áreas de consultoria em projetos, planejamento e obras em transporte ferroviário, enriqueceram enormemente este trabalho através das reuniões realizadas com o grupo.

Não poderíamos deixar de agradecer o empenho e dedicação de nosso Orientador, Prof^o. Kalil José Skaf, que mesmo lidando com um tema pouco familiar a sua especialidade soube, através de sua genialidade e experiência na área de consultoria em projetos e obras, conduzir as dúvidas e idéias do grupo a fim de atingirmos o objetivo final deste trabalho de graduação.

RESUMO

Este trabalho final de graduação procura analisar os problemas atuais do transporte ferroviário e expor idéias das intervenções necessárias na malha ferroviária da CPTM para que esta venha a atingir, na prestação de seus serviços, um patamar de excelência, conduzindo a infra-estrutura existente ao limite de seu desempenho.

Tais intervenções visam a modernização das linhas da CPTM, com o objetivo de aumentar a oferta em regiões deficitárias na mesma proporção que aumenta a qualidade dos serviços prestados aos usuários deste modal, obedecendo ao Plano Integrado de Transportes Urbanos - PITU e as diretrizes do Plano Diretor da RMSP.

Após o estudo detalhado da malha ferroviária paulista sob jurisdição da CPTM e os fatores que levam à necessidade de sua modernização, decidiu-se por aprofundar um estudo de caso em uma das estações que necessitassem de reconstrução, para que se pudesse entender melhor a lógica por trás deste importante equipamento que propicia a inserção do usuário no sistema.

Diversas estações, pelo relatório da CPTM estudado, necessitavam de grandes reformas para se adequarem às grandes mudanças requisitadas pela acessibilidade e nova demanda. Para algumas delas, como é o caso da estação Leopoldina, foi constatado que seria necessária uma verdadeira reconstrução, geralmente em local próximo, mas deslocada, de forma a minimizar o impacto que essa reconstrução venha a gerar sobre o usuário.

Assim, foi selecionada pelo programa uma área mais próxima ao viaduto vizinho, que possui maior área livre e cujo entorno não se encontra diretamente neste avanço imobiliário, facilitando sua desapropriação. Este trabalho, possuindo como base o projeto arquitetônico previsto para a estação, buscará desenvolver os aspectos construtivos da mesma, assim como inovações propostas e modificações possíveis.

ABSTRACT

This Graduation Work has the intent to analyze the current problems of rail transportation and expose ideas of needed interventions in CPTM rail network so that it comes to reach, in service prestation, a degree of excellence, conducting the existent infrastructure to its limit of functioning.

These interventions aim to make CPTM railroads more modern, intending to increase supply in deficitary regions in the same proportion as it increases quality in services given to users of this mode, obeying the Integrated Plan of Urban Transports (called PITU in Portuguese) and RMSP General Plan guidelines.

After studying closely the railroad network under CPTM jurisdiction and the factors who lead to the need of modernization, it has been decided to go deep in a case study in one of the stations that need reconstruction, so we could understand better the logic behind this important equipment that allows insertion of the user in the system.

Several stations, by CPTM report, needed big renovations to adequate to the big changes requested by accessibility and new demand. For some of them, as Leopoldina station, it was perceived that it would be needed a real reconstruction, generally in a neighbor place, but displaced, in a way to minimize the impact this reconstruction could cause over users.

So, it was selected by the program an area close to a neighbor viaduct, that possess greater free area and its surrounding are not in direct immobiliary advance, making desapropriation cheaper. This project, possessing as base an architectural Project for this station, will try to develop constructive aspects and to propose innovations and possible modifications to the station.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	8
1.1 Importância dos Sistemas de Transporte Ferroviário	8
1.2 Objetivo do trabalho	8
2. PESQUISA BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1 Histórico.....	10
2.2 Atualidade	17
2.3 O Plano Integrado de Transportes Urbanos – PITU	25
2.4 Sistema de transporte de passageiros – sustentabilidade e segurança	29
2.4.1 Considerações sobre o PITU-2025	37
2.5 Material Rodante.....	38
2.5.1 Entidades.....	39
2.5.2 Tipos de veículos	40
2.5.3 Principais sistemas dos trens de passageiros	43
2.5.4 Tipos de Material rodante nas vias da CPTM.....	45
2.5.5 Manutenção.....	47
2.6 Via Permanente	49
2.6.1 Trilho.....	49
2.6.2 Fixações e placas de apoio	53
2.6.3 Dormentes	53
2.6.4 Lastro	55
2.6.5 SubLastro	56
2.6.6 SubLeito	57
2.6.7 Geometria da via	58
2.7 Sinalização e Controle	60
2.8 Sistemas de Energia	69
2.9 Sistemas de Telecomunicação e de Segurança	73
3. ARQUITETURA E O ENTORNO	81
3.1 A Questão da Acessibilidade	83
3.1.1 Disposições legais	84
3.1.2 Aspectos Legais e Normativos.....	85
3.2 Intervenções realizadas	89
3.2.1 Nas estações e trens:	90
3.2.2 Em capacitação e treinamento:	90
3.3 Intervenções Necessárias	91
3.4 Sanitários públicos em área paga, um tópico especial	93
4. PROPOSTAS	96
4.1 Renovação do entorno com projetos de lazer urbano	96
4.2 Anel Ferroviário Metropolitano	98
4.3 Proposta de implantação dos terminais chave (TC).....	100

4.4	Trens Expressos	104
4.5	Expresso Aeroporto	105
5.	ESTUDO DE CASO – ESTAÇÃO VILA LEOPOLDINA.....	112
5.1	Introdução	112
5.2	A arquitetura da Estação	113
5.3	Parada de ônibus - Pavimentação.....	115
5.3.1	Introdução	115
5.3.2	Concepção.....	117
5.3.2.1	Número de Faixas.....	119
5.3.2.2	Comprimento.....	120
5.3.2.3	Abrigo	120
5.3.3	Pavimento	121
5.3.3.1	Tipo de Pavimento	121
5.3.3.2	Escolha do Tipo de Pavimento	125
5.3.3.3	Métodos de Dimensionamento	127
5.3.3.4	Dimensionamento	143
5.4	Fundações	153
5.4.1	Elementos de referência.....	153
5.4.2	Descrição da obra.....	153
5.4.3	Características da vizinhança.....	154
5.4.4	Descrição do sub-solo	155
5.4.5	Estudo das alternativas.....	156
5.4.5.1	Fundações rasas.....	156
5.4.5.2	Fundações profundas.....	162
5.4.6	Métodos de dimensionamento	188
5.4.7	Análise das alternativas.....	198
5.4.7.1	Fundação Rasa	198
5.4.7.2	Fundação Profunda	199
5.4.7.3	Resumo das alternativas estudadas.....	208
5.4.8	Método executivo de estaca raiz	210
5.5	Galeria para acesso subterrâneo de pedestre a futura Estação Imperatriz Leopoldina ...	215
5.5.1	Elementos de Referência.....	215
5.5.2	Descrição da obra.....	215
5.5.3	Localização	215
5.5.4	Escolha do método construtivo.....	216
5.5.5	Embasamento Teórico do Tunnel Liner	217
5.5.6	Descrição do método.....	229
5.5.7	Dimensionamento	232
5.6	Estruturas	249
5.6.1	Caixa d' água	249
5.6.1.1	Armadura horizontal da parede.....	249
5.6.1.2	Armadura vertical da parede	252
5.6.1.3	Laje de fundo	258
5.6.2	Arco metálico	261
5.6.3	Passarela.....	279

5.6.3.1	Introdução.....	279
5.6.3.2	Descrição geral da obra.....	279
5.6.3.3	Materiais e Métodos.....	280
5.6.3.4	Cálculo das armaduras.	286
5.6.4	Análise Dinâmica.....	293
5.6.4.1	Vibração em pisos devido as atividades humanas.....	293
5.6.4.2	Cargas dinâmicas induzidas por atividades humanas.....	294
5.6.4.3	Análise	296
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	300
	ANEXOS.....	305

1. INTRODUÇÃO

1.1 Importância dos Sistemas de Transporte Ferroviário

O crescimento desordenado da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), verificado nas últimas décadas, vem ocasionando uma defasagem entre as necessidades dos serviços de infra-estrutura e a respectiva capacidade do Poder Público para o seu atendimento. Por sua vez, o elevado número de veículos em circulação no centro urbano, vem ocasionando problemas ao trânsito de veículos e de pedestres, em vista da dificuldade crescente de mobilidade de bens e pessoas através do sistema viário. O ônus, decorrente desse problema esta sempre presente, na forma de acidentes de trânsito, poluição e tempo perdido em congestionamentos.

Sabe-se, entretanto, que o sistema sobre trilhos é, por excelência, o elemento estruturador do sistema de transporte coletivo devido a sua alta capacidade no transporte de massa. Sendo assim, nosso grupo resolveu retomar o diálogo do sistema de transporte sobre trilhos com a vida da cidade, que dele usufrui, se realimenta e é a razão de sua existência já que possui grande influência na solução do caos hoje vivido nos sistemas de transportes da RMSP.

1.2 Objetivo do trabalho

Os objetivos deste trabalho de graduação visam propor intervenções no atual sistema ferroviário da malha da CPTM e na atual política de gestão pública, a fim de conduzir sua infra-estrutura ao limite de seu desempenho, aumentar a acessibilidade geral e social, com a conseqüente diminuição dos congestionamentos e obstáculos à circulação, aumentar o acesso a aeroportos e ligações em toda a metrópole, melhorar o ambiente

urbano, com a conseqüente diminuição de acidentes, poluição, ruído e ocupação desordenada, atender aos pólos com a melhoria do sistema, viabilizando o acesso aos sub-centros de serviços, empregos e habitação, garantir a eficiência econômica, através de tarifas integradas e compatibilização dos investimentos e, por último e não menos importante, garantir a qualidade dos serviços de transporte, privilegiando a rapidez, a regularidade, o conforto e a renovação do espaço urbano.

2. PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico

A partir da legislação editada pela Regência de Feijó, na década de 1830, criaram-se bases econômicas e legais para as respectivas concessões, para que as principais empresas ferroviárias fossem implantadas e por longo tempo operadas pela iniciativa privada. Este modelo consistia de linhas dedicadas ao escoamento de produtos primários no sentido interior-porto. Em São Paulo esse modelo era formado de linhas de longas distâncias que permitiu o aparecimento do serviço de transporte de passageiros de longo percurso, porém este era um serviço deficitário sustentado pelo transporte simultâneo de cargas.

As principais estradas de ferro que participaram ativamente no desenvolvimento do Estado de São Paulo e sua capital foram:

- The São Paulo Railway Company – SPR, iniciativa do Barão de Mauá, mas logo concessão inglesa, ligava a região de Jundiaí a Santos, passando por Paranapiacaba no alto da serra. Teve como sua estação mais notável a Luz, que foi também sua sede administrativa. Seu traçado, destinado inicialmente ao transporte de algodão, conduziu depois, toda a produção de café no país.
- A Estrada de Ferro Sorocabana se desenvolveu para o oeste, no sentido de Sorocaba. Sua estação terminal era Julio Prestes, onde estava sediada sua administração, e Barra Funda, seu terminal urbano de cargas. Por ter bitola diferente, esta ferrovia não intercambiava vagões com a SPR, obrigando a uma baldeação de mercadorias, nas proximidades da capital.
- A Estrada de Ferro Central do Brasil foi por anos a única conexão do Rio de Janeiro e Minas Gerais com a capital paulista através do chamado ramal de São Paulo. Seu traçado se desenvolveu no sentido leste, tendo como terminal a hoje

denominada de estação Brás. Foi administrada pela sede da empresa no Rio de Janeiro até 1976, quando passou para a superintendência paulista da Rede Ferroviária Federal S/A – RFFSA.

Com a industrialização nas áreas ao redor das estradas de ferro se concentraram as atividades industriais e de entrepostos, atraindo os assentamentos urbanos para as proximidades dos locais de trabalho, dados à ausência de vias e de outras formas de acesso às indústrias. Assim, com a ampliação da industrialização e o esgotamento das áreas próximas, surge o tráfego ferroviário de passageiros urbanos e suburbanos, serviço praticamente imposto às administrações ferroviárias. Convencionou-se chamá-lo “serviço de subúrbio”, basicamente dirigido às concentrações urbanas fora da capital, uma vez que, nesta, uma rede de bondes de quase 300 km cobria as necessidades de deslocamento das pessoas.

O transporte ferroviário suburbano foi por muitos anos uma atividade acessória das ferrovias. A adoção da tarifa social com valor único mostrou-se deficitária e na época era se comum a utilização de carros de madeira rebocados por locomotivas de baixa potência, cujo embarque e desembarque eram feitos em plataformas abertas e descobertas.

A partir da década de 1940, a ocupação de áreas urbanas se acentua, aumentando consideravelmente o número de viagens diárias. Com isso, a classe política e o governo se conscientizam da necessidade de investimento no transporte ferroviário de subúrbios, que na época já se encontrava em situação caótica. Assim, trechos que cruzavam grandes centros urbanos começaram a receber melhoramentos de caráter social.

Desde então várias melhorias na qualidade do transporte de passageiros passaram a ser realizadas. Dentre as quais podemos citar a melhoria da sinalização, a substituição por trens mais modernos e destinados unicamente ao transporte de pessoas, modernização das linhas e estações, eletrificação das linhas, etc., que elevaram consideravelmente a qualidade dos serviços prestados.

Aos poucos as instalações industriais e de processamento intermediário se deslocam para outras regiões, reduzindo a movimentação de cargas no interior da região central da

RMSP. Em consequência disso crescem o aparecimento de armazéns vazios e desvios industriais ociosos, até hoje presentes em muitos locais da cidade. Com isso, o transporte ferroviário é obrigado a mudar sua configuração institucional e de oferta de serviços, no qual o setor terciário passa a desempenhar um papel importante como usuário deste modal.

As vantagens do modal sobre trilhos vão desde ao uso de uma energia renovável, e menos poluente, a eficiência no transporte coletivo de grandes massas, exercendo assim um papel fundamental no desenvolvimento de metrópoles.

Em 1971, todas as ferrovias do estado de São Paulo foram estatizadas, para formar a Ferrovia Paulista SA (Fepasa). A Fepasa criou a Fepasa DRM, que era uma divisão que só administrava o transporte de passageiros dentro das regiões metropolitanas do estado.

As seções urbanas da RFFSA de todo o país originaram, nos anos 70, a Empresa Brasileira de Transporte Urbano (EBTU) sendo substituída, em 1984, pelo Governo Federal que criou a Companhia Brasileira de Trens Urbanos, encarregada de gerir os sistemas regionais, à exceção dos eixos oeste e sul da RMSP, administrados pela Fepasa.



De 1980 a 1992, os sistemas ferroviários pertencentes à Rede Ferroviária Federal S.A. – RFFSA e à FEPASA – Ferrovias Paulista S.A., foram afetados de forma dramática, quando os investimentos reduziram-se substancialmente, atingindo, na RFFSA em 1989, apenas 19% do valor aplicado na década de 1980. Em 1984, a RFFSA, encontrava-se impossibilitada de gerar recursos suficientes à cobertura dos serviços da dívida contraída. A empresa suportava sério desequilíbrio técnico-operacional, decorrente da degradação da infra e da super estrutura dos seus principais segmentos de bitola métrica e da postergação da manutenção de material rodante, que ocasionaram expressiva perda de mercado para o modal rodoviário.

A Constituição de 1988 definiu como de interesse regional os serviços ferroviários de transporte urbano de passageiros e determinou sua descentralização, passando-os aos governos estaduais. A primeira regionalização foi a de São Paulo, sob o patrocínio do Banco Mundial que aplicou um programa de investimentos para transferir um sistema razoavelmente saneado e com reduzidas necessidades de subsidio. Constituiu-se, assim, uma empresa para receber os sistemas da CBTU, agregando aqueles geridos pela Fepasa.

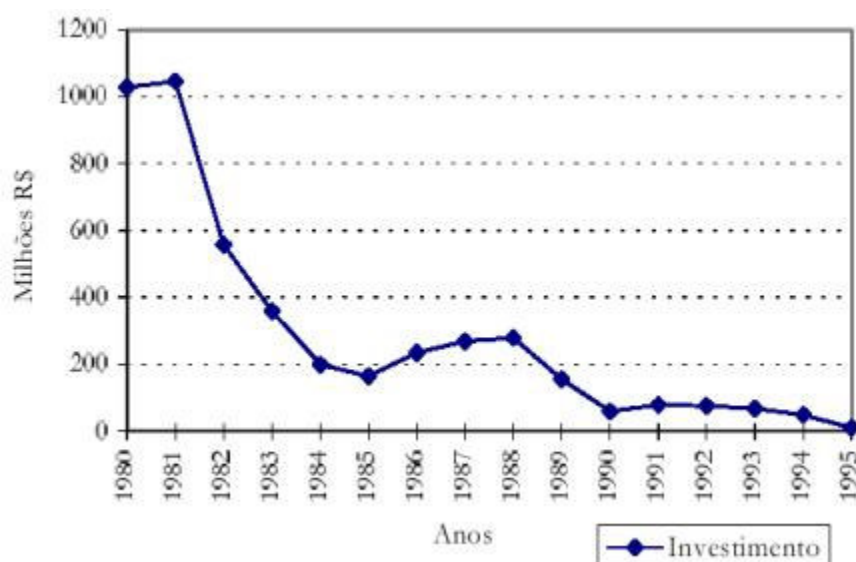


Figura 2.1.2: Investimentos governamentais na RFFSA, antes da privatização.

Na impossibilidade de gerar os recursos necessários para continuar financiando os investimentos, o Governo Federal colocou em prática ações voltadas à concessão de serviços públicos de transporte de carga à iniciativa privada.

Em 1990 criaram-se bases que instituíram o Programa Nacional de Desestatização – PND, sendo a RFFSA incluída no referido Programa, em 10/03/92.

O processo de desestatização da RFFSA foi realizado com base numa lei de 1995, Lei das Concessões. Esta lei estabeleceu os direitos e obrigações para as partes envolvidas no processo de concessão, definindo ainda, o princípio da manutenção do equilíbrio econômico e financeiro e os direitos dos usuários. O processo obedeceu a seguinte cronologia:

Tabela 2.1.1 – Características das malhas regionais estatizadas

A desestatização das malhas da RFFSA				
Malhas Regionais	Data do Leilão	Concessionárias	Início da Operação	Extensão (Km)
Oeste	05.03.1996	Ferrovias Novoeste S.A.	01.07.1996	1.621
Centro-Leste	14.06.1996	Ferrovias Centro-Atlântica S.A.	01.09.1996	7.080
Sudeste	20.09.1996	MRS Logística S.A.	01.12.1996	1.674

A desestatização das malhas da RFFSA				
Malhas Regionais	Data do Leilão	Concessionárias	Início da Operação	Extensão (Km)
Tereza Cristina	22.11.1996	Ferrovias Tereza Cristina S.A.	01.02.1997	164
Nordeste	18.07.1997	Cia. Ferroviária do Nordeste	01.01.1998	4.534
Sul	13.12.1998	Ferrovias Sul-Atlântico S.A. – atualmente – ALL-América Latina Logística S/A	01.03.1997	6.586
Paulista	10.11.1998	Ferrovias Bandeirantes S.A.	01.01.1999	4.236
Total				25.895

(Fontes: RFFSA e BNDES)

Com o leilão da Malha Paulista (antiga FEPASA incorporada a RFFSA, em 18/02/98), concluiu-se o processo de desestatização das malhas da RFFSA.

O Governo Federal outorgou, em 28/06/97, à Companhia Vale do Rio Doce, no processo de sua privatização, a exploração da Estrada de Ferro Vitória a Minas e Estrada de Ferro Carajás.

Em 1999, o Governo Federal, dissolve, liquida e extingue a Rede Ferroviária Federal S.A. - RFFSA.

Em meio a esse processo de desestatização, a Companhia Paulista de Trens Metropolitanos – CPTM nasceu em 28 de maio de 1992, ao assumir a gestão dos serviços ferroviários até então denominados “trens de subúrbio”, oferecidos anteriormente pelas estradas de ferro para localidades em torno da capital. Também em 1992, a seção paulistana da CBTU foi transferida para o controle da CPTM.

Os sistemas herdados pela CPTM estavam seriamente descapitalizados por falta de investimentos de atualização e manutenção. A situação encontrada era: material rodante com idade média avançada e manutenções vencidas; infra-estrutura e equipamentos cansados, obsoletos e com manutenção diferentes; sistemas desatualizados de controle de circulação e arrecadação; estações mal posicionadas ou inexistentes, em desacordo com a intensa urbanização.

Em 1984, estimava-se que a necessidade de investimentos era mais de U\$1 bilhão, somente para recuperar a normalidade da operação e dez anos mais tarde apenas um

terço havia sido aportado. Em 1996, a Fepasa DRM foi incorporada à CPTM para que se iniciasse a privatização da malha da Fepasa e permanecessem os serviços de transporte metropolitano de passageiros sob controle do estado.

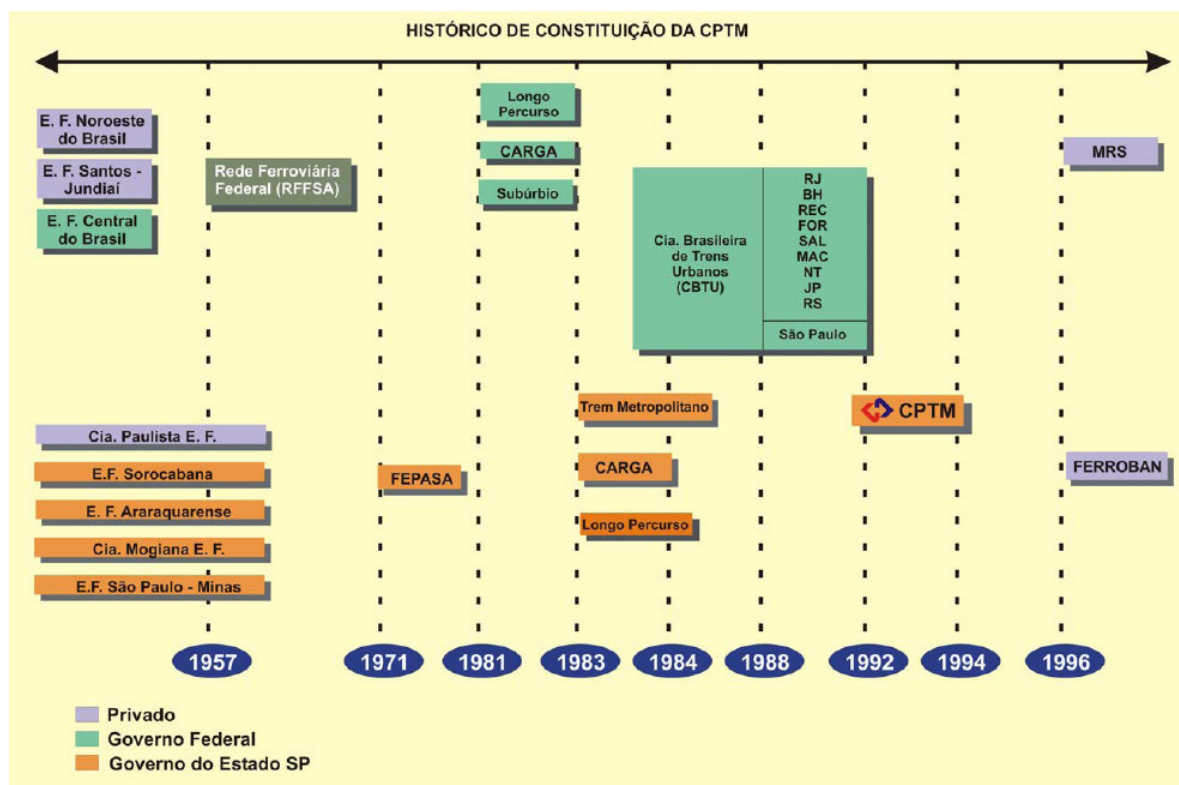


Figura 2.1.3: Evolução histórica da malha ferroviária no Brasil até 1996
(Fonte: CPTM)

2.2 Atualidade

Atualmente o modal mais utilizado, para o transporte de cargas e passageiros, é o rodoviário, que segundo dados da ANTT de 2006, mostraram 58%, seguido do sistema ferroviário com 25%.

A parcela que o transporte ferroviário ocupa dentre os modais de transporte mostra sua importância no planejamento e no desenvolvimento dos centros urbanos.

A Figura 4 mostra a distribuição do transporte, cargas e passageiros, de acordo com o modal.

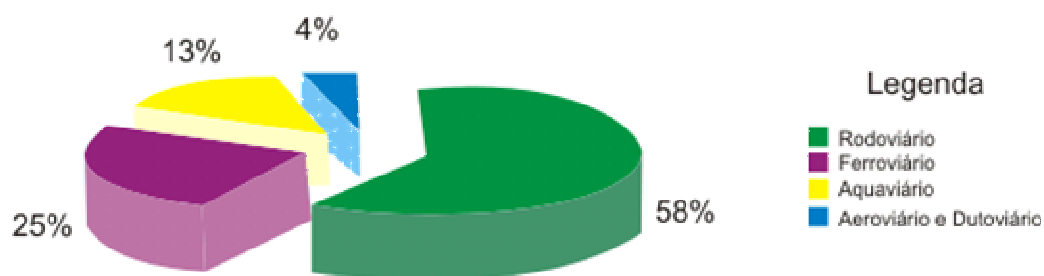


Figura 2.2.1: Distribuição conforme os modais de transporte
(Fonte: ANTT, 2006)

Dentre algumas vantagens do sistema ferroviário podemos citar:

- Ótima relação custo/benefício: só perdendo para o transporte fluvial. Este, porém, necessita de grandes extensões de rios navegáveis, o que poucas regiões no mundo oferecem;
- Segurança: proporcionalmente, a quantidade de acidentes ferroviários é muito menor do que nas rodovias;
- Meio-ambiente: uma composição ferroviária libera muitos menos poluentes do que veículos rodoviários, por tonelada de carga;
- Possui diversas opções energéticas (vapor, diesel, eletricidade);

- Material rodante é de longa duração;
- Os trens modernos podem atingir grandes velocidades.

A crescente demanda do transporte de passageiros, conforme vemos na Figura 5, e o crescente número de automóveis em circulação levam os índices de acidentes rodoviários no Brasil a valores elevados.

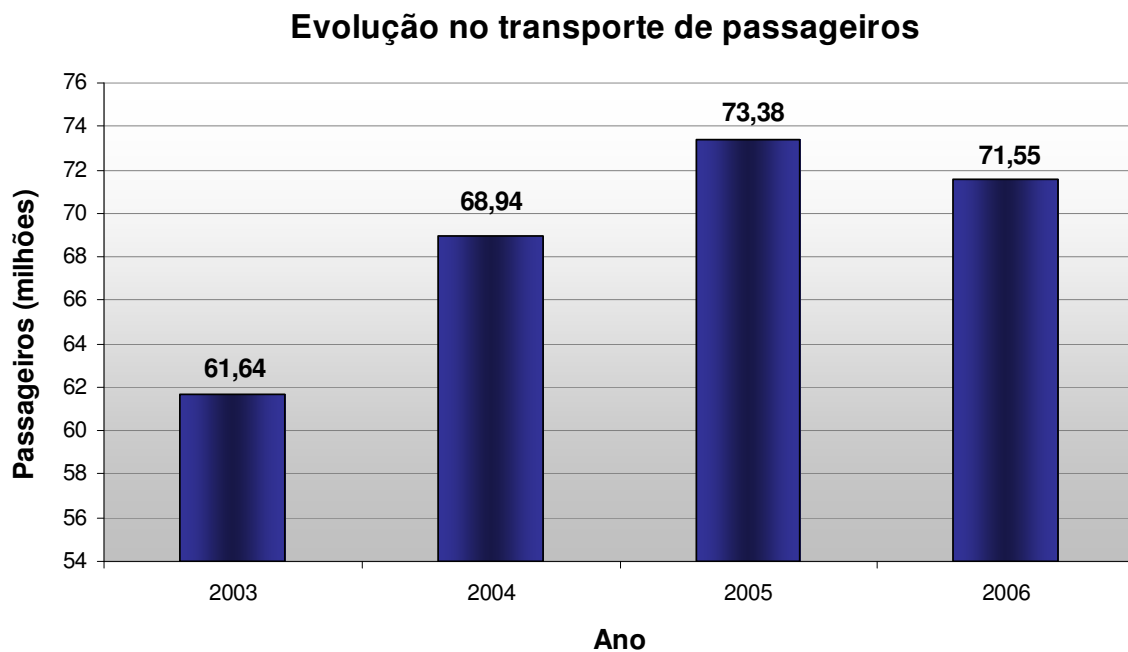


Figura 2.2.2: Evolução do transporte de passageiros – semi-urbano.

Quando comparado com nações desenvolvidas, seu índice de mortes por 100 mil habitantes é maior que todos os países do G7, conforme mostra a Figura 6.

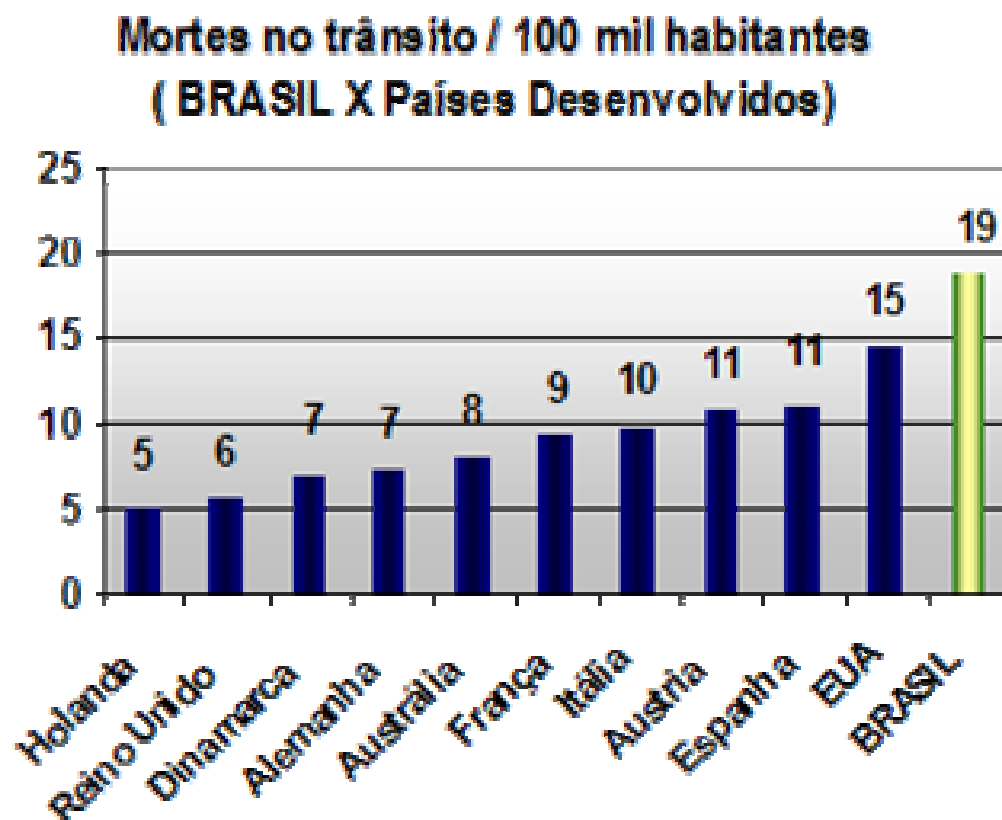


Figura 2.2.3: Comparação entre números de mortes no trânsito no Brasil e nos países desenvolvidos

(Fonte: Transport Research Laboratory)

Com isso, é evidente a vantagem do sistema de transporte ferroviário sobre o sistema de transporte rodoviário dado a situação atual em que se encontra o sistema de transporte brasileiro.

Segundo dados da CPTM, são transportados pelas suas linhas, que cortam 22 municípios, cerca de um milhão e 800 mil usuários por dia. Por ter uma malha ferroviária tão extensa e degradada, o Governo do Estado de São Paulo começou a modernizar a CPTM investindo 1,5 bilhão de dólares na empresa desde 1995 até 2004. Nesse período, a CPTM ganhou 11 novas estações, revitalizou outras cinco, adquiriu 88 trens de última geração.

Para promover "a uniformização da comunicação visual dos dois sistemas e para facilitar a locomoção e a localização dos usuários e de turistas" o Governo do Estado alterou, em

março de 2008, a nomenclatura das linhas pertencentes à CPTM, integrando-as à nomenclatura utilizada pelo Metrô de São Paulo. Foi atribuído a cada linha um número (a começar do número 7, somando-se às linhas outras seis linhas do metrô já em operação, em construção ou em projeto) e o nome de uma pedra preciosa.

A malha de trilhos administrada atualmente pela CPTM está dividida em seis linhas, com as seguintes características:

- Linha 7 (Rubi) - Brás-Francisco Morato-Jundiaí: possui 18 estações; transporta diariamente 130 mil passageiros; possui extensão total de 60,5 Km e o tempo necessário para percorrer toda a linha é de aproximadamente 1h 10 min; estações com maior carregamento: Francisco Morato, Lapa e Franco da Rocha.. O “headway”, intervalo entre os trens, nos dias úteis, é de aproximadamente 10 minutos para o trecho da Luz-Francisco Morato e 22 minutos para o trecho Francisco Morato –Jundiaí.
- Linha 8 (Diamante) – Júlio Prestes-Itapevi-Amador Bueno: possui 24 estações incluindo extensão até Amador Bueno; transporta diariamente 300 mil passageiros; possui extensão total de 41,6 Km, cujo tempo de percurso é de aproximadamente 1h 20 min; estações mais importantes: Barra Funda, Carapicuíba e Osasco. O headway, nos dias úteis, é de aproximadamente 11 minutos no trecho de Júlio Preste-Itapevi e de 30 minutos no trecho de Itapevi-Amador Bueno.
- Linha 9 (Esmeralda) – Osasco-Grajaú: possui 18 estações; transporta diariamente 77 mil passageiros; possui extensão total de 35,7 Km, cujo tempo de percurso é de aproximadamente 53 minutos; estações com maior carregamento: Jurubatuba, Socorro e Santo Amaro. O headway, nos dias úteis, é de aproximadamente 8 minutos.
- Linha 10 (Turquesa) – Barra Funda-Rio Grande da Serra: possui 16 estações; transporta diariamente 190 mil passageiros; possui uma extensão total de 37,2 Km, cujo tempo de percurso é de aproximadamente 1h 30 min; estações com maior carregamento: Luz, Santo André e Mauá. O headyway, nos dias úteis, é de aproximadamente 14 minutos.

- Linha 11 (Coral) – Luz-Guaianases-Estudantes incluindo o Expresso Leste: possui 16 estações; transporta diariamente 260 mil passageiros; possui extensão total de 50,8 Km, cujo tempo de percurso é de aproximadamente 1h 10 min; estações com maior carregamento: Brás, Guaianases e Tatuapé. O headway, nos dias úteis, é de aproximadamente 11 minutos.
- Linha 12 (Safira) – Brás-Calmon Viana: possui 12 estações; transporta diariamente 55 mil passageiros; possui extensão total de 38,8 Km, cujo tempo de percurso é de aproximadamente 59 minutos; estações com maior carregamento: Itaim Paulista, Itaquaquecetuba e São Miguel Paulista. O headway, nos dias úteis, é de aproximadamente 12 minutos.

Embora muitas mudanças já tenham sido realizadas, é evidente que ainda há muito a ser feito. Além de problemas relacionados aos atrasos, os usuários são obrigados, muitas vezes por motivo de custo ou por não ter outra alternativa de transporte, a viajar em trens superlotados e com péssimas condições tanto de conforto quanto de segurança. Muitos problemas de mesma importância incluem-se nessa lista, dentre eles a questão relacionada à interrupção dos contratos de manutenção do material rodante e os problemas operacionais, relacionados aos intervalos entre os trens, este alvo de constantes reclamações.

Parte das causas desse transtorno pode ser explicada pelo crescimento da demanda, crescimento de 32 % no período de 2006 a 2007, que somada a falta de ônibus contribuiu para a situação alarmante em que se encontra a cidade de São Paulo. Muitos desses problemas tiveram sua origem na mudança prioritária do transporte de cargas para o transporte de passageiros, e já nessa época já se via a ocorrência desses mesmos problemas.

Sendo a CPTM uma empresa subsidiada pelo governo para manter sua operação, entende-se a dificuldade de se levantar recursos para novos investimentos, porém sabe-se também que não se pode pensar em desenvolvimento de uma região sem pensar em transporte público. Segundo estudos realizados pela Fundação Instituto de Administração da Universidade de São Paulo (FIA-USP), a construção de redes de metrô e trens

propiciam aos governos municipais, estaduais e federal receitas maiores do que os valores investidos, entre outros benefícios secundários.

Depois de recordes de congestionamento, chegando a 266 Km na cidade de São Paulo em março de 2008, pior valor registrado desde 1996, nunca se notou tanto a necessidade de novos investimentos em modais de transportes alternativos. Neste cenário, com essas condições de infra-estruturas e com sérias limitações em material rodante é fácil concluir que a CPTM está com a capacidade produtiva virtualmente esgotada. Esta circunstância vem gerando uma série de perturbações, muitas delas já citadas, e podendo vir a acarretar problemas ainda maiores.

A ampliação e modernização da malha ferroviária vem ocorrendo e segundo a CPTM serão investidos mais R\$ 6,7 bilhões nos próximos quatro anos, pretendendo-se até 2010 transportar 2,7 milhões de pessoas. Para isso serão necessários investimentos em instalações e equipamentos, em substituição ao que se encontra em uso, cuja vida útil já está praticamente esgotada.



Figura 2.2.4: Esquema simplificado das linhas administradas pela CPTM
(Fonte: CPTM, 2008a)

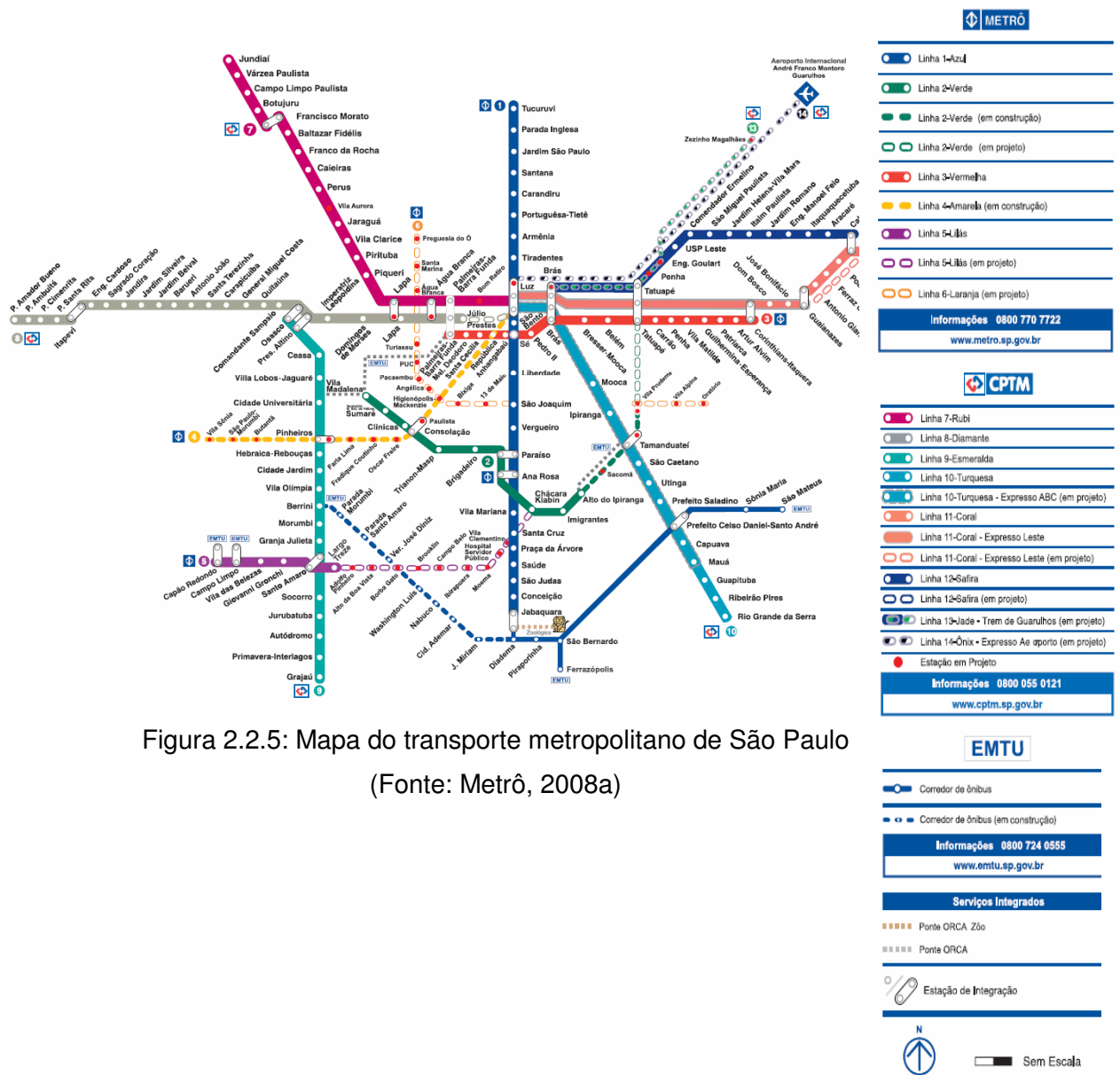


Figura 2.2.5: Mapa do transporte metropolitano de São Paulo
 (Fonte: Metrô, 2008a)

2.3 O Plano Integrado de Transportes Urbanos – PITU

Principalmente a partir dos dados do último censo foi constatado o agravamento do problema urbano representado por uma distribuição cada vez mais desequilibrada das atividades na cidade.

Os empregos permanecem no Centro, que se esvazia demograficamente, enquanto cresce explosivamente a população na periferia. Em termos financeiros, passam a ocorrer maiores investimentos e maiores custos operacionais no serviço de transportes, sem aumento expressivo da receita, uma vez que a tarifa é única na maior parte da rede. Os usuários passam a esterilizar uma parte cada vez maior de seu dia útil no deslocamento e a economia do sistema de transportes é crescentemente deficitária.

Fica patente que o problema dos transportes não se resolverá exclusivamente como política setorial fechada em si mesma. E a visão de uma cidade mais sustentável, concebida no PITU 2020 e mantida no PITU 2025, só será alcançada se houver apropriada interação de várias funções urbanas, regidas pelas correspondentes políticas públicas e dinamizadas pelas forças de mercado.

Para obter esses resultados novas estratégias podem e devem ser mobilizadas, usando tecnologias e instrumentos mais poderosos. Dentre esses cabe destacar a demonstração da capacidade estatal de implementar concomitantemente mais de uma linha de Metro; o bilhete único; a criação do Comitê Diretor de Transporte Integrado reunindo os órgãos de transporte público urbano do Governo do Estado de São Paulo -GESP e da Prefeitura do Município de São Paulo – PMSP e a legislação de PPP's.

Destaque-se, em especial, o quadro jurídico inteiramente novo trazido pelo Estatuto da Cidade, consubstanciado na lei federal 10.257/2001. Pode-se dizer que o direito urbanístico no Brasil entrou em nova fase com a Constituição de 1.988, o Estatuto da Cidade, cerca de 13 anos depois, estabelece as diretrizes gerais da política urbana, esclarecendo que ela “não pode ser um amontoado de intervenções sem rumo. Ela tem uma direção global nítida: ordenar o pleno desenvolvimento das funções sociais da cidade e da propriedade urbana, de modo a garantir o direito a cidades sustentáveis”.

O Estatuto estabeleceu padrões normativos que permitem, via legislações municipais – especialmente os Planos Diretores – a operacionalização de um poderoso conjunto de instrumentos, que poderá e deverá levar a uma verdadeira reforma urbana.

A nova estratégia do PITU2025 soma ações de aumento da oferta com políticas de gestão da demanda e procura fazer uso desses instrumentos, envolvendo assim iniciativas que não se situam apenas na jurisdição da Secretaria de Transportes Metropolitanos. Por isso, ao longo de todo o trabalho, foram mantidos entendimentos com os titulares dos órgãos setoriais envolvidos, nas esferas estadual e municipal e o PITU 2025 passa a ser entendido, em sua concepção, estudo e implementação, como um esforço de âmbito intergovernamental.

Como resultado do exposto, o PITU 2025 propõe a adoção das políticas públicas conjugadas à de transporte urbanas de passageiros a seguir expostas.

a) Política de uso do solo

As diretrizes desta política recomendam o adensamento seletivo da metrópole (orientado pelos planos diretores municipais e respectivas legislações de zoneamento) em torno das facilidades de transportes, formando as chamadas centralidades. Essa política é coerente com a provisão de Áreas de Intervenção Urbana – AIU's ao longo dos eixos principais de transporte do Plano Diretor Estratégico - PDE do município da Capital. Assume-se que na revisão do PDE e de seus planos regionais o adensamento nesses eixos e nas Operações Urbanas será estabelecido como prioritário, conforme mapa abaixo.

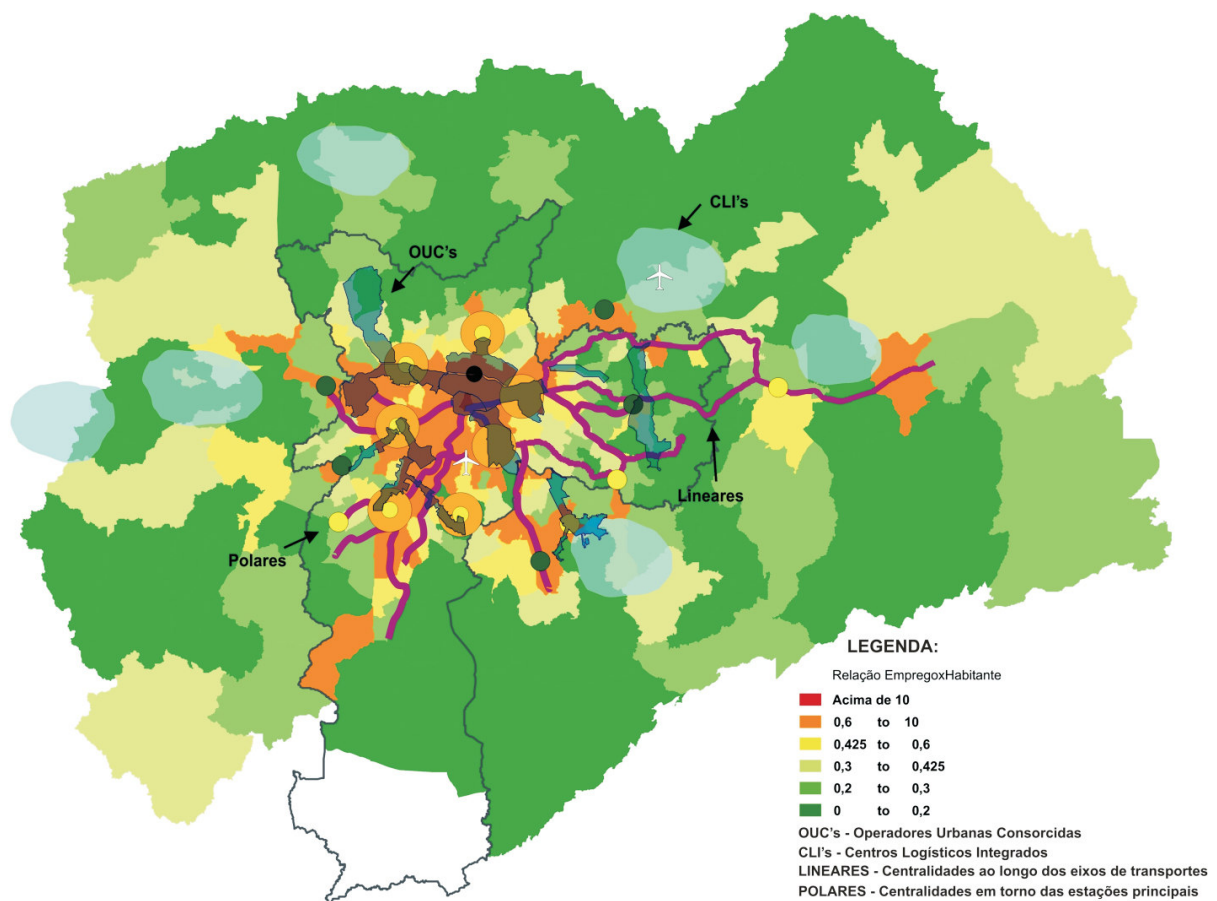


Figura 2.3.1: PITU 2025 Centralidades propostas

(Fonte: CPTM, 2007)

A política de uso do solo implica a existência de estoque construtivo adicional e capacidade de suporte da infra-estrutura de transportes, nas regiões adensadas.

São também propostos critérios quantitativos para promover a redistribuição das atividades na metrópole, de modo a aproximar empregos de habitações, em especial nas regiões adensadas. E admite-se que serão desenvolvidas políticas para limitar a mancha urbanizada da RMSP ao seu contorno atual (2005-2006). Nessas condições, as hipóteses de adensamento levarão a um incremento da densidade média na metrópole da ordem de 20%.

A materialização do cenário urbano subjacente a essas diretrizes (denominado Cenário Equilibrado) dependerá da formalização das mesmas, inclusive a nível legislativo e das respostas dadas, na prática, pelo mercado imobiliário.

b) Política habitacional

Os programas habitacionais para as populações de baixa renda, empreendidos pelas diferentes esferas de governo, deverão considerar localizações compatíveis com a política de uso do solo exposta nos parágrafos anteriores. Isso significa reverter a tendência de situar tais empreendimentos em áreas periféricas, onde os terrenos são mais baratos mas há falta de infra-estruturas básicas, em especial a de transportes.

Nota-se, entretanto, que o aumento de acessibilidade proporcionado pelas facilidades de transportes nas centralidades, ao provocar a valorização imobiliária, pode estimular as pressões para expulsar os grupos de renda baixa que habitam ou vierem a habitar esses locais. O PITU 2025 pressupõe que serão desenvolvidas medidas, inclusive subsídios, para permitir a proteção desses grupos, na obtenção das habitações e na sua fixação nesses locais.

c) Política de logística urbana de cargas

Além de sediarem centralidades, os Centros Logísticos Integrados (CLI's) projetados pela Secretaria de Transportes (cargas) ensejam a remodelação da logística urbana de cargas. Utilizando o Rodoanel e o Ferroanel como estruturas de circulação de bens no entorno da RMSP, os CLI's armazenarão e veicularão as mercadorias a partir de pontos mais próximos às origens e destinos das mesmas, utilizando veículos menores e minimizando os percursos de coleta e distribuição na malha urbana. Esse objetivo é completado pelas mini centrais logísticas empreendidas pela Secretaria Municipal de Transportes da PMSP, que desempenham papel análogo, como terminais urbanos de carga, em pontos selecionados.

d) Política de financiamento expandida, também de base fundiária

O PITU 2025 pressupõe a captação pelo Poder Público de parte significativa da mais valia imobiliária gerada pelos empreendimentos de transportes. Os recursos assim obtidos deverão ser aplicados nestas políticas conjugadas e nos projetos de transportes

do plano, para colaborar no financiamento de investimentos e custeio. Aliviam-se dessa forma as pressões sobre o orçamento fiscal convencional, em grande parte suportado por impostos indiretos, que inibem a produção e são mais regressivos.

Ressalta-se que os investimentos que cabem ao poder público nestas políticas, embora ampliados em relação às aplicações tradicionais (por exemplo, quando se executarem projetos habitacionais de caráter social em terrenos mais caros, por sua localização), levarão ao melhor aproveitamento de infra-estruturas existentes e, o que é mais importante, a economias operacionais (custeio), ao longo dos anos.

e) Política de desenvolvimento

As políticas de desenvolvimento devem objetivar o aproveitamento das oportunidades geradas pelo adensamento seletivo com uso misto e pelos projetos logísticos, para promover a geração de empregos em coerência com as políticas de balanceamento antes mencionadas. Esses empreendimentos abrem oportunidades novas para diversificar a localização dos pólos de emprego na RMSP, levando-os também à periferia, em iniciativas que procuram vencer o histórico impasse vigente nessa matéria.

2.4 Sistema de transporte de passageiros – sustentabilidade e segurança

No PITU 2025, a chamada Estratégia Preferida de transportes – integrada pelos componentes clássicos de infra-estrutura, gestão e preços – trabalha de forma harmônica com as políticas conjugadas antes expostas. Foi selecionada mediante o cômputo de indicadores que focalizam as três dimensões fundamentais do transporte sustentável (econômica, social e ambiental), que estão no cerne do PITU 2025.

a) Infra-estrutura

Os elementos físicos integrantes do PITU 2025 são resumidos na Tabela a seguir e nos mapas apresentados ao final deste Sumário Executivo, com suas principais dimensões e orçamentos estimativos.

Tabela 2.4.1: Quadro de usos do PITU 2025 (Import – R\$ milhões)

Projetos	Unid	2006-2012		2013-2025		2006-2025	
		Quant	Import	Quant	Import	Quant	Import
Metro	km	32	8.113	78	21.929	110	30.042
Trem metropolitano	global	sim	3.433	sim	1.779	sim	5.212
Expresso/trem aeroporto	km	28	1.431	0	0	28	1.431
SIVIM/SVE	global	sim	196	0	0	sim	196
EMTU – Troncalização	global	sim	1.296	0	0	sim	1.296
Corredores – Via livre	km	0	0	100	113	100	113
Corredores – Passa Rápido	km	27	180	83	409	110	589
Expresso Tucuruví-Guarulhos	km	21	519	0	0	21	519
Expresso ABD - Cecap	km	0	0	24	391	24	391
Expresso – Tiradentes	km	32	720	0	0	32	720
Corredores urbanísticos	km	10	460	100	4.589	110	5.049
SP Trans – Terminais	global	sim	100	Sim	545	sim	645
EMTU – Terminais – Pró Polos	un	25	133	0	0	25	133
Terminais chave – Pró Polos	un	0	0	15	140	15	140
S. viário + estacionamentos + TNM ⁵	verba	0	0	Sim	1.600	sim	1.600
Pedágio urbano	global	0	0	Sim	600	sim	600
Totais			16.581		32.095		48.676

No sistema metro-ferroviário, o PITU consta de vigorosa expansão da rede de Metrô, totalizando 110 km de acréscimo até 2025 (sobre a rede existente no início de 2005).

A malha convencional do trem metropolitano, por sua vez, é modernizada segundo as diretrizes do projeto funcional da CPTM, dobrando a sua capacidade, em relação ao nível vigente em 2005/2006. Adicionam-se ainda quatro serviços expressos, que se agregam ao Expresso Leste. O pacote metro-ferroviário pesado é completado pelo conjunto Expresso Aeroporto e Trem de Guarulhos.

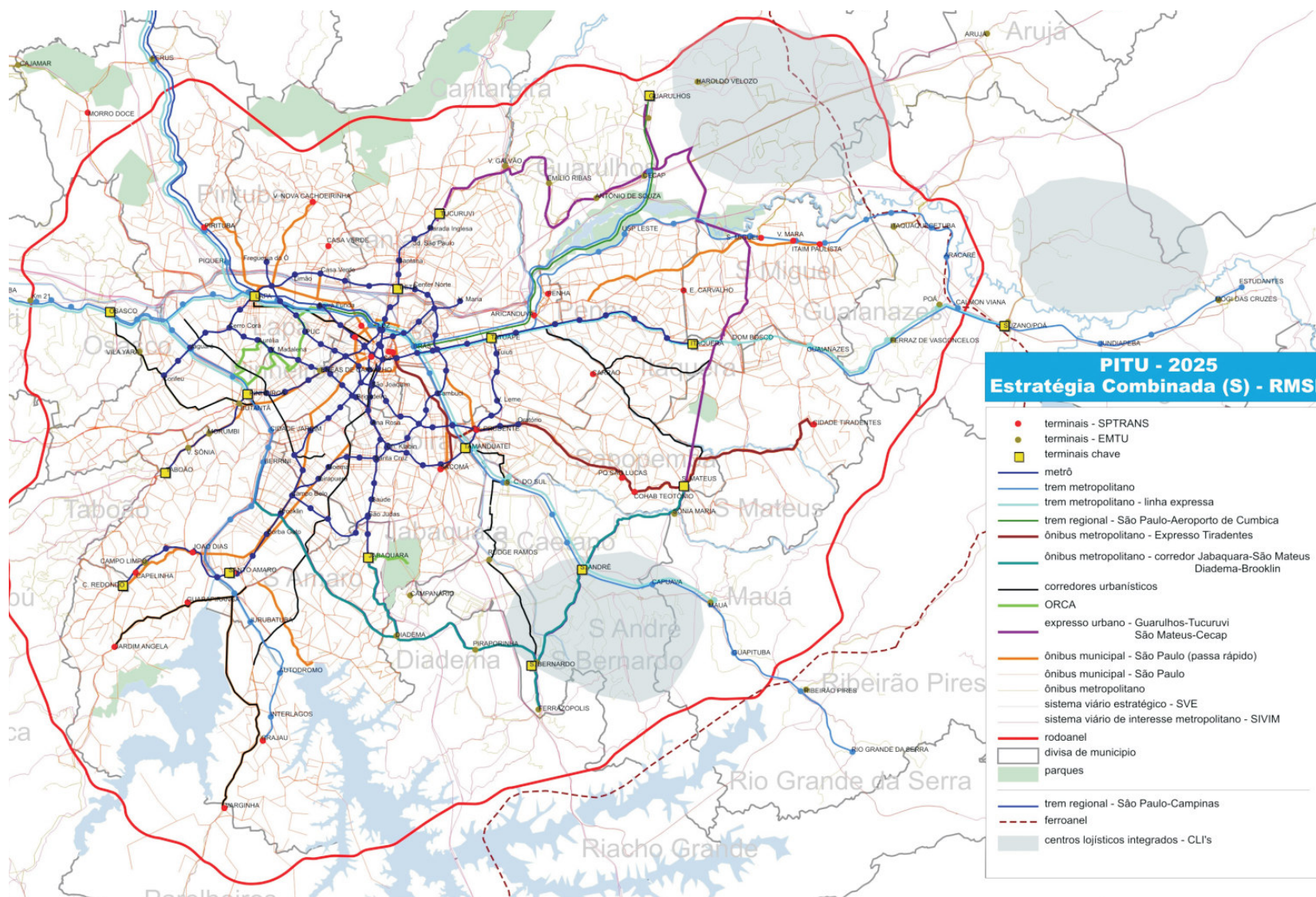


Figura 2.4.1: Principais eixos de transporte coletivo e projetos associados

(Fonte: PITU-2025, STM, 2005)

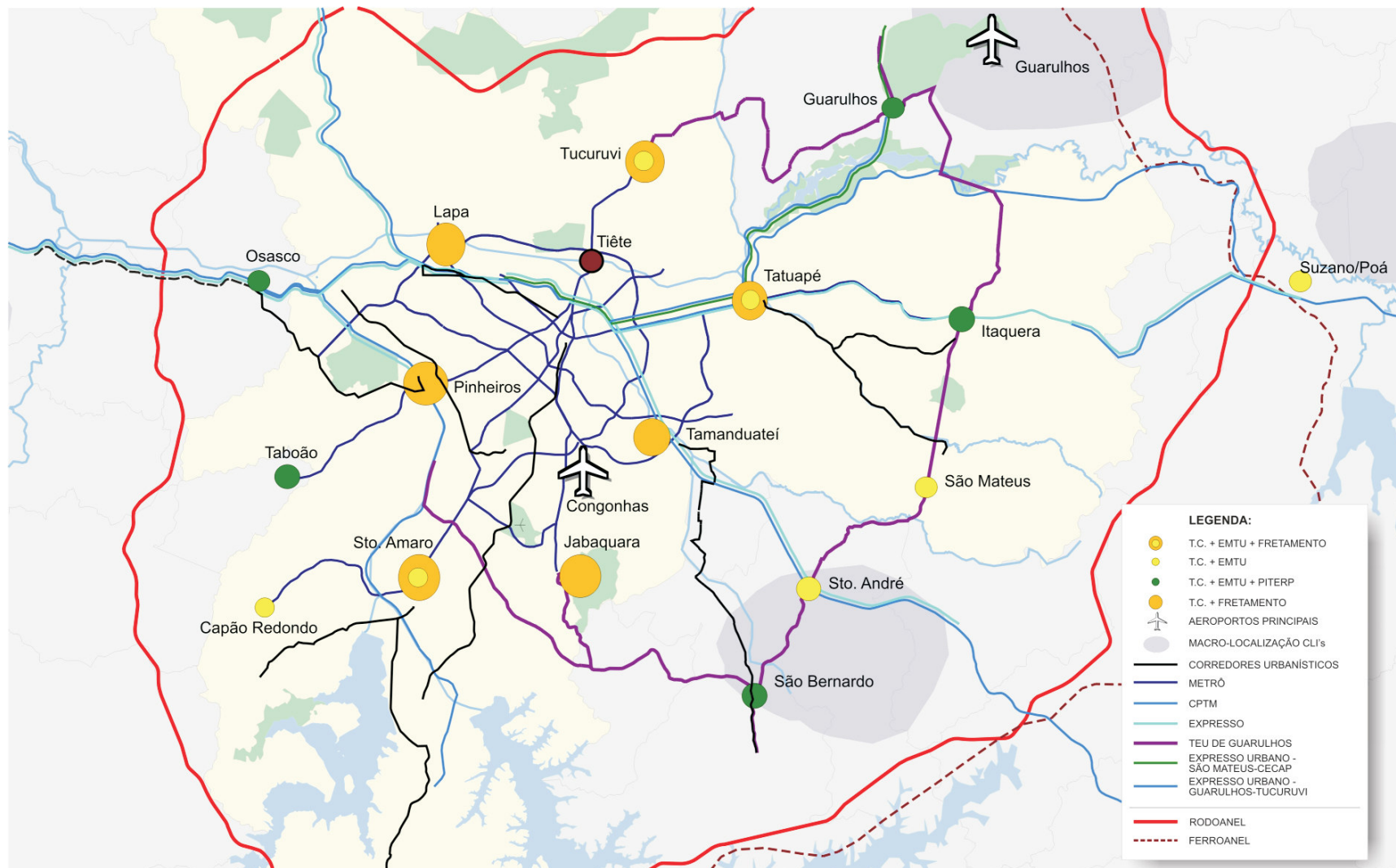


Figura 2.4.2: Sistema sobre trilhos e corredores especiais

(Fonte: PITU-2025, STM, 2005)

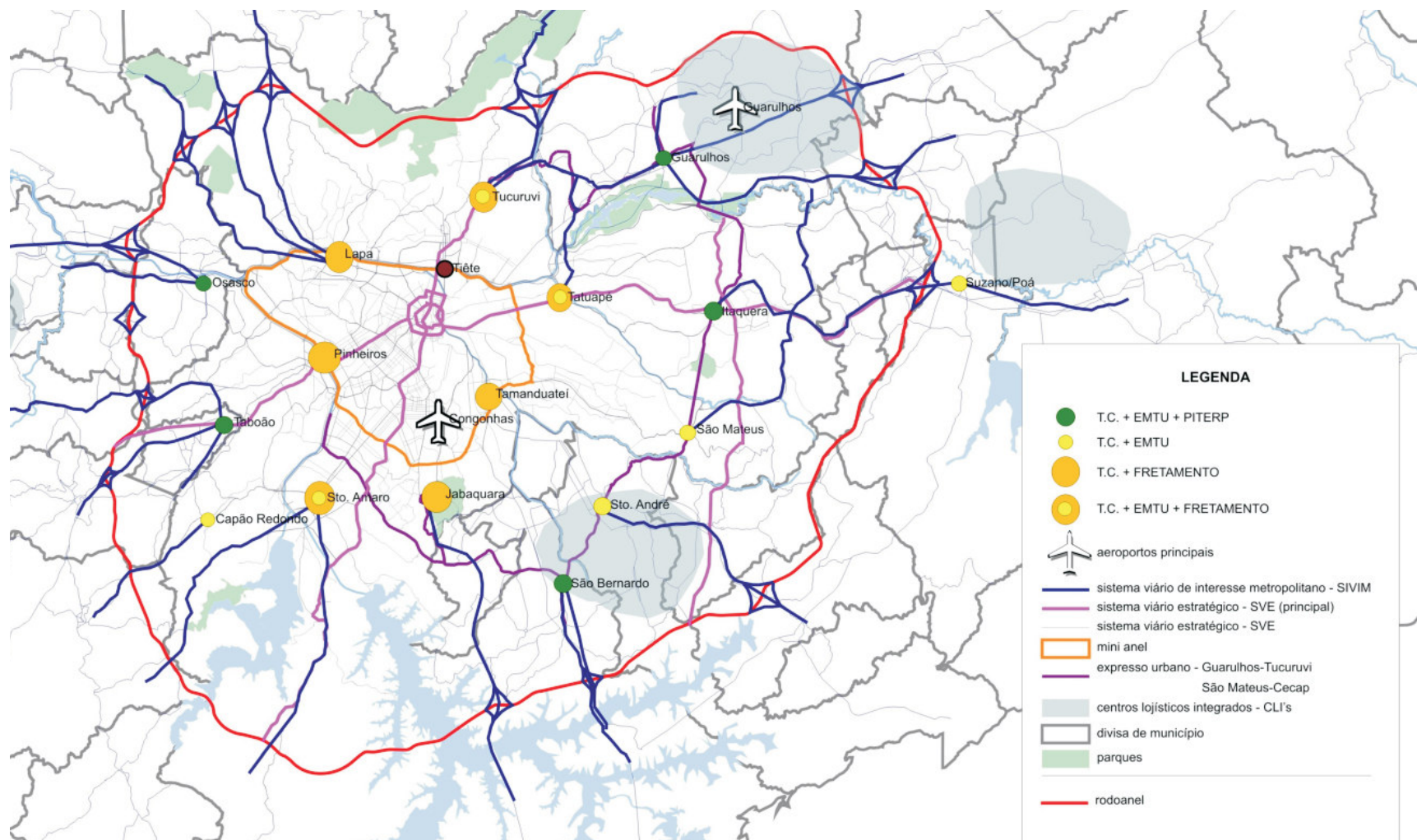


Figura 2.4.3: Articulação viária principal
(Fonte: PITU-2025, STM, 2005)

Esse arcabouço estrutural de trilhos é complementado por um grupo de corredores convencionais Via Livre e Passa Rápido – aos quais se somam os de projeto especial: os expressos Tucuruvi – Guarulhos, ABD - Cecap e Tiradentes.

O conjunto conta ainda com os Corredores Urbanísticos, um novo produto de transportes, com tecnologia moderna, veículos modulares para 350 a 400 passageiros, sobre pneus ou trilhos, tração elétrica e que se associam a projetos de revitalização urbana dos bairros situados em sua área de influência.

Na esfera do município da Capital adicionam-se ao sistema os terminais da São Paulo Transporte - SPTrans e no âmbito metropolitano os da Empresa Metropolitana de Transportes Urbanos -EMTU.

Ressalte-se ainda o programa Pró-Pólos, ao qual se propõem acrescentar os Terminais Chave, que incluem também o Plano Integrado de Terminais Rodoviários de Passageiros para as Regiões Metropolitanas do estado de São Paulo – PITERP/RM.

Esses Terminais Chave fazem um papel importante na articulação entre os sistemas municipais, intermunicipais e de longa distância, interceptando esses fluxos e o fretamento. A partir daí os usuários cujas viagens têm origem ou destino no Centro Expandido de São Paulo contam com uma rede de transportes relativamente cerrada, que favorece os seus deslocamentos pelo transporte coletivo. Essa rede poderá ser completada por serviços locais de micro-ônibus de boa qualidade, para facilitar ainda mais as viagens necessariamente motorizadas no Centro Expandido.

Os Terminais Chave deverão ser providos de estacionamentos, cuja oferta física deverá ser adequadamente dimensionada, em conjunção com a respectiva política tarifária, dando-se preferência a essas localizações externas, em vez de estacionamentos nas regiões centrais. Tais terminais, entretanto, deverão usar os recursos de tecnologia da informação e de programação operacional para eliminar as filas físicas de passageiros no seu interior, substituindo-as por filas virtuais.

O complexo de infra-estruturas do PITU 2025 é completado pelos sistemas viários básicos metropolitano e da Capital – SIVIM e SVE – devidamente coordenados e funcionando com uniformidade de padrões operacionais e identidade visual. Todo o

conjunto deverá articular-se com os centros logísticos antes mencionados e com os serviços de transporte de passageiros e sistemas viários dos demais municípios da RMSP, mediante as conexões físico-operacionais e a coordenação, supridas em especial, pelos sistemas EMTU e CPTM.

O PITU 2025 dá suporte ainda ao transporte não motorizado, via Programa Pró-Pólos, em sua configuração vigente e ampliada pelos Terminais Chave, que procuram melhorar o deslocamento dos pedestres e ciclistas nas proximidades das estações e terminais.

Além disso, ao privilegiar o adensamento em locais determinados, com uso misto, conjugado ao sistema de transportes, o PITU 2025 abre a oportunidade de criação de bolsões mais calmos, predominantemente residenciais, no tecido urbano remanescente. Nessas áreas deverá ser regulado com mais rigor o tratamento das calçadas e proposta a construção de ciclovias.

b) Medidas de gestão e políticas de preços

O PITU 2025 recomenda otimizar o uso dos recursos dos serviços hoje existentes, completando planos e projetos em andamento, melhorando a coordenação e evitando superposições e duplicidades. O fortalecimento institucional do setor de transportes, especialmente nas relações intergovernamentais, é uma das importantes medidas para atingir tal objetivo.

Um segundo aspecto refere-se às prioridades viárias, que devem estabelecer ou reforçar uma determinada seqüência de atendimento aos usuários, onde se coloca em primeiro lugar o já citado transporte não motorizado, em segundo o transporte coletivo e em terceiro o transporte individual motorizado. Nesse sentido, é recomendável alocar aos autos ao menos uma parte mais significativa dos custos totais (inclusive externalidades) por eles provocados. Com isso o PITU 2025 estará apontando o serviço de transportes na direção da eficiência, sendo o pedágio urbano o instrumento mais adequado para promover tal política. Esse propósito encontra apoio na evidência empírica e foi confirmado nas simulações realizadas no presente trabalho.

O pedágio urbano deverá ser implementado apenas a partir de 2.012 - 2.015, quando estará inteiramente operacional e em regime a chamada Estratégia Complementar, que adicionará, aos projetos hoje em andamento, a extensão da Linha 5 do Metro, o Expresso Aeroporto, a duplicação da capacidade da CPTM e uma nova etapa do projeto de troncalização da EMTU.

Dentre as políticas de gestão ressalta ainda a importância da operação do sistema viário, através do seu monitoramento, remoção de incidentes, sinalização fixa, variável e semafórica, controle de frotas clandestinas e coordenação operacional entre os arcabouços básicos da PMSP e do SIVIM.

No que diz respeito à política tarifária o PITU 2025 preconiza a manutenção das atuais práticas, com exploração máxima dos recursos da bilhetagem temporal pelas esferas da PMSP e da STM. O bilhete único, embora ensejando a integração em qualquer ponto, um de seus méritos, não prejudica as propostas dos terminais como formuladas.

A proposta também não exclui o retorno ao exame da tarifa-distância, analisada e temporariamente descartada neste trabalho e nas futuras reavaliações do já citado Cenário equilibrado, a primeira das quais deverá ser feita em torno de 2009.

c) O financiamento do PITU 2025

O orçamento de investimento do PITU 2025 monta a R\$ 48.676 milhões, como detalhado anteriormente na Tabela 2.

Admitindo a implementação das já citadas propostas de captação da mais valia imobiliária, pode-se formular uma hipótese de fontes para esses investimentos, como esboçado na Tabela 03. Os montantes apresentados em cada rubrica, deverão ser revisados oportunamente, a nível tático, quando se detalharem os projetos, seus orçamentos e planos de negócios.

Tabela 2.4.2: Quadro de fontes do PITU 2025 (R\$ milhões)

Fonte		Fase investimento	Pós-investimento	
			Financ.	Contrapr.
Recursos fiscais	GESP	20.900	3.400	2.350
	Governo federal	4.800		
	PMSP	1.300	300	2.350
	RMSP – Pedágio urbano	3.000		
Setor privado	PPPs mistas estaduais municipais	9.400		(4.700)
	PMSP e outras – concessões urbaníst.	5.000		
	Margem operacional	600		
Total		45.000	3.700	0

(Fonte: PITU-2025, STM, 2005)

Essas fontes, quando discriminadas por natureza, têm a seguinte composição:

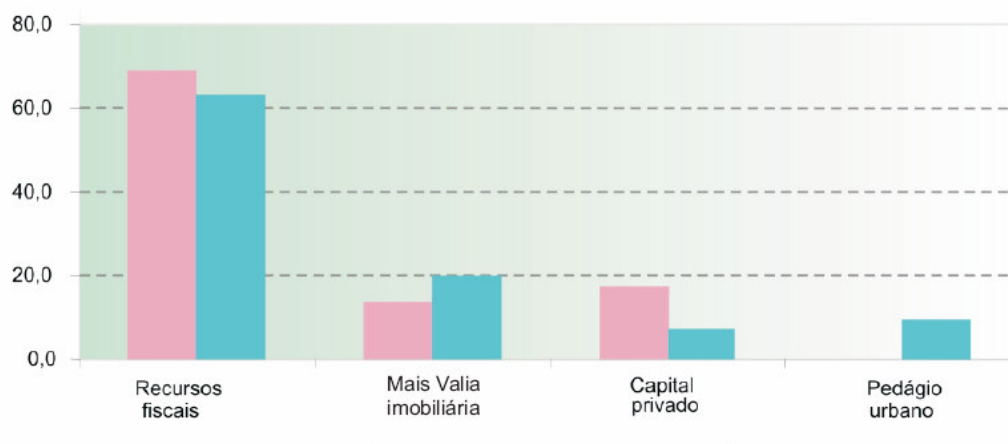


Figura 2.4.4: Participação percentual das fontes por natureza e por período
(Fonte: PITU-2025, STM, 2005)

2.4.1 Considerações sobre o PITU-2025

Tendo a concepção do PITU 2025 sido apoiada na hipótese de conjugação de várias políticas públicas, a sua implementação deverá necessariamente ser pautada pelo mesmo critério, ou seja, envolverá atuações articuladas de várias agências e esferas

de governo. O aspecto quiçá mais importante, como ressaltado por diversas vezes ao longo dos estudos do PITU é reforma urbana inerente às diretrizes de uso do solo, que pode vir a ter desdobramentos cruciais sobre o futuro do sistema de transportes e o seu esquema de financiamento.

A presente versão do PITU deixa também claro que a obtenção desses resultados envolve uma mudança de paradigma na gestão da política urbana e que, mesmo que tal redirecionamento ocorra, seus produtos finais, em termos de realocação de atividades capazes de levar a uma cidade mais equilibrada e sustentável, dependerão da resposta do mercado (principalmente o imobiliário) a tais iniciativas.

Entretanto, é óbvio que não é possível antecipar, a esta altura, que a ação coordenada das várias agências e os ajustes institucionais que darão respaldo ao PITU 2025 serão realizados no ritmo e com os conteúdos subjacentes às propostas contidas no plano.

Por esses motivos o PITU 2025 deve ser tomado como um plano indicativo, que abre amplas possibilidades de mudanças estruturais na cidade e em seu sistema de transportes, mas cuja implementação integral dependerá de evolução da conjuntura político-administrativa, da sua aptidão para produzir um estilo de gestão cooperativa sustentada, ao longo de vários anos e do comportamento dos mercados envolvidos.

Em conseqüência, o PITU 2025 deve ser gerido de forma flexível, com monitoramento constante e ajustes quando necessário, tudo isso associado a um processo de tomada de decisão sincronizado entre as várias agências intervenientes, que permita manter a necessária sintonia gerencial entre as mesmas.

2.5 Material Rodante

As cidades brasileiras cresceram desordenadamente nas ultimas décadas, e junto com o crescimento a demanda por transporte. Neste período, as políticas públicas de transporte priorizaram apenas o transporte rodoviário, tanto o coletivo como o

individual. Como consequência obteve-se o aumento descontrolado do trânsito, da poluição, do número de acidentes e dos custos operacionais do transporte público.

Grandes cidades como São Paulo e Rio de Janeiro requerem um sistema complexo de transporte, alta capacidade e ao mesmo tempo eficiente, e a única maneira de se atender a demanda necessária é através de metrô e trens de subúrbio integrados com terminais de ônibus e VLTs. Portanto, o país carece urgentemente de investimentos no transporte de massa sobre trilhos. Hoje parece que a visão dos governantes está voltada para este sistema modal, vista pelo crescente investimento nos transportes sobre trilhos.

Os custos para implantação, operação e manutenção dos sistemas são muito altos, o que se faz necessário um sistema com a maior eficiência possível, com o intuito de reduzir o custo de operação e manutenção.

Neste cenário supracitado é cada vez maior a busca, das operadoras, pela eficiência dos sistemas ferroviários. Como ferramenta para a melhoria da eficiência, são utilizados vários indicadores de desempenho. E se tratando de trens de passageiros, a confiabilidade do material rodante é um dos fatores de desempenho mais importantes para a eficiência global dos trens. Para que índices satisfatórios de confiabilidade, disponibilidade, manutenibilidade e segurança (CDMS) sejam alcançados, necessita-se considerar esses fatores desde a elaboração da especificação técnica do material rodante até a operação da frota, incluindo projeto, fabricação, testes, comissionamento e garantia.

2.5.1 Entidades

No caso de transporte de passageiros, as principais entidades que compõem o sistema de transporte ferroviário são:

- Agência Reguladora;
- Operadoras de transporte público;
- Fabricantes de material rodante (Montadoras);

- Fabricantes de subsistemas para o material rodante.

Além de pesquisas tecnológicas, as universidades e consultorias técnicas, obras civis e de infra-estrutura e também o próprio governo do país com suas políticas de investimento.

Os fabricantes de material rodante, também chamados de montadoras, são empresas de grande porte, geralmente multinacionais, que desenvolvem, projetam e constroem os veículos ferroviários e integram os subsistemas correspondentes, tais como freio, tração, etc. Essas transações são feitas através de licitações e muitas vezes faz-se necessário o consórcio entre empresas, visto que essas transações estão ligadas diretamente aos investimentos de infra-estrutura.

2.5.2 Tipos de veículos

Os veículos são conhecidos como material rodante, que consiste em um ou mais veículos, ligados entre si e capazes de se movimentarem sobre uma linha ou trilho, para transportar pessoas ou carga de um lado para o outro, segundo uma rota previamente planejada. O comboio pode ser puxado por uma locomotiva ou pode ser formada por uma unidade auto-alimentada também chamada de trem unidade (TU).

a) Locomotiva

É um veículo ferroviário que fornece energia necessária para a colocação de um trem em movimento. A locomotiva não tem capacidade de transporte própria, e existem várias razões para que se tenha isolado a unidade fornecedora de energia do resto do trem:

- Facilidade de manutenção;
- Segurança;

- Fácil substituição da fonte de energia;
- Eficiência;
- Obsolescência;

É comum classificarem-se as locomotivas conforme os meios de propulsão, que são:

- Vapor;
- Diesel-mecânico;
- Diesel-elétrico;
- Diesel-hidráulica;
- Turbina de gás;
- Elétricas.

Dentre essas, as mais empregadas atualmente são as que possuem propulsão diesel-elétrica e as que possuem propulsão puramente elétrica.

b) Veículos Leves sobre Trilhos – VLT

Os veículos leves sobre trilhos (VLT) são mais leves que os trens convencionais, projetados para o transporte de passageiros e muito raramente para o transporte de cargas. Normalmente operam entre bairros, em pequenas cidades ou mesmo em grandes centros urbanos, interligados com outros modais de transporte público.

c)Trens regionais e de subúrbio

O modo ferroviário tradicional ainda é a forma mais eficiente de se transportar grandes volumes de pessoas por distâncias relativamente longas com uma velocidade razoável. São os chamados trens regionais. Quando operam, também, em escalas metropolitanas, são chamados de trens de subúrbio.

Segundo o engenheiro Renato Mendonça, existe uma diferença entre trem e metrô. O metrô é feito sob medida para um determinado fim, seu traçado é estudado e visa atender a uma determinada demanda de uma determinada região, então seu custo de implantação é muito maior se comparado ao trem. Já o trem tem que ser adaptado a uma linha já existente e atender a população da melhor maneira possível, mudando ou construindo estações sem a construção de novas vias.

A operação de trens de subúrbio só se justifica em lugares com concentração populacional que sejam suficientemente próximos e de certa forma alinhados, uma vez que as estações devem ser relativamente afastadas entre si e atrair um grande número de usuários para a parada do trem.

São os mais pesados entre os veículos ferroviários e são também aqueles que necessitam da maior infra-estrutura. Geralmente são os mais utilizados meio de transporte que ligam as cidades menores às maiores.

Como as vias não foram projetadas originalmente para o transporte de passageiros e com percurso maior se comparado ao metrô, eles são menos ágeis e com volumes de operações menor que os metrôs. Além disso, a sua utilização visa oferecer conforto e confiabilidade não só para o público que viaja a trabalho, mas também a passeio.

2.5.3 Principais sistemas dos trens de passageiros

Os trens de passageiros são compostos por sistemas com funções específicas, como propulsão e frenagem que são fundamentais para o funcionamento dos trens, além disso possuem sistemas voltados para a acessibilidade e o conforto dos passageiros como portas e climatização, além dos sistemas voltados para o controle do trem, sinalização de falhas e comunicação, entre outros. Os sistemas de controle e conforto geralmente são alimentados eletricamente, porém alguns requerem ar comprimido ou até mesmo água e como o trem é uma unidade móvel independente, todos os sistemas internos devem ser supridos por fontes locais, instaladas no próprio trem.

A figura 2.5.1 apresenta o diagrama funcional de um trem de passageiros, mostrando os sistemas e suas funções.

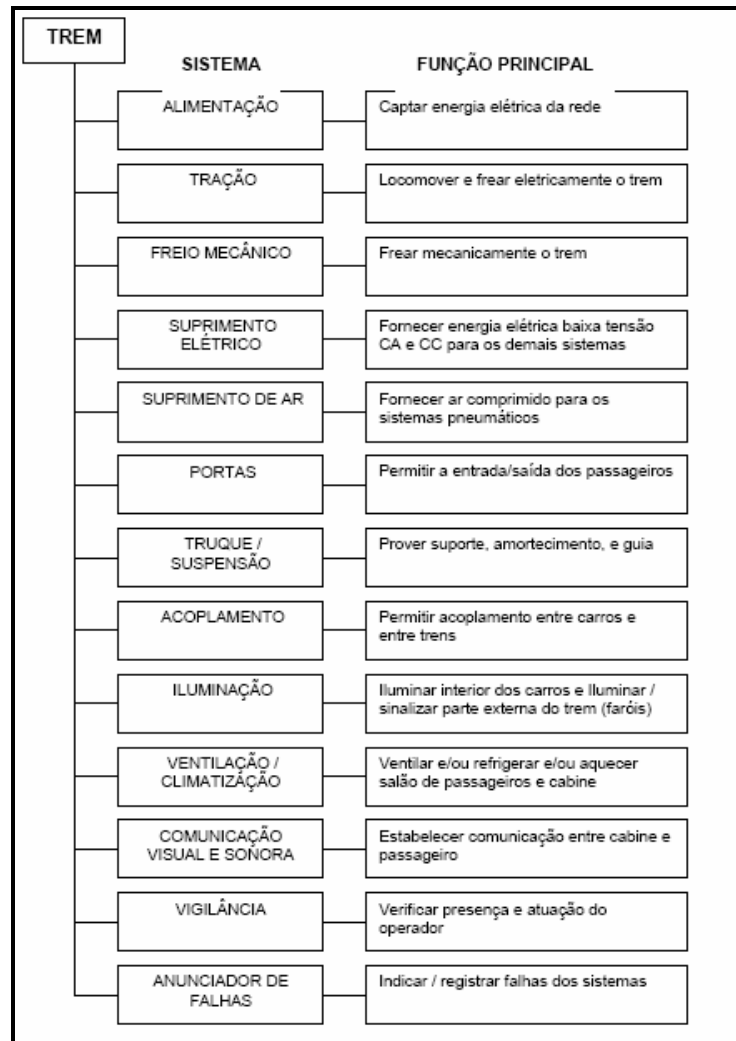


Figura 2.5.1: Diagrama funcional de um trem de passageiros.

2.5.4 Tipos de Material rodante nas vias da CPTM

Focando mais na vias administradas pela CPTM, existem vários modelos operando, a diferença entre os trens é devido a tecnologia, licitações e necessidades utilizadas na época da sua aquisição, ou seja, cada trem é adaptado as diferentes características de trajetos, seja a sinalização, topografia, distância entre as estações e até mesmo a quantidade de passageiros atendidos pela linha. Além do que, os trens são de várias origens. Os mais antigos foram e estão sendo modernizados pela CPTM.

Os trens são produzidos em aço inoxidável ou aço carbono com 4, 6 ou 8 portas. Ao todo a CPTM opera com 11 modelos de trens. Os mais modernos foram produzidos pela Siemens (Série 3000).

Nas vias da CPTM estão as seguintes composições de trens:

Linha 07 - Rubi (antiga linha A):



Figura 2.5.2: Composição da linha 7 Rubi.

Linha 08 Diamante (antiga linha B):



Figura 2.5.3: Composição da linha 8 Diamante.

Linha 09 Esmeralda (antiga linha C):



Figura 2.5.4: Composição da linha 9 Esmeralda.

Linha 10 Turquesa (antiga linha D):



Figura 2.5.5 Composição da linha 10 Turquesa.

Linha 11 Coral (antiga linha E):



Figura 2.5.6: Composição da linha 11 Coral.

Linha 12 Safira (antiga linha F):



Figura 2.5.7: Composição da linha 12 Safira.

2.5.5 Manutenção

Como o alto custo é o fator mais importante para aquisição de novas composições, então os trens antigos estão sendo modernizados para continuar em operação

independentes da idade. O que se leva em conta, na manutenção ou aquisição das composições, é o custo da manutenção e/ou modernização. Existem critérios para esta decisão de compra ou manutenção/modernização da frota, que serão vistos mais adiante. A maior oficina da CPTM fica no bairro de Presidente Altino em Osasco.

A idade da frota se distribui da seguinte maneira:

- 19% abaixo de 19 anos;
- 65% entre 20 e 39 anos;
- 16% acima de 40 anos

A frota patrimonial da CPTM é de 349 TUEs, dados colhidos entre os anos de 1999 e 2005.

Os critérios para renovação e modernização da frota são:

- Vida útil econômica tue – 30 anos;
- Viabilidade renovação:
- Gasto máximo= 50% valor (equivalente novo) + 60% vida útil (48 anos);
- Viabilidade modernização (parcial):
- Gasto máximo = 25% (equivalente novo) + 33% vida útil (40 anos).

a) Indicadores de desempenho de manutenção

Para atender o nível de conforto e confiabilidade, a CPTM utiliza indicadores que contribuem para a constante melhora da eficiência do material rodante.

Os indicadores de desempenho de manutenção mais utilizados pela CPTM são:

- Disponibilidade;
 - DMP - Disponibilidade Média no Pico;
 - DMV - Disponibilidade Média no Vale.

- MKBF (Mean Kilometer Between Failure):

$$MKBF = \frac{\text{Total de quilômetros rodados no período}}{\text{Total de falhas constatadas no período}}$$

- Custo Carro/km:

$$Custo = \frac{\text{custo de operação} + \text{custo de manutenção} + \text{custo de administração}}{\text{Quantidade de carros / Km apurado na operação comercial}}$$

2.6 Via Permanente

A via permanente é composta pelas seguintes partes:

- Trilho
- Placa de apoio
- Fixação
- Dormente
- Lastro
- Sublastro
- Subleito

2.6.1 Trilho

O trilho é a estrutura que tem contato direto com o trem em movimento. Ele deve ter a capacidade de suportar o esforço estático e dinâmico dos vagões, considerando os efeitos de fadiga, sem ultrapassar seus estados limite último e de serviço. Além

disso, está submetido à abrasão das rodas do trem, e, para tanto, deve ser feito de liga metálica adequada.

O trilho é formado por três elementos:

- Boleto – é a parte de cima do trilho onde se dá o contato com a roda do trem e ocorre a abrasão
- Patim – a parte de baixo do trilho e onde ocorre o apoio no dormente. O patim é mais largo que o boleto para que a estabilidade do trilho seja maior, já que nesse caso o binário de momento tem um braço maior, o que diminui as forças necessárias para resistir aos momentos incidentes
- Alma – faz a ligação entre o boleto e o patim

a) Material

O trilho pode ser feito de aço comum, tratado termicamente ou em ligas em que há adição de outros metais, tais como nióbio e molibdênio.

As ligas com adição ou o aço tratado termicamente tem maior dureza que o aço comum, o que garante maior resistência à abrasão.

b) Dimensionamento

De acordo com o Bulletin 645 Area (1962) adota-se o modelo de viga apoiada em meio elástico contínuo. Esse modelo gera as seguintes equações de flecha e momento fletor:

- Flecha:

$$y_0 = P_d * C / \sqrt{(64 * E * I * U^3)}$$

Onde:

P_d – carga por roda (dinâmica)

C – coeficiente devido à proximidade de outra roda

U – módulo de via (grandeza elástica tabelada)

E – módulo de rigidez

I – momento de inércia

- Momento:

$$M_o = P_d * C \sqrt[4]{(E * I / (64 * U))}$$

Onde:

P_d – carga por roda (dinâmica)

C – coeficiente devido à proximidade de outra roda

U – módulo de via (grandeza elástica tabelada)

E – módulo de rigidez

I – momento de inércia

Para a escolha do trilho adequado, escolhe-se aquele que tenha módulo de resistência W não cause tensões maiores que a admissível no trilho, satisfazendo assim a equação:

$$\sigma_{adm} = M_o / W$$

Onde:

σ_{adm} – tensão de escoamento do aço

M_o – momento atuante

Finalmente, faz-se a verificação da tensão roda-trilho:

- Pressão atuante:

$$P_a = 3/2 * P / (\pi * a * b)$$

Onde:

P – carga por roda

a - raio da roda

b - raio da seção transversal do boleto do trilho

- Pressão resistente:

$$P_r = 1,7 * f$$

Onde

f – tensão de escoamento do aço

Para se evitar problemas de tensão roda trilho dimensiona-se o arredondamento adequado do boleto. Isso se faz igualando-se a pressão resistente à atuante e encontrando-se o valor de b. Esse método tem a limitação de não considerar qualquer efeito dinâmico.

Caso a tensão de contato seja demasiadamente alta, as soluções podem ser: aumento do raio da roda, diminuição da carga por roda ou endurecer a superfície do trilho através do tratamento do material

c) Tensões em trilho longo soldado

Uma vez que os trilhos são soldados, qualquer diferença de temperatura em relação à temperatura de instalação gera tensões por conta da tendência de expansão, ou contração, do material. Portanto, é fundamental que a temperatura de instalação, chamada temperatura neutra, seja uma temperatura intermediária em relação às que o trilho irá sofrer durante a sua vida útil. O período do dia que tem temperatura ideal para a instalação é ao redor da 10 horas da manhã. Caso não seja possível instalar nesse horário, pode-se instalar em outro horário, e, às 10 da manhã executar um processo rápido de solda e recolocação dos trilhos.

As tensões em um TLS podem ser encontradas através da equação:

$$\sigma = E * \alpha * \Delta T$$

Onde:

E - Módulo de elasticidade do aço

α – coeficiente de dilatação térmica

ΔT – variação de temperatura

2.6.2 Fixações e placas de apoio

Esses elementos têm a função de criar vínculos longitudinais para que o trilho não se movimente lateralmente, o que comprometeria a bitola do trilho. Os esforços longitudinais podem ser causados pela vibração ou frenagem do trem em movimento ou também por flexão lateral da viga por conta de dilatação térmica

2.6.3 Dormentes

Os dormentes têm a função de apoiar adequadamente os trilhos. São constituídos por peças solidárias que garantem que não ocorram recalques diferenciais entre os apoios de uma mesma seção do trilho, o que comprometeria a bitola.

O dormente faz a transmissão entre a carga oriunda do trilho para o lastro, amortecendo vibrações e diminuindo tensões, pois a rigidez da peça garante que as forças concentradas no apoio do trilho se espraíem em seu interior incidam no lastro por uma área maior.

O material mais comum é a madeira, que precisa ser tratada para garantir sua durabilidade frente a ações de água e microorganismos que causam o apodrecimento.

O concreto também é muito utilizado, pois tem durabilidade estendida tem substituição e manutenção menos regulares que a madeira, especialmente em uma zona urbana.

Na rede da CPTM paulistana são utilizados dormentes de concreto protendido, conforme mostrado na figura 2.6.1:

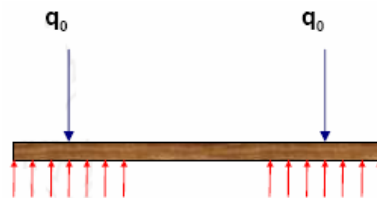


Figura 2.6.1: Via da Estação Hebraica Rebouças

Há também a possibilidade de uso de materiais como aço, fibrocimento ou polímeros.

a) Dimensionamento

O dormente é calculado como viga biapoioada invertida, de acordo com o Bulletin 645 Area (1962) , como mostrado na figura x:



A carga incidente q_0 que cada trilho aplica no dormente é dada por

$$q_0 = S * y_0 * U$$

Onde:

S – distancia entre dormentes

U – módulo de via (grandeza elástica tabelada)

y_0 – flecha do trilho

A pressão P_m de reação na base do dormente é dada por:

$$P_m = 2 * q_0 / A_{ef}$$

Onde:

q_0 – carga de um trilho

A_{ef} – soma total das áreas em que o lastro é socado

2.6.4 Lastro

A função do lastro é garantir que o carregamento que vem dos dormentes, se espraie ao longo de sua altura e chegue no subleito com uma tensão menor que a limite do solo.

O lastro é feito com material granular grosso, que tem excelentes características mecânicas quanto à resistência à ruptura e deformações, pois resiste adequadamente aos esforços atuantes e se deforma em quantidade adequada para amortecer os esforços dinâmicos do trem sem recalcar em demasia, além do que não apresenta o fenômeno de adensamento que ocorre com materiais finos

O lastro também serve para isolar os trilhos e dormentes da umidade, pois é material granular grosso e uniforme, portanto tem alto índice de vazios, o que permite a infiltração da água da chuva sem formação de poças e impede a subida de água do solo por capilaridade.

O lastro também permite a reconstituição rápida do nivelamento da via.

a) Dimensionamento

O dimensionamento é feito através do método de Talbot, que é uma simplificação da formulação de Boussinesq/Newmark.

A Altura necessária h do lastro é dada por:

$$h = 1.25 \sqrt{(18.8 p_m / p_h)}$$

Onde:

$$p_h = 0,006 * 100 * \text{CBR} / (1 + 0,7 * \log (n^\circ \text{ de passagens de carga}))$$

p_m – tensão no contato dormente lastro

2.6.5 SubLastro

O sublastro tem a função principal de evitar o fenômeno de bombeamento de finos do subleito. Esse fenômeno ocorre em locais com presença de água nos quais o lastro é colocado diretamente sobre o subleito sem uso de qualquer tipo de sublastro.

Nesses casos, por causa do aumento da pressão neutra, ocorre bombeamento de água emulsionada em material fino, que sobe diretamente para o lastro.

Ao longo do tempo esse fenômeno faz com que o lastro fique repleto de partículas de solo, aumentando consideravelmente sua rigidez, e, conseqüentemente, diminuindo sua capacidade de absorver esforços dinâmicos.

O sublastro deve ser dimensionado quanto à granulometria para atender o critério de filtro de Terzaghi.

Quanto à espessura, usa-se o dimensionamento de acordo com o método de Araken Silveira.

Um sublastro bem projetado e construído também gera economia no dimensionamento do lastro, já que o lastro estará descarregando as tensões do trem em um material de melhor qualidade que o solo do subleito

2.6.6 SubLeito

Há duas situações possíveis, quando a via é construída em trecho de corte ou em trecho de aterro.

a) Em corte:

É preciso usar de várias técnicas para isolar a água dos trilhos e dos taludes, pois, como as regiões de corte estão em vales, recebem grande quantidade de água das chuvas, o que pode gerar sérias consequências.

- Para evitar erosão nos taludes deve haver canaletas transversais regulares e haver proteção vegetal nos taludes.
- Para impedir o solapamento dos taludes, usam-se drenos sub-horizontais que rebaixam o nível do lençol e retiram o excesso de água infiltrada durante uma chuva.
- Para evitar empoçamento ou alagamento das vias, trincheiras preenchidas com material drenante são dispostas nas laterais.

b) Em aterro:

O aterro tem maior exigência em relação à compactação, pois deve suportar as concentrações de tensão provenientes do lastro.

2.6.7 Geometria da via

a) Superelevação

Em trechos em curva, a mudança de direção do veículo aliada à sua velocidade gera uma aceleração centrífuga na direção horizontal em relação à superfície e radial em relação ao ponto de centro da curva.

A aceleração centrífuga gera força que causa desconforto aos passageiros, maior desgaste nos trilhos, instabilidade nas cargas contidas no vagão e risco de tombamento do trem.

A solução para esse problema é criar uma superelevação que incline o trêm em relação ao plano horizontal e, desse modo, compensa os efeitos da força centrífuga em parte pela força normal de e em parte pelo peso do trem.

Não é recomendado que a superelevação seja tal que anule completamente os efeitos de uma aceleração centrífuga causada pela velocidade máxima de um trem de passageiros. O motivo dessa recomendação é que é comum que passem veículos em velocidade mais baixa que a máxima, e, nessa situação, a superelevação causará os mesmos efeitos que deveria evitar, mas no sentido oposto. Esse efeito prejudicial é ainda mais frequente em veículos de carga e manutenção, pois eles transitam sempre com velocidade mais baixa do que a de um trem de passageiros.

Portanto, o método de cálculo adotado é tal que a força centrífuga não é anulada completamente quando o trem está na sua velocidade máxima, porém a força remanescente não deve infringir os seguintes critérios.

- Desconforto dos passageiros: a aceleração não pode ultrapassar o valor máximo η .
- Estabilidade: a força resultante não deve ser suficiente para causar tombamento.

A superelevação do trilho externo, então, é dada pela equação:

$$H = B * V^2 / (127 * R) - B * \eta / g$$

Onde:

B – bitola

V – velocidade máxima

R – raio da curva

B – bitola

η – aceleração centrífuga máxima

g – aceleração da gravidade

A superelevação também não deve exceder a um valor máximo permitido. Esse valor é aquele que garante que, caso o trem parar no local com superelevação, a inclinação não será demasiadamente acentuada tal que cause o tombamento do vagão.

Dada a superelevação máxima permitida, calcula-se a velocidade limite que o trem pode alcançar na curva, mas sem nunca desobedecer aos critérios de segurança e conforto já explicados.

$$V_{\text{lim}} = k * \sqrt{\text{Raio mínimo}}$$

Onde k é 4,8 para bitolas de 1,6 m e 4,2 para bitolas de 1 m

É importante notar que como a força centrífuga não é completamente balanceada na velocidade máxima, haverá sobrecarga no trilho externo.

b) Raio mínimo

Como os truques dos trens são rígidos, as curvas devem ter raio mínimo que permita a inscrição das rodas em qualquer instante.

É também preciso limitar o raio das curvas para que o escorregamento roda trilho no trilho mais externo não seja excessivo, porém, haverá sempre escorregamento em

certo grau, pois o trilho externo de uma curva é sempre maior que o trilho interno e as rodas externas e internas do trem são solidárias.

c) Superlargura

Durante uma curva, para evitar facilitar ainda mais a inscrição dos truques e diminuir adicionalmente o escorregamento, é feito um alargamento das bitolas. Esse alargamento é dimensionado por expressão prática normatizada:

$$S = 6 / \text{Raio da curva} - 0,012 \quad S \leq 0,02 \text{ m}$$

d) Concordância entre Retas e Curvas

Quando um trem passa de um trecho em reta para um trecho em curva, a transição deve ser gradual. Caso contrário, o aparecimento da força centrífuga será brusco, indo de zero (no trecho reto) ao seu valor máximo (durante a curva) em centésimos de segundo. O aparecimento dessa força de modo repentino causa desconforto em passageiros, movimentação de cargas e danos na via.

2.7 Sinalização e Controle

O sistema de sinalização tem como principais finalidades controlar o deslocamento e a movimentação dos trens ao longo das vias. A sinalização é vital à segurança do tráfego ferroviário, pois é utilizada para que se mantenha uma distância segura entre dois trens consecutivos, ou seja, que possibilite a parada ou desvio do que vem atrás sem causar acidentes, ou ainda para evitar rotas conflitantes, isto é, para que trens não tenham acesso liberado a um mesmo trecho de via, ao mesmo tempo, em sentidos inversos. Por fim para monitoração e/ou controle da velocidade de acordo com as máximas permitidas, sendo essa velocidade função das condições de tráfego e das características da via. Dependendo do investimento que pretende-se

disponibilizar, a ferrovia terá um retorno em segurança maior ou menor, já que os equipamentos disponíveis para sinalização normalmente variam de preço em função da tecnologia empregada.

Pela sua importância, ao longo dos anos sistemas de sinalização e controle foram evoluindo de forma que se desenvolveram indústrias de alta tecnologia e complexidade nesse ramo.

No início quando as primeiras ferrovias foram construídas não havia qualquer tipo de sinalização. Os sistemas eram manuais e visuais, típicos de bondes, tão seguro quanto a capacidade de reação e julgamento do operador que não tinha qualquer forma de sinal a respeito do estado da linha a sua frente, exigindo assim baixas velocidades e por tanto baixa produtividade. Devido aos baixos níveis de aderência e do elevado peso das composições até mesmo com as melhores condições era extremamente difícil parar uma composição dentro da distância do alcance de visão do operador. Hoje com as altas velocidades seria ainda mais difícil essa situação.

A evolução foi para um sistema real de sinalização que usa como princípio a divisão da linha em seções sendo que dois trens não podem ser autorizados a utilizar uma mesma seção no mesmo período. Com base nesse princípio foram desenvolvidos sistemas de sinalização e controle de tráfego. No início a passagem de uma composição por uma seção era monitorada visualmente pelos sinaleiros que usavam o telégrafo para transmitir os sinais de seção liberada ou ocupada. Um sistema mais evoluído mas que utiliza o mesmo princípio é o CTC – Controle de Tráfego Centralizado, um sistema manual porém com sinalização. Na grande maioria dos casos o sistema conta com um CCO – Centro de Controle Operacional para controle do tráfego como um todo.

A liberação para acesso dos trens a trechos delimitados, chamados de seção de bloqueio é feita pelo controle de tráfego, ou seja, no CCO. Por meio de equipamentos de campo como Máquinas de Chave e Aparelhos de Mudança de Via (AMV) os trens podem se movimentar entre trilhos determinando assim as rotas que podem ser acessadas.

No CCO utiliza-se sistemas de projeção em vídeo, painéis de controle mímico-cinético e terminais para visualizar, e em alguns sistemas, comandar e administrar toda a circulação numa linha ferroviária. A partir desses sistemas o CCO tem acesso

às localizações dos comboios, aos aspectos dos sinais luminosos, a posição das agulhas, o estado das passagens de nível, entre outras informações o que possibilita aos operadores uma visão global da linha e uma resposta em tempo real a todas as situações que possam ocorrer. A figura 2.7.1 mostra painéis mímico-cinético em diferentes CCOs.

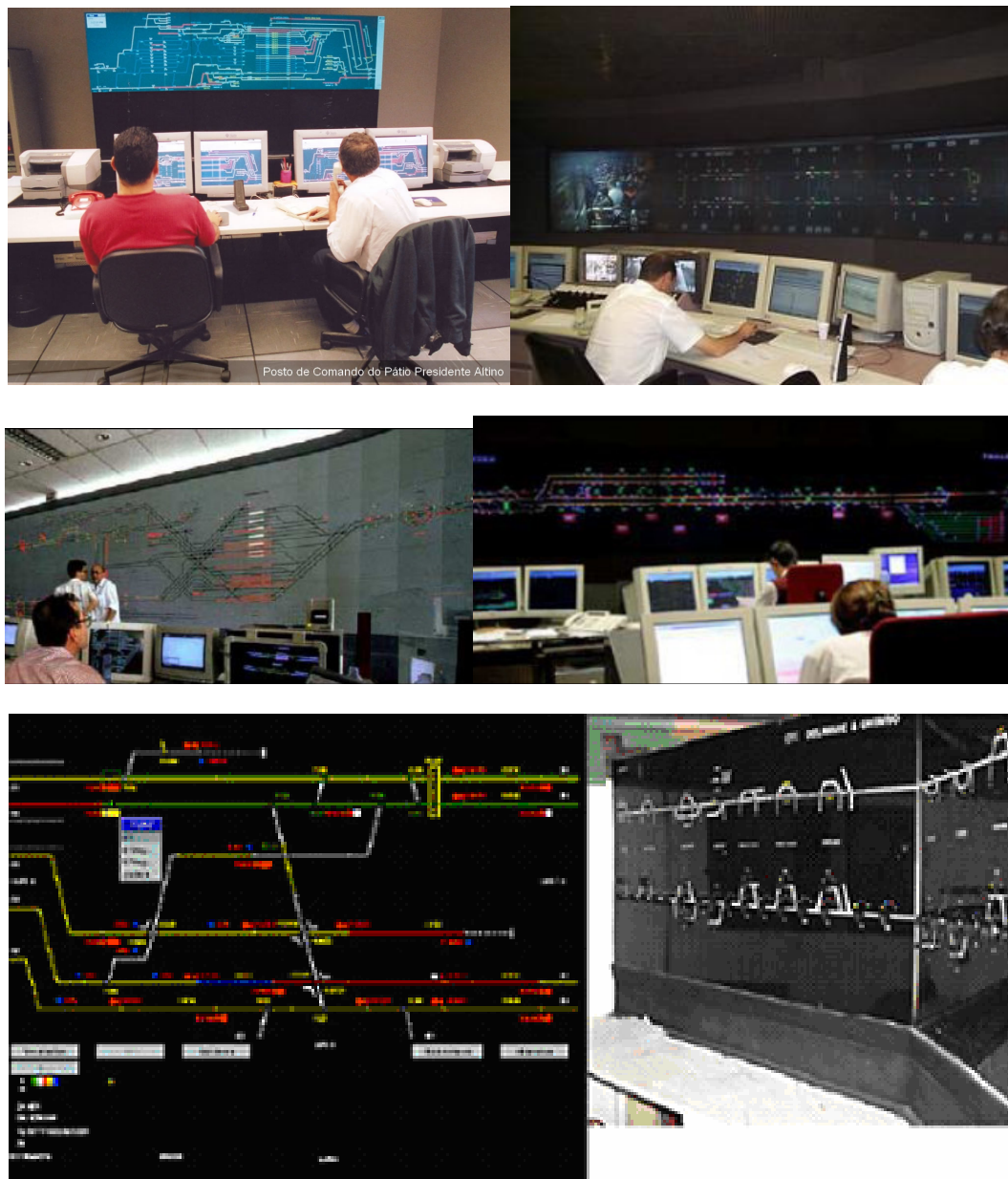


Figura 2.7.1: Exemplo de Painéis Mímico-Cinético.

A sinalização deve passar informações claras, de fácil visualização e interpretação, por isso é feita por meio de semáforos, com cores convencionadas, localizados no início de cada trecho (seção de bloqueio) e/ou painéis dentro da locomotiva. A informação são geradas através dos trilhos, utilizando a estrutura dos circuitos de via. A figura 2.7.2 mostra como funciona um circuito de via.

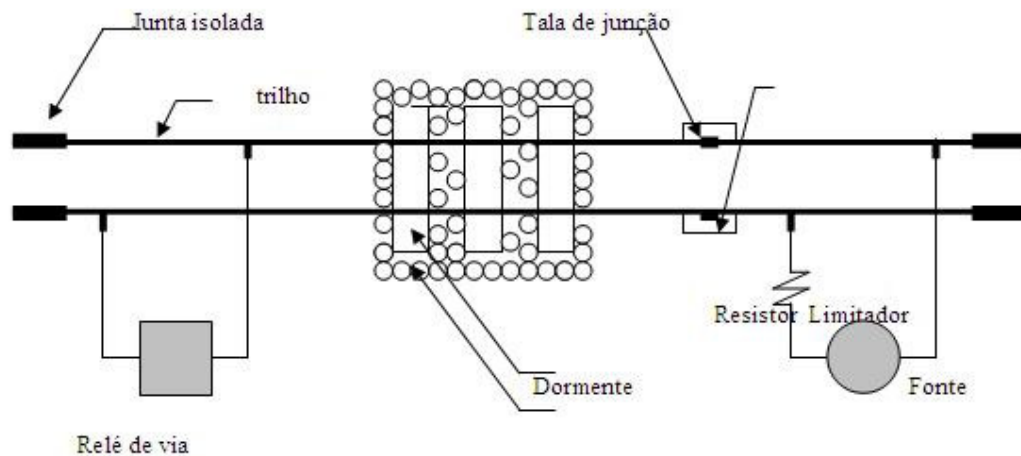


Figura 2.7.2: Circuito de Via

A cor verde, segundo as cores convencionadas, indica que o trem está autorizado a seguir com a velocidade normal, amarelo que pode prosseguir com uma velocidade limitada, pois não há trem naquele trecho, e vermelho que deve parar, pois há um comboio no local. Esse processo de dependência entre a rota e a condição dos sinais luminosos, é denominado intertravamento. A figura 2.7.3 mostra alguns componentes do intertravamento.



Figura 2.7.3: Componentes do Intertravamento.

A via é dividida em trechos sinalizados, com limites definidos, cuja utilização é controlada por sinais de bloqueio. Cada seção de bloqueio constitui um circuito elétrico em que os trilhos são os condutores. Os sinais são recebidos dos trilhos, enviados para o sistema de sinalização centralizado no CCO, tratados, processados pelos operadores do CCO e enviados ao maquinista. Como o sistema usa um único meio de transmissão (trilhos) estes sinais precisam ser diferenciados por um processo de codificação de frequências. A escolha dessas frequências passa a ser item vital do sistema.

Para determinar os limites de uma seção de bloqueio, utilizam-se talas isolantes nas extremidades dos trilhos, fazendo com que a corrente elétrica, que é a identificadora da presença de um trem naquela seção, não flua para a próxima seção de bloqueio. Os dormentes e lastros funcionam como isolantes elétricos entre os trilhos e a base, a terra. A fonte de alimentação aplica uma tensão elétrica nos trilhos, alimentando o circuito. O resistor limita a alta corrente criada quando o rodeiro curto-circuita os trilhos, de forma não danificar a fonte. Então o relé de via, que está sempre energizado detectará a presença do trem quando for desenergizado pela ação dos rodeiros.

Ao entrar em uma seção o trem determina vermelho para a trecho atual, amarelo para o anterior e para os demais trechos sinal verde. A figura 2.7.4 mostra um esquema de uma operação de via dividida em seções.



Figura 2.7.4: Operação de via dividida em seções.

O comprimento das seções depende basicamente da capacidade de frenagem da composição. Quanto maior for a seção, maior será a distância entre dois trens consecutivos diminuindo assim a capacidade da via, e assim o *headway*. Dessa forma para linhas que operam nesse sistema um dos gargalos seria a capacidade de frenagem dos trens que limitam o tamanho do circuito e conseqüentemente à distância entre trens consecutivos.

No sistema CTC constata-se que o operador ainda tem uma grande influencia na segurança do tráfego. Sendo assim, para evitar falhas humanas foi desenvolvido o ATC - Controle Automático de Trens (*Automatic Train Control*). O sistema anterior CTC permite que o operador avance o sinal vermelho. Já o ATC é responsável pelo controle da velocidade permitida a um trem desenvolver em um determinado trecho, conforme as características da via e das condições de tráfego. Caso o operador não respeite a velocidade adequada o sistema impede que o trem prossiga utilizado o ATS – Controle Automático de Parada (*Automatic Train Stop*) que ira impedir a aproximação demasiada de um trem em relação a outro.

No ATC são utilizados dois tipos de equipamentos de campo, a unidade geradora de códigos e a de transmissão. A unidade de transmissão de códigos faz a modulação do sinal que vem da unidade geradora e processa para injeção nos trilhos.

A bordo o sistema ATC é composto por diversos equipamentos, são eles: antenas de captação que são fixadas na parte da frente próximas aos trilhos para receber a corrente de códigos; unidade de cabsinal que tem a função de tratar, demodular, amplificar e registrar os códigos; sensor de rotação de eixo (tacômetro); unidade de

controle de velocidade que compara a velocidade máxima do trecho que corresponde a recebida por código e a velocidade real informada pelo tacômetro; unidade de monitoramento da taxa de frenagem; unidade de registro de eventos; unidade de transmissão e recepção de dados entre composições e as unidades de comando (CCO); interfase ATC/freios que aplica ou alivia o freio pleno de serviço; painel principal de controle do ATC localizado a frente do condutor que mostra todas as informações capturadas dos demais equipamentos de forma organizada; fonte de suprimento que recebe a energia, nivela e regula a saída para os módulos.

A figura 2.7.5 mostra o esquema de como as informações são captadas e enviadas para a unidade de cabsinal.

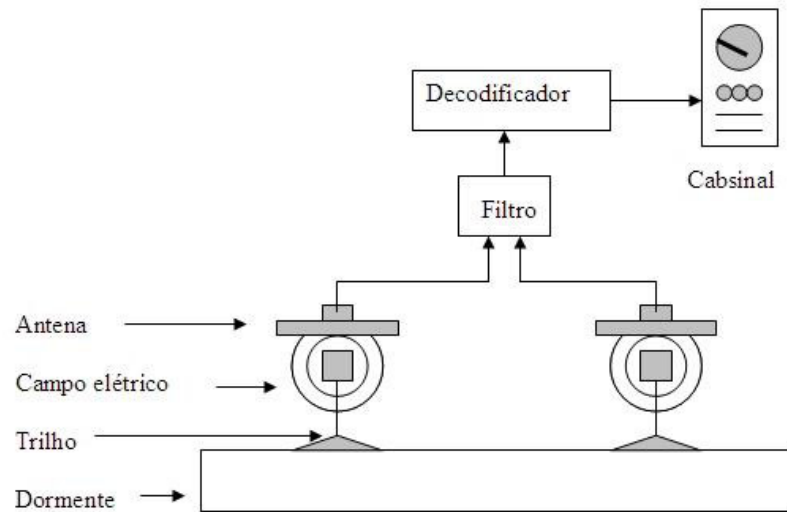


Figura 2.7.5: Esquema da Unidade de Cabsinal

A figura 2.7.6 mostra o painel da unidade de cabsinal.

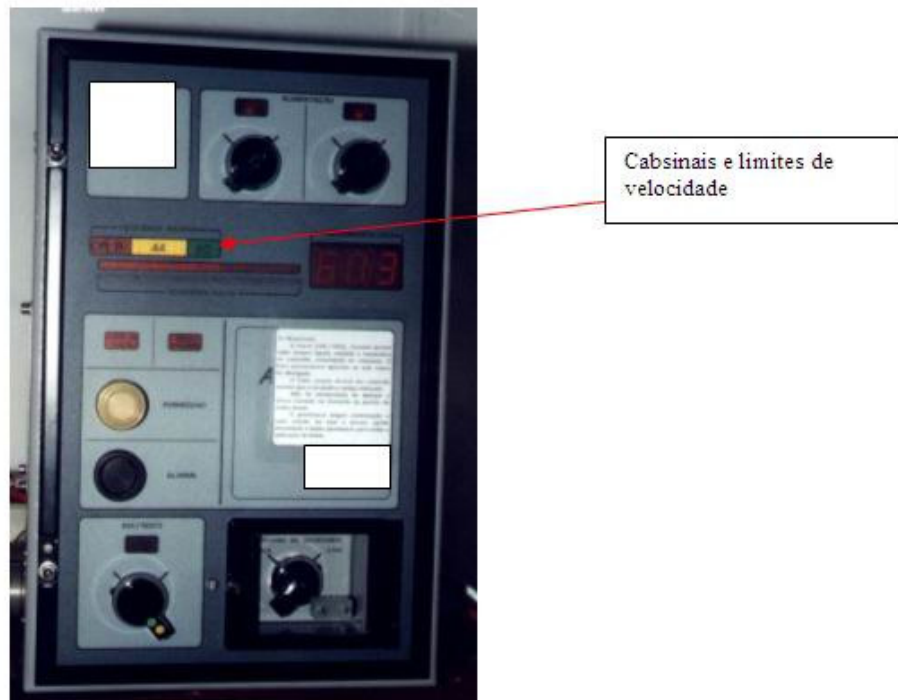


Figura 2.7.6: Painel da Unidade de Cabsinal

Esse sistema é considerado semi-automático, pois somente a composição é controlada, sendo outras atividades como partida, abertura e fechamento de portas, entre outras, ainda são controladas pelo operador do veículo.

Apesar do ganho significativo na segurança e na capacidade de transporte da via, a necessidade da redução do *headway* para intervalos ainda menores em situações onde a demanda exige alta frequência, se desenvolveu um sistema ainda mais automatizado, o ATO – Operação Automática de Trens (*Automatic Train Operation*).

O ATO pode ser parcialmente ou totalmente automático. Na grande maioria dos casos se mantem um condutor para atenuar os riscos associados à falhas ou emergências.

Assim como no ATC, no ATO as rotas, liberações e regulamentações são feitas pelo sistema, porem não apenas a frenagem é controlada pelo CCO. No ATO existe o controle automático da movimentação dos trens, atuando sobre a aceleração, velocidade e frenagem. Outra novidade é o controle automático de parada dos trens, que assegura um perfil de parada suave e o posicionamento dos trens em locais exatos alinhados às plataformas das estações. O controle de abertura das portas

dos trens nas estações também é automatizado. Já o fechamento pode ser automatizado ou manual. No caso do fechamento automático o CCO determina o tempo adequado de permanência com as portas abertas para a entrada e saída dos passageiros. No manual o condutor é que tem a função de analisar o tempo necessário e então fechar as portas laterais da composição.

Atualmente estão sendo difundidas tecnologias ainda mais modernas, que possibilitam o aumento dos índices de disponibilidade e confiabilidade, reduzindo a quantidade de equipamentos ao longo da via, conseqüentemente os custos de manutenção.

As tecnologias que estão sendo implantadas em Sistemas de Sinalização em todo o mundo estão sendo denominados de CBTC – Controle de Trem Baseado em Comunicação (Communications Based Train Control) e ERTMS – Sistema de Gestão do Tráfego Ferroviário Europeu (European Rail Traffic Management System), consistindo a primeira de um link de comunicação entre trem e equipamentos de via, podendo ser através de ondas eletromagnéticas ou rádio e a segunda através de link de comunicação via rádio.

A tecnologia ERTMS utiliza equipamentos de radio do tipo GSM-R (Global System for Mobile Communication Railway), permitindo a comunicação continua entre treme equipamentos de via, o mesmo acontecendo com a tecnologia CBTC.

A grande diferença dos sistemas do tipo CBTC e ERTMS, em relação aos sistemas tradicionais, esta relacionada à não utilização de circuitos de via, exceto em alguns casos que os mesmo são utilizados para situações degradadas e para a detecção de trilhos partidos. O fato de não utilizar circuitos de via, faz com que o custo de implantação e de manutenção do sistema sejam baixos, possibilitando maiores índices de disponibilidade e conforto, pois eventuais falhas ficam segregadas às salas técnicas.

Os primeiros sistemas foram implantados, com a filosofia de comunicação continua e bi-direcional, utilizaram como meio de transmissão, sinais eletromagnéticos através de cabos ao longo da via. Com os avanços tecnológicos os novos sistemas estão sendo implantados utilizando rádios digitais, que permitem, alem da determinação precisa do posicionamento dos trens na via, o diagnóstico dos equipamentos a bordo dos trens e com isso, contribuindo para a automação total do sistema.

Essas novas tecnologias têm se mostrado bastante atraente na modernização de sistema de sinalização obsoleto e com baixa eficiência, pois é possível a sua implantação de maneira sobreposta e independente do sistema existente e dessa forma não interferindo na operação comercial da linha.

A obtenção de melhores índices de segurança, conforto, rapidez, pontualidade e com menores custos, será decisiva na escolha das novas tecnologias nas futuras implantações e modernizações dos sistemas de sinalização.

2.8 Sistemas de Energia

Esse sistema é responsável pelo suprimento de energia elétrica para toda a malha ferroviária, incluindo oficinas, estações, áreas administrativas, de apoio operacional e, principalmente, a tração elétrica.

A energia elétrica enviada pela concessionária local para a companhia ferroviária deve ser recebida por uma série de equipamentos que a tratam e a disponibilizam para a transmissão até os pontos de consumo, que geralmente são distantes dessa entrada de energia.

Por questões econômicas e funcionais, a tensão da energia elétrica deve ser transformada e retificada. Para que esse procedimento possa ser efetuado, necessita-se de instalações que abriguem esses equipamentos responsáveis por essa modificação. Além disso, é necessária a padronização dos níveis de tensão, o controle e a proteção desse suprimento de energia, para que essa energia elétrica, que no caso é utilizada como insumo, possa ser disponibilizada com segurança e qualidade. As instalações que têm como função as atividades acima descritas são denominadas subestações, essas são capazes de rebaixar conveniente a energia em alta tensão, recebida da concessionária. A energia elétrica é então retificada através de diodos retificadores, para que esteja disponível na forma de corrente contínua, como é utilizada.

Também podem existir instalações de menor porte, com as funções de manter o nível de tensão elétrica, proteger os sistemas de potência e manobrar o fluxo de

corrente elétrica, principalmente para a tração dos trens. Essas instalações são denominadas Cabines de Seccionamento.

Após a regularização e adequação da energia para as necessidades da ferrovia é preciso fazer a transmissão dessa energia elétrica, ou seja, transportá-la através de condutores de eletricidade. Essa energia será transportada das subestações e cabines de seccionamento até os pontos de consumo, ou seja, as edificações operacionais, administrativas e de manutenção além dos equipamentos de sinalização e montagem de rota e é claro da tração dos trens.

A figura 2.8.1 mostra o esquema simplificado de uma subestação.

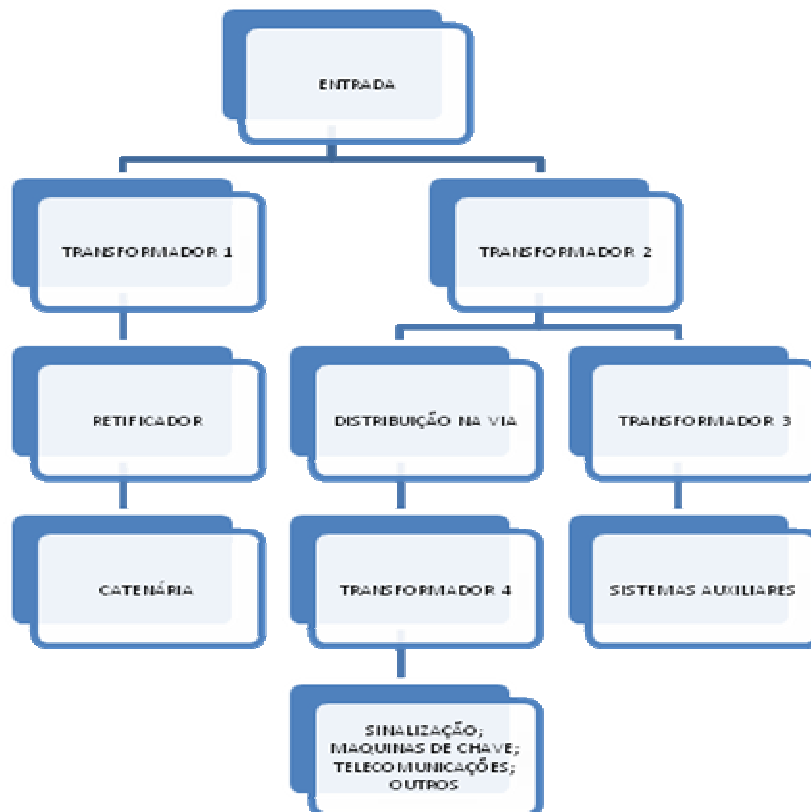


Figura 2.8.1: Esquema simplificado de uma subestação

Existe uma grande variedade de sistemas de tração elétrica em todo o mundo, construídos de acordo com o tipo de transporte ferroviário, a localização e as tecnologias disponíveis no momento da instalação. Nos últimos 20 anos tem havido uma enorme aceleração no desenvolvimento de tração ferroviária, porém os mais

utilizados em transporte ferroviário urbano no Brasil hoje são por catenária e o terceiro trilho. Nas linhas da CPTM são utilizadas catenárias, porém o metro de São Paulo utiliza o terceiro trilho como forma de alimentação elétrica.

Várias formas de suspensão dos fios, catenárias, são utilizadas dependendo do sistema, da sua idade, da localização e da velocidade utilizada. Em linhas gerais, as maiores velocidades exigem instalações mais complexas. Para as aplicações atuais no Brasil não há ainda a necessidade dessas aplicações já que os trens urbanos da CPTM não atingem velocidades consideradas altas.

Para começar é preciso de uma fonte de alimentação que os comboios possam ter acesso a todo o momento e que seja segura e econômica. Pode-se usar tanto CC (corrente contínua), utilizada pela CPTM, como CA (corrente alternada). A CC é mais simples para fins de tração ferroviária, e a CA para longas distâncias geralmente é melhor e mais barata para instalar, porém, mais complicadas para controlar.

O princípio de funcionamento do motor elétrico é muito simples, o que o levou a ser inventado antes mesmo da lâmpada de Edson. Basicamente é um campo magnético, um estator, sendo o campo magnético dentro de uma carcaça que pode girar em torno de um eixo - o rotor. O campo magnético do rotor reage com o do estator, como dois ímãs se atraem ou repelem até atingir um estado de equilíbrio.

Se rotor e estator fossem ímãs, o motor daria no máximo meia volta e pararia, logo que o Norte do rotor chegasse junto do Sul do estator. Dessa forma o que faz o motor efetivamente girar é a comutação periódica do campo magnético do rotor, de modo que ele sempre esteja sendo atraído (ou repelido) pelo estator. Por conta dessa comutação, pelo menos um dos campos magnéticos tem de ser produzido eletricamente.

Motores mais potentes usados em locomotivas têm de gerar muito torque, o que inviabiliza o uso de ímãs permanentes. Nestes, rotor e estator usam ambas bobinas alimentadas com eletricidade.

O motor mais importante para tração é o motor série, pois ele fornece potência mecânica constante em uma faixa grande de rotações, ou seja, grande torque em baixa RPM, baixo torque em alta RPM, sempre usando de forma eficiente a energia

elétrica. Ele também pode ser alimentado tanto por corrente contínua (CC) como por corrente alternada (CA), porém sendo mais simples e usual a utilização em CC.

Uma linha CC apesar de ser a utilizada pela CPTM tem seus problemas. A voltagem não pode ser muito alta, do contrário haverá perdas com faiscamento, efeito corona etc. O máximo praticável está em torno de 3000V usada pela Companhia Paulista desde os anos 20, e ainda em uso no trem metropolitano da CPTM. Outro problema do CC é a conversão. Nenhuma usina elétrica produz CC, por isso é necessário converter corrente alternada (CA) comprada no mercado para CC. Esse tipo de alimentação elétrica é utilizada por se adequar melhor as instalações já existentes da CPTM.

Para o transporte dessa energia além dos condutores são necessários equipamentos de sustentação, tais como postes, estruturas metálicas, isoladores elétricos e outros acessórios. A rede é suspensa em forma de catenária e sustentada por postes distribuídos ao longo da via. A sustentação é feita por meio de cantilevers (bastões tubulares com puxadores independentes para cada fio de contato) utilizando sistema de ancoragem com contrapesos e pontos fixos. Chaves seccionadoras ao longo das vias e outros dispositivos elétricos fazem parte do sistema de eletrificação.

Com o intuito de drenar a corrente elétrica indesejável que, por ventura, venha a circular pelas partes metálicas não condutoras das estruturas de sustentação, disponibiliza-se geralmente um circuito de proteção, denominado circuito de aterramento. Essa proteção deve ser feita tanto para garantir o correto funcionamento e a conservação dos itens de sustentação quanto à segurança dos usuários e dos profissionais que trabalham nas partes isoladas eletricamente, protegendo-os em relação às descargas atmosféricas e possíveis desvios de corrente do conjunto de condutores.

A corrente disponibilizada deve ser encaminhada novamente para a fonte, a subestação. Esse retorno é geralmente efetuado utilizando os trilhos da própria linha férrea como condutores. Esse circuito é denominado de Circuito de Retorno.

No caso do suprimento de energia elétrica aos prédios de manutenção, administrativos e operacionais e aos circuitos de iluminação de estações e de pátios ferroviários, a distribuição pode ser feita em baixa tensão para os casos de

iluminação, instalações prediais e sistemas auxiliares de força (bombas e máquinas de pequeno porte). Já no caso de equipamentos de potência elevada, localizados nos prédios administrativos e operacionais pode se utilizar correntes de média e alta tensão, dependendo das necessidades.

Todos os equipamentos são controlados e podem ser comandados remotamente, a partir do Centro de Controle Operacional, através do sistema de telecontrole de energia.

2.9 Sistemas de Telecomunicação e de Segurança

Os Sistemas de Segurança e de Telecomunicação de uma ferrovia tem uma papel fundamental para seu bom funcionamento.

O Sistema de Telecomunicação se destina a suprir, de modo integrado, as necessidades de comunicações operacionais, administrativas e de manutenção voltadas para a funcionalidade do sistema ferroviário.

As comunicações operacionais são aquelas entre o Centro de Controle Operacional (CCO) e as estações, terminais e subestações. Incluem também as comunicações ponto a ponto, entre as estações. Além de possuir interligação com a operadora de telefonia local, para contato entre a empresa e o usuário e também comunicações de caráter administrativo.

Nos CCOs em uma operação bastante simples é possível monitorar escadas rolantes e plataformas com o uso de câmeras (CCTV), servir as estações com informações de som ao público, operar escadas rolantes e iluminação, ajustar sistemas de ar condicionado, verificar sistemas de chamadas de emergência, sistemas de detecção de incêndio, etc.

Sistemas de transmissão rápidos, confiáveis e flexíveis transferem automaticamente informações de locais ao longo das linhas ao centro de controle, sejam elas de voz, imagem ou dados, que compõem as comunicações operacionais, administrativas, de manutenção e de segurança. Deste modo, o operador está totalmente informado

sobre tudo que está ocorrendo na rede inteira a qualquer momento, e ele pode se concentrar nas suas tarefas mais importantes.

A comunicação entre o trem e o CCO pode ser viabilizada por rádio-estações repetidoras, localizadas estrategicamente dentro ou nas proximidades da malha ferroviária, possibilitando uma adequada cobertura de propagação. Pode-se utilizar também rádio-estações terminais localizadas nas estações de parada e a bordo dos trens.

Para a formação da rede principal de telecomunicação é necessário um meio físico e para isso são usados geralmente cabos de fibra óptica e, em caso de necessidade, uma rede secundária de cabos metálicos (redundância). Esses cabos são lançados ao longo da via e convergem para bastidores óptico-digitais.

Vale ressaltar também que algumas das comunicações, principalmente as operacionais, por segurança podem ser gravadas, servindo de informação para possíveis auditorias no caso de falhas operacionais e acidentes.

Para melhorar os recursos de chamadas e a comunicação interna nas estações, sistemas de intercomunicação podem ser instalados em estações de maior porte. Isto fornece a comunicação direta de voz entre os vários serviços dentro da estação - com opções para chamadas em grupo e coletivas. Portanto, a comunicação de voz sem restrições é possível - do centro de controle para os destinos conectados - através da rede inteira - por fio ou por rádio, usando tecnologia analógica ou digital.

Para a redução dos custos de telecomunicação de longa distância, pode-se utilizar transmissão de dados multiplexados para emissão e recepção das informações geradas pelos diversos subsistemas da ferrovia. Multiplex é uma tecnologia que viabiliza a concentração de diversos tipos de comunicação, transmitindo-se, desta forma, por um único canal físico. Para tanto, é necessário implantar equipamentos nos pontos para onde convergem as redes de cabos, possibilitando assim a demultiplexação, ou seja, a desconcentração das comunicações para a individualização de cada sistema.

No caso de transporte de passageiros, é fundamental a geração de avisos nas estações (sonoros e visuais) e de comunicação entre maquinista e/ou CCO e o passageiro a bordo dos trens, podendo ser empregados sistemas de som interno e externo, painéis informativos nos trens e nas estações, entre outras formas.

O sistema de som é composto por unidades de amplificação, de linhas sonofletoras e de consoles de geração de avisos. Esse sistema de alto-falantes também pode ser usado para gerar um ambiente agradável nas estações com a transmissão de música de fundo. A condição mais importante no funcionamento de um sistema de som é uma clareza excelente. Mensagens por alto-falantes são uma das mais importantes fontes de informação para os passageiros. Por meio de mensagens geradas aleatoriamente ou armazenadas, eles detêm a atenção dos passageiros tanto em condições normais de operação e também na ocorrência de problemas.

Os displays de destino dos trens e os painéis de informação têm a mesma função básica, orientar e informar os passageiros. As técnicas de exibição desse sistema são bastante variadas, podem ser do tipo flip-over, LED luminescentes, monitores, LCD de longa vida com baixo consumo de energia, entre outros.

O monitoramento por meio de câmeras de partes de prédios e do fluxo de passageiros é agora um procedimento padrão em ferrovias porque é uma forma econômica de garantir um alto grau de segurança. A monitoração CCTV é um recurso importante para a segurança dos usuários e funcionários, à medida que coíbe crimes e atos de vandalismo. Normalmente as imagens geradas são acompanhadas on-line 24 horas por dia, por profissionais em uma central. Isso garante mais rapidez no atendimento de irregularidades, principalmente, em questões de roubo a bilheterias e evasão de renda. O recurso também é fundamental no desfecho de problemas como quedas acidentais e suicídios.

Atualmente, estações, subcentros de controle, subestações e prédios de operações - devem ser protegidos contra influências que possam causar danos. Sejam elas fogo, intrusão ou acesso não autorizado. Para isso tem sido utilizados sistemas de detecção de incêndio e intrusão que funcionam com sinais de alarme que são constantemente processados e exibidos em centros locais de monitoração. Eles são também passados ao centro de controle operacional através do sistema de telecontrole e a rede integrada de telecomunicações. Neste local eles são exibidos em um monitor do supervisor de alarmes. A brigada de incêndio local ou a polícia também podem ser alertadas automaticamente. Alarmes de incêndio podem ser sinalizados tanto opticamente quanto acusticamente no próprio prédio.

Para que haja sincronismo entre as varias atividade da operação ferroviária é fundamental que os horários dessas atividades estejam interligados. Apenas se as áreas da ferrovia ou do sistema de transporte tiverem um acesso confiável aos mesmos dados de horário é que todos os processos podem ser adequadamente coordenados. Esse sincronismo de horário é composto por uma central horária e relógios de precisão associados, destinados ao fornecimento da hora padrão para a ferrovia, tanto para os usuários como para a operação. Portanto relógios de precisão são indispensáveis em locais de funcionários, locais técnicos e áreas de passageiros.

Sistemas de tecnologia de comunicação, de informação e de segurança precisam interagir. Como partes importantes do gerenciamento de operações, eles podem ser integrados via sistemas de controle interconectados em rede. Isto é necessário para que seja possível responder com rapidez a falhas ou flutuações na demanda. Estes sistemas de controle interpretam novos dados de modo que possam formar a base da tomada de decisão, bem como realizar funções de controle de forma independente.

Para gerenciamento do sistema e o monitoramento das condições de transporte, pode-se utilizar a tecnologia para a transmissão de dados e voz sem fio. Com essa tecnologia também é possível estabelecer troca de informações por telemetria, viabilizando a tomada de decisões para possíveis correções do planejamento operacional.

Para a conceituação dessa tecnologia são empregados vários termos com o mesmo significado, como: Sistemas de Localização Automática de Veículos (Automatic Vehicle Locating system – AVLS); Rastreamento de Veículos e Sistemas de Informação (Vehicle Tracking and Information System – VTIS); Sistemas de Gerenciamento de Ativos Móveis (Mobile Asset Management System – MAMS).

Esse gerenciamento baseia-se em um conjunto de outras tecnologias, que podem ser o de Posicionamento Global (GPS), de transmissão de dados sem fio via satélite e de Informações Geograficas (GIS).

O Sistema de Posicionamento Global (Global Positioning System – GPS) foi criado pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos no fim da década de 70 com o objetivo de precisar bombardeios contra países inimigos. Como era utilizado

principalmente pelas forças armadas norte-americanas, até o início de 2000, o sistema tinha margem de erro de cerca de 100 metros. No entanto, a partir daí o GPS foi aberto para uso dos civis e essa margem caiu para entre 5 m e 20 m. Atualmente esse sistema é composto por 24 satélites ativos e 3 de reserva colocados numa órbita a 20.200 km de altitude, e distribuídos por 6 planos orbitais diferentes, predeterminadas com quatro satélites em cada órbita. Os satélites percorrem uma órbita completa a cada 12 horas e cada satélite tem 28° de visualização sobre a Terra. Isso assegura que todo ponto da superfície terrestre, em qualquer instante, esteja visualizado por pelo menos quatro satélites. Várias áreas da Terra são, por alguns momentos, visualizados por até dez satélites.

A figura 2.9.1 ilustra a posição dos satélites.

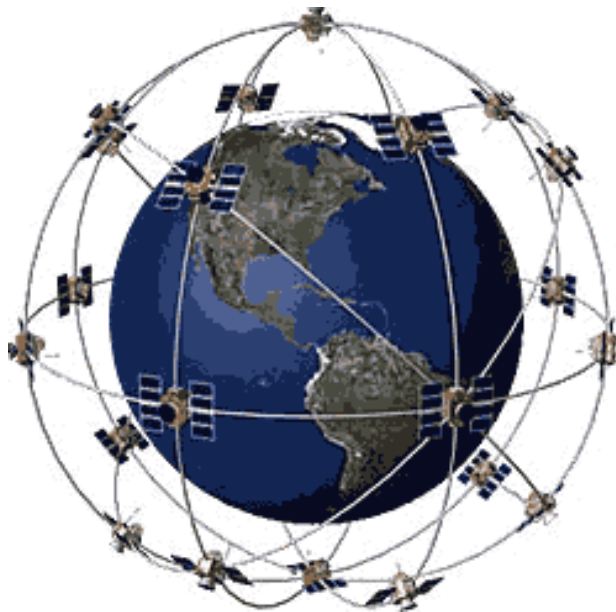


Figura 2.9.1: Ilustração da posição dos satélites.

Esse sistema é composto por um segmento espacial (os satélites), um segmento de controle (as estações terrestres de gerenciamento) e um segmento do usuário, uma unidade de hardware com microprocessador programado para coletar as coordenadas x, y e z (posição) e t (tempo) em intervalos de tempo predeterminados, incluindo o armazenamento de pontos da rota até serem transmitidos por uma rede sem fio.

Todos os satélites são controlados pelas estações terrestres de gerenciamento que monitoram o desempenho do sistema, corrigindo as posições dos satélites e reprogramando o sistema com o padrão necessário. Após o processamento de todos esses dados, as correções e sinais de controle são transferidos de volta para os satélites. A figura 2.9.2 mostra o esquema do processamento dos dados do GPS.

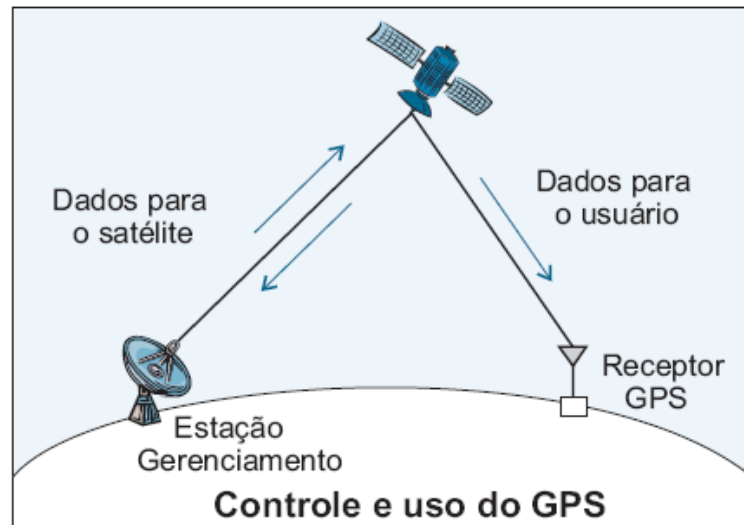


Figura 2.9.2: Processamento dos dados do GPS

Cada um dos satélites do GPS transmite por rádio um padrão fixado, que é recebido por um receptor na Terra (segmento do usuário), funcionando como um cronômetro extremamente acurado. O receptor mede a diferença entre o tempo que o padrão é recebido e o tempo que foi emitido. Essa diferença, não mais do que um décimo de segundo, permite que o receptor calcule a distância ao satélite emissor multiplicando-se a velocidade do sinal (aproximadamente $2,99792458.108 \text{ m/s}$ – a velocidade da luz) pelo tempo que o sinal de rádio levou do satélite ao receptor.

Essa informação localiza uma pessoa sobre uma imaginária superfície esférica com centro no satélite e raio igual à distância acima calculada. Cada satélite é programado para emitir o que se chama efeméride, que informa a sua posição exata, naquele instante, em relação a um fixado sistema ortogonal de coordenadas. Tal posição é permanentemente rastreada e conferida pelas estações terrestres de gerenciamento. A unidade receptora processa esses sinais. Com a posição do

satélite e a distância acima calculada obtém-se a chamada equação geral da imaginária superfície esférica.

Coletando-se sinais emitidos por quatro satélites, o receptor determina a posição do usuário calculando-a como intersecção das quatro superfícies esféricas obtidas. A localização é dada, não em coordenadas cartesianas, mas por meio das coordenadas geográficas (latitude, longitude e a elevação).

Para áreas com deficiência de sinal de satélite utiliza-se sinal do Sistema Global para Comunicações Móveis (Global System for Mobile Communications – GSM). O GSM diferencia-se muito de seus predecessores pois o sinal e os canais de voz são digitais, sendo a comunicação de dados acoplada ao sistema logo no início.

O Sistema de Informações Geográficas (Geographical Information System – GIS) é um sistema de computador para armazenamento, análise e recuperação de informação, no qual toda informação é referenciada espacialmente por suas coordenadas geográficas (norte, leste). Além de dados primários como características climáticas ou de solo, GIS pode ser usado para calcular valores derivados como danos por erosão, áreas florestais e forma de utilização de diferentes tipos de solo, entre outras utilidades. Esse sistema integra numa única base de dados informações espaciais provenientes de dados cartográficos, dados de censo e cadastro urbano e rural, imagens de satélite, redes e modelos numéricos de terreno. Oferece ainda mecanismos para combinar as várias informações, através de algoritmos de manipulação e análise, para consultar, recuperar e visualizar o conteúdo da base de dados e gerar mapas.

Muitas vantagens podem ser relacionadas no uso das redes de rastreamento sem fio em trens, como: redução das despesas de manutenção; minimização dos erros de compatibilidade; melhora na segurança de tráfego sem a utilização de linhas secundárias; diminuição dos custos causados por vandalismo; introdução do conceito de seção de bloqueio dinâmica, que resulta em economia e vantagens ambientais, tais como redução do consumo de energia devido a tração, redução de ruídos e de emissão de partículas na atmosfera pela minimização das frenagens; rapidez na implantação do sistema; maior precisão no posicionamento do trem dentro da seção de controle, otimizando assim o controle de veículos no tráfego.

A CPTM é a primeira empresa brasileira de transporte sobre trilhos a incorporar ao controle de tráfego ferroviário a rede Gigabit Ethernet para transmissão de dados e voz. Trata-se de um moderno sistema de banda larga, interligado por cabos de fibra óptica, com capacidade para transferir informações de telecomunicações, sinalização, sonorização, rede informatizada e CFTV a uma velocidade de até 1.000 Megabytes por segundo.

Com essa tecnologia a CPTM criou uma WAN (Wide Area Network - Rede de Longa Distância), integrando seus diversos sistemas no novo CCO Unificado do Brás. Os cabos de fibra óptica interligaram conjuntos de equipamentos, como multiplexadores, para sinalização, chaves e codecs (codificadores), instalados no Brás, Luz, Presidente Altino, Barra Funda e demais pontos estratégicos.

Com isso, a empresa tem uma espécie de "artéria principal" para o tráfego de dados e voz utilizados na melhoria da prestação de serviços. Além do comando centralizado, funciona também como uma via rápida, robusta e segura entre esses quatro pontos principais, além de proporcionar significativa redução de custos com telecomunicações. Uma evolução da Internet, a rede Gigabit Ethernet também permite expandir e agregar novos recursos, como a realização de videoconferências e telefonia via VoIP.

O compartilhamento de transmissão ocorre pelo mesmo cabo de fibra óptica em canais específicos, um para dados, um para voz e outro para sinalização. No caso das 769 câmeras do CFTV da CPTM, presentes em 83 estações comerciais, há um cabo exclusivo para a transferência de imagens. A utilização de codecs, para codificação e decodificação, nas estações e no CCO Unificado permite o tráfego dessas imagens. O mesmo cabo do circuito interno compartilhará a transmissão de som e avisos ao público nas estações, de maneira centralizada.

3. ARQUITETURA E O ENTORNO

Como dito no PROJETO FUNCIONAL, na página 42, de título Entorno das estações, *“o tratamento paisagístico é responsável pela integração das estações ao seu entorno, de forma a destacá-las na paisagem existente. O projeto de paisagismo deverá proporcionar qualidade visual e bioclimática no trecho urbano onde está inserida a estação, introduzindo arborização nas áreas livres ao longo da estação e novos canteiros e grelhas de piso ao redor das árvores e passeios públicos, elementos que ajudarão a organizar a circulação de pedestres. Prevê-se a padronização do mobiliário urbano.*

A vegetação proposta deverá ser resistente à poluição ambiental. A escolha das espécies deverá considerar a facilidade de manutenção, a maior perenidade, a permeabilidade visual, evitando interferir nas edificações significativas ou fachadas de interesse histórico. A iluminação externa à estação e pública deverá favorecer a segurança dos usuários e garantir a valorização do conjunto”.

Como pode ser percebido, e a via também deveria ser pensada assim, não pode rasgar o ambiente urbano em que ela se insere, devendo pensar em se harmonizar com o local, destacando-a como um marco, um ponto de referência, mas não um local de divisão, que separe as duas áreas criadas pela ferrovia, e sim um agente agregador.

Um dos maiores problemas gerados pela ferrovia na cidade de São Paulo é a segregação dos dois lados da ferrovia, fazendo com que a comunicação entre eles seja dificultada, criando, por vezes, dois bairros próximos mas totalmente desconectados. Em situações extremas, a ferrovia criou locais degradados, onde antigamente haviam galpões industriais, hoje abandonados, e que precisam de uma revitalização, podendo-se pensar em um planejamento urbano que leve em conta a transposição da ferrovia e a conexão com os bairros prósperos, muitas vezes do outro lado.

Este problema é especialmente sentido nas proximidades das estações Lapa das linhas A e B, que geraram um espaço interno de galpões abandonados e edificações públicas hoje não utilizadas, áreas que, segundo o projeto de unificação das

estações Lapa e Água Branca, serão liberadas para loteamento ou mesmo para uso público.

Como mencionado na página 43, *“com o devido tratamento paisagístico, esta área poderá ser ocupada por atividades de lazer, ou como área de comércio temático, praça de esportes ou uma combinação desses propósitos”*.

“Como consequência indireta, haveria a valorização dos lotes na região. A tendência de fuga das indústrias não seria freada, mas, suas consequências na paisagem urbana seriam amenizadas, pois os terrenos e edificações vagos seriam substituídos rapidamente por empreendimentos comerciais e/ou residenciais, evitando-se a degradação urbana”.

Além deste contexto de renovar o que foi degradado pela própria ferrovia, outro contexto deve ser levado em conta nas estações, e é o posicionamento das plataformas.

Segundo a página 42, sob o título Plataformas, *“procurou-se sempre que possível dotar as estações de plataformas centrais. Deverão ser mais amplas e seguras, possibilitando a concentração das circulações verticais, preferencialmente no ponto mediano de seu comprimento, para melhor distribuição dos passageiros”*.

As plataformas centrais possuem um efeito a mais do que simplesmente o efeito técnico de economizarem espaço. Elas conduzem a visão do usuário para fora, permitindo a integração visual dos dois lados da estação, algo que a plataforma lateral, geralmente mais fortemente fechada com muros laterais, restringe.

Como dito na página 40, sob o título de Concepção das estações, *“as novas estações deverão criar um novo vínculo com o espaço público da rua e seu entorno, agrupando e reorganizando equipamentos e mobiliário urbanos e possibilitando a implantação de tratamento paisagístico ao entorno”*. *“As estações deverão servir, em alguns casos, como início de revitalização de seu entorno, quando este se achar deteriorado. Em outros casos, as estações poderão ser complementares ao processo de renovação em curso representado por grandes empreendimentos privados”*.

3.1 A Questão da Acessibilidade

O texto deste capítulo é baseado no **Plano de Adaptação de Acessibilidade para o Sistema Existente**, vide bibliografia, e possui diversos trechos retirados deste por se tratar de tópicos de acessibilidade a serem tratados nas estações, vias e trens.

O início da recuperação dos serviços prestados pela CPTM envolveu investimentos de porte, oriundos, principalmente, do Governo do Estado de São Paulo e de instituições internacionais de crédito, como o Banco Interamericano de Desenvolvimento e o Banco Mundial.

Lastreado na satisfação do usuário como meta de seu Planejamento Estratégico, o novo modelo de gestão da CPTM abre perspectivas inovadoras a todo o setor de administração e operação dos transportes públicos. Com este enfoque, desde sua criação, em 1992, a CPTM tem privilegiado, em seus novos empreendimentos e aquisições, o atendimento às exigências de acessibilidade que as leis 10.048 e 10.098 e o Decreto 5.296 consagraram a partir do ano 2000.

Como parte do escopo, da legislação e das normas da ABNT, o deslocamento de pessoas com deficiência e/ou mobilidade reduzida deve ser configurado através de rotas acessíveis, concebidas como trajeto contínuo, desobstruído e sinalizado, que conecta ambientes internos aos espaços e edificações externos, e que pode ser utilizado de forma segura e autônoma - total ou assistida - por todas as pessoas. A rota acessível externa pode incorporar estacionamentos, calçadas rebaixadas, faixas de travessia de pedestres e rampas, a interna pode incorporar corredores, pisos, rampas e equipamentos de circulação, entre outros. A configuração de uma infraestrutura histórica, com diferentes modelos de circulação e de gestão ao longo do tempo, pressupõe um processo evolutivo para buscar sua adequação à demanda, resultando nos PROJETOS FUNCIONAIS: MODERNIZAÇÃO DA MALHA em função da Acessibilidade.

Baseada em modernos conceitos de inserção urbana e uso do espaço público, integração com os outros modos, flexibilidade operacional, atendimento às exigências de acessibilidade e transformação da estação em um equipamento

urbano que permita, diuturnamente, a transposição com segurança pela faixa ferroviária.

Cabe destacar que a CPTM possui trens de 11 séries diferentes, totalizando 1.121 carros com características tecnológicas e dimensões distintas. Soma-se a isto o fato de frotas mistas circularem nas linhas apresentando disposição e lay out internos diferentes. Além disso, as 88 estações apresentam padrões diversificados de inserção urbana e arquitetura, algumas tendo sido objetos de processo de tombamentos, de integração com outros modos, assim como diferentes padrões de recursos internos. O entorno da estação normalmente tem seu uso regulamentado pelos poderes municipais, com a instalação de postes, estruturas diversas, exploração comercial e outros. Todos estes fatores afetam a adaptação à Acessibilidade e, em alguns casos, tem-se a necessidade de reconstruir as instalações para torná-las acessíveis.

3.1.1 Disposições legais

O **Programa Brasileiro de Acessibilidade Urbana – Brasil Acessível**, do Ministério das Cidades – Secretaria de Transportes e de Mobilidade Urbana, lançado em 02 de junho de 2004 tem, entre seus signatários, a CPTM, reconhecendo que sua visão no processo de construção das cidades incorporando o acesso universal ao espaço público para todas as pessoas e suas diferentes necessidades, além de desejável, é premissa para a modernização dos serviços da CPTM, cabendo destacar:

- Capacitação de pessoal;
- Adequação dos sistemas de transportes;
- eliminação de barreiras arquitetônicas;
- Difusão do conceito de Desenho Universal;
- Estímulo à integração das ações de Governo;
- Sensibilização da sociedade e desenvolvimento tecnológico.

3.1.2 Aspectos Legais e Normativos

As legislações e normas descritas abaixo evidenciam os direitos de acesso aos espaços públicos das pessoas com deficiências e/ou restrição de mobilidade:

a) Legislação Federal

- Lei Federal Nº 7.405 de 12 de novembro de 1985 – “Torna obrigatória a colocação do “Símbolo Internacional de Acesso” em todos os locais e serviços que permitam sua utilização por pessoas portadoras de deficiência.”
- Lei Federal Nº 8.160 de 8 de janeiro de 1991 – “Dispõe sobre a caracterização de símbolo que permita a identificação de pessoas portadoras de deficiência auditiva.”
- Lei Federal Nº 8.899 de 29 de junho de 1994 – “Concede passe livre às pessoas portadoras de deficiência no sistema de transporte coletivo interestadual.”
- Decreto Federal nº 3.298 de 20 de dezembro de 1999 – Regulamenta a Lei Nº 7.853, de 24 de outubro de 1989 que dispõe sobre a Política Nacional para a Integração da Pessoa Portadora de Deficiência, consolida as normas de proteção.
- Lei Federal Nº 10.048, de 8 de novembro de 2000 – “Dá prioridade de atendimento às pessoas que especifica (Alterada pela Lei Nº 10.741/1º.10.2003 já inserida no texto).”
- Lei Federal Nº 10.098, de 19 de dezembro de 2000 – “Estabelece normas gerais e critério básicos para a promoção da acessibilidade das pessoas portadoras de deficiência ou com mobilidade reduzida.”

- Decreto Federal Nº 3.691, de 19 de dezembro de 2000 – Regulamenta a Lei Nº 8.899, de 29 de junho de 1994 que dispõe sobre o transporte de pessoas portadoras de deficiência no sistema de transporte coletivo interestadual.
- Decreto Federal Nº 3.956, de 8 de outubro de 2001 – “Promulga a Convenção Interamericana para a Eliminação de Todas as Formas de Discriminação contra as Pessoas Portadoras de Deficiência.”
- Decreto Federal Nº 5.296, de 02 de dezembro de 2004 – Regulamenta as Leis nº 10.048, de 8 de novembro de 2000, que dá prioridade de atendimento às pessoas que especifica e 10.098, de 19 de dezembro de 2000, que estabelece normas gerais e critérios básicos para a promoção da acessibilidade das pessoas portadoras de deficiência ou com mobilidade reduzida e dá outras providências.

O Decreto Federal 5.296 destaca no art. 5º (atendimento prioritário), art. 6º (tratamento diferenciado), art. 8º (considerações para fins de acessibilidade), art. 9º (premissas básicas para ação de confiabilidade), art. 10º (atendimento aos princípios do desenho universal), art. 13º e art 14º e 15º (regras e legislações específicas), art. 16º (características do desenho e mobiliário urbano), art. 17º (semáforos para pedestres), art. 20º (rampas e sistemas de deslocamentos verticais), art. 21º (bilheterias), art. 22º (sanitários), art. 25º (estacionamentos), art. 26º (sinalização visual e tátil) e art. 27º (elevadores), art. 30º (bens culturais imóveis), art. 31º e 32º (serviço de transporte coletivo terrestre), art. 34º (quando os sistemas são acessíveis), art 37º (qualificação), art. 42 e 43º (define prazo de 120 meses para sua adaptação e remete a normas da ABNT e estabelece 6 meses de prazo para elaboração do plano de adaptação dos sistemas existentes), art. 61º (ajudas técnicas), art. 69º (reabilitação urbana).

b) Legislação Estadual

- Lei Nº 3.710, de 04 de janeiro de 1983 – “Estabelece condições para acesso aos edifícios públicos pelos deficientes físicos.”

- Lei Nº 7.405, de novembro de 1985 – “ É obrigatória a colocação, de forma visível, do Símbolo Internacional de Acesso, em todos os locais que possibilitem acesso, circulação e utilização por pessoas portadoras de deficiência, e em todos os serviços que forem postos à disposição ou que possibilitem o uso.”
- Lei Nº 5.500, de 31 de dezembro de 1986 – “Dá nova redação ao artigo 1 da Lei 3.710, de 04 de janeiro de 1983, que estabelece condições para acesso aos edifícios pelos deficientes físicos.”
- Lei Complementar Nº 666, de 26 de novembro de 1991 – “Autoriza o Poder Executivo a conceder isenção de tarifas de transportes às pessoas portadoras de deficiência.”
- Lei Nº 9.938, de 17 de abril de 1998 – “Dispõe sobre os direitos da pessoa portadora de deficiência.”
- Lei Nº 10.784, de 16 de abril de 2001 – “Dispõe sobre o ingresso e permanência de cães-guias em locais públicos e privados”.
- Lei Nº 11.263, de 12 de novembro de 2002 – “Estabelece normas e critérios para acessibilidade das pessoas portadoras de deficiência ou mobilidade reduzida.” Idêntico escopo da Lei nº 10098/2000, incluindo gratuidade.

c) Legislação Municipal

A CPTM atravessa 22 municípios, dos quais 19 estão na Região Metropolitana de São Paulo, que ao longo dos últimos 15 (quinze) anos, produziu um enorme quantitativo de leis abordando os direitos das pessoas com deficiência e/ou restrição de mobilidade, garantindo-lhes uma série de direitos, aplicadas também para adaptações no meio urbano e no transporte público.

d) Normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT

Destacam-se as normas NBR 9.050/2004 – Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos e a NBR 14.021/1997 – Acessibilidade no Sistema de Trem Urbano ou Metropolitano, em revisão no decorrer do 1º semestre de 2005.

Estas normas fixam os seguintes padrões e critérios:

- Propiciar condições adequadas e seguras de acessibilidade a edificações, espaço, mobiliário e equipamento urbanos, de uso público, destinadas inclusive aos transportes, indicando condição que deve ser considerada em novos projetos ou adequações, a exemplo de acessos (localização e sinalização), circulação (piso, desnível, rampa, escadas, corrimão e guarda-corpo, equipamentos eletro-mecânicos, elevadores, esteiras rolantes, plataforma móvel, portas e janelas), sanitários e vestiários, estacionamentos, entre outros.
- Cadeiras de rodas: Deve-se prover a adequação física de uma área para seu posicionamento, livre de obstáculos, no mínimo, um módulo por Trem Unidade Elétrica (TUE), localizado, preferencialmente, nas proximidades das portas de embarque e desembarque, nas proximidades da cabine de condução do trem, sem barreiras ou obstáculos internos entre as portas e o local de posicionamento das cadeiras. O piso deve possuir superfície regular, antiderrapante sob qualquer condição. A sinalização da área para cadeira de rodas deve obedecer aos padrões do Símbolo Internacional de Acesso.
- Assentos preferenciais: do total de assentos de cada carro, no mínimo 2 (dois) devem ser reservados a usos preferenciais, não podendo, em nenhum caso, representar menos do que 5% do total de assentos. Devem ser sinalizados de acordo com as normas e possuírem cores que os diferenciem do acabamento lateral dos carros. A sinalização de finalidade preferencial deve ser instalada de 1,00 m a 1,50 m do piso.
- Sinalização sonora e visual deve indicar a estação em que o trem se encontra, a próxima estação, o lado de desembarque e informar anormalidades.

- Informação visual do destino do trem deve ser afixada na parte frontal ou lateral do carro, legível para o usuário na plataforma.
- Na parte interna do trem, próximo às portas, deve ser instalada informação permanente, contendo nome e seqüência das estações, destacando as estações de transferência.
- Sinalização visual indicando a localização das saídas de emergência.
- Alarmes visuais em todas as portas, visíveis interna e externamente, enquanto as portas estiverem abertas, para informar o fechamento iminente das portas.
- Alarme sonoro, audível interna e externamente ao carro, para informação do fechamento iminente das portas.
- Dispositivo para solicitação de auxílio em situação de emergência.
- Balaústres em cor contrastante com o ambiente e com características fotoluminescentes, localizados junto à porta de embarque e desembarque de pessoas com deficiência visual e também junto à porta de emergência.
- Próximo aos assentos preferenciais, e situada junto à porta de embarque e desembarque de pessoas com deficiência visual, deve haver sinalização tátil com caracteres em Braile, contendo informações sobre o número do carro ou trem.

3.2 Intervenções realizadas

Destacam-se abaixo alguns dos itens que sofreram intervenções para adequação em acessibilidade, mesmo que parciais:

3.2.1 Nas estações e trens:

- Adequação de sanitários públicos e construção de rampas de acesso;
- Telefones para surdos-mudos (TDD) em estações da linha A (Lapa, Luz, Água Branca, Barra Funda e Francisco Morato); da linha B (Lapa); da linha C (Granja Julieta e Santo Amaro); da linha D (Santo André, São Caetano e Ipiranga); da linha E (Tatuapé, Itaquera e Guaianazes);
- Aquisição e instalação de 6 (seis) elevadores especiais (NBR 14.022) para usuários com deficiência e com mobilidade reduzida, em Barra Funda (4 elevadores) e em Tatuapé (2 elevadores);
- No âmbito do Projeto Sul, foram contratados e elaborados projetos de melhoria, modernização funcional e de acessibilidade em estações da linha C (Osasco, Presidente Altino, Ceasa, Villa Lobos/Jaguaré, Cidade Universitária, Pinheiros e Jurubatuba);
- Todos os projetos realizados para a linha 5 – hoje operada pelo Metrô – obedeceram às exigências da NBR 9050 e 14021 da ABNT;
- Elaboração dos projetos básicos de adequação de acessibilidade e melhorias funcionais para estações da linha B (Comandante Sampaio, Domingos de Moraes, Barueri e Carapicuíba); da linha A (Franco da Rocha);
- Dos 355 trens da frota da CPTM, 40 trens (30 da série 2000 e 10 da série 3000) já estão parcialmente adaptados conforme exigências, faltando-lhes os balaústres em cor contrastante e a indicação em sinalização Braille no interior dos carros.

3.2.2 Em capacitação e treinamento:

- Treinamento em acessibilidade com aplicação do manual “Como Orientar e Auxiliar Portadores de Deficiência”, visando identificar e vivenciar técnicas

específicas de orientação e auxílio aos usuários Portadores de Deficiência no acesso ao Sistema da CPTM, com certificado homologado pelo CEPAM.

- Sensibilização dos empregados envolvidos com o atendimento, frente a sua responsabilidade social e prestação de um atendimento solidário.
- Utilização das técnicas de treinamento de sensibilização, através de Teatro Educativo, com treinamento de um universo participativo de 2. 174 empregados. Montagem do teatro educativo, com o escopo de sensibilização dos agentes de estação e dos vigilantes contratados para prestar atendimento diferenciado aos usuários com deficiência e/ou restrições.

3.3 Intervenções Necessárias

Entre as ações de intervenções necessárias, destacam-se:

- Rebaixamento de guias das calçadas e recomposição dos pisos;
- Adequação da interface arquitetônica com os terminais de ônibus lindeiros;
- Adequação de portões de embarque, da inclinação e proteção de rampas existentes e/ou construção de novas onde não existirem;
- Adequação dos corrimãos e construção de rota tátil para pessoas com deficiência visual total ou parcial e instalação de mapa tátil junto aos bloqueios;
- Construção e/ou adaptação de sanitários especiais. Instalação de elevadores verticais e/ou laterais para transposição de desníveis com escadas ou rampas com inclinação maior que 8,33%;
- Adoção de ajudas técnicas e comunicação visual e sonora;
- Adequação de interface com estacionamentos integrados e com baias de “kiss and ride”;
- Melhoria das condições de embarque e desembarque pela diminuição do vão e do desnível entre o piso das plataformas e os carros das composições;

- Sinalização sonora e visual nas plataformas junto à porta de acesso dos trens, indicando, quando for o caso, a existência de vão maior do que 10 (dez) centímetros e/ou desnível maior do que 8 (oito) centímetros.

Em síntese, as recomendações do Plano de Adaptação do Sistema Existente destacam as intervenções nas Estações (e paradas) deverão estar organizadas por grupos de elementos que permitam caracteriza-las de forma articulada com os Programas de Investimentos da CPTM, e classificadas em três grupos diferentes, conforme níveis de intervenção:

1. Estações recentemente modernizadas ou implantadas e que necessitam de intervenções de adequação de acessibilidade.
2. Estações com modernização e adaptações que não exijam a reconstrução de suas instalações.
3. Estações com modernização e adaptações com reconstrução das edificações.

- O grupo de elementos caracterizados, no entorno das estações, sofrerá intervenções pela CPTM, no que for de sua competência.
- Os Programas de Intervenções em trens, seja para recuperação, remobilização e modernização deverão ter em seu escopo, o atendimento aos itens de acessibilidade:
- A formulação de políticas de parcerias institucionais e com o terceiro setor organizado;
- A formulação de políticas de atendimento aos cidadãos para recebimento de sugestões e críticas;
- A busca permanente de financiamentos para os investimentos e recursos para sua manutenção, depois de implantados;
- A implantação de programas permanentes de capacitação, qualificação e reciclagem dos empregados, exigências pertinentes para serviços terceirizados,

- O desenvolvimento de programas específicos de capacitação técnica;
- A implantação de Programas e campanhas de conscientização e sensibilização para todos os empregados;
- A busca de parcerias com a iniciativa privada e de experiência com empresas congêneres, entre outras;
- A preparação de Projetos e Estudos para definição de alternativas e de atendimento às exigências específicas;
- A consideração dos estudos, levantamentos e relatórios já preparados pela CPTM e compatibilizá-los com as novas exigências;
- A contratação de serviços especializados para equacionar e apresentar soluções específicas para superar as dificuldades representadas pelos vãos entre as plataformas e os trens e demais reflexos no orçamento de custeio da empresa;
- Os entendimentos institucionais com a sociedade organizada, com órgãos públicos, Conselhos e Entidades de Classe etc, que contribuam com o desenvolvimento de soluções e sua implementação;
- A atualização dos valores estimados para investimentos com a conclusão dos projetos e contratos de implantação;
- A indicação dos reflexos das alterações dos planos estratégicos, empresariais e operacionais nas implantações das intervenções em acessibilidade e seus índices, sem comprometer as exigências mínimas anuais.

3.4 Sanitários públicos em área paga, um tópico especial

Cabe fazer uma menção especial à questão dos sanitários públicos nas estações de trens metropolitanos.

Como dito no Capítulo 3 do PROJETO FUNCIONAL, as estações devem “*prover de sanitários públicos e outros serviços de utilidade pública (telefones, caixas de*

correio, etc.) as áreas pagas, considerando os longos percursos dos usuários dos trens”.

Com isto em mente, temos duas situações a levar em conta:

- Nem todas as estações possuem atualmente sanitários públicos na área paga, algumas nem possuindo local para a inserção dos mesmos;
- As estações que possuem precisam ter ao menos um sanitário adaptado à legislação de Acessibilidade, o que faz com que muitas das estações que os possuem necessitem também de uma reforma.

O sanitário adaptado possui certas medidas, mencionadas abaixo:

(Conforme capítulos 4, 6 e 7/ABNT - NBR 9050/1994)

- BST Bacia Sanitária:** altura do assento 0,46m do piso; válvula de descarga de alavanca (altura máxima 1,00m do piso); barras de apoio na lateral e no fundo. No caso de transferência **somente frontal** utilizar barras de apoio nas duas laterais da bacia sanitária, com distância de 0,80m entre as faces externas das barras.
- LV Lavatório sem coluna ou gabinete:** altura 0,80m do piso (com altura livre de 0,70m); sifão e tubulação com proteção; torneiras de alavanca, célula fotoelétrica ou formas equivalentes.
- BCH Boxe Chuveiro:** dimensões 0,90m x 1,10m para transferências externas; desnível máximo 1,5cm; registros altura máxima 1,00m do piso (localizados na parede lateral do banco); barras de apoio vertical (na parede de encosto do banco) e horizontal/vertical (em "L") (na parede lateral do banco).
- BH Banheira:** altura 0,46m do piso; registros acionados por alavanca (posicionados lateralmente à banheira a uma altura máxima de 0,30m da sua face externa superior).

P **Porta:** vão livre mínimo 0,80m; área de abertura sem interferir nas áreas de transferências e/ou aproximação.

Com este dado, percebe-se que existem duas opções:

- Construção de um sanitário à parte que respeite as medidas acima mencionadas;
- Modificação da porta e circulação interna do sanitário para permitir o uso de portadores de deficiências em geral e o público geral.

Assim, segue-se com três tipos de solução:

- a. Construção de sanitários já adaptados nas estações que não os possuíam;
- b. Reforma dos sanitários, adaptando-os, nas estações que já os possuíam e tiverem espaço para tal. Esta medida é preferencial, pois não isola os portadores de deficiência;
- c. Construção de sanitários exclusivos em estações que já possuíam sanitários na área paga e não possuem condições de reforma para atender à adaptação.

4. PROPOSTAS

4.1 Renovação do entorno com projetos de lazer urbano

A ferrovia, ao longo do tempo gerou muitos espaços a ela relacionados. Espaços que, ao longo do tempo, e das transformações de funções da ferrovia na cidade, ganharam e perderam importância, ocupando grandes espaços que acabaram por se tornar pouco utilizados, criando, em algumas linhas, verdadeiras margens do passado, abandonadas, ou subutilizadas.

Tais edificações e terrenos afastam os usuários das estações, tanto por ocuparem um espaço que não gera ou recebe viagens, como por afetar o nível de segurança, conforto visual e, portanto, vontade de se circular por entre tais localidades.

Uma renovação, portanto, faz-se necessária para criar novos pólos de atração para a ferrovia que, após as melhorias técnicas terem sido aplicadas, terá uma oferta mais abrangente.

Estes locais poderiam ter seu uso incentivado para que o próprio mercado imobiliário o renovasse, mas tal uso geraria, em sua grande maioria, residências de um padrão que acabaria por não condizer com a proximidade à ferrovia, não gerando tanto uso, nem tão bem distribuído pela população quanto seria de intuito.

Portanto, uma alternativa viável é o uso público, direcionado ao lazer, uso este, que gera maior igualdade entre as diversas camadas da sociedade, propiciando uma melhoria de qualidade de vida mais distribuída.

Na região de Lapa e Água Branca, após a construção das estações novas e conectadas das linhas A e B, uma grande área industrial abandonada e ferroviária será liberada, abrindo espaço para um parque que poderia chegar ao porte do Ibirapuera, só que com a grande vantagem metropolitana de estar associado a uma rede de transportes de massa que permitira usuários não só da cidade, mas como de toda a metrópole de São Paulo.

Tal parque poderia até mesmo modificar a qualidade de vida da região e o modo como as pessoas se locomovem, ao associar o modo de bicicleta, muito comum em

uso próximo a parques, ao bairro, permitindo uma conexão com outras localidades próximas, como o parque da Água Branca e o Memorial da América Latina.

Além disso, este parque poderia oferecer benefícios institucionais, como edificações públicas acessíveis à população, tais como, Poupatempo, fórum, associando uma necessidade de uso e tornando o local freqüentado durante a semana, quando a função de lazer é menos requisitada.

Outras regiões, por possuírem galpões mais esparsos, alguns ainda com uso, não permitiriam um empreendimento deste tamanho, mas para os abandonados, uma reforma bastaria para torná-los pronto para usos relacionados ao lazer.

Quadras esportivas, casas de espetáculos, teatros, como a Sala São Paulo, são usos possíveis para estes galpões, e que poderiam ser diretamente associados a estações através de conexões privilegiadas entre eles.

Tais imóveis encontram-se abundantes nas linhas A, D, E, não deixando de existir nas outras, e poderiam auxiliar a espalhar os movimentos culturais como a “Virada Cultural” para além do centro de São Paulo que, já no ano passado, mostrou não comportar a ânsia por lazer do paulistano, fazendo com que a maioria das atividades estivesse num grau de lotação maior do que o esperado.

Os projetos seriam basicamente de reforma, visando adequar um novo uso para galpões amplos que já não possuem mais necessidade de existência e que, na maioria dos projetos aparecem como sendo necessária demolição para que os terrenos possam obter novos usos.

Assim, regiões carentes de lazer, originadas como consequência de uma urbanização associada à indústria e, portanto, pouco preocupada com o bem estar social, ganhariam, nas carcaças destas próprias indústrias, hoje transferidas para outras localidades, sua renovação, proporcionando o fechamento de um ciclo de dependência em que, inicialmente surgiram pelas fábricas e, posteriormente, não progrediam pela existência do fantasma destas fábricas.

4.2 Anel Ferroviário Metropolitano

É notável os problemas de mobilidade que a população enfrenta diariamente na região metropolitana de São Paulo. As questões que a cidade enfrenta são as mesmas de sempre: como melhorar as condições de oferta de transporte público e como solucionar os gigantescos engarrafamentos que se repetem diariamente em suas vias rodoviárias. Todos esses problemas são resultado de uma série de políticas adotadas ao longo dos anos, que levaram a ineficiência do transporte público, aumentando a preferência pelo transporte individual e uma dependência pelo ônibus pelas classes mais desprivilegiadas.

Como alternativa para amenizar este problema propôs a construção de um anel ferroviário metropolitano em torno do centro de São Paulo. Esta proposta é semelhante a implantada na linha de metrô de London ou a linha Yamanote, em Tóquio, no Japão, que transporta cerca de 3,5 milhões de passageiros/dia, se tornando a linha mais importante e solicitada de Tóquio. Comparando-se estas cidades é possível verificar características semelhantes entre si, como a ampla área ocupada pela região metropolitana e a grande necessidade de transporte dos subúrbios para o centro da cidade.

Observando-se o mapa da rede ferroviária de São Paulo, verifica-se que grande parte das linhas se concentram na região central da capital. E conforme o modelo proposto por DEÁK (1992), linhas perimetrais e anéis periféricos são vistos como possíveis soluções para São Paulo.

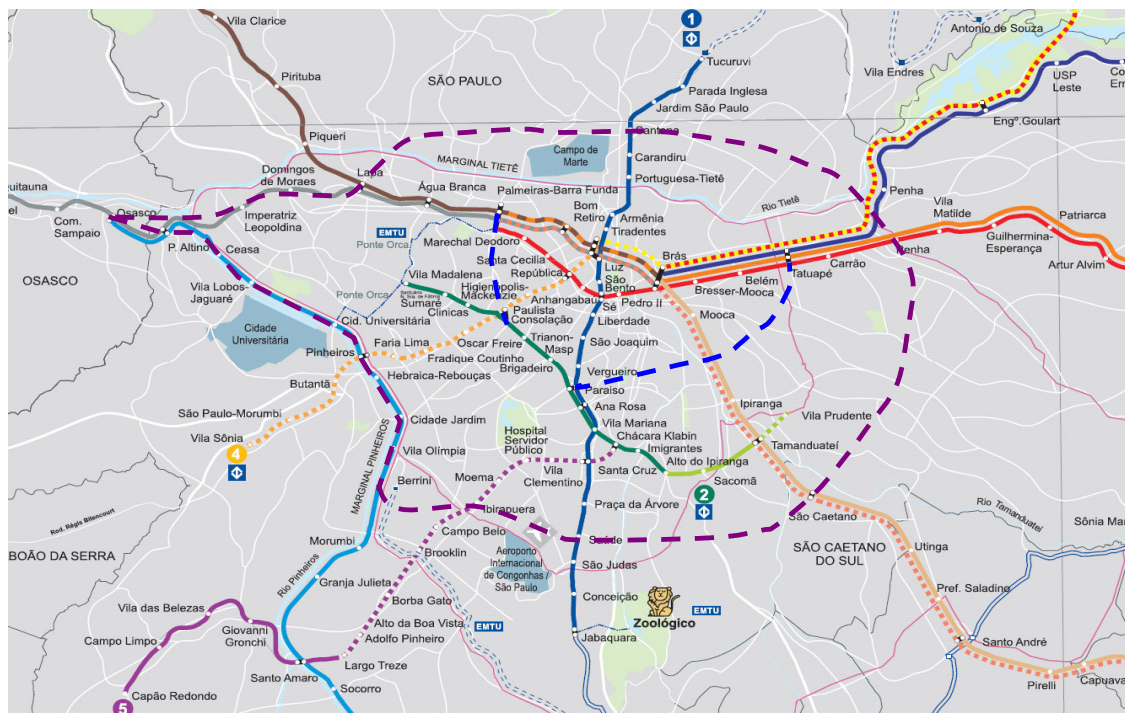
A idéia consiste em implantar linhas metroviárias complementares a malha existente, visando melhorar as condições de mobilidade da população, proporcionando maior acessibilidade as populações mais distantes através de ligações de novos centros regionais. Espera-se também melhorar distribuição da demanda, reduzir no tempo de viagem entre centros regionais, reduzir número integrações aos passageiros, promover o desenvolvimento de novos pólos (como Lapa, Berrini, Tatuapé, ABC e Guarulhos) e facilitar a integração aos demais modais de transporte (terminais de ônibus e Aeroporto de Congonhas).

A constituição da solução proposta prevê a construção de linhas complementares ligando estações cuja demanda é alta, a construção novas estações em regiões onde o transporte ferroviário é inexistente e a implantação de linhas ligando estas estações as já existentes.

O trecho norte do anel ferroviário tem início em Osasco seguindo em direção a Lapa, passando pela região da Freguesia do Ó, Limão, Casa Verde, cruzando com a linha azul do metrô, na estação Santana, passando pela Vila Guilherme e cruza as linhas laranja da CPTM e vermelha do metrô, terminando na estação da Penha.

O trecho sul começa na estação da Penha, passando pela região do Carrão, seguindo para São Caetano, e cruzando a linha azul do metrô na estação Santa Cruz, permitindo a integração com o terminal de ônibus, passando pelo aeroporto de Congonhas, Ibirapuera e depois pelo novo centro financeiro, Berrini, e termina fechando o anel novamente em Osasco.

É proposta também a implantação de linhas complementares, que ligam a linha verde as demais linhas do metrô, através de dois arcos. O primeiro arco liga a estação Consolação (linha verde) a estação Barra Funda (linha vermelha) e o segundo arco liga a estação Paraíso (linha verde) a estação Tatuapé (linha vermelha), é importante observar que ambos os arcos facilitam o escoamento da demanda para as estações que permitem a integração com ônibus e com o trem (CPTM).



- **ANEL FERROVIÁRIO METROPOLITANO**
- **LINHA COMPLEMENTAR**

Figura 3.2.1: Proposta para o traçado do Anel Ferroviário Metropolitano

É importante lembrar que a alternativa proposta visa melhorar as condições de mobilidade da população, porém por si só não pode ser vista como solução única e sim com solução complementar, já que devem ser previstos investimentos em outros modais de transporte, de modo a constituir um sistema eficiente.

4.3 Proposta de implantação dos terminais chave (TC)

Em complementação a proposta da linha circular para a RMSP apresentada anteriormente, sugere-se a adoção da forma urbana apresentada a seguir, situando sobre o mesmo, alguns elementos adicionais do sistema estrutural de transportes.

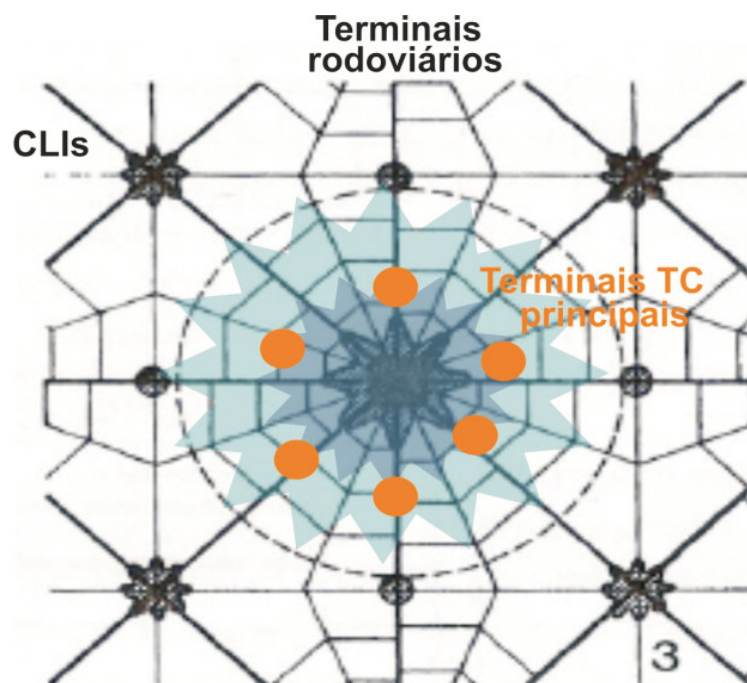


Figura 3.3.1: Forma urbana e relação com o sistema de transportes

Sugere-se então a instituição de novos terminais rodoviários em pontos chave de conexão das redes, pontos onde seria feita o “corte” das linhas de transporte metropolitano (EMTU), das linhas de fretamento e de transporte de longa distância de passageiros. No caso destas últimas, os terminais rodoviários estariam em princípio situados nas localizações recomendadas pelo PITERP – Plano Integrado de Terminais Rodoviários de Passageiros.

Esses terminais chave deverão ser projetados para serem totalmente auto-financeáveis, em termos de investimento. Atualmente, os terminais e a cidade se desconhecem. Na quase totalidade dos casos a conexão funcional e urbanística planejada entre o “lugar” e o terminal de transportes simplesmente inexistente ou não dá prioridade, no acesso do bairro ao terminal, ao deslocamento por meios não motorizados e o desenho livre do terminal, em geral “aberto” em relação ao exterior, provoca a deterioração do entorno urbano imediato, criando-se um nocivo e desagradável “anel” desvalorizado entre a estação e o bairro.

No novo modelo, o terminal, parcialmente no subsolo, deverá integrar-se (em elevação) perfeitamente à cidade, protegendo, valorizando e dinamizando positivamente o entorno. Requer um estudo completo do impacto de vizinhança e o

estabelecimento dos controles necessários para ensejar a criação de valor urbanístico, visual e das propriedades.

Os terminais-chave, por outro lado, deverão ser projetados para proporcionar conforto e conveniência ao usuário, devendo o novo paradigma incluir o requisito de eliminação da fila física nas transferências do sistema estrutural (alta frequência) para os sistemas secundários (frequência menor), mediante o uso de tecnologias de informação, identificação automática de veículos e GPS ou equivalente. Durante a espera, na fila virtual, em locais fechados, o usuário deverá ter acesso a “minishoppings”, áreas de descanso e recreação e outras conveniências.

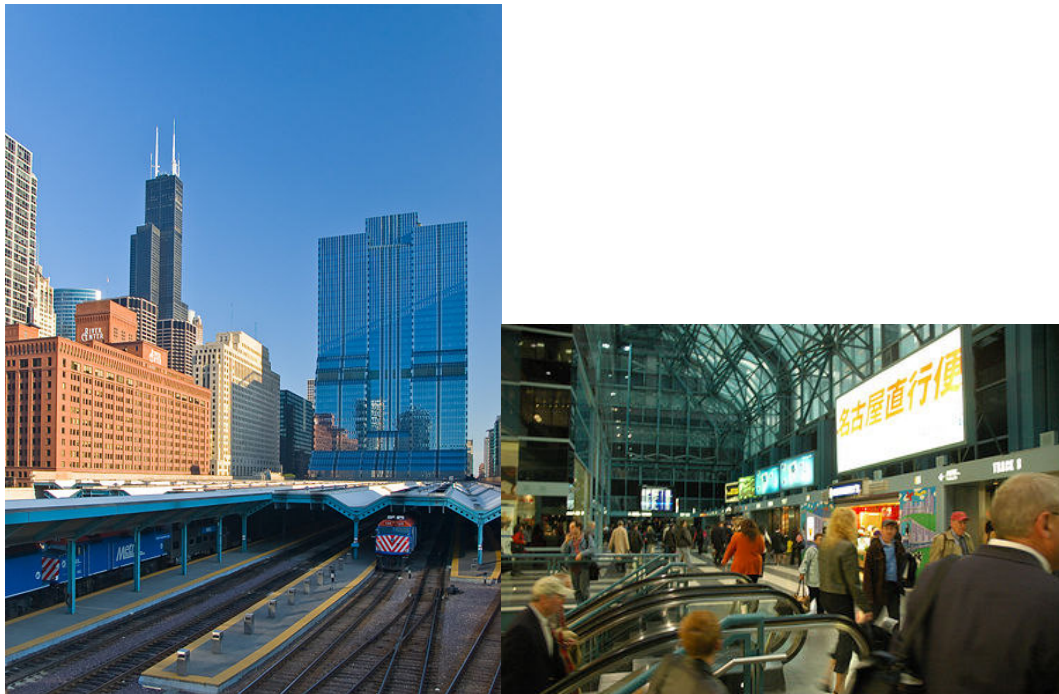


Figura 3.3.2: Terminal de trens suburbanos em Chicago (Ogilvie Transportation Center)

Esses conceitos deverão se compatibilizar com os impactos do bilhete único ou bilhete total nas transferências. Embora os novos recursos de bilhetagem temporizada permitam descentralização dos transbordos, não eliminarão a figura dos terminais chave, nas conexões entre os sistemas estruturais e secundários, sobretudo porque as diferenças de frequência desses serviços levam a acumulação de passageiros nos pontos de transferência.

Por outro lado, como o bilhete único dispensa a “área paga” nos terminais, geram-se novas possibilidades de lay-out interno que podem ser explorados no projeto arquitetônico dos terminais. A figura a baixo ilustra o conceito do terminal chave aqui proposto.

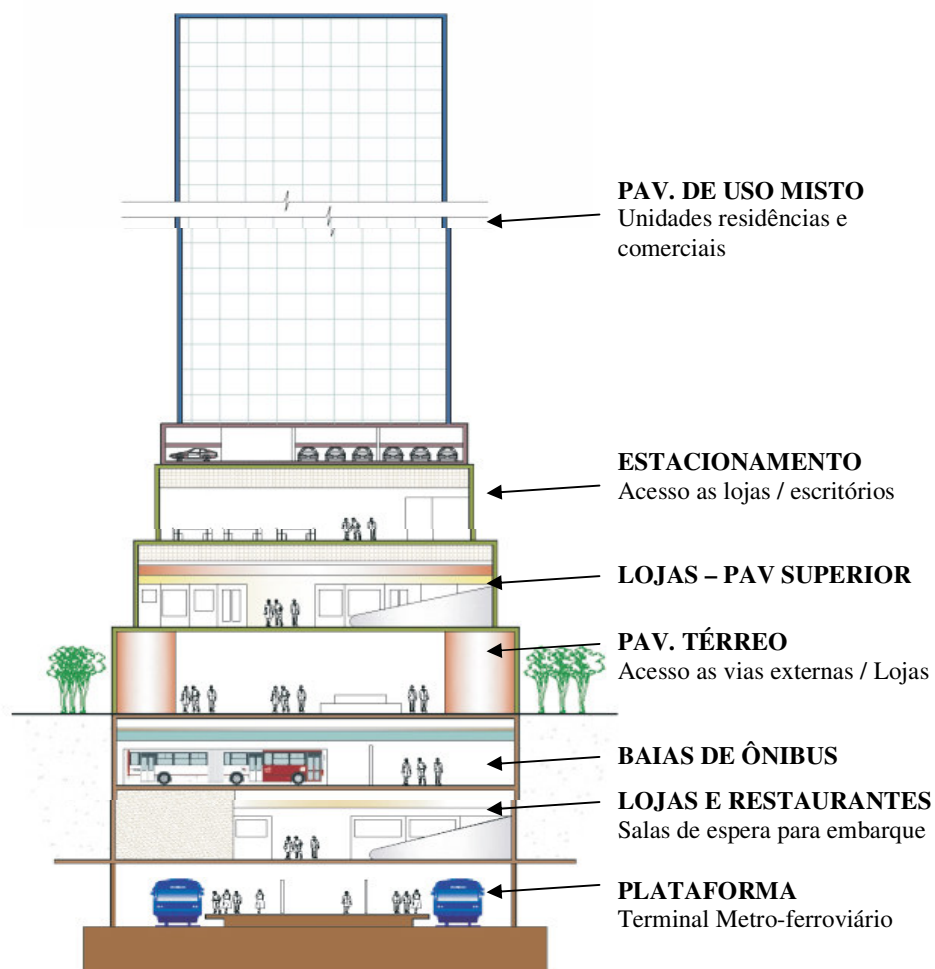


Figura 3.3.3: Terminal chave (ilustrativo)

A quantidade de área construída, nos andares superiores, deverá ser dimensionada para proporcionar escala compatível com a auto-sustentabilidade financeira prevista para o empreendimento (possivelmente algo como de 30 a 40 andares). O próprio shopping center, nos andares baixos, deverá colaborar nesse sentido.

O andar intermediário entre os terminais metro-ferroviário e de ônibus abrigará uma parte do shopping e os passageiros que estiverem fazendo a transferência, utilizando a solução de “fila virtual” antes aludida.

Nos andares acima do shopping poderão ser localizados os estacionamentos, dimensionados para atender aos usuários do transporte individual, da área comercial e dos andares superiores.

O conjunto de terminais chave fará parte de um programa Pró-Pólos ampliado e adaptado para incorporá-los. Estará também física e funcionalmente conectado com a rede viária municipal (SP) estrutural e ao SIVIM, ou melhor, o conjunto funcionará como o elemento principal de articulação entre os sistemas municipal e metropolitano.

4.4 Trens Expressos

O Trem Expresso, ou Trem Rápido, é uma forma de serviço ferroviário onde os comboios fazem apenas uma pequena quantidade de paradas, em vez de parar em todas as estações. Esse serviço é também conhecido como ligação ponto a ponto “non stop”.

As vantagens desse tipo de serviço são:

- Flexibilidade para atendimento das variações de demanda no tempo;
- Redução significativa no tempo de viagem;
- Maior produtividade;
- Maior confiabilidade;
- Alívio de rotas saturadas;
- Possibilidade de maior conforto para os passageiros;
- Melhor aproveitamento das faixas ferroviárias.

Nesse tipo de serviço podem ser oferecidos duas ou mais classes, econômica, executiva, primeira classe, semelhante ao sistema de serviços aéreos. Podem funcionar com assentos reservados ou não. Em classe mais alta deve se trabalhar com assentos reservados para maior comodidade dos passageiros.

Para comprar os bilhetes para viagens de curta distância pode se utilizar vários métodos como adquirir em máquinas de venda automática, em balcões de venda nas estações ou ainda com bilhetes automáticos em forma de cartão. Para as viagens mais longas, ou aquelas com assentos reservados é mais apropriado que a compra do bilhete seja em balcões, onde se pode oferecer um serviço mais completo.

As plataformas das estações podem necessitar de algumas adequações para suportar outro tipo de serviço. No caso de plataformas comuns a trens expressos e locais a sinalização de embarque deve ser muito bem elaborada, com indicações claras a respeito do próximo trem a chegar. Para evitar transtornos é mais indicado que se use plataformas diferentes para os trens expressos, oferecendo assim um serviço de melhor qualidade, porém com um maior custo de implantação. Há ainda a possibilidade de se ter serviços extras exclusivos em linha diferenciadas, como as linhas para aeroportos que podem ter check-in, entre outro dependendo da necessidade de cada caso.

Existem hoje no Brasil diversos projetos ou propostas de trens expressos que visam melhorar a fluidez de algumas rotas que tem uma demanda muito grande. Como é o caso do Expresso Aeroporto, Expresso Bandeirante ou ainda Expresso Rio – São Paulo. São essas as propostas que serão discutidas a seguir.

4.5 Expresso Aeroporto

Descreverei aqui algumas características e dilemas da implantação do Expresso Aeroporto, que será um trem mais rápido e com mais qualidade, ligando a área central de São Paulo, mais especificamente a Estação da Luz, diretamente ao Aeroporto Internacional Governador Franco Montoro, localizado no bairro de Cumbica. A linha será implantada numa nova via exclusiva, mas aproveitando parcialmente a faixa ferroviária da CPTM.

O objetivo desse projeto é melhorar a fluidez da Dutra, a principal via de acesso ao aeroporto, melhorar a fluidez das marginais e melhorar a estruturação dos serviços aéreos, desafogando o aeroporto de Congonhas.

Pensar em uma melhor estruturação dos serviços aéreos no Brasil envolve pensar em múltiplas soluções, como variados meios de transporte. Neste contexto começou a ser formalizado em 2002 um projeto de ligação ferroviária entre o aeroporto Cumbica em Guarulhos e a cidade de São Paulo: o Expresso Aeroporto.

O argumento é que as vias de acesso ao aeroporto, sobretudo a rodovia Presidente Dutra, encontram-se saturadas, e o trajeto do centro de São Paulo ao aeroporto pode chegar a 2 horas, dependendo do tráfego de carros, e não há outra opção a não ser a rodoviária. O projeto, uma parceria entre governo federal e do estado de São Paulo, andou lentamente até a necessidade de melhoria de serviço aéreo ficar mais evidente com a crise aérea. As obras devem começar em 2009 e seu término está previsto para 2012. Os serviços prestados devem ser diferentes dos demais serviços ferroviários que já existem no Brasil: os passageiros deverão contar com ar condicionado e viajarão sentados, já que a proposta é de maior conforto possível.

A previsão é de que o trem percorra em 20 minutos os 28,3 km de extensão entre São Paulo e Guarulhos a uma velocidade comercial de 100 km/h. Destes, 17,3 km serão em faixa da CPTM e os 11 km restantes em linha nova. Parte do percurso, de 19 km, se dará em via compartilhada com o futuro Trem de Guarulhos. Na operação inicial o intervalo médio entre viagens deverá ser de 12 minutos. Duas estações terminais, uma na Luz e outra no aeroporto, serão construídas especificamente para o serviço sem paradas, que garantirá maior segurança aos passageiros.

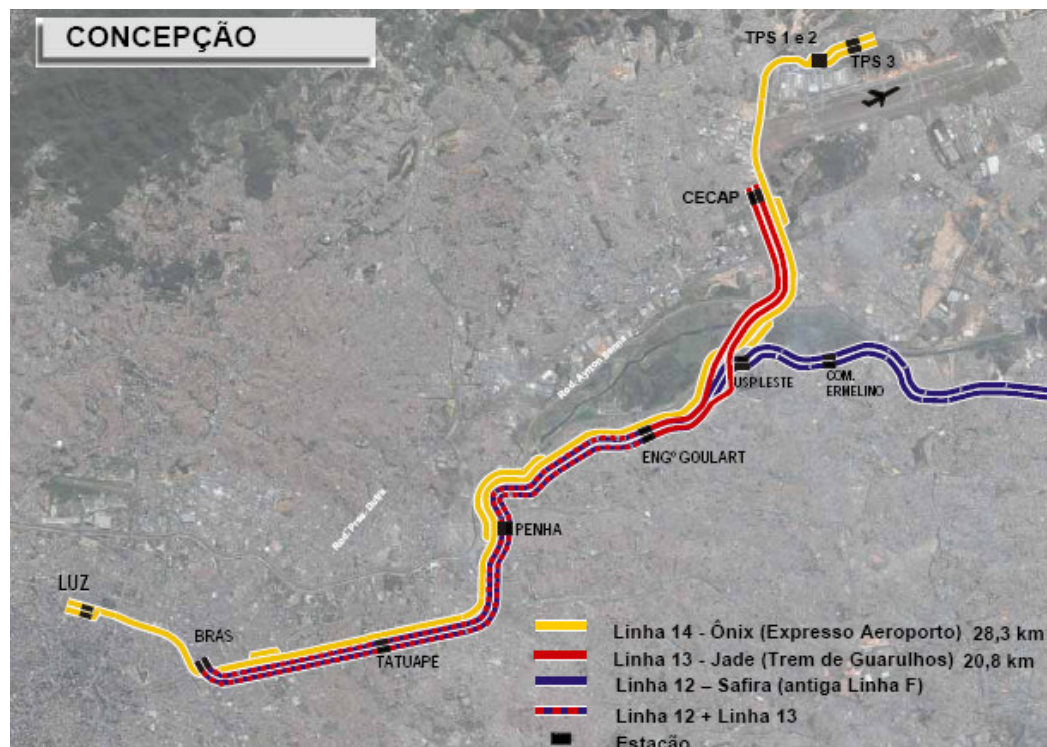


Figura 3.5.1: Traçado do Expresso Aeroporto



Figura 3.5.2: Método Construtivo do Expresso Aeroporto

Estima-se para o início da operação um número médio de 20 mil usuários/dia, entre viajantes, acompanhantes e funcionários, chegando a até 55 mil passageiros ao longo do período de concessão do projeto.

Tabela 3.5.1: Estudos de Demanda x Oferta do Expresso Aeroporto

AEROPORTO			EXPRESSO AEROPORTO			
Ano	Viajantes ⁽¹⁾ / ano x 10 ³	Pass/dia Sem conexão	Demanda ⁽²⁾		Oferta	
			Pass/dia	Pass/ hora pico	Intervalo min	Pass/hora ⁽³⁾
2011	23.814	58.700	19.800 (27%)	1.700	15	2.400
2012	25.392	62.600	23.500 (30%)	1.800	15	2.400
2015	30.784	75.900	31.300 (33%)	2.500	12	3.000
2020	41.243	101.700	42.000 (33%)	3.400	10	3.600
2025	55.349	136.500	42.000	3.400	10	3.600

(fonte: CPTM)

A tarifa pode chegar a R\$30, intermediária entre o táxi e o *Airport Bus Service*. A grande inovação é que a Infraero disponibilizará serviço de check-in na própria estação de trem, de forma que o usuário não precisará se preocupar com sua bagagem.

O Expresso deverá aumentar o número de passageiros que embarcam em Cumbica, em um significativo total de 12 milhões de pessoas ao ano, fato que deve ser levado em consideração nos projetos de ampliação, dado o nível de saturação que o aeroporto já enfrenta. Apesar disso, tudo indica que a construção do Expresso Aeroporto trará grandes benefícios aos usuários, e contribuirá para 1ª impressão do país, já que o meio de transporte de alta qualidade será implantado no aeroporto de maior movimento do Brasil e também será alternativa de ligação com a maior cidade da região metropolitana de São Paulo, Guarulhos.



Figura 3.5.3: Localização do Terminal no Aeroporto de Cumbica

Apesar da decisão ter sido favorável a Estação da Luz, um dos grandes dilemas na concepção desse projeto foi a decisão de qual seria a estação destino do Expresso. Eram três as candidatas: a estação Luz, Barra Funda e Júlio Prestes. Essa decisão é crucial, pois o trajeto do trem é non-stop, então o destino será um só. A estação deve apresentar disponibilidade de atender esse novo público e ainda possuir possibilidade física de atender o serviço de check-in. A Barra Funda era a grande candidata, porém deve-se levar em conta que a Luz possui ligação direta com o metro da linha azul que leva ao terminal Tietê de ônibus, o que facilitaria o acesso dos usuários do maior terminal rodoviário da América Latina. A estação Júlio Prestes possui o trunfo de ser a menos saturada, no entanto de acesso menos prático.

No dia 11/08 foi feita uma audiência pública realizada pela Secretaria dos Transportes Metropolitanos do Governo do Estado de São Paulo, na sede do Instituto de Engenharia de São Paulo, na capital paulista. Essa audiência serviu para apresentar o projeto e também para colher sugestões dos participantes.

Entre as questões levantadas na audiência, apareceram temas como a garantia de demanda, o valor máximo da tarifa (de até R\$ 28), a concorrência com outras modalidades de transporte e a competição com o Trem de Alta Velocidade (projeto do Governo federal que prevê a ligação entre São Paulo e Rio de Janeiro). Segundo especialistas o maior problema do projeto é que todo risco é destinado ao agente

privado. Uma das principais preocupações das empresas é o risco de demanda frente a um investimento de R\$ 1,7 bilhão a ser remunerado por uma tarifa de no máximo R\$ 28. A iniciativa privada teme que o volume de usuários que o sistema atrairá não seja suficiente para cobrir todo o investimento.

Por conta dessa incerteza chegou a ser proposta ao governo a mudança do modelo de concessão comum, fixado em 35 anos, para uma Parceria Público-Privada (PPP).

O presidente da CPTM considerou os questionamentos pertinentes e uma demonstração de que as empresas estudaram o projeto e estão se preparando para a concorrência. A publicação do edital para concessão do Expresso Aeroporto também deve ser adiada. A princípio, a divulgação do edital deveria ocorrer no início de setembro, como informado no próprio evento.

Entre as empresas presentes na audiência, estavam Acciona, CCR, OHL Brasil, Andrade Gutierrez, Mendes Júnior, ABP, Alstom, Bombardier, Siemens, Mitsui, Mitsubishi, entre outras.

O vencedor dessa licitação além de construir o Expresso Aeroporto terá de construir um ramal da Linha 12 da CPTM com 5 km de extensão, partindo da região de Engenheiro Goulart e da USP Leste para o Conjunto Habitacional Zezinho Magalhães, em Guarulhos.

Estão previstos investimentos de R\$ 1,4 bilhão no Expresso Aeroporto e de R\$ 303 milhões no Trem de Guarulhos.

Tabela 3.5.2: Estimativa de Investimentos

DESCRIÇÃO		VALORES R\$ x 10 ⁶
Desapropriação		20
Obras Civas		575
Terminais		160
Sistemas		229
Projetos / Contingências / Outros		200
Subtotal		1.184
Material Rodante	6 <i>Trens de 8 carros</i>	192
TOTAL		1.376
Investimentos em 7 anos	1 Trem de 8 carros	32
Investimentos em 12 anos	1 Trem de 8 carros	32
TOTAL		1.440

(Fonte: CPTM)

5. ESTUDO DE CASO – ESTAÇÃO VILA LEOPOLDINA

5.1 Introdução

Após o estudo detalhado da malha ferroviária paulista sob jurisdição da CPTM e os fatores que levam à necessidade de sua modernização, decidiu-se por aprofundar um estudo de caso em uma das estações que necessitassem de reconstrução, para que se pudesse entender melhor a lógica por trás deste importante equipamento que propicia a inserção do usuário no sistema.

Diversas estações, pelo relatório da CPTM estudado, necessitavam de grandes reformas para se adequarem às grandes mudanças requisitadas pela acessibilidade e nova demanda. Para algumas delas, como é o caso da estação Leopoldina, foi constatado que seria necessária uma verdadeira reconstrução, geralmente em local próximo, mas deslocada, de forma a minimizar o impacto que essa reconstrução venha a gerar sobre o usuário.

Existem inúmeras razões que levaram à decisão de reconstruir a estação e todas elas se referem à localização da mesma.

Inicialmente, a reforma devido à questão da acessibilidade a todos os usuários, que fica impossibilitada pelo modo como a estação se encontra enclausurada por vias e o modo como seu mezanino atual se dispõe, não permitindo, por exemplo, a instalação do sanitário, obrigatório nesta modernização pretendida, e menos ainda para o sanitário para portadores de deficiências físicas.

Além disso, o enclausuramento desta estação, também impede futuras expansões sem grandes desapropriações, o que, associado ao “boom” imobiliário que ocorre atualmente na região, e a valorização destes terrenos, torna extremamente desaconselhável a manutenção da estação na mesma posição, apenas expandindo-a.

Este crescimento imobiliário, levando mais pessoas para esta região, vem para agravar uma situação de sobredemanda da estação Leopoldina, decorrente da proximidade da mesma com a estação Ceasa, da linha C, roubando parte da

demanda desta outra. Isto ocorre devido ao antigo sucateamento da linha C, problema agora resolvido, mas principalmente pela Leopoldina encontrar-se na linha B, de conexão direta com a estação Barra Funda e o metrô. Este último fator ainda faz com que os passageiros que foram dimensionados como usuários da estação Ceasa, na realidade, prefiram a estação Leopoldina e, se este é o caso, a estação deve estar preparada pra recebê-los.

Assim, foi selecionada pelo programa uma área mais próxima ao viaduto vizinho, que possui maior área livre e cujo entorno não se encontra diretamente neste avanço imobiliário, facilitando sua desapropriação. Este trabalho, possuindo como base o projeto arquitetônico previsto para a estação, buscará desenvolver os aspectos construtivos da mesma, assim como inovações propostas e modificações possíveis.

5.2 A arquitetura da Estação

Dada a arquitetura inicial recebida, foi estudada, já se imaginando que estaria sendo respeitada, a adequação da mesma às requisições feitas para CPTM, assim como normas vigentes relacionadas.

Isto posto, não tendo havido inconformidades, outro aspecto começou a ser avaliado e é sobre ele que se enfocarão as mudanças propostas. Trata-se da inserção da estação como parte do entorno, do bairro, funcionando conjuntamente a este, e não como um divisor.

Algumas proposições aqui discutidas são, inclusive, parte do projeto original, mas em menor escala ou sem a firmeza necessária para que esta inserção realmente ocorra.

A primeira delas, mencionada no projeto como um adendo futuro, mas que se propõe, neste trabalho, como uma necessidade da estação desde o seu início, é a segunda passarela, que necessitaria de uma desapropriação e ligações com o viário local, que permitiria a transposição dos dois lados da estação, tornando-a um caminho que possa ser percorrido pelas pessoas do próprio bairro.

Anexos às plataformas, de forma a permitir integração entre os modais trem e ônibus, foi inserido um trecho de pavimentação especial para a parada dos ônibus da região, que poderiam ser reunidos neste local, propiciando também uma maior integração entre as próprias linhas.

A segunda mudança, também constante do projeto inicial, porém em uma quantidade menor e sem grande comprometimento com o sucesso desta, compreende as atividades comerciais e de serviços no interior da estação, seja no lado externo, onde no projeto inicial existem 5 espaços destinados a comércio, porém estes são atrapalhados por pilares que surgem bem no meio do local planejado; seja no lado interno, na parte paga, onde atualmente não existem áreas previstas para tal uso.

Associado a esta mudança, que gera mais áreas internas no mezanino, necessitando um aumento do mesmo, foi realizado um afastamento das escadas de acesso à plataforma, diminuindo a área da plataforma que fica extremamente distante e, portanto, tem seu uso desfavorecido.

Para tanto, foi verificado que o número de bloqueios ultrapassa bastante o valor especificado pela demanda, assim alguns serão retirados para permitir o avanço das escadas sobre estes.

Além disso, o afastamento faz com que os passageiros percorram a área destinada a comércio e serviços, o que favorece o desenvolvimento destes. Sugere-se também a instalação de quiosques nas plataformas, especialmente nas áreas mais distantes, fazendo com que o público tenha um motivo a mais para se deslocar até as pontas da plataforma, distribuindo melhor os usuários nos horários mais carregados.

Uma última mudança, de cunho menor, foi a redução da plataforma de entrada do mezanino que, com mais de cinco metros, poderia acabar gerando espaço para comércio ambulante não legalizado, proibido nas estações, mas que, sem a devida fiscalização, acaba ocorrendo no cotidiano, sendo esta uma medida de desincentivo ao mesmo.

Foi estudado também, e será detalhada estruturalmente, a alternativa de uma área subterrânea de acesso à plataforma. Esta alternativa, no entanto, por gerar uma dificuldade de controle e segurança, além de precisar de uma largura maior que a plataforma aberta para não provocar a sensação de clausura, foram fatores que

levaram à preferência por não incluí-la como uma mudança arquitetônica, mas o estudo estrutural foi anexado por tratar-se de um estudo de interesse.

Assim, encontra-se em anexo, o projeto com as modificações realizadas, assim como figuras de trechos do projeto base e modificado abaixo, para que seja possível uma comparação. Dado que este desenvolvimento aconteceu paralelo aos outros estudos da estação, as modificações não se refletem como parte integrante dos mesmos.

5.3 Parada de ônibus - Pavimentação

5.3.1 Introdução

Congestionamentos, poluição ambiental, falta de infra-estrutura nas vias públicas, cultura do transporte individual, crescimento do transporte alternativo e ilegal, diminuição da mobilidade da população, queda no número de passageiros transportados. Esses são muitos os problemas enfrentados pelo transporte público regulamentado hoje, em especial o transporte por ônibus.

Para tentar reverter esse complicado quadro que se instalou nas grandes cidades brasileiras, uma das soluções tem sido investir na integração entre os meios de transporte, prática adotada em cidades como Nova York, Tóquio, Paris e Madri.

Os transportes urbanos, em São Paulo, sofreram um impacto muito grande com a mudança do perfil econômico da metrópole. A metrópole cresceu de forma desregrado e com uma política de transportes falha. Com o Plano Real, no início da década de 1990, o acesso a crédito motivou a rejeição sistemática ao ônibus. O metrô, durante muito tempo negligenciado, vem recebendo ultimamente alguma atenção, mas é notório seu atraso visto a escala da metrópole. Dentro dessa realidade, o Plano Integrado de Transportes Urbanos (PITU) tem se mostrado um instrumento bastante importante para a reestruturação do transporte metropolitano. A compatibilização da rede da CPTM à rede de metrô, entre outras providências

previstas no plano, amplia a rede de transporte de alta capacidade e interliga centros e sistemas antes desconexos.

Na reestruturação do transporte coletivo evidencia-se a criação de nós de transporte metropolitano. Nó é um elemento funcional de caráter objetivo e representa que pode ser definido como a interface entre diversos modos de transporte num único ponto. Desta maneira, um nó é qualificável pela quantidade de pessoas que transporta, a quantidade de modos de transporte que interliga e a qualidade da transferência entre esses modos.

Os trens da CPTM, embora transportem uma quantidade expressiva de passageiros para o bairro, contam com poucas estações e, portanto, apresentam baixa capilaridade de acesso. Esta condição desestimula sua utilização para transporte local porém quando associado à outros modos, como o metrô e ônibus sua utilização pode ser ampliada significativamente.

Com o objetivo de melhorar a acessibilidade dos usuários da Estação Leopoldina até a estação iremos nesse capítulo fazer a concepção e o dimensionamento do pavimento de uma parada de ônibus. Essa será utilizada como ponto final de uma linha local e também como ponto de passagem de outras linhas.

A integração entre as modalidades de transporte pode ser operacional ou institucional. Na integração operacional os principais aspectos tratados são os referentes ao horário, frequência de viagens e tudo que diz respeito à oferta do transporte em geral, deve haver uma coordenação entre os diversos modos de transportes utilizados na integração. A integração institucional é o acordo existente entre órgãos gerenciadores, operadores e fiscalizadores do sistema de transporte, que têm por objetivo coordenar questões políticas, econômicas, financeiras, operacionais e administrativas do sistema como um todo.

A integração tarifária é um componente essencial à qualificação de um sistema de transporte integrado. Na integração intermodal, o usuário pode receber um desconto na integração ônibus – trem, ônibus – metrô, etc. A integração tarifária pode ocorrer com ou sem terminal. A construção de terminais algumas vezes se torna inviável devido aos altos custos econômicos, financeiros e sociais. Para viabilizar os sistemas integrados, a utilização de bilhetes com validade temporal, ou seja, que dêem condições ao usuário de mudar de linha, para complemento da sua viagem,

sem pagar outra passagem, ou pagando apenas um pequeno acréscimo, desde que dentro de horário pré-estabelecido pelo sistema vem para solucionar esse problema.

A integração prevista na Estação Leopoldina de acordo com os princípios descritos anteriormente é basicamente institucional, permitindo uma integração física pela proximidade da estação e da parada de ônibus e uma integração tarifária possível graças ao bilhete único amplamente utilizado na cidade de São Paulo.

5.3.2 Conceção

Os pontos de parada ou pontos de ônibus, também denominados pontos de embarque e desembarque, são os locais determinados para que as pessoas acessem a rede de transporte coletivo, realizem transferências entre serviços ou modos ou desembarquem próximo a seu destino. Constituem o elo de ligação entre o sistema de circulação dos pedestres com o sistema de transporte coletivo. A sua inexistência cria a impossibilidade do pedestre se tornar usuário deste sistema, por isso é de grande importância em relação à integração destes.

Esses pontos são classificados em quatro os principais tipos:

- Pontos em terminais, uma vez que todo terminal de integração pode ser caracterizado como um ponto de parada especial, que possibilita a concentração da demanda;
- Pontos finais ou pontos terminais, constituídos pelos pontos de embarque e desembarque utilizados também para estacionamento dos veículos que aguardam o momento de realizarem sua viagem;
- Pontos de passagem com estrutura de apoio, caracterizados como estações que disponibilizam mais equipamentos que os pontos comuns;
- Pontos comuns, normalmente instalados nas calçadas, com o mínimo de equipamentos de apoio.

O ponto que será estudado será um ponto final com passagem de outras linhas somente para embarque e desembarque.

Devido às suas características, o ponto de parada é um gerador de tráfego de pedestres e, por causa disso, deve atender às necessidades de projeto na sua implantação, pois as esperas em locais sem abrigo ou com abrigos pouco confortáveis não garantem a qualidade do serviço oferecido. Os elementos que serão considerados para o projeto do ponto de parada são principalmente:

- Abrigo: tem a função de dar conforto para o usuário, protegendo-o das intempéries e com assentos para descanso e espera do transporte;
- Sinalização de ponto de parada: neste caso ele tem uma dupla função - informar para o pedestre que ele se encontra em um ponto de parada; e informar para o fluxo de tráfego o local de entrada e saída de veículos;
- Iluminação: aumenta à segurança dos usuários, a percepção da área em volta, facilita a identificação para os usuários que caminham para ele, auxilia o motorista do transporte coletivo na identificação de possíveis usuários no ponto, e a sua sinalização para o embarque;
- Informação sobre as linhas e seus horários: não raro acontece de um usuário, por falta de uma informação sobre as linhas que servem ao ponto, ficar esperando por um ônibus que nunca irá passar naquele local;
- Calçada: a sua inexistência pode tornar inacessível o ponto de parada para muitos usuários, especialmente os com mobilidade reduzida, denotando o isolamento do ponto e sua falta de ligação com o sistema de circulação dos pedestres;
- Faixa de travessias de pedestres: facilita o acesso do usuário ao ponto de ônibus, além de garantir a segurança com relação aos outros veículos;
- Diferenciação visual: este elemento é mais específico para pessoas com deficiências visuais; neste caso o uso de cores contrastantes entre calçada e o meio-fio, bem como do próprio ponto e a utilização pisos táteis, contribuem para aumentar a acessibilidade dessas pessoas.

5.3.2.1 Número de Faixas

Atualmente na Estação Leopoldina tem apenas linhas que passam pela estação, não há linhas de ônibus que tenham a estação e seu entorno como ponto final ou inicial. A tabela 5.3.1 mostra a lista de linhas que hoje atendem a estação e seu entorno.

Tabela 5.3.1: Linhas que atendem a Estação Leopoldina atualmente.

Linha	Denominação	
<u>748R-41</u>	JD. BOA VISTA	LAPA
<u>748R-51</u>	COHAB RAPOSO TAVARES	LAPA
<u>8038-10</u>	PQ. CONTINENTAL	LAPA
<u>8060-10</u>	VILA PIAUI	TERMINAL LAPA
<u>847J-10</u>	CITY JARAGUA	JAGUARE
<u>957T-10</u>	COHAB TAIPAS	ITAIM BIBI

Pensando no crescimento imobiliário que tem ocorrido na região iremos prever uma possível linha que tenha como ponto final a Estação Leopoldina. A parada deve possibilitar o estacionamento de alguns ônibus e não somente a parada para embarque e desembarque de passageiros. A maior demanda dessa parada será de ônibus que apenas passam pelo local, por isso deve se ter um cuidado especial para que essa dupla função não atrapalhe a fluidez da parada.

A capacidade de um ponto de parada depende do tempo de operação dos ônibus no embarque/desembarque de passageiros. Como esse ponto terá duas funções é necessário que os ônibus que cheguem à parada possam ultrapassar aqueles estacionados. Sendo assim é essencial que a parada tenha duas faixas.

A largura média de um ônibus que opera em São Paulo é 2,5 metros, portanto como teremos duas faixas, a largura ideal para as faixas seria de 3,5 metros cada, somando 7 metros de largura.

5.3.2.2 Comprimento

Essa parada deve acomodar pelo menos 2 ônibus estacionados, simultaneamente, correspondente a linha com ponto final na Estação Leopoldina. É necessário ainda que ônibus de outras linhas passem parem para embarque e desembarque e continuem seu percurso.

O comprimento médio de um ônibus é de 7 metros. Para que dois ônibus possam estacionar com certa tranquilidade será reservado para esse fim um comprimento de 16 metros.

A frente do local reservado para estacionamento dos ônibus terá uma parte reservada para aqueles que irão somente passar pela parada. O comprimento reservado para esse tipo de procedimento será de acordo com as especificações da Prefeitura de São Paulo que prevê um comprimento de 10 metros em casos onde para apenas 1 ônibus de cada vez e 17 metros quando podem parar até 2 ônibus simultaneamente no ponto de parada, melhorando assim a fluidez. No caso dessa parada na Estação Leopoldina será permitido a parada de 2 ônibus por isso o comprimento reservado para esse procedimento de embarque e desembarque será de 17 metro, conforme especificações.

No total esse ponto de parada deverá ter um comprimento de 50 metros sendo 33 m para estacionamento e 17 m para os ônibus que utilizarão esse ponto de parada apenas para embarque e desembarque.

5.3.2.3 Abrigo

Os abrigos devem ser instalados para prover a máxima proteção para os usuários contra as intempéries, dar visibilidade para os usuários que estão esperando o ônibus, não atrapalhar a passagem dos pedestres na calçada e criar o mínimo de obstrução visual para os usuários dos veículos.

Considerando o abrigo como um elemento do mobiliário urbano com função de dar proteção aos usuários, ele se torna uma referência visual para os usuários do transporte coletivo.

A proposta será construída em estrutura metálica executados em tubos de aço carbono tubular industrial, soldado em todos os elementos estruturais e compatíveis com todos os requisitos de segurança e proteção ambiental, terá também um fechamento ao fundo com uma placas de policarbonato transparente utilizada para descrição do itinerário das linhas.

A opção por estes materiais é para propiciar maior leveza e transparência, desta forma o material utilizado deverá contribuir para a paisagem local não se reconhecendo como obstáculo e sim como elemento essencial da mobilidade urbana.

As calçadas sob o abrigo deverão receber tratamento diferenciado e um nível (8cm) mais alto para marcar o espaço e diminuir os problemas com água da chuva e melhor acesso aos ônibus. Nestes casos deverá ser feita pequenas rampas para acesso ao cadeirante.

A cobertura será com policarbonato alveolar medindo aproximadamente 4,00m X 1,50m, totalizando 4,50m² de cobertura. Por não ser apenas um ponto de passagem, ser também um ponto final, será colocado 3 estruturas como a descrita anteriormente, dispostas de forma consecutiva, totalizando 12m de comprimento e 18m².

5.3.3 Pavimento

5.3.3.1 Tipo de Pavimento

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a

resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

O pavimento rodoviário classifica-se tradicionalmente em dois tipos básicos: rígidos e flexíveis. Mais recentemente há uma tendência de usar-se a nomenclatura pavimentos de concreto de cimento Portland (ou simplesmente concreto-cimento) e pavimentos asfálticos, respectivamente, para indicar o tipo de revestimento do pavimento.

Os pavimentos rígidos são pouco deformáveis e constituídos principalmente de concreto de cimento portland. Também é aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores absorvendo praticamente todas as tensões oriundas do carregamento aplicado. Rompem por tração na flexão, quando sujeitos as deformações. Para o dimensionamento de um pavimento de concreto, analisam-se três fatores: As propriedades do concreto, tais como o módulo de ruptura à tração na flexão e a idade do concreto, a fundação do pavimento (subleito) e o tráfego.

No pavimento de concreto-cimento o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Nesses pavimentos a espessura é fixada em função da resistência à flexão das placas de concreto e das resistências das camadas subjacentes. As placas de concreto podem ser armadas ou não com barras de aço.

É usual designar-se a subcamada desse pavimento como sub-base, uma vez que a qualidade do material dessa camada equivale à sub-base de pavimentos asfálticos.

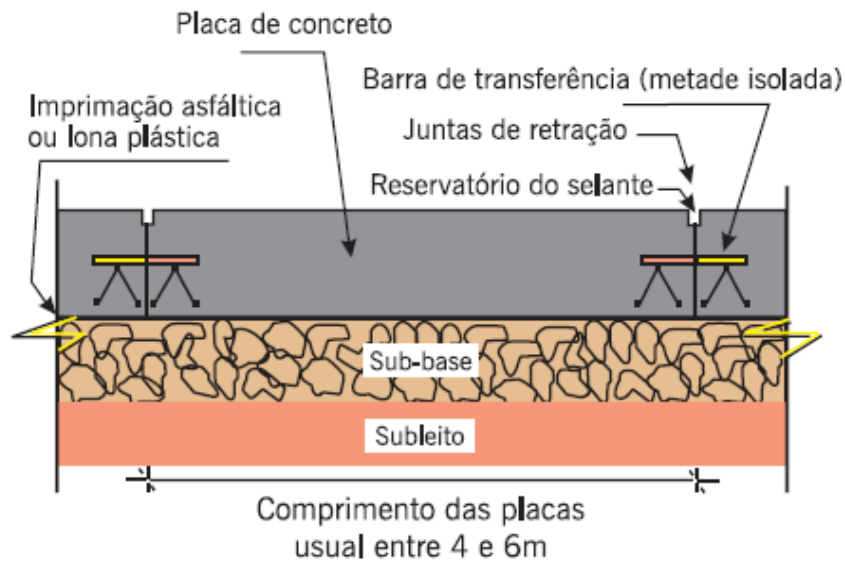


Figura 5.3.1: Esquema das camadas do pavimento rígido.

O pavimento flexível é aquele em que todas as camadas sofrem uma deformação elástica significativa sob carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. São constituídos por camadas que não trabalham à tração.

No pavimento asfáltico o revestimento é composto por uma mistura constituída basicamente de agregados e ligantes asfálticos. É formado por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito. O revestimento asfáltico pode ser composto por camada de rolamento – em contato direto com as rodas dos veículos e por camadas intermediárias ou de ligação, por vezes denominadas de binder, embora essa designação possa levar a uma certa confusão, uma vez que esse termo é utilizado na língua inglesa para designar o ligante asfáltico.

Dependendo do tráfego e dos materiais disponíveis, pode-se ter ausência de algumas camadas. As camadas da estrutura repousam sobre o subleito, ou seja, a plataforma da estrada terminada após a conclusão dos cortes e aterros. O revestimento asfáltico é a camada superior destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento, além de melhorar as condições de rolamento (conforto e segurança).

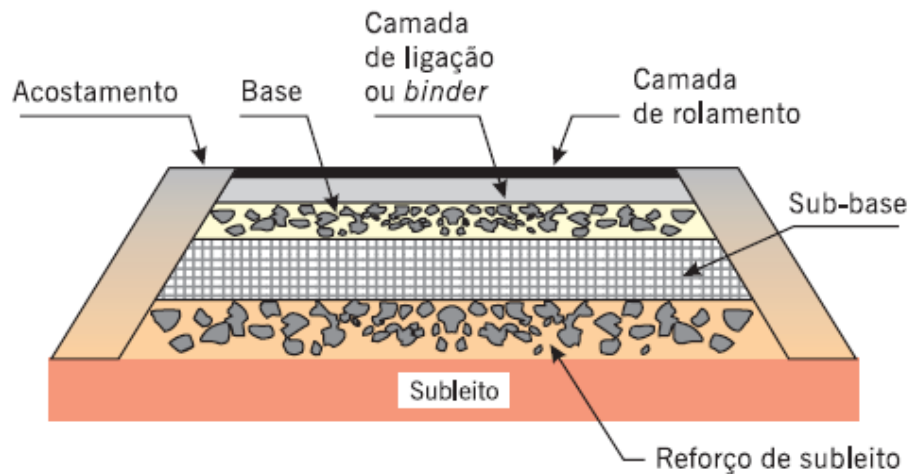


Figura 5.3.2: Esquema das camadas do pavimento flexível.

O pavimento rígido, devido ao elevado Módulo de Elasticidade do concreto de cimento Portland, tende a distribuir a carga sobre uma área relativamente maior do subleito. A própria placa de concreto fornece a maior parte da capacidade estrutural de pavimento rígido.

O pavimento flexível utiliza um maior número de camadas e distribui cargas para uma área menor do subleito.

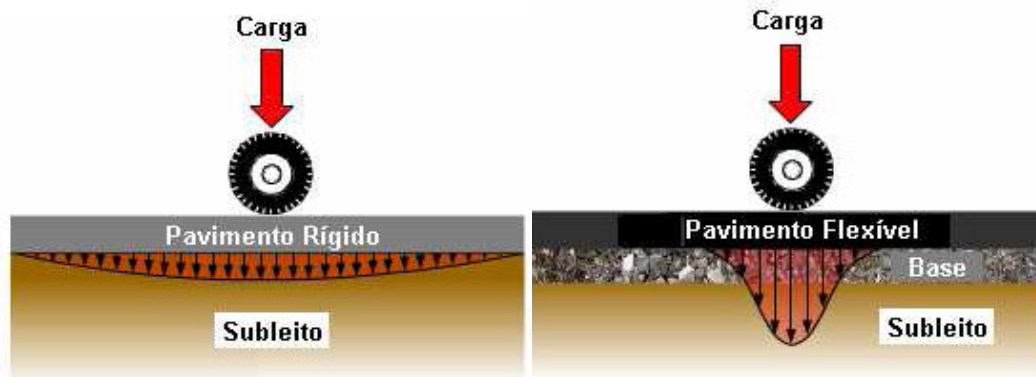


Figura 5.3.3: Distribuição de carga em pavimentos rígidos e flexíveis.

5.3.3.2 Escolha do Tipo de Pavimento

A escolha e o emprego do tipo de pavimento dependem de uma série de fatores. Os pavimentos rígidos são mais freqüentes em áreas de tráfego urbanas e de maior intensidade. Porém, na maior parte das aplicações o pavimento flexível tem menor custo inicial e são executados mais rapidamente.

Basicamente, deve se selecionar o tipo do pavimento por aspectos técnicos e principalmente econômicos. Os pavimentos flexíveis requerem geralmente alguma medida de reabilitação a cada 8 a 10 anos no Brasil. Os pavimentos rígidos, por outro lado, podem freqüentemente atender adequadamente de 20 a 40 anos, com quase nenhuma manutenção.

Tabela 5.3.2: Pavimento Rígido x Pavimento Flexível

PAVIMENTO RÍGIDO	PAVIMENTO FLEXÍVEL
Estruturas mais delgadas de pavimento.	Estruturas mais espessas (requer maior escavação e movimento de terra) e camadas múltiplas.
Resiste a ataques químicos (óleos, graxas, combustíveis).	É fortemente afetado pelos produtos químicos (óleos, graxas, combustíveis).
Maior distância de visibilidade horizontal, proporcionando maior segurança.	A visibilidade é bastante reduzida durante a noite ou em condições climáticas adversas.
Pequena necessidade de manutenção e conservação, o que mantém o fluxo de veículos sem interrupções.	Necessário que se façam varias manutenções e recuperações, com prejuízos ao tráfego e custos elevados.
Falta de aderência das demarcações viárias, devido ao baixo índice de porosidade.	Melhor aderência das demarcações viárias, devido a textura rugosa e alta temperatura de aplicação (30 vezes mais durável)

Vida útil mínima de 20 anos.	Vida útil máxima de 10 anos (com manutenção)
Maior segurança à derrapagem em função da textura dada à superfície (veículo precisa de 16% menos de distância de frenagem em superfície seca, em superfície molhada 40%)	A superfície é muito escorregadia quando molhada.
De coloração clara, tem melhor difusão de luz. Permite até 30% de economia nas despesas de iluminação da via.	De cor escura, tem baixa reflexão de luz. Maiores gastos com iluminação.
O concreto é feito com materiais locais, a mistura é feita a frio e a energia consumida é a elétrica.	O asfalto é derivado de petróleo importado, misturado normalmente a quente, consome óleo combustível e divisas
Melhores características de drenagem superficial: escoamento melhor a água superficial.	Absorve a umidade com rapidez e, por sua textura superficial, retém a água, o que requer maiores caimentos.
Mantém íntegra a camada de rolamento, não sendo afetado pelas intempéries.	Altas temperaturas ou chuvas abundantes produzem degradação.

Mais durável, seguro e ambientalmente amigável o pavimento de concreto economiza combustível e iluminação pública, diminui o custo operacional dos veículos e o índice de acidentes nas rodovias e vias urbanas, reduzindo o custo social.

Com custo de construção competitivo, o pavimento de concreto tem grande durabilidade, requer baixíssima manutenção e diminui drasticamente o número de acidentes relacionados à condição da via. Estudos de viabilidade demonstram que é a solução técnica ideal para vias públicas como corredores e faixas de ônibus como é o caso nesse trabalho. Devemos ressaltar também que o pavimento de concreto é extremamente resistente quando submetido à ação das chuvas e do sol - não oxida, não sofre deformação plástica, não forma trilha de rodas nem buracos - garantindo

assim elevada durabilidade da estrutura e, conseqüentemente, maior segurança aos usuários.

Em vista do exposto, pode-se dizer que o pavimento de concreto é uma solução técnica e economicamente recomendável, principalmente no caso em questão, uma parada de ônibus.

5.3.3.3 Métodos de Dimensionamento

Dimensionar um pavimento rígido consiste na determinação da espessura da placa de concreto, de forma que essa placa seja suficiente para resistir aos esforços provenientes das cargas do tráfego que agem sobre o pavimento.

O notável volume de conhecimentos adquiridos nas duas últimas décadas, sobre os pavimentos rígidos, possibilitou o aprimoramento e o ajuste das técnicas de projeto geométrico de juntas e de dimensionamento da espessura das placas de concreto a condições que, até então, eram consideradas imprópriamente, ou em alguns casos, sequer verificadas.

Exemplo disto é o estabelecimento de novos modelos de comportamento dos pavimentos rígidos, distintos do clássico tipo baseado na Fadiga do Concreto sob a ação de cargas repetidas, como o de Erosão da Fundação do pavimento e o de Escalonamento das Juntas, cujo emprego na análise estrutural do sistema, conduz a uma avaliação mais realista dos fenômenos que podem levar o pavimento ao colapso.

A própria análise estrutural, antes restrita aos clássicos sistemas de placas apoiadas em fundação contínua (Westergaard) ou de camadas múltiplas (Burmister, por exemplo), dispõe agora da rápida e eficaz ferramenta de cálculo constituída pelo Método dos Elementos Finitos, capaz de simular as mais amplas variações na geometria e nas propriedades dos componentes da estrutura.

O método de dimensionamento da PCA (1984), Portland Cement Association (PCA), dos EUA, na versão de 1984, surge com o reconhecimento de algumas deficiências nos procedimentos anteriores de projeto, como:

- A não consideração do uso de barras de transferência de cargas em juntas;
- A não consideração do emprego de acostamentos pavimentados em concreto para contribuir de um melhor desempenho dos pavimentos;
- O desconhecimento da existência de outro modo de ruptura que não aquele por fadiga, incorrendo em dano funcional para os pavimentos conforme fora verificado na *AASHO Road Test*.

A PCA passa então a realizar estudos bem documentados, empregando um programa de modelagem de tensões pelo método dos elementos finitos (MEF) para analisar os efeitos de cargas sobre placas de concreto, considerando suas dimensões finitas, a presença de barras de transferência de cargas, existência ou não de acostamentos pavimentados em concreto, desta maneira suprindo várias limitações dos modelos teóricos anteriormente descritos.

Esse método se aplica tanto a pavimentos de concreto simples e com barras de transferência, como naqueles dotados de armadura distribuída, descontínua ou contínua, sem função estrutural.

Outros tópicos que este método leva em conta são:

O tipo e o grau de transferência de carga nas juntas transversais;

- Os efeitos da existência ou não de acostamentos de concreto;
- A contribuição estrutural das sub-bases de concreto pobre rolado ou convencional, ou então de sub-bases tratadas com cimento;
- A ação dos eixos tandem triplos,
- Introduz um modelo de ruína por erosão da fundação do pavimento (no qual se embute um modelo de ruína por formação de "degraus" ou escalonamento "faulting" nas juntas transversais), usando-o concomitantemente com o modelo modificado de fadiga.

É possível neste método combinar facilmente diferentes fatores de projeto, o que permite a concepção de uma extensa gama de soluções alternativas e

conseqüentemente a definição da solução mais econômica, em termos de custo inicial.

A análise de cargas utilizando o método dos elementos finitos possibilitou visualizar que as tensões críticas, quando presentes as barras de transferência de cargas, ocorreriam para o eixo posicionado no centro da placa e uma extremidade tangenciando a borda longitudinal e que acostamentos em concreto reduziam substancialmente tais tensões por ocorrer transferência de carga (barras de ligação e intertravamento de agregados na junta longitudinal) além de reduzir as deflexões na placa. As deflexões máximas ocorreriam no canto de uma placa quando o eixo estivesse posicionado na borda transversal, de tal maneira que o par de rodas estivesse contido nesse canto. Tais deflexões têm efeitos sobre fenômenos de bombeamento de finos e ocorrência de vazios e perda de suporte para a placa, incorrendo em um processo de danificação por erosão da base.

Pesquisas indicaram que apenas 6% dos eixos, nas avaliações mais pessimistas, estariam posicionados sobre a borda longitudinal das placas, resultando em consumos de resistência à fadiga diferenciados em relação aos 94% restantes dos eixos, mais centralizados sobre as placas.

Simulando-se situações de projeto, concluiu-se após análises numéricas, que as tensões tabuladas a partir do MEF para cargas de borda deveriam ser multiplicadas por um fator de 0,89 para se garantir igual consumo de fadiga simulado para uma situação real de distribuição transversal do tráfego nas pistas de rolamento, resultando nas chamadas “tensões equivalentes”.

Resta ainda considerar que, para a simulação numérica das tensões equivalentes, foi tomado como referência o eixo de 80 kN de rodas duplas e, supostamente (dada a falta de completeza nos esclarecimentos no método original) os valores de referência de 150 kN e de 215 kN, aproximadamente, estabelecidos para eixos tandem duplos e triplos, respectivamente, a partir de informações da AASHO *Road Test*.

O PCA / 84 contrariamente ao critério de 1966, admitiu a hipótese de linearidade entre tensões e cargas, para a montagem do ábaco de resolução do método, muito provavelmente pelo consumo de tempo computacional típico da época para a simulação eixo-por-eixo e carga-por-carga.

O PCA (1984) é um pouco desatualizado sobre a questão do empenamento das placas de concreto motivadas pela presença de gradientes térmicos nas mesmas, alegando que (pelo menos à época de construção do método) as informações disponíveis sobre medidas de tensões resultantes de empenamento não seriam confiáveis para serem incorporadas no critério apresentado. Note-se que este método foi desenvolvido no início da década de 1980 e entre 1986 e 1987 experimentos realizados e nos estados de Illinois e da Flórida nos EUA permitiram caracterizar com precisão tais efeitos.

Este modelo trabalha com:

- As propriedades do concreto;
- O tipo e o suporte da fundação;
- O carregamento, introduzindo o estudo da influência do tipo de transmissão de carga nas juntas transversais, bordas longitudinais e trincas, por entrosagem de agregados, barras de transferência ou outro dispositivo;
- Os acostamentos de concreto;
- A posição da carga (se no interior, canto, borda longitudinal ou junta transversal).

Com este método determina-se a espessura dos seguintes tipos de pavimento:

- **Pavimentos de concreto simples**, que não dispõem de espécie alguma de aço, sob nenhuma forma, e tem a entrosagem de agregados como única maneira de transferência de carga entre placas e por isso mesmo, exigem placas curtas (no Brasil, comumente da ordem de 5 a 6 m de comprimento);
- **Pavimentos de concreto simples com barras de transferência**, dotados de sistema artificial de transmissão de carga, formado por barras curtas de aço liso, postada na meia-seção das juntas transversais e que podem ter comprimento de placa de até 9 a 12 m, ainda que em nosso País não se utilize, normalmente, dessa última vantagem;

- **Pavimentos de concreto com armadura distribuída descontínua**, que contam com barras de aço sob a forma de armadura distribuída, que se detêm antes de cada junta transversal, nas quais é obrigatória a adoção de barras de transferência, armadura esta que não tem função estrutural, ou seja, não contribui para aumentar a resistência da placa à flexão, agindo com a exclusiva função de manter as fissuras fortemente ligadas, que por acaso se formem entre duas juntas transversais seguidas, fato comum nesse tipo de pavimento, cujas placas são de grande comprimento, de até 30 m (embora 12 a 15 m sejam mais adotados);
- **Pavimentos de concreto com armadura distribuída contínua**, nos quais não há juntas transversais de retração e a armadura, bastante pesada, faz com que se tenha boa transmissão de carga nas fissuras; o comprimento das placas é igual à extensão diária construída (não há exemplos de utilização dessa forma de pavimento de concreto no Brasil).

Nos projetos de pavimentos rígidos deve ser dada especial atenção à ocorrência de variações bruscas nas características do subleito, especialmente à presença de solos expansivos e de camadas espessas de argila mole. Estas informações podem ser obtidas durante a fase dos estudos geológicos que podem ser melhor detalhadas durante os estudos geotécnicos.

Para o dimensionamento da espessura do pavimento rígido, o parâmetro relativo ao suporte do subleito é o Coeficiente de Recalque (k), também denominado de Módulo de Reação ou Módulo de Westergaard.

Este parâmetro é determinado em uma prova de carga estática, conforme a norma DNIT 055/2004-ME, que se baseia na norma ASTM-D 1196 (1977) e em diretrizes específicas do United States Army Corps of Engineers.

Para a determinação do coeficiente de recalque admite-se lançar mão de uma correlação entre os valores do coeficiente de recalque do solo do subleito e os valores obtidos para o Índice de Suporte Califórnia (CBR) deste subleito, devendo-se, no entanto, tomar as precauções necessárias e especialmente considerar a experiência regional.

A prática atual no projeto de pavimentos rígidos tem sido a intercalação de uma sub-base entre a placa de concreto e o subleito.

Esta sub-base é uma camada delgada, com as seguintes funções:

- Uniformizar o suporte disponível ao longo da faixa do pavimento,
- Evitar os efeitos das mudanças excessivas de volume dos solos do subleito,
- Eliminar a ocorrência do fenômeno de bombeamento de finos plásticos, porventura presentes no solo de fundação, quando da presença de água em excesso e cargas pesadas.

As recomendações feitas para a escolha da sub-base adequada seguem abaixo:

a) Para evitar a ocorrência do fenômeno de bombeamento:

- Adotar obrigatoriamente a intercalação de uma sub-base quando o tráfego for intenso, com mais de 300 a 400 veículos comerciais por dia, por faixa de tráfego;
- Utilizar materiais que atendam aos requisitos seguintes:
 - Dimensão máxima característica do agregado igual ou inferior a $1/5$ da espessura da sub-base;
 - A porcentagem de material passando na peneira ABNT 0,075mm deverá ser igual ou menor do que 35%;
 - O índice de plasticidade (IP) deve ser igual ou menor do que 6%;
 - O limite de liquidez (LL) máximo deve ser de 25%;
 - a granulometria do material deverá permitir que, após executada a sub-base e sob a ação do tráfego, a consolidação do pavimento seja a menor possível.

b) Para controle de subleitos expansivos:

- As condições de compactação de subleitos expansivos ou moderadamente expansivos devem ser controladas;
- A umidade de compactação deve estar próxima da umidade ótima, obtida no ensaio normal ou estar levemente acima desta, pelo menos nos últimos 50 a 60 cm do subleito.
- Em regiões úmidas, onde haja ocorrência de solos expansivos, aconselha-se a construção de uma camada de isolamento, composta de material não suscetível a variações volumétricas, com espessura de 15 cm, no máximo, embora situações muito críticas exijam até 50 cm de material não expansivo. Esta camada isolante deve estender-se por toda a largura da plataforma, e as características físicas do material obedecerão às exigências da especificação AASHTO M 155.

Os tipos de sub-base podem ser classificadas em granulares e tratadas. A espessura a ser adotada irá depender do tráfego previsto e do tipo de pavimento. A variação normalmente ocorre entre 10 e 40 cm.

Para avaliação preliminar do coeficiente de recalque do sistema subleito / sub-base utiliza-se o ábaco apresentado na Figura 5.3.4. Para que o aumento do coeficiente de recalque devido a sub-base granular seja considerado deve-se usar a Tabela 5.3.3. A determinação do coeficiente de recalque no topo da sub-base deve, sempre que possível, ser efetuada por meio de Prova de Carga Estática conforme DNIT 055/2004-ME. É recomendável limitar o valor máximo do coeficiente de recalque no topo da sub-base, a ser considerado no cálculo da espessura necessária de concreto, em cerca de 150 MPa/m.

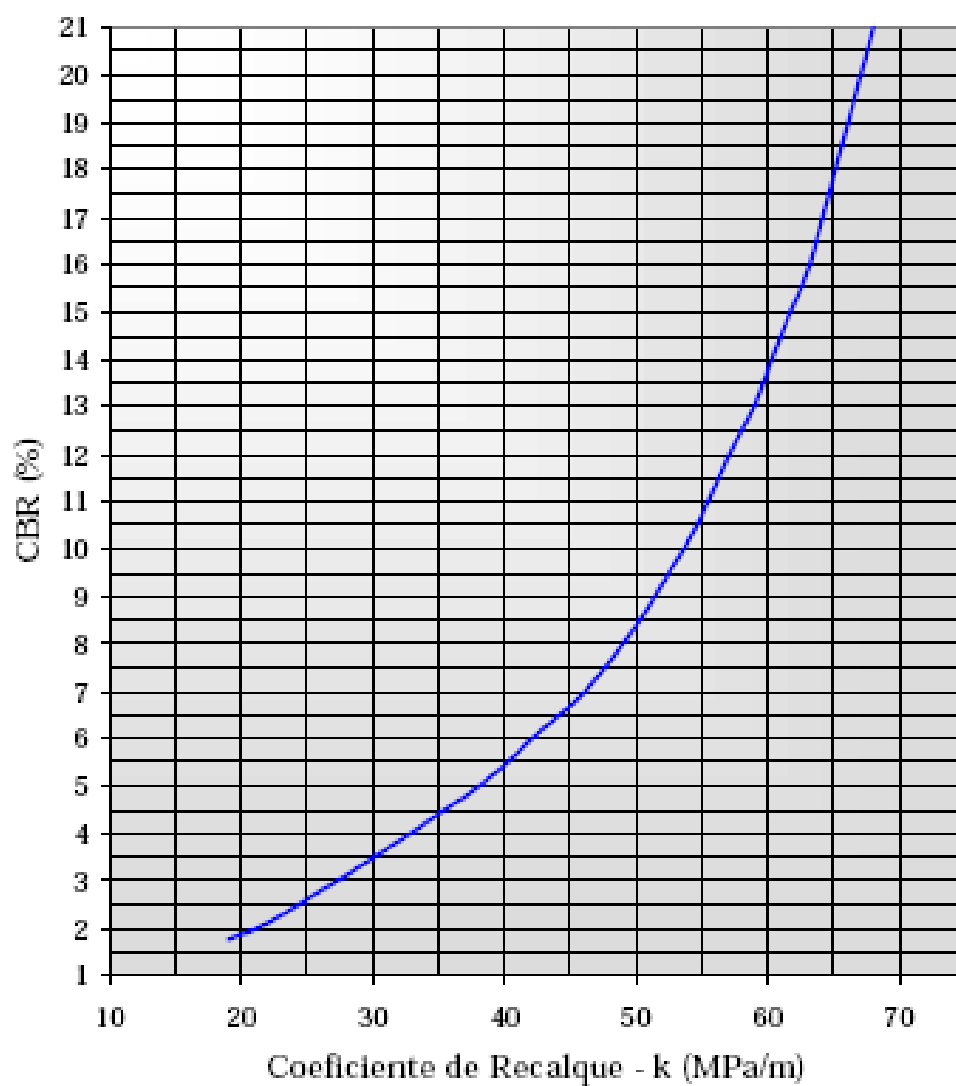


Figura 5.3.4: Ábaco para a determinação do Coeficiente de Recalque.

Tabela 5.3.3: Coeficiente de recalque para uma sub-base granular.

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a (cm)			
CBR(%)	k(MPa/m)	10	15	20	30
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

O método incorpora automaticamente o aumento de resistência à tração na flexão do concreto após os 28 dias, ou módulo de ruptura, que continua sendo a idade base para fixação da resistência característica. Os valores mais usualmente utilizados são de 4 MPa a 5 MPa.

O preenchimento do quadro abaixo possibilita a verificação do consumo de fadiga e do dano por erosão e escalonamento, para uma determinada espessura tentativa.

Tabela 5.3.4: Modelo de quadro para verificação de fadiga e dano por erosão e escalonamento

Projeto:	Nome do projeto
Espessura tentativa:	Valor da espessura tentativa (cm)
k:	Valor de k no todo da fundação (MPa/m)
Fsc:	Coeficiente de segurança adotado para o projeto
Mr:	Valor do módulo de resistência do concreto (MPa)
Juntas com barras de transferência	Sim () Não ()
Acostamento de concreto	Sim () Não ()
Período de Projeto	Período de projeto para o qual foi estimado o N solicitante

Peso por eixo (tf)	Peso por eixo x Fsc	N solicitante	N admissível	Consumo de fadiga (%)	N admissível	Dano por erosão (%)
(1)	(2)=(1)xFsc	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)=(6)/(5)

Tensão Equivalente:	(8)
Fator de Fadiga	(9)
Fator de Erosão:	(10)

C total:	
D total:	

O número admissível de repetições à fadiga (coluna 4) é obtido através do ábaco da Figura 5.3.6, tendo como parâmetros de entrada a força por eixo (coluna 2) e os fatores de fadiga (9), dados por:

$$f_{fad} = \sigma_{eq} / M_R$$

$$(9) = (8) / M_R$$

sendo:

f_{fad} : fator de fadiga;

σ_{eq} : tensão equivalente determinada através das tabelas W e Y.

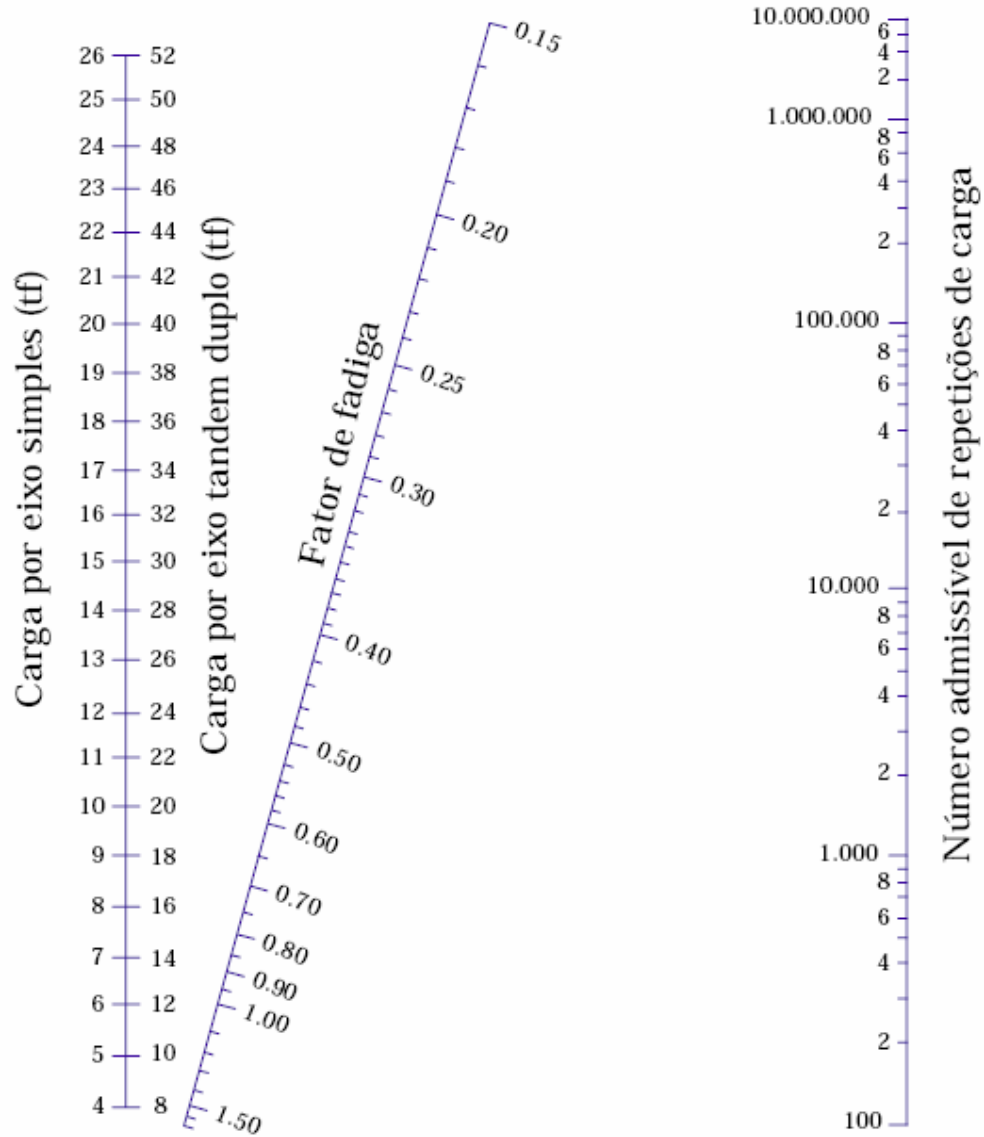


Figura 5.3.6: Número admissível de repetições de carga em função do fator de fadiga.

Tabela 5.3.5: Tensão equivalente – Sem acostamento de concreto.

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	5.42	4.39	3.36	4.75	3.83	3.10	4.38	3.59	3.02	4.13	3.44	2.98	3.66	3.22	2.94	3.45	3.15	2.93
11	4.47	3.88	2.92	4.16	3.35	2.64	3.85	3.12	2.55	3.63	2.97	2.50	3.23	2.76	2.45	3.06	2.68	2.44
12	4.19	3.47	2.60	3.69	2.98	2.30	3.41	2.75	2.20	3.23	2.62	2.14	2.88	2.40	2.08	2.73	2.33	2.07
13	3.75	3.14	2.35	3.30	2.68	2.04	3.06	2.46	1.93	2.89	2.33	1.87	2.59	2.13	1.80	2.46	2.05	1.78
14	3.37	2.87	2.15	2.97	2.43	1.83	2.76	2.23	1.72	2.61	2.10	1.65	2.34	1.90	1.58	2.23	1.83	1.55
15	3.06	2.64	1.99	2.70	2.23	1.67	2.51	2.04	1.55	2.37	1.92	1.48	2.13	1.72	1.40	2.03	1.65	1.37
16	2.79	2.45	1.85	2.47	2.06	1.54	2.29	1.87	1.41	2.17	1.76	1.34	1.95	1.57	1.25	1.86	1.50	1.23
17	2.56	2.28	1.73	2.26	1.91	1.43	2.10	1.74	1.30	1.99	1.63	1.23	1.80	1.45	1.14	1.71	1.38	1.11
18	2.37	2.14	1.62	2.09	1.79	1.34	1.94	1.62	1.21	1.84	1.51	1.14	1.66	1.34	1.04	1.58	1.27	1.01
19	2.19	2.01	1.53	1.94	1.67	1.26	1.80	1.51	1.13	1.71	1.41	1.06	1.54	1.25	0.96	1.47	1.18	0.92
20	2.04	1.90	1.45	1.80	1.58	1.19	1.67	1.42	1.07	1.59	1.33	0.99	1.43	1.17	0.89	1.37	1.11	0.85
21	1.91	1.79	1.37	1.68	1.49	1.13	1.56	1.34	1.01	1.48	1.25	0.93	1.34	1.10	0.83	1.28	1.04	0.79
22	1.79	1.70	1.30	1.57	1.41	1.07	1.46	1.27	0.95	1.39	1.18	0.88	1.26	1.03	0.78	1.20	0.98	0.74
23	1.68	1.62	1.24	1.48	1.34	1.02	1.38	1.21	0.91	1.31	1.12	0.84	1.18	0.98	0.73	1.13	0.92	0.70
24	1.58	1.55	1.18	1.39	1.28	0.97	1.30	1.15	0.87	1.23	1.06	0.80	1.11	0.93	0.69	1.06	0.87	0.66
25	1.49	1.48	1.13	1.32	1.22	0.93	1.22	1.09	0.83	1.16	1.01	0.76	1.05	0.88	0.66	1.00	0.83	0.62
26	1.41	1.41	1.07	1.25	1.17	0.89	1.16	1.05	0.79	1.10	0.97	0.73	0.99	0.84	0.63	0.95	0.79	0.59
27	1.34	1.36	1.02	1.18	1.12	0.86	1.10	1.00	0.76	1.04	0.93	0.70	0.94	0.80	0.60	0.90	0.75	0.57
28	1.28	1.30	0.98	1.12	1.07	0.82	1.04	0.96	0.73	0.99	0.89	0.67	0.89	0.77	0.58	0.86	0.72	0.54
29	1.22	1.25	0.93	1.07	1.03	0.79	0.99	0.92	0.71	0.94	0.85	0.65	0.85	0.74	0.55	0.81	0.69	0.52
30	1.16	1.21	0.89	1.02	0.99	0.76	0.95	0.89	0.68	0.90	0.82	0.63	0.81	0.71	0.53	0.78	0.66	0.50
31	1.11	1.16	0.85	0.97	0.96	0.73	0.90	0.86	0.66	0.86	0.79	0.60	0.77	0.68	0.51	0.74	0.64	0.48
32	1.06	1.12	0.81	0.93	0.92	0.70	0.86	0.83	0.63	0.82	0.76	0.58	0.74	0.66	0.50	0.71	0.62	0.46
33	1.02	1.09	0.77	0.89	0.89	0.68	0.83	0.80	0.61	0.78	0.74	0.56	0.71	0.63	0.48	0.68	0.59	0.45
34	0.98	1.05	0.73	0.85	0.86	0.65	0.79	0.77	0.59	0.75	0.71	0.55	0.68	0.61	0.46	0.65	0.57	0.43
35	0.94	1.02	0.70	0.82	0.84	0.63	0.76	0.75	0.57	0.72	0.69	0.53	0.65	0.59	0.45	0.62	0.55	0.42

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela 5.3.6: Tensão equivalente – Com acostamento de concreto.

H	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	4,18	3,48	2,87	3,65	3,10	2,67	3,37	2,94	2,60	3,19	2,85	2,57	2,85	2,74	2,56	2,72	2,72	2,57
11	3,68	3,07	2,50	3,23	2,71	2,29	2,99	2,56	2,22	2,83	2,47	2,18	2,55	2,35	2,16	2,43	2,32	2,16
12	3,28	2,75	2,20	2,88	2,41	2,00	2,67	2,26	1,93	2,54	2,17	1,89	2,29	2,05	1,85	2,19	2,02	1,85
13	2,95	2,49	1,97	2,60	2,17	1,78	2,41	2,02	1,70	2,29	1,94	1,66	2,07	1,82	1,61	1,99	1,78	1,61
14	2,68	2,27	1,78	2,36	1,97	1,59	2,19	1,83	1,52	2,08	1,75	1,48	1,89	1,63	1,43	1,81	1,59	1,42
15	2,44	2,08	1,62	2,15	1,80	1,44	2,00	1,67	1,37	1,90	1,59	1,33	1,73	1,48	1,27	1,66	1,44	1,26
16	2,24	1,93	1,49	1,97	1,66	1,32	1,84	1,53	1,24	1,75	1,46	1,20	1,59	1,35	1,15	1,53	1,31	1,13
17	2,06	1,79	1,38	1,82	1,54	1,21	1,70	1,42	1,14	1,62	1,35	1,10	1,48	1,24	1,04	1,42	1,20	1,03
18	1,91	1,67	1,28	1,69	1,43	1,12	1,57	1,32	1,05	1,50	1,25	1,01	1,37	1,15	0,96	1,32	1,11	0,94
19	1,77	1,57	1,19	1,57	1,34	1,04	1,46	1,23	0,98	1,40	1,17	0,94	1,28	1,07	0,88	1,23	1,03	0,86
20	1,65	1,48	1,12	1,46	1,26	0,98	1,37	1,16	0,91	1,30	1,10	0,87	1,19	1,00	0,82	1,15	0,96	0,80
21	1,55	1,40	1,05	1,37	1,19	0,92	1,28	1,09	0,85	1,22	1,03	0,81	1,12	0,93	0,76	1,08	0,90	0,74
22	1,45	1,32	0,99	1,29	1,12	0,86	1,20	1,03	0,80	1,15	0,97	0,76	1,05	0,88	0,71	1,01	0,85	0,69
23	1,37	1,26	0,93	1,21	1,07	0,81	1,13	0,98	0,76	1,08	0,92	0,72	0,99	0,83	0,67	0,96	0,80	0,65
24	1,29	1,20	0,88	1,15	1,01	0,77	1,07	0,93	0,71	1,02	0,87	0,68	0,94	0,79	0,63	0,90	0,76	0,61
25	1,22	1,14	0,84	1,08	0,97	0,73	1,01	0,88	0,68	0,97	0,83	0,64	0,89	0,75	0,59	0,86	0,72	0,57
26	1,16	1,09	0,79	1,03	0,92	0,70	0,96	0,84	0,64	0,92	0,79	0,61	0,84	0,71	0,56	0,81	0,68	0,54
27	1,10	1,04	0,75	0,98	0,88	0,66	0,91	0,81	0,61	0,87	0,76	0,58	0,80	0,68	0,53	0,77	0,65	0,52
28	1,05	1,00	0,72	0,93	0,85	0,63	0,87	0,77	0,59	0,83	0,73	0,56	0,76	0,65	0,51	0,74	0,62	0,49
29	1,00	0,96	0,68	0,89	0,81	0,60	0,83	0,74	0,56	0,79	0,70	0,53	0,73	0,62	0,49	0,70	0,60	0,47
30	0,95	0,93	0,65	0,85	0,78	0,58	0,79	0,71	0,54	0,76	0,67	0,51	0,70	0,60	0,46	0,67	0,57	0,45
31	0,91	0,89	0,62	0,81	0,75	0,55	0,76	0,69	0,51	0,72	0,64	0,49	0,67	0,58	0,44	0,64	0,55	0,43
32	0,87	0,86	0,59	0,78	0,73	0,53	0,73	0,66	0,49	0,69	0,62	0,47	0,64	0,55	0,43	0,62	0,53	0,41
33	0,84	0,83	0,57	0,74	0,70	0,51	0,70	0,64	0,47	0,67	0,60	0,45	0,61	0,53	0,41	0,59	0,51	0,39
34	0,80	0,80	0,54	0,71	0,68	0,49	0,67	0,62	0,46	0,64	0,58	0,43	0,59	0,52	0,39	0,57	0,49	0,38
35	0,77	0,78	0,52	0,69	0,66	0,47	0,64	0,60	0,44	0,61	0,56	0,42	0,57	0,50	0,38	0,55	0,47	0,36

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

O número admissível de repetições devido à erosão (coluna 6) é obtido através dos ábacos das Figura 5.3.9 e 5.3.10, tendo como parâmetros de entrada a força por eixo (coluna 2) e os fator de erosão (10), determinados através das Tabelas 5.3.7 a 5.3.10.

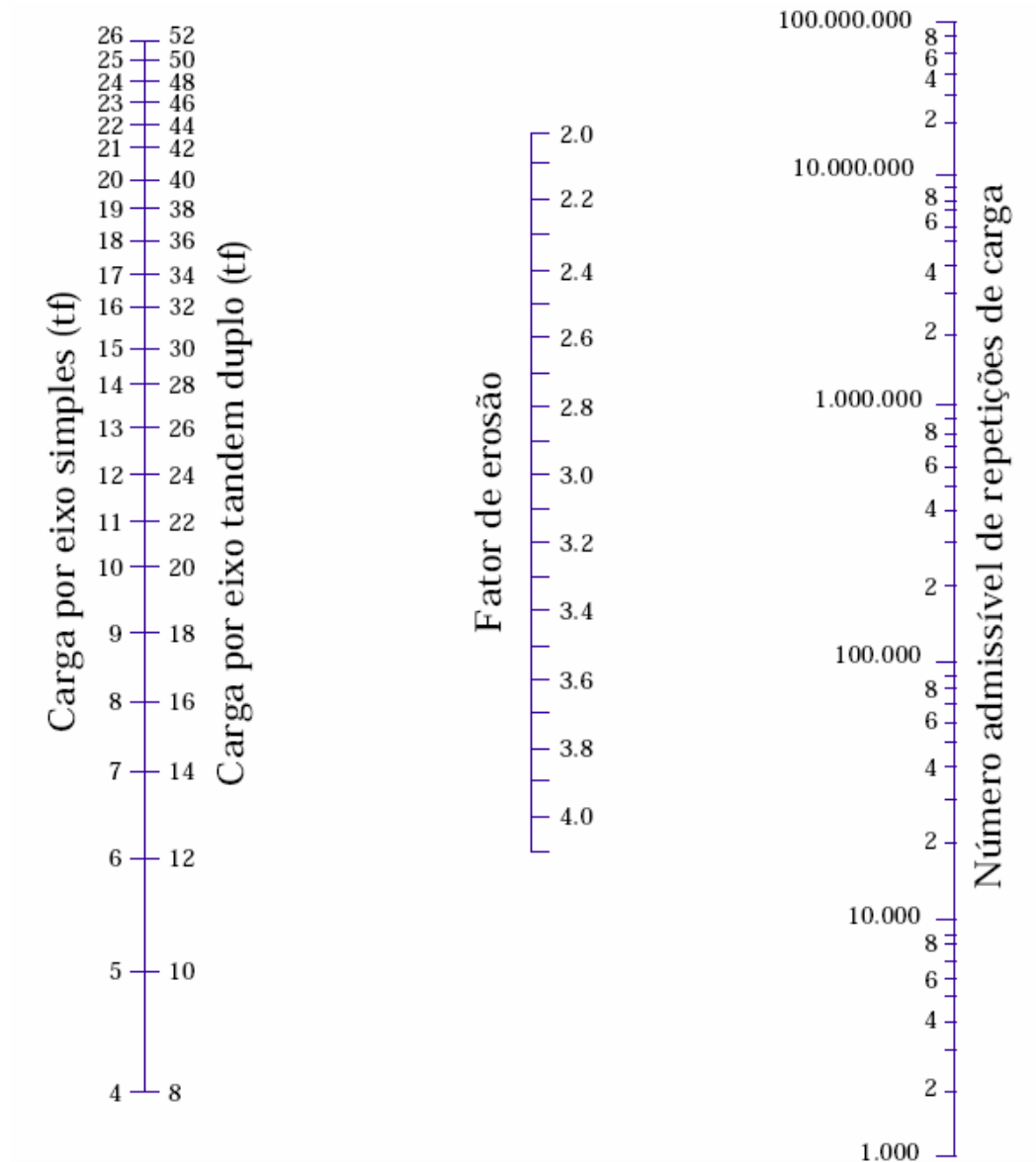


Figura 5.3.9: Número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (sem acostamento de concreto).

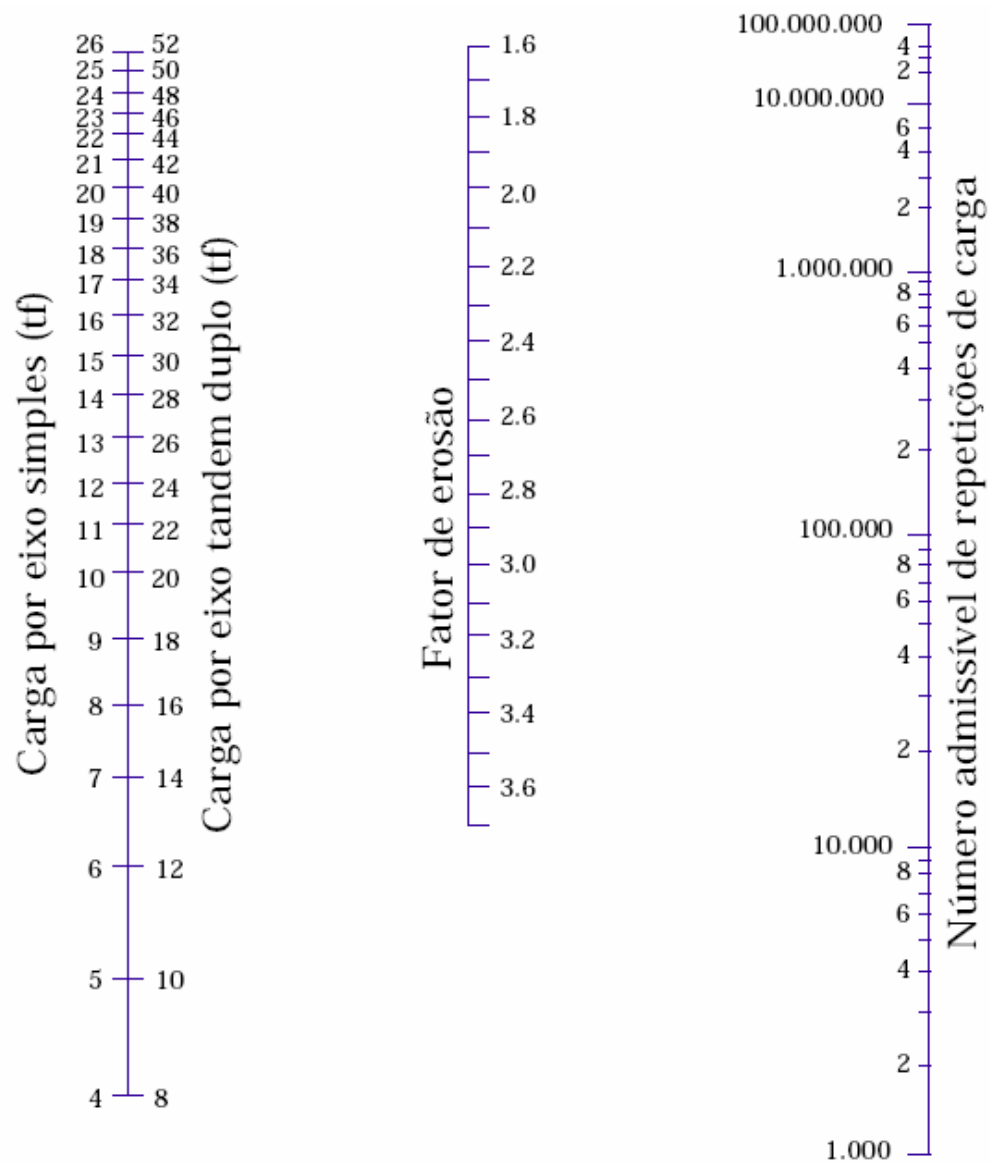


Figura 5.3.10: Número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (com acostamento de concreto).

Tabela 5.3.7: Fatores de erosão – juntas transversais com transferência de carga por entrosagem de agregados – sem acostamento de concreto

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	3,94	4,00	4,03	3,92	3,93	3,93	3,90	3,90	3,88	3,88	3,88	3,84	3,84	3,75	3,80	3,82	3,70	3,61
11	3,82	3,90	3,93	3,79	3,82	3,84	3,78	3,79	3,78	3,76	3,76	3,74	3,72	3,72	3,66	3,69	3,70	3,61
12	3,71	3,81	3,85	3,68	3,73	3,75	3,67	3,69	3,70	3,65	3,66	3,66	3,62	3,62	3,57	3,59	3,59	3,53
13	3,61	3,73	3,77	3,58	3,65	3,68	3,56	3,60	3,62	3,55	3,57	3,58	3,52	3,52	3,50	3,50	3,49	3,45
14	3,52	3,66	3,70	3,49	3,57	3,60	3,47	3,52	3,55	3,46	3,49	3,51	3,43	3,43	3,42	3,41	3,41	3,38
15	3,43	3,59	3,64	3,40	3,50	3,54	3,38	3,45	3,48	3,37	3,42	3,44	3,34	3,36	3,36	3,32	3,33	3,32
16	3,35	3,53	3,58	3,32	3,43	3,47	3,30	3,38	3,42	3,29	3,35	3,38	3,26	3,28	3,29	3,24	3,26	3,25
17	3,28	3,48	3,52	3,24	3,37	3,42	3,22	3,32	3,36	3,21	3,28	3,32	3,18	3,22	3,23	3,17	3,19	3,19
18	3,21	3,42	3,47	3,17	3,32	3,36	3,15	3,26	3,30	3,14	3,23	3,26	3,11	3,16	3,18	3,10	3,13	3,14
19	3,15	3,37	3,42	3,11	3,27	3,31	3,08	3,21	3,25	3,07	3,17	3,21	3,04	3,10	3,13	3,03	3,07	3,09
20	3,09	3,33	3,37	3,04	3,22	3,26	3,02	3,16	3,20	3,01	3,12	3,16	2,98	3,05	3,08	2,96	3,01	3,04
21	3,04	3,28	3,33	2,99	3,17	3,22	2,96	3,11	3,16	2,95	3,07	3,11	2,92	3,00	3,03	2,90	2,96	2,99
22	2,98	3,24	3,29	2,93	3,13	3,18	2,90	3,07	3,11	2,89	3,03	3,07	2,86	2,95	2,99	2,85	2,92	2,95
23	2,93	3,20	3,25	2,88	3,09	3,13	2,85	3,03	3,07	2,83	2,98	3,03	2,80	2,91	2,94	2,79	2,87	2,91
24	2,89	3,16	3,21	2,83	3,05	3,10	2,80	2,99	3,03	2,78	2,94	2,99	2,75	2,86	2,90	2,74	2,83	2,86
25	2,84	3,13	3,17	2,78	3,01	3,06	2,75	2,95	2,99	2,73	2,91	2,95	2,70	2,82	2,87	2,69	2,79	2,83
26	2,80	3,09	3,14	2,73	2,98	3,02	2,70	2,91	2,96	2,69	2,87	2,91	2,65	2,79	2,83	2,64	2,75	2,79
27	2,76	3,06	3,10	2,69	2,94	2,99	2,66	2,88	2,92	2,64	2,83	2,88	2,61	2,75	2,79	2,59	2,71	2,75
28	2,72	3,03	3,07	2,65	2,91	2,96	2,62	2,84	2,89	2,60	2,80	2,85	2,56	2,71	2,76	2,55	2,68	2,72
29	2,68	3,00	3,04	2,61	2,88	2,92	2,58	2,81	2,86	2,56	2,77	2,81	2,52	2,68	2,73	2,50	2,64	2,69
30	2,65	2,97	3,01	2,57	2,85	2,89	2,54	2,78	2,83	2,52	2,74	2,78	2,48	2,65	2,69	2,46	2,61	2,65
31	2,61	2,94	2,98	2,54	2,82	2,87	2,50	2,75	2,80	2,48	2,71	2,75	2,44	2,62	2,66	2,42	2,58	2,62
32	2,58	2,91	2,96	2,50	2,79	2,84	2,47	2,72	2,77	2,44	2,68	2,72	2,40	2,59	2,63	2,38	2,55	2,59
33	2,55	2,89	2,93	2,47	2,77	2,81	2,43	2,70	2,74	2,41	2,65	2,70	2,36	2,56	2,61	2,35	2,52	2,57
34	2,52	2,86	2,91	2,44	2,74	2,78	2,40	2,67	2,72	2,37	2,62	2,67	2,33	2,53	2,58	2,31	2,49	2,54
35	2,49	2,84	2,88	2,41	2,71	2,76	2,37	2,65	2,69	2,34	2,60	2,64	2,29	2,51	2,55	2,28	2,47	2,51

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela 5.3.8: Fatores de erosão – juntas transversais com barras de transferência – sem acostamento de concreto

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	3,76	3,83	3,86	3,75	3,79	3,80	3,74	3,77	3,75	3,74	3,76	3,71	3,72	3,72	3,62	3,70	3,70	3,56
11	3,63	3,71	3,76	3,62	3,67	3,69	3,61	3,65	3,65	3,61	3,63	3,62	3,59	3,60	3,53	3,58	3,58	3,48
12	3,52	3,61	3,68	3,50	3,56	3,60	3,49	3,54	3,56	3,49	3,52	3,52	3,47	3,49	3,45	2,46	3,47	3,40
13	3,41	3,52	3,60	3,39	3,47	3,51	3,39	3,44	3,47	3,38	3,43	3,44	3,37	3,39	3,37	3,35	3,37	3,33
14	3,31	3,43	3,53	3,30	3,38	3,43	3,29	3,35	3,39	3,28	3,33	3,36	3,27	3,30	3,29	3,26	3,28	3,26
15	3,22	3,36	3,47	3,21	3,30	3,36	3,20	3,27	3,31	3,19	3,25	3,28	3,17	3,21	3,22	3,16	3,19	3,19
16	3,14	3,28	3,41	3,12	3,22	3,30	3,11	3,19	3,25	3,10	3,17	3,21	3,09	3,13	3,15	3,08	3,12	3,12
17	3,06	3,22	3,35	3,04	3,15	3,24	3,03	3,12	3,19	3,02	3,10	3,15	3,01	3,06	3,08	3,00	3,04	3,05
18	2,99	3,16	3,30	2,97	3,09	3,19	2,96	3,06	3,13	2,95	3,03	3,09	2,93	2,99	3,02	2,92	2,97	2,99
19	2,92	3,10	3,25	2,90	3,03	3,14	2,88	2,99	3,08	2,88	2,97	3,04	2,86	2,93	2,96	2,85	2,91	2,93
20	2,85	3,05	3,21	2,83	2,97	3,09	2,82	2,94	3,03	2,81	2,91	2,99	2,79	2,87	2,91	2,78	2,85	2,88
21	2,79	2,99	3,16	2,77	2,92	3,05	2,75	2,88	2,99	2,75	2,86	2,94	2,73	2,81	2,86	2,72	2,79	2,83
22	2,73	2,95	3,12	2,71	2,87	3,01	2,69	2,83	2,94	2,69	2,80	2,90	2,67	2,76	2,82	2,66	2,73	2,78
23	2,67	2,90	3,08	2,65	2,82	2,97	2,64	2,78	2,90	2,63	2,75	2,86	2,61	2,70	2,77	2,60	2,68	2,74
24	2,62	2,86	3,05	2,60	2,78	2,93	2,58	2,73	2,86	2,57	2,71	2,82	2,55	2,66	2,73	2,54	2,63	2,69
25	2,57	2,82	3,01	2,54	2,73	2,89	2,53	2,69	2,83	2,52	2,66	2,78	2,50	2,61	2,69	2,49	2,59	2,65
26	2,52	2,78	2,98	2,49	2,69	2,86	2,48	2,65	2,79	2,47	2,62	2,74	2,45	2,56	2,66	2,44	2,54	2,62
27	2,47	2,74	2,94	2,44	2,65	2,82	2,43	2,61	2,76	2,42	2,58	2,71	2,40	2,52	2,62	2,39	2,50	2,58
28	2,42	2,71	2,91	2,40	2,62	2,79	2,38	2,57	2,72	2,37	2,54	2,68	2,35	2,48	2,59	2,34	2,46	2,55
29	2,38	2,67	2,88	2,35	2,58	2,76	2,34	2,53	2,69	2,33	2,50	2,65	2,31	2,44	2,55	2,30	2,42	2,51
30	2,34	2,64	2,85	2,31	2,55	2,73	2,30	2,50	2,66	2,29	2,46	2,62	2,26	2,41	2,52	2,26	2,38	2,48
31	2,29	2,61	2,82	2,27	2,51	2,70	2,25	2,46	2,63	2,24	2,43	2,59	2,22	2,37	2,49	2,21	2,34	2,45
32	2,25	2,58	2,80	2,23	2,48	2,68	2,21	2,43	2,61	2,20	2,40	2,56	2,18	2,33	2,46	2,17	2,31	2,42
33	2,21	2,55	2,77	2,19	2,45	2,65	2,17	2,40	2,58	2,16	2,36	2,53	2,14	2,30	2,44	2,13	2,28	2,40
34	2,18	2,52	2,74	2,15	2,42	2,62	2,14	2,37	2,55	2,12	2,33	2,50	2,10	2,27	2,41	2,09	2,24	2,37
35	2,14	2,49	2,72	2,11	2,39	2,60	2,10	2,34	2,53	2,09	2,30	2,48	2,07	2,24	2,38	2,06	2,21	2,34

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela 5.3.9: Fatores de erosão – juntas transversais com entrosagem de agregados – com acostamento de concreto

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	3,45	3,45	3,44	3,41	3,36	3,35	3,39	3,33	3,30	3,38	3,31	3,27	3,34	3,28	3,22	3,31	3,27	3,19
11	3,34	3,36	3,36	3,30	3,27	3,26	3,28	3,22	3,20	3,27	3,20	3,17	3,23	3,16	3,12	3,20	3,15	3,09
12	3,24	3,28	3,29	3,20	3,18	3,18	3,18	3,13	3,12	3,16	3,11	3,09	3,13	3,06	3,02	3,11	3,04	2,99
13	3,15	3,21	3,23	3,11	3,11	3,11	3,08	3,05	3,05	3,07	3,02	3,01	3,04	2,97	2,94	3,02	2,95	2,91
14	3,07	3,15	3,17	3,02	3,04	3,04	3,00	2,98	2,98	2,98	2,95	2,94	2,95	2,89	2,87	2,93	2,86	2,83
15	2,99	3,09	3,12	2,94	2,98	2,99	2,92	2,91	2,92	2,90	2,88	2,88	2,87	2,82	2,80	2,85	2,79	2,77
16	2,91	3,04	3,08	2,87	2,92	2,94	2,84	2,86	2,87	2,83	2,82	2,82	2,80	2,75	2,74	2,78	2,72	2,70
17	2,85	2,99	3,03	2,80	2,87	2,89	2,77	2,81	2,82	2,76	2,77	2,77	2,73	2,69	2,69	2,71	2,66	2,65
18	2,78	2,94	2,99	2,73	2,82	2,85	2,71	2,76	2,77	2,69	2,71	2,72	2,66	2,64	2,63	2,64	2,61	2,60
19	2,73	2,90	2,96	2,67	2,77	2,81	2,64	2,71	2,73	2,63	2,67	2,68	2,60	2,59	2,59	2,58	2,55	2,55
20	2,67	2,86	2,93	2,61	2,73	2,77	2,59	2,67	2,69	2,57	2,62	2,64	2,54	2,54	2,54	2,52	2,51	2,50
21	2,62	2,82	2,89	2,56	2,69	2,74	2,53	2,63	2,65	2,51	2,58	2,60	2,48	2,50	2,50	2,47	2,46	2,46
22	2,57	2,78	2,87	2,51	2,66	2,71	2,48	2,59	2,62	2,46	2,54	2,56	2,43	2,46	2,47	2,41	2,42	2,42
23	2,52	2,75	2,84	2,46	2,62	2,68	2,43	2,55	2,59	2,41	2,50	2,53	2,38	2,42	2,43	2,36	2,38	2,38
24	2,47	2,72	2,81	2,41	2,59	2,65	2,38	2,52	2,56	2,36	2,47	2,50	2,33	2,38	2,40	2,31	2,34	2,35
25	2,43	2,69	2,79	2,37	2,55	2,62	2,34	2,48	2,53	2,32	2,43	2,47	2,28	2,35	2,37	2,27	2,31	2,32
26	2,39	2,66	2,77	2,33	2,52	2,60	2,29	2,45	2,50	2,27	2,40	2,44	2,24	2,31	2,34	2,22	2,27	2,29
27	2,35	2,63	2,74	2,28	2,49	2,57	2,25	2,42	2,48	2,23	2,37	2,42	2,20	2,28	2,31	2,18	2,24	2,26
28	2,31	2,60	2,72	2,25	2,47	2,55	2,21	2,39	2,46	2,19	2,34	2,39	2,16	2,25	2,28	2,14	2,21	2,23
29	2,28	2,58	2,70	2,21	2,44	2,53	2,17	2,37	2,43	2,15	2,32	2,37	2,12	2,22	2,26	2,10	2,18	2,20
30	2,24	2,55	2,68	2,17	2,41	2,51	2,14	2,34	2,41	2,12	2,29	2,35	2,08	2,19	2,23	2,06	2,15	2,18
31	2,21	2,53	2,67	2,14	2,39	2,49	2,10	2,31	2,39	2,08	2,26	2,33	2,04	2,17	2,21	2,02	2,13	2,16
32	2,18	2,50	2,65	2,11	2,36	2,47	2,07	2,29	2,37	2,05	2,24	2,31	2,01	2,14	2,19	1,99	2,10	2,13
33	2,15	2,48	2,63	2,07	2,34	2,45	2,04	2,27	2,35	2,01	2,21	2,29	1,97	2,12	2,17	1,95	2,07	2,11
34	2,12	2,46	2,61	2,04	2,32	2,43	2,01	2,24	2,33	1,98	2,19	2,27	1,94	2,09	2,15	1,92	2,05	2,09
35	2,09	2,44	2,60	2,01	2,30	2,42	1,97	2,22	2,32	1,95	2,17	2,25	1,91	2,07	2,13	1,89	2,03	2,07

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela 5.3.10: Fatores de erosão – juntas transversais com barras de tranferência – com acostamento de concreto

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	3,27	3,25	3,27	3,24	3,17	3,17	3,22	3,14	3,13	3,21	3,12	3,12	3,17	3,11	3,07	3,15	3,11	3,03
11	3,16	3,16	3,19	3,12	3,07	3,07	3,10	3,03	3,02	3,09	3,00	3,00	3,05	2,98	2,95	3,03	2,97	2,92
12	3,05	3,08	3,12	3,01	2,98	2,99	2,99	2,93	2,93	2,98	2,90	2,90	2,94	2,86	2,85	2,92	2,84	2,82
13	2,96	3,01	3,06	2,92	2,90	2,92	2,89	2,85	2,85	2,88	2,81	2,81	2,84	2,76	2,76	2,82	2,74	2,73
14	2,87	2,94	3,00	2,82	2,83	2,86	2,80	2,77	2,78	2,78	2,74	2,74	2,75	2,67	2,67	2,73	2,65	2,64
15	2,79	2,88	2,95	2,74	2,77	2,80	2,72	2,71	2,73	2,70	2,67	2,67	2,67	2,60	2,59	2,65	2,57	2,56
16	2,71	2,82	2,91	2,66	2,71	2,76	2,64	2,65	2,67	2,62	2,60	2,62	2,59	2,53	2,52	2,57	2,50	2,49
17	2,64	2,77	2,86	2,59	2,65	2,71	2,57	2,59	2,62	2,55	2,55	2,57	2,51	2,46	2,47	2,49	2,43	2,43
18	2,57	2,72	2,82	2,52	2,60	2,67	2,50	2,54	2,58	2,48	2,49	2,52	2,44	2,41	2,41	2,42	2,37	2,37
19	2,51	2,67	2,79	2,46	2,56	2,63	2,43	2,49	2,54	2,41	2,44	2,48	2,38	2,35	2,37	2,36	2,32	2,32
20	2,45	2,63	2,75	2,40	2,51	2,59	2,37	2,44	2,50	2,35	2,40	2,44	2,31	2,31	2,32	2,30	2,27	2,28
21	2,39	2,58	2,72	2,34	2,47	2,56	2,31	2,40	2,47	2,29	2,35	2,40	2,26	2,26	2,28	2,24	2,22	2,23
22	2,34	2,54	2,68	2,29	2,43	2,53	2,26	2,36	2,43	2,24	2,31	2,37	2,20	2,22	2,25	2,18	2,18	2,20
23	2,29	2,50	2,65	2,23	2,39	2,49	2,21	2,32	2,40	2,19	2,27	2,34	2,15	2,18	2,21	2,13	2,13	2,16
24	2,24	2,46	2,62	2,18	2,35	2,46	2,16	2,28	2,37	2,13	2,23	2,31	2,10	2,14	2,18	2,08	2,10	2,13
25	2,19	2,43	2,59	2,14	2,31	2,44	2,11	2,24	2,34	2,09	2,20	2,28	2,05	2,10	2,15	2,03	2,06	2,10
26	2,15	2,39	2,57	2,09	2,28	2,41	2,06	2,21	2,32	2,04	2,16	2,25	2,00	2,07	2,12	1,98	2,02	2,07
27	2,10	2,36	2,54	2,05	2,24	2,38	2,02	2,18	2,29	2,00	2,13	2,22	1,96	2,03	2,10	1,94	1,99	2,04
28	2,06	2,32	2,51	2,01	2,21	2,36	1,98	2,14	2,26	1,95	2,10	2,20	1,91	2,00	2,07	1,89	1,96	2,01
29	2,20	2,29	2,49	1,97	2,18	2,33	1,93	2,11	2,24	1,91	2,06	2,17	1,87	1,97	2,04	1,85	1,93	1,99
30	1,98	2,26	2,47	1,93	2,15	2,31	1,90	2,08	2,22	1,87	2,03	2,15	1,83	1,94	2,02	1,81	1,90	1,96
31	1,95	2,23	2,44	1,89	2,12	2,29	1,86	2,05	2,19	1,84	2,01	2,13	1,79	1,91	2,00	1,77	1,87	1,94
32	1,91	2,20	2,42	1,85	2,09	2,26	1,82	2,03	2,17	1,80	1,98	2,10	1,76	1,88	1,97	1,74	1,84	1,92
33	1,87	2,17	2,40	1,82	2,06	2,24	1,78	2,00	2,15	1,76	1,95	2,08	1,72	1,86	1,95	1,70	1,81	1,89
34	1,84	2,15	2,38	1,78	2,04	2,22	1,75	1,97	2,13	1,73	1,92	2,06	1,69	1,83	1,93	1,67	1,79	1,87
35	1,81	2,12	2,36	1,75	2,01	2,20	1,72	1,95	2,11	1,69	1,90	2,04	1,65	1,80	1,91	1,63	1,76	1,85

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

5.3.3.4 Dimensionamento

a) Tipo de Pavimento

Pavimentos de concreto simples com barras de transferência, sem acostamento.

b) Distribuição do Tráfego

Para determinação dos fatores de equivalência, serão adotados os seguintes parâmetros:

Onde:

P_u = carga útil;

P_1 = carga Eixo Dianteiro;

P_2 = carga Eixo Traseiro;

e_1 = fator de equivalência de P_1 ;

e_2 = fator de equivalência de P_2 ;

e = fator de equivalência total;

Ônibus

Peso útil máximo = 5,5 t (55 kN)

Tara = 7,3 t (73 kN)

Peso bruto total = 12,8 t (128 kN)

- Cargas e fatores de equivalência – ônibus

Tabela 5.3.11: Fatores de equivalência para ônibus

% da Carga	Pu	P1	P2	DNIT		
				e1	e2	e
100%	5,5	4,9	7,9	0,12	0,757	0,88
75%	4,13	4,35	7,07	0,076	0,378	0,45
105%	5,78	5,01	8,06	0,135	0,858	0,99
vazio	0	2,7	4,6	0,011	0,026	0,037

Onde:

$$P1 = 0,4 * (Pu) + 2,70$$

$$P2 = 0,6 * (Pu) + 4,597$$

$$e1 = [P1/8,25]^{4,0175}$$

$$e2 = [P1/8,26]^{6,2542}$$

Adotando a seguinte distribuição de veículos na frota:

35% em 100% da carga útil máxima;

40% em 75% da carga útil máxima;

20% em excesso de 5% da carga útil máxima (105%);

10% vazios.

Obtem-se:

$$0,35*0,88 + 0,40*0,46 + 0,2*0,99 + 0,10*0,04 = 0,69$$

Cálculo dos valores de "N" característicos

Com a equação seguinte, calcula-se o número total de solicitações do eixo simples padrão de 80 kN, para o período de vida de projeto.

Será calculado o valor de N_T , para um volume de tráfego de leve a médio pesado (considerado após majoração de 5%/ano no volume).

$$N_t = ((V_o + 1,5V_o)/2) \times e \times 365 \times P$$

$$N_t = ((500 + 1,5*500)/2) \times 0,69 \times 365 \times 20 = 3148125 \approx 3*10^6$$

c) Características do Concreto

$$f_{ctM,k} = 4,5 \text{ MPa}$$

d) Coeficiente de Segurança

Será adotado o coeficiente de segurança de 1,1. Conforme o manual do DNIT prevê para vias com moderada frequência.

Tabela 5.3.12: Coeficiente de Segurança

Tipo de Pavimento	FSC
– para ruas com tráfego com pequena porcentagem de caminhões e pisos em condições semelhantes de tráfego (estacionamentos, por exemplo)	1,0
– para estradas e vias com moderada frequência de caminhões	1,1
– para altos volumes de caminhões	1,2
– pavimentos que necessitem de um desempenho acima do normal	Até 1,5

(Fonte:DNIT)

e) Coeficiente de Recalque da Fundação

O valor de k é determinado através da Tabela 5.3.3, já apresentada anteriormente. Para o CBR de 10%, com 15 centímetros de sub-base granular, o valor de k, no topo do sistema, é de 58 MPa/m.

Tabela 5.3.13: Determinação do coeficiente de recalque

Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para espessuras de sub-base iguais a (cm)			
CBR(%)	k(MPa/m)	10	15	20	30
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

f) Espessura Tentativa

Será adotada uma espessura inicial de 18 centímetros.

g) Tensão Equivalente

Tabela 5.3.14: Determinação do K do sistema subleito-sub-base

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	5,42	4,39	3,36	4,75	3,83	3,10	4,38	3,59	3,02	4,13	3,44	2,98	3,66	3,22	2,94	3,45	3,15	2,93
11	4,47	3,88	2,92	4,16	3,35	2,64	3,85	3,12	2,55	3,63	2,97	2,50	3,23	2,76	2,45	3,06	2,68	2,44
12	4,19	3,47	2,60	3,69	2,98	2,30	3,41	2,75	2,20	3,23	2,62	2,14	2,88	2,40	2,08	2,73	2,33	2,07
13	3,75	3,14	2,35	3,30	2,68	2,04	3,06	2,46	1,93	2,89	2,33	1,87	2,59	2,13	1,80	2,46	2,05	1,78
14	3,37	2,87	2,15	2,97	2,43	1,83	2,76	2,23	1,72	2,61	2,10	1,65	2,34	1,90	1,58	2,23	1,83	1,55
15	3,06	2,64	1,99	2,70	2,23	1,67	2,51	2,04	1,55	2,37	1,92	1,48	2,13	1,72	1,40	2,03	1,65	1,37
16	2,79	2,45	1,85	2,47	2,06	1,54	2,29	1,87	1,41	2,17	1,76	1,34	1,95	1,57	1,25	1,86	1,50	1,23
17	2,56	2,28	1,73	2,26	1,91	1,43	2,10	1,74	1,30	1,99	1,63	1,23	1,80	1,45	1,14	1,71	1,38	1,11
18	2,37	2,14	1,62	2,09	1,79	1,34	1,94	1,62	1,21	1,84	1,51	1,14	1,66	1,34	1,04	1,58	1,27	1,01
19	2,19	2,01	1,53	1,94	1,67	1,26	1,80	1,51	1,13	1,71	1,41	1,06	1,54	1,25	0,96	1,47	1,18	0,92
20	2,04	1,90	1,45	1,80	1,58	1,19	1,67	1,42	1,07	1,59	1,33	0,99	1,43	1,17	0,89	1,37	1,11	0,85
21	1,91	1,79	1,37	1,68	1,49	1,13	1,56	1,34	1,01	1,48	1,25	0,93	1,34	1,10	0,83	1,28	1,04	0,79
22	1,79	1,70	1,30	1,57	1,41	1,07	1,46	1,27	0,95	1,39	1,18	0,88	1,26	1,03	0,78	1,20	0,98	0,74
23	1,68	1,62	1,24	1,48	1,34	1,02	1,38	1,21	0,91	1,31	1,12	0,84	1,18	0,98	0,73	1,13	0,92	0,70
24	1,58	1,55	1,18	1,39	1,28	0,97	1,30	1,15	0,87	1,23	1,06	0,80	1,11	0,93	0,69	1,06	0,87	0,66
25	1,49	1,48	1,13	1,32	1,22	0,93	1,22	1,09	0,83	1,16	1,01	0,76	1,05	0,88	0,66	1,00	0,83	0,62
26	1,41	1,41	1,07	1,25	1,17	0,89	1,16	1,05	0,79	1,10	0,97	0,73	0,99	0,84	0,63	0,95	0,79	0,59
27	1,34	1,36	1,02	1,18	1,12	0,86	1,10	1,00	0,76	1,04	0,93	0,70	0,94	0,80	0,60	0,90	0,75	0,57
28	1,28	1,30	0,98	1,12	1,07	0,82	1,04	0,96	0,73	0,99	0,89	0,67	0,89	0,77	0,58	0,86	0,72	0,54
29	1,22	1,25	0,93	1,07	1,03	0,79	0,99	0,92	0,71	0,94	0,85	0,65	0,85	0,74	0,55	0,81	0,69	0,52
30	1,16	1,21	0,89	1,02	0,99	0,76	0,95	0,89	0,68	0,90	0,82	0,63	0,81	0,71	0,53	0,78	0,66	0,50
31	1,11	1,16	0,85	0,97	0,96	0,73	0,90	0,86	0,66	0,86	0,79	0,60	0,77	0,68	0,51	0,74	0,64	0,48
32	1,06	1,12	0,81	0,93	0,92	0,70	0,86	0,83	0,63	0,82	0,76	0,58	0,74	0,66	0,50	0,71	0,62	0,46
33	1,02	1,09	0,77	0,89	0,89	0,68	0,83	0,80	0,61	0,78	0,74	0,56	0,71	0,63	0,48	0,68	0,59	0,45
34	0,98	1,05	0,73	0,85	0,86	0,65	0,79	0,77	0,59	0,75	0,71	0,55	0,68	0,61	0,46	0,65	0,57	0,43
35	0,94	1,02	0,70	0,82	0,84	0,63	0,76	0,75	0,57	0,72	0,69	0,53	0,65	0,59	0,45	0,62	0,55	0,42

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

$$1,94 + \left(\frac{2,09 - 1,94}{20} \times 4 \right) = 1,970$$

h) Fator de Fadiga

$$\frac{\sigma_{eq}}{Mr} = \frac{1,97}{4,5} = 0,438$$

i) Número Admissível de Repetições de Carga em Função do Fator de Fadiga

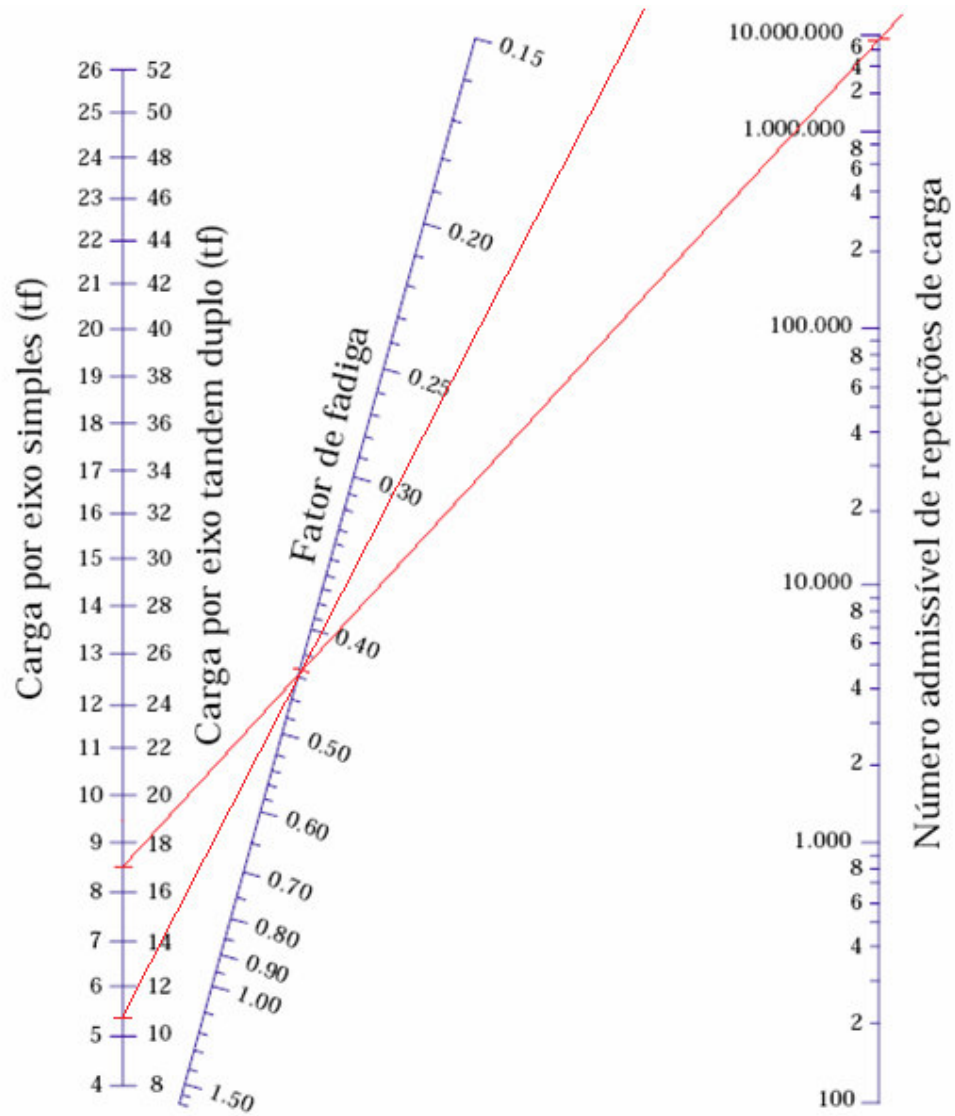


Figura 5.3.11: Determinação do número admissível de repetições de carga

j) Fator de Erosão

Tabela 5.3.15: Determinação do K do sistema subleito-sub-base

h	k do sistema subleito – sub-base (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT	ES	TD	TT
10	3,76	3,83	3,86	3,75	3,79	3,80	3,74	3,77	3,75	3,74	3,76	3,71	3,72	3,72	3,62	3,70	3,70	3,56
11	3,63	3,71	3,76	3,62	3,67	3,69	3,61	3,65	3,65	3,61	3,63	3,62	3,59	3,60	3,53	3,58	3,58	3,48
12	3,52	3,61	3,68	3,50	3,56	3,60	3,49	3,54	3,56	3,49	3,52	3,52	3,47	3,49	3,45	2,46	3,47	3,40
13	3,41	3,52	3,60	3,39	3,47	3,51	3,39	3,44	3,47	3,38	3,43	3,44	3,37	3,39	3,37	3,35	3,37	3,33
14	3,31	3,43	3,53	3,30	3,38	3,43	3,29	3,35	3,39	3,28	3,33	3,36	3,27	3,30	3,29	3,26	3,28	3,26
15	3,22	3,36	3,47	3,21	3,30	3,36	3,20	3,27	3,31	3,19	3,25	3,28	3,17	3,21	3,22	3,16	3,19	3,19
16	3,14	3,28	3,41	3,12	3,22	3,30	3,11	3,19	3,25	3,10	3,17	3,21	3,09	3,13	3,15	3,08	3,12	3,12
17	3,06	3,22	3,35	3,04	3,15	3,24	3,03	3,12	3,19	3,02	3,10	3,15	3,01	3,06	3,08	3,00	3,04	3,05
18	2,99	3,16	3,30	2,97	3,09	3,19	2,96	3,06	3,13	2,95	3,03	3,09	2,93	2,99	3,02	2,92	2,97	2,99
19	2,92	3,10	3,25	2,90	3,03	3,14	2,88	2,99	3,08	2,88	2,97	3,04	2,86	2,93	2,96	2,85	2,91	2,93
20	2,85	3,05	3,21	2,83	2,97	3,09	2,82	2,94	3,03	2,81	2,91	2,99	2,79	2,87	2,91	2,78	2,85	2,88
21	2,79	2,99	3,16	2,77	2,92	3,05	2,75	2,88	2,99	2,75	2,86	2,94	2,73	2,81	2,86	2,72	2,79	2,83
22	2,73	2,95	3,12	2,71	2,87	3,01	2,69	2,83	2,94	2,69	2,80	2,90	2,67	2,76	2,82	2,66	2,73	2,78
23	2,67	2,90	3,08	2,65	2,82	2,97	2,64	2,78	2,90	2,63	2,75	2,86	2,61	2,70	2,77	2,60	2,68	2,74
24	2,62	2,86	3,05	2,60	2,78	2,93	2,58	2,73	2,86	2,57	2,71	2,82	2,55	2,66	2,73	2,54	2,63	2,69
25	2,57	2,82	3,01	2,54	2,73	2,89	2,53	2,69	2,83	2,52	2,66	2,78	2,50	2,61	2,69	2,49	2,59	2,65
26	2,52	2,78	2,98	2,49	2,69	2,86	2,48	2,65	2,79	2,47	2,62	2,74	2,45	2,56	2,66	2,44	2,54	2,62
27	2,47	2,74	2,94	2,44	2,65	2,82	2,43	2,61	2,76	2,42	2,58	2,71	2,40	2,52	2,62	2,39	2,50	2,58
28	2,42	2,71	2,91	2,40	2,62	2,79	2,38	2,57	2,72	2,37	2,54	2,68	2,35	2,48	2,59	2,34	2,46	2,55
29	2,38	2,67	2,88	2,35	2,58	2,76	2,34	2,53	2,69	2,33	2,50	2,65	2,31	2,44	2,55	2,30	2,42	2,51
30	2,34	2,64	2,85	2,31	2,55	2,73	2,30	2,50	2,66	2,29	2,46	2,62	2,26	2,41	2,52	2,26	2,38	2,48
31	2,29	2,61	2,82	2,27	2,51	2,70	2,25	2,46	2,63	2,24	2,43	2,59	2,22	2,37	2,49	2,21	2,34	2,45
32	2,25	2,58	2,80	2,23	2,48	2,68	2,21	2,43	2,61	2,20	2,40	2,56	2,18	2,33	2,46	2,17	2,31	2,42
33	2,21	2,55	2,77	2,19	2,45	2,65	2,17	2,40	2,58	2,16	2,36	2,53	2,14	2,30	2,44	2,13	2,28	2,40
34	2,18	2,52	2,74	2,15	2,42	2,62	2,14	2,37	2,55	2,12	2,33	2,50	2,10	2,27	2,41	2,09	2,24	2,37
35	2,14	2,49	2,72	2,11	2,39	2,60	2,10	2,34	2,53	2,09	2,30	2,48	2,07	2,24	2,38	2,06	2,21	2,34

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

$$2,96 + \left(\frac{2,97 - 2,96}{20} \times 4 \right) = 2,962$$

I) Número Admissível de Repetições de Carga em Função do Fator de Erosão

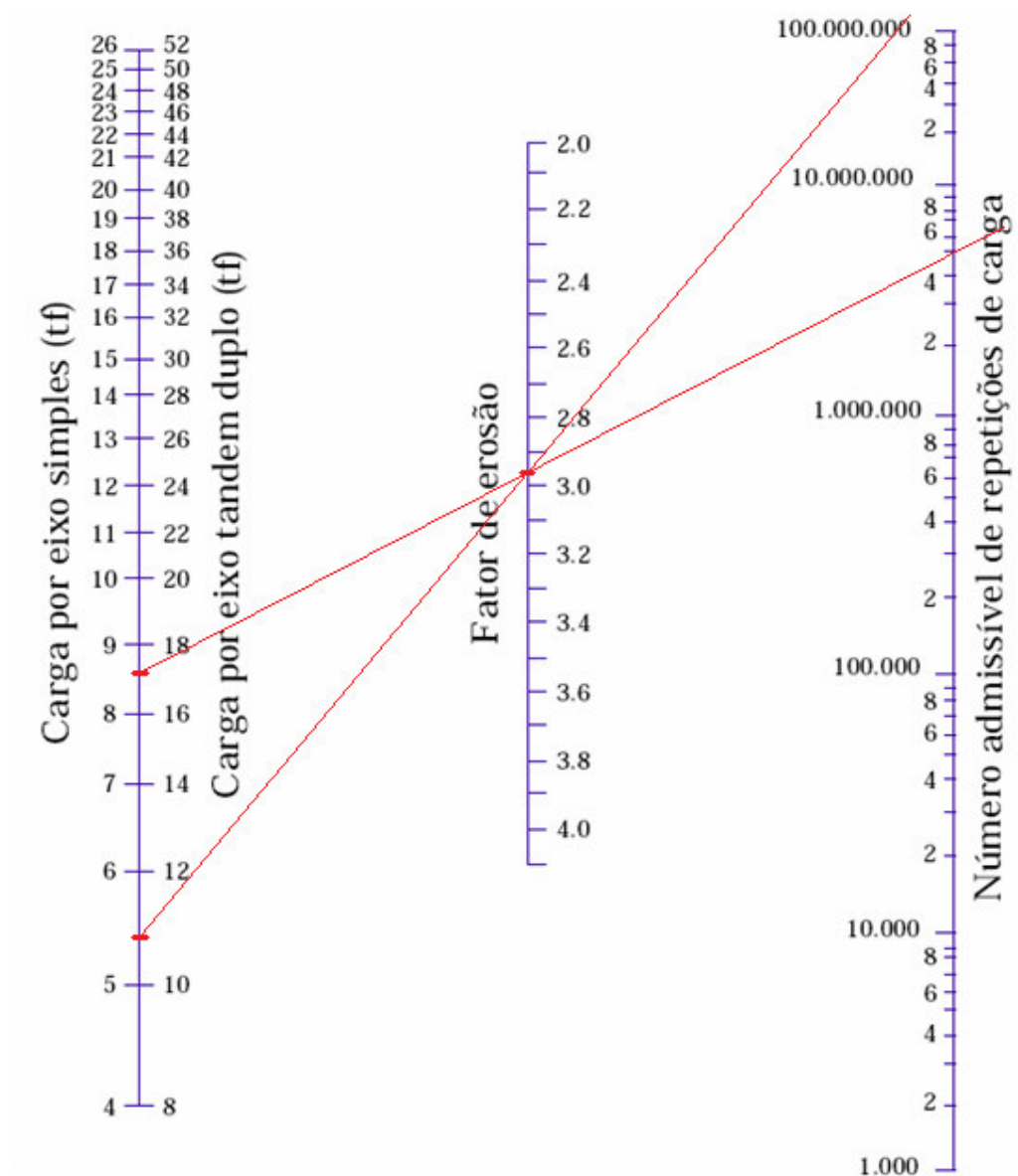


Figura 5.3.12: Determinação do número admissível de repetições de carga

m) Tabela Resumo

Tabela 5.3.16: Resumo dos resultados

Projeto:	Ponto de Ônibus da Est. Leopoldina		
Espessura tentativa:	18 cm		
k:	58 MPa/m		
Fsc:	1,2		
Mr:	4,5 Mpa		
Juntas com barras de transferência	Sim	(X)	Não ()
Acostamento de concreto	Sim	()	Não (X)
Período de Projeto	20 anos		

Eixo Simples

Peso por eixo (tf)	Peso por eixo x Fsc	N solicitante	N admissível	Consumo de fadiga (%)	N admissível	Dano por erosão (%)
4,9	5,39	3.150.000	ilimitado		ilimitado	
7,9	8,69	3.150.000	5.500.000	0,57	4.700.000	0,67

Tensão Equivalente:	1,97
Fator de Fadiga	0,438
Fator de Erosão:	2,962

C total:	0,57
D total:	0,67

n) Análise dos Resultados

A função de um pavimento de concreto como já foi colocado é que a placa tenha uma espessura suficiente para resistir aos esforços provenientes das cargas do tráfego que agem sobre o pavimento. Para essa análise foram utilizados os critérios de consumo de fadiga e dos danos por erosão e escalonamento. A porcentagem do consumo de fadiga para uma espessura de 18 cm foi de 57% o que significa que mesmo se o número de repetições solicitantes aumente ligeiramente o pavimento ainda suportara. Foram testados valores como 16 cm e 17 cm, porém para esses casos o consumo de fadiga superaria 100% o que significa que o pavimento iria romper por fadiga. A porcentagem de dano por erosão para uma espessura de 18 cm foi de 67% o que mostra que para o número de repetições solicitantes apenas 67% da capacidade de resistência a erosão será consumida.

Resumindo, o pavimento ficará com um sub leito com CBR 10%, uma sub-base granular de 15 cm e por fim placas de concreto com 18 cm de espessura, com juntas a cada 6 m.

5.4 Fundações

5.4.1 Elementos de referência

- Planta de locação de pilares da EGT Engenharia Ltda., Rev. 01.
- Arquivo: AM0527-0.dwg de 12/2006.
- Relatório de sondagem da SOENGE Serv. de Eng. Ltda. de 12/2005.
- NBR 6122/96.
- Manual de especificações de procedimentos e produtos ABEF.

5.4.2 Descrição da obra

A estação Imperatriz Leopoldina será totalmente reconstruída, à leste da atual estação, de modo que a nova plataforma se sobreponha à plataforma existente em aproximadamente 30m. Serão construídas novas plataformas de embarque, prédio da estação, mezanino e rampa de acesso.

A maior parte da estrutura prevista será concebida em concreto armado, sendo utilizado também estrutura metálica em algumas regiões

As edificações em frente a futura estação são compostas por galpões comerciais e casas, algumas em condições precárias de habitabilidade e com sinais aparentes de deterioração, implantadas em nível ao atual terreno (ver anexo).

b) Fundo

As edificações existentes no fundo são compostas por galpões comerciais sem sinais aparentes de movimentações estruturais, próximos a Rua Major Paladino. O nível do terreno dos galpões no fundo estão cerca de 0,5 m abaixo do nível de implantação dos trilhos da futura estação.

5.4.4 Descrição do sub-solo

De maneira geral, o sub-solo é composto por uma camada superficial de argila arenosa de muito mole a média, com espessura variando entre 2 a 5 m.

Sob esta camada, encontrou-se, nas sondagens SP03, SP04, SP08, SP09 e SP10 um solo de maior granulometria (areia siltosa), de fofa a compacta, com espessura variando de 2m até o nível impenetrável ao trado à percussão. Na sondagem SP03, esta camada encontra-se apoiada sobre uma terceira camada de argila silto-arenosa, com valores de NSPT que variam de 10 ao impenetrável (>60).

Nas demais sondagens, a camada de maior granulometria não aparece, dando lugar a uma camada de solo argilo-siltoso apontado pela sondagem SP10, de NSPT crescente com a profundidade até o impenetrável ao trado à percussão (>60).

O nível d'água varia de 1,4 a 2,2 m da superfície do terreno.

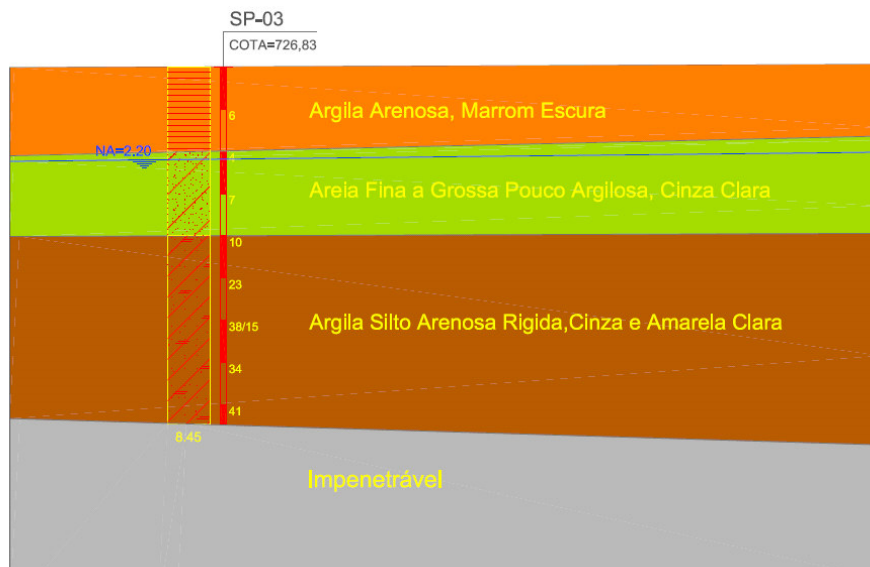


Figura 5.4.2: Perfil de sondagem a percussão SP-03

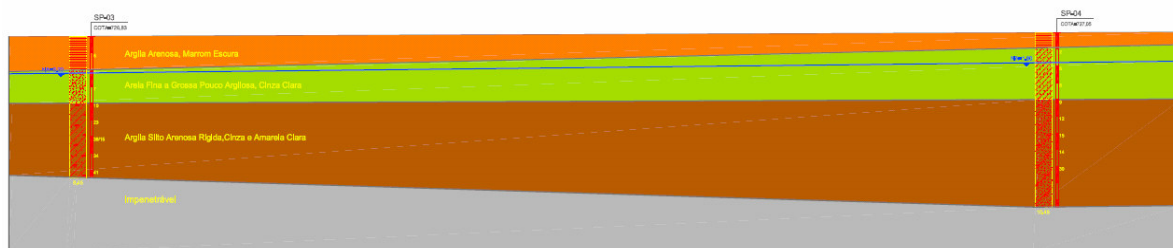


Figura 5.4.3: Perfil geológico longitudinal

5.4.5 Estudo das alternativas

5.4.5.1 Fundações rasas

As fundações rasas são caracterizadas por serem apoiadas a pequenas profundidades em relação ao nível do solo, certos tipos de fundação requerem pouca escavação e consumo moderado de concreto para execução das peças. Apesar disso a suposta simplicidade dos blocos e sapatas é preciso cuidado ao projetar e executar esses elementos que são a base da estrutura.

Como usam camadas superficiais do subsolo para transferir as cargas da construção, as fundações rasas estão mais suscetíveis a mudanças na composição do solo do que as profundas. Por isso, no caso de sapatas, a liberação da concretagem de cada elemento deve ser feita pelo projetista/consultor das fundações.

Uma desvantagem do uso de fundações rasas é devido a esta estar susceptível a ocorrência de recalques, originados pelos acréscimos de tensão na camada compressível. A ocorrência de recalques diferenciais neste tipo de fundação pode gerar esforços nas estruturas não previstas no projeto, podendo levar a estrutura ao colapso.

Dentre os tipos de fundação rasa, podemos citar:

- **Alicerces**

Muito utilizados em edificação de pequenas cargas, como sobrados. São constituídos concreto não-armado ou alvenaria e trabalham principalmente à compressão (ao contrário das sapatas, que resistem à tração). Na execução deve-se fazer uma cinta de amarração para absorver esforços acidentais e distribuir as cargas, que normalmente são impermeabilizadas com camada de argamassa com hidrofugante e pintura com emulsão asfáltica para evitar a ascensão capilar de umidade.

Um aspecto importante a ser considerado neste tipo de fundação é a necessidade de rebaixamento do lençol freático, quando este se encontrar próximo a superfície, que pode ser feito por meio de ponteiros filtrantes no caso de solo mais permeáveis ou por simples esgotamento no caso de solos pouco permeáveis.

Outra questão que deve ser abordada é a necessidade de escoramento da vala, que deve ser avaliada com base na profundidade de escavação e dos materiais presentes no solo fundação.

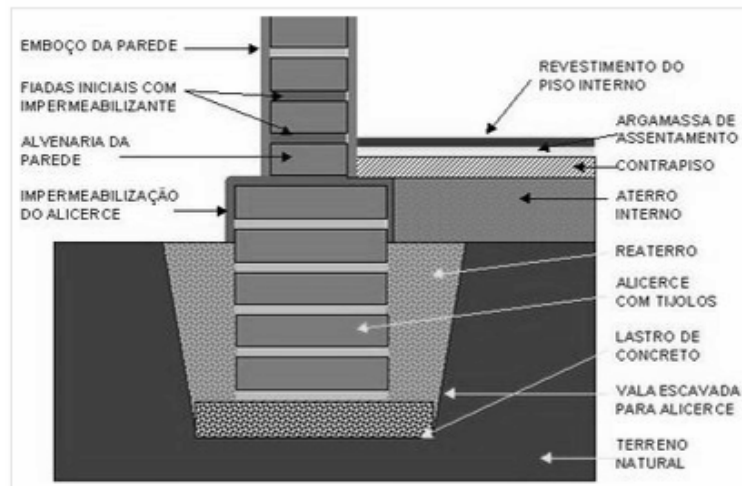


Figura 5.4.4: Seção transversal típica de uma fundação em alicerce

▪ Sapatas isoladas

Recebem as cargas de apenas um pilar. É a solução preferencial por ser, em geral, mais econômica porque consome menos concreto. As sapatas podem ter vários formatos, mas o mais comum é o cônico retangular, pois consome menos concreto e exige trabalho mais simples com a fôrma. No caso de pilares de formato não-retangular, a sapata deve ter seu centro de gravidade coincidindo com o centro de cargas.

As mesmas considerações descritas para a fundação em alicerce são válidas para as sapatas isoladas.

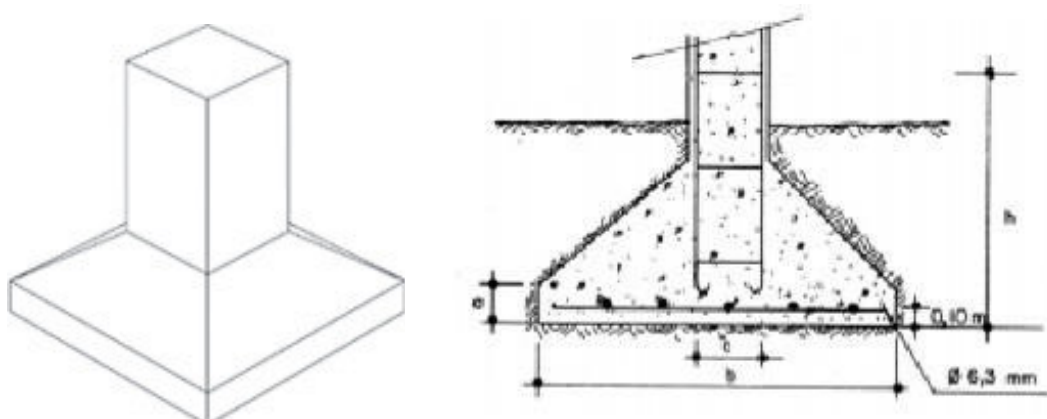


Figura 5.4.5: Perspectiva e seção transversal típica de uma sapata isolada

- **Sapatas alavancadas**

Caso o projeto preveja uma sapata em divisa de terreno ou com algum obstáculo, a peça não consegue ter o centro de gravidade e o centro de cargas coincidentes. Para compensar a excentricidade das cargas, é necessário transferir parte dos esforços para uma sapata próxima por meio de uma viga alavancada. As mesmas considerações descritas para a fundação em alicerce são válidas para as sapatas alavancadas.

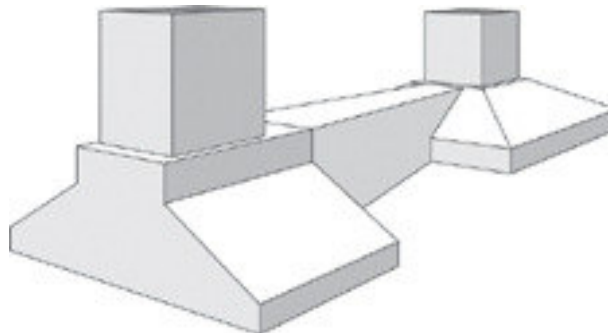


Figura 5.4.6: Perspectiva de uma sapata alavancada

- **Sapatas corridas**

Recebem as cargas direto das paredes. A transferência de carga é feita linearmente. As sapatas corridas são sucedâneas dos alicerces, para paredes mais carregadas ou solos menos resistentes.

As mesmas considerações descritas para a fundação em alicerce são válidas para as sapatas corridas.

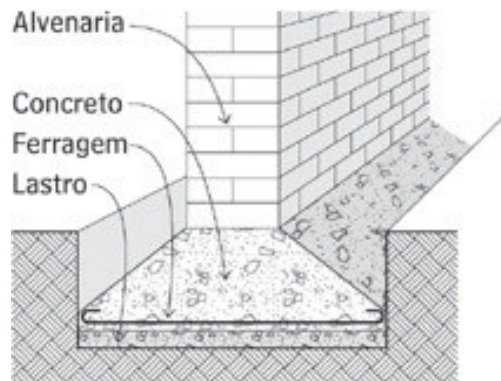


Figura 5.4.7: Perspectiva de uma sapata corrida

- **Sapatas Associadas**

Utilizadas quando há pilares muito próximos e as sapatas isoladas se sobreporiam. Além disso, podem ser necessárias quando as cargas estruturais forem grandes. Como nas sapatas isoladas, o posicionamento da peça de fundação deve respeitar o centro de cargas dos pilares. Uma desvantagem deste tipo de fundação está no fato deste tipo de solução acentuar a ocorrência de recalques, pois devido a proximidade dos pilares há a ocorrência da sobreposição dos bulbos de tensões atuantes no solo de fundação, provocando a ocorrência de recalques mais acentuados, e conforme a distribuição das cargas na fundação esses recalques podem ser diferenciais, o que pode gerar esforços não previstos na estrutura.

As mesmas considerações descritas para a fundação em alicerce são válidas para as sapatas associadas.

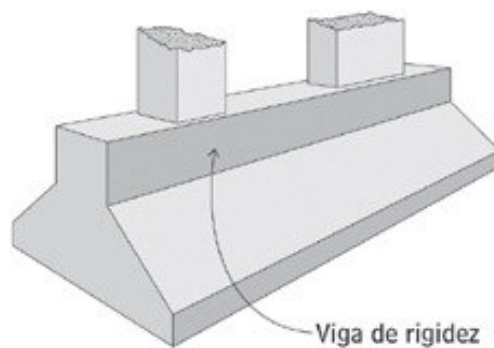


Figura 5.4.8: Perspectiva de uma sapata associada

- - Radier

Trata-se de uma laje que recebe cargas de todos os pilares. Por consumir um volume de concreto relativamente alto, é mais viável em obras com grande concentração de cargas.

Deve resistir aos esforços diferenciados de cada pilar, além de suportar eventuais pressões do lençol freático. O consumo de concreto pode ser diminuído com o emprego de protensão.

Assim como no caso de sapatas associadas o bulbo de tensões resultante é grande, o que provoca a ocorrência de recalques, porém, neste caso, o radier trabalha como se fosse um elemento rígido, possibilitando a uniformização dos recalques.

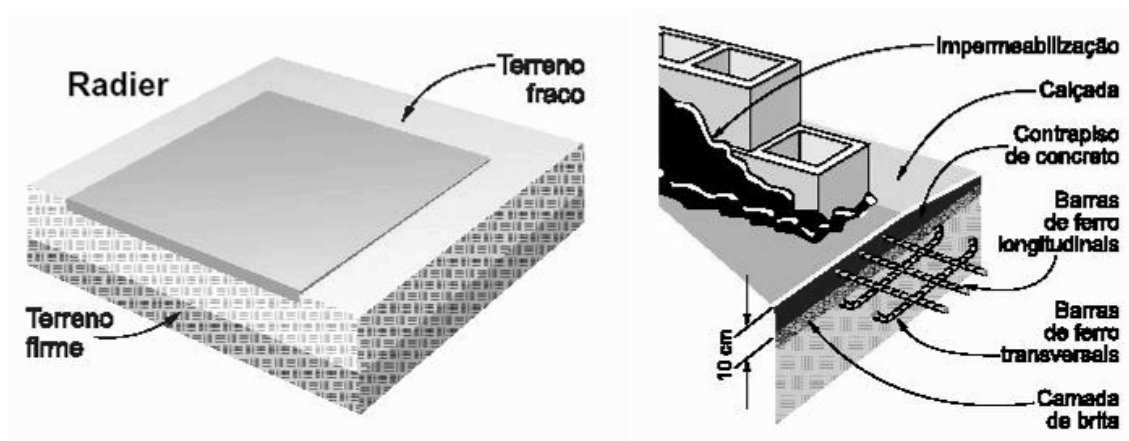


Figura 5.4.9: Fundação em Radier

5.4.5.2 Fundações profundas

São aquelas em que a carga é transmitida ao terreno através de sua base (resistência de ponta) e/ou superfície lateral (resistência de atrito). Geralmente utilizadas quando:

- Os solos superficiais são pouco resistentes e/ou elevadas cargas estruturais;
- - Solos superficiais são sujeitos à erosão;
- - Fundações em locais alagados ou abaixo do nível do lençol freático;
- - Elevada capacidade de carga é requerida;
- - Possibilidade de escavações futuras.

As fundações profundas estão assentadas a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta. Os principais tipos de fundação profunda são:

A) Estacas

São elementos de fundação profunda executados com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos.

As cargas são transmitidas ao terreno através do atrito das paredes laterais da estaca contra o terreno e/ou pela ponta.

As estacas são classificadas em estacas de deslocamento e estacas escavadas. As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada do solo.

As estacas escavadas são aquelas executadas “in situ” através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material.



Figura 5.4.10: Distribuição das cargas em uma estaca

- **Estacas de madeira**

As estacas de madeira são empregadas nas edificações desde a antiguidade. Atualmente, diante das dificuldades de se obter madeiras de boa qualidade, sua utilização é bem mais reduzida.

As estacas de madeira nada mais são do que troncos de árvores, bem retos e regulares, cravados normalmente por percussão, - isto é golpeando se o topo da estaca com pilões geralmente de queda livre. No Brasil a madeira mais empregada é o eucalipto, principalmente como fundação de obras provisórias. Para obras definitivas tem-se usado as denominadas “madeiras de lei” como por exemplo a peroba, a aroeira, a maçaranduba e o ipê.

A duração da madeira é praticamente ilimitada, quando mantida permanentemente submersa. No entanto, se estiverem sujeitas à variação do nível d’água apodrecem rapidamente pela ação de fungos aeróbicos, o que deve ser evitado aplicando –se substâncias protetoras como sais tóxicos à base de zinco, cobre ou mercúrio ou ainda pela aplicação do creosoto.

Durante a cravação a cabeça da estaca deve ser munida de um anel de aço de modo a evitar o seu rompimento sob os golpes do pilão. Também é recomendado o emprego de uma ponteira metálica para facilitar a penetração da estaca e proteger a madeira.

Do ponto de vista estrutural, a carga admissível das estacas de madeira depende do diâmetro e do tipo de madeira empregado na estaca.

Tabela 5.4.1: Cargas estruturais admissíveis adotadas para estacas de madeira.

Diâmetro	Carga (KN)
20	150
25	200
30	300
25	400
40	500

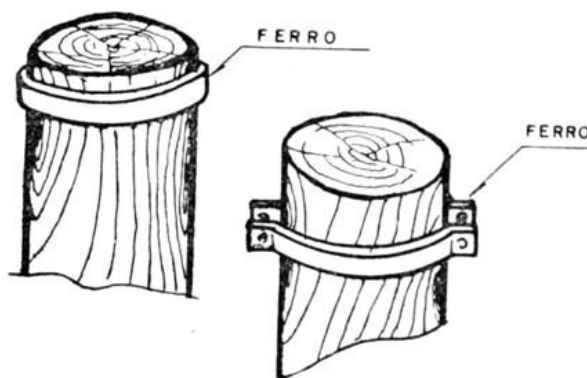


Figura 5.4.11: Anel de ferro utilizado durante a cravação

- **Estacas metálicas**

As estacas metálicas são constituídas principalmente por peças de aço laminado ou soldado tais como perfis de seção I e H, como também por trilhos, geralmente reaproveitados após sua remoção de linhas férreas, quando perdem sua utilização por desgaste.

A principal vantagem das estacas de aço está no fato de se prestarem à cravação em quase todos os tipos de terreno, permitindo fácil cravação e uma grande capacidade de carga. Sua cravação é facilitada, porque, ao contrário dos outros tipos de estacas, em lugar de fazer compressão lateral do terreno, se limita a cortar as diversas camadas do terreno.

Hoje em dia já não existe preocupação com o problema de corrosão das estacas metálicas quando permanecem inteiramente enterradas em solo natural, porque a quantidade de oxigênio que existe nos solos naturais é tão pequena que a reação química tão logo começa, já acaba completamente com esse componente responsável pela corrosão. Entretanto, de modo a garantir a segurança a NBR 6122 exige que nas estacas metálicas enterradas seja descontada a espessura de 1,5 mm de toda sua superfície em contato com o solo, resultando uma área útil menor que a área real do perfil. A carga máxima atuante sobre a estaca é obtida multiplicando-se a área útil pela tensão admissível do aço $f_c = f_{yk}/2$ onde f_{yk} é tensão característica à ruptura do aço da estaca.

A tabela 5 apresenta a carga para alguns perfis e trilhos fabricados pela AÇOMINAS – GERDAU. A utilização de trilhos velhos como estacas só é possível quando a redução do peso não ultrapassar 20% do teórico e nenhuma seção tenha área inferior a 40% da área do trilho novo.

Tabela 5.4.2 - Tabela de perfis tipo I fabricados pela Açominas – Gerdau

BITOLA	Massa linear kg/m	d mm	bf mm	tw mm	tf mm	h mm	d' mm	Área cm ²	Ix cm ⁴	Wx cm ³	rx cm	Zx cm ³	Iy cm ⁴	Wy cm ³	ry cm	Zy cm ³	rt cm	It cm ⁴	ABA - If bf/2tf	ALMA - lw d'/2tf	Cw cm ⁵	u m ² /m	BITOLA
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4,181	0,67	W 150 x 13,0
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69	W 150 x 18,0
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77	W 200 x 15,0
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79	W 200 x 19,3
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2.029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79	W 200 x 22,5
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92	W 200 x 26,6
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40,822	0,93	W 200 x 31,3
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13,735	0,88	W 250 x 17,9
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89	W 250 x 22,3
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22,955	0,89	W 250 x 25,3
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27,636	0,90	W 250 x 28,4
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07	W 250 x 32,7
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	19,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93,242	1,08	W 250 x 38,5
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,398	1,09	W 250 x 44,8
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	2,42	3,27	8,86	53,25	21,628	0,98	W 310 x 21,0
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,50	25,594	0,99	W 310 x 23,8
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5.500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,20	35,441	1,00	W 310 x 28,3
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	2,00	W 310 x 32,7
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	19,7	8.581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	4,38	13,20	8,51	46,66	163,728	1,25	W 310 x 38,7
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	4,41	19,90	7,41	41,00	194,433	1,26	W 310 x 44,5
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	11.909	751,4	13,33	842,5	1026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	236,422	1,27	W 310 x 52,0
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	3,20	9,15	7,47	53,10	84,111	1,17	W 360 x 32,9
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109,551	1,18	W 360 x 39,0
W 360 x 44,0	44,0	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	4,43	16,70	8,72	44,70	239,091	1,35	W 360 x 44,0
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284,994	1,36	W 360 x 51,0
W 360 x 57,8	57,8	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16.143	901,8	14,92	1014,8	1113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330,394	1,37	W 360 x 57,8
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17.890	1031,1	14,80	1145,5	1882	185,7	4,80	284,5	5,45	44,57	7,52	37,40	523,362	1,46	W 360 x 64,0
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20.169	1152,5	14,86	1285,9	2140	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599,082	1,47	W 360 x 72,0
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22.713	1283,2	14,98	1437,0	2416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,10	30,68	685,701	1,48	W 360 x 79,0
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12.777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153,190	1,32	W 410 x 38,8
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2	15.690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196,571	1,33	W 410 x 46,1
W 410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18.734	929,7	16,55	1052,2	1009	114,0	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387,194	1,48	W 410 x 53,0
W 410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21.707	1066,7	16,88	1201,5	1205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467,404	1,49	W 410 x 60,0
W 410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24.678	1203,8	16,91	1362,7	1379	154,1	4,00	239,0	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,50	W 410 x 67,0
W 410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8	27.616	1337,3	16,98	1516,6	1559	173,2	4,03	269,1	4,70	65,21	5,63	36,80	612,784	1,51	W 410 x 75,0
W 460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21.370	949,8	17,91	1095,9	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47	W 460 x 52,0
W 460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2	25.652	1127,6	18,35	1292,1	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,60	5,75	50,55	387,230	1,49	W 460 x 60,0
W 460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29.851	1300,7	18,46	1495,4	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5,00	44,42	461,163	1,50	W 460 x 68,0
W 460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9	33.415	1462,4	18,77	1657,4	1661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64	W 460 x 74,0
W 460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7	37.157	1615,5	18,84	1836,4	1862	195,0	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64	W 460 x 82,0
W 460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41.105	1775,6	18,98	2019,4	2093	218,0	4,28	339,0	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035,073	1,65	W 460 x 89,0
W 530 x 66,0	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34.971	1332,2	20,46	1558,0	857	103,9	3,20	166,0	4,02	31,52	7,24	53,73	562,854	1,67	W 530 x 66,0
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39.969	1525,5	20,89	1755,9	1615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060,548	1,84	W 530 x 72,0
W 530 x 74,0	74,0	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40.969	1548,9	20,76	1804,9	1041	125,5	3,31	200,1	4,10	47,39	6,10	49,26	688,558	1,68	W 530 x 74,0
W 530 x 82,0	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47.569	1801,8	21,34	2058,5	2028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340,255	1,85	W 530 x 82,0
W 530 x 85,0	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48.453	1811,3	21,21	2099,8	1263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845,463	1,89	W 530 x 85,0
W 530 x 92,0	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55.157	2069,7	21,65	2359,8	2379	227,6	4,50	354,7	5,36	75,50	6,70	46,84	1.588,565	1,86	W 530 x 92,0
W 610 x 101,0	101,0	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77.003	2554,0	24,31	2922,7	2951	258,8	4,76	405,0	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544,966	2,07	W 610 x 101,0
W 610 x 113,0	113,0	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88.196	2901,2	24,64	3312,9	3426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,50	6,59	48,34	2.981,078	2,08	W 610 x 113,0
W 610 x 125,0	125,0	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99.184	3241,3	24,89	3697,3	3933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,50	5,84	45,45	3.441,766	2,09	W 610 x 125,0
W 610 x 155,0	155,0</																						

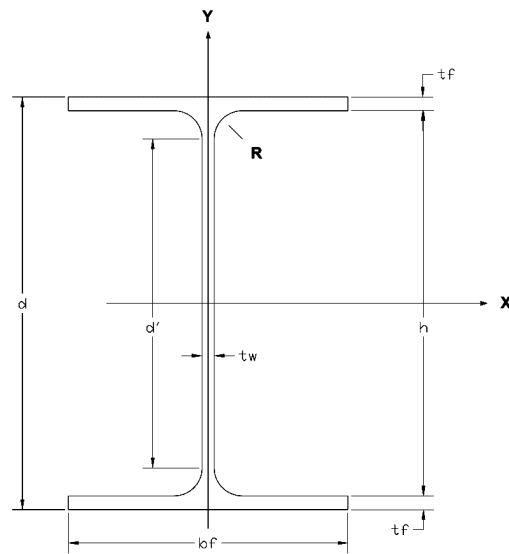


Figura 5.4.12: Dimensões da seção

Onde:

d = altura do perfil

b_f = largura da aba do perfil

t_w = espessura da alma

t_f = espessura da aba

h = altura interna

d' = altura livre da alma

Área = área da seção

R = raio de concordância

I = momento de inércia

W = Módulo de resistência

r = raio de giração

Z = módulo de resistência plástico

r_t = raio de giração em relação ao eixo Y-Y do T formado pela área da aba mais 1/6 da área da alma

I_t = momento de inércia à torção

□ f = esbeltez da aba

□ w = esbeltez da alma (parte plana)

C_w = constante de empenamento

u = área superficial por metro linear

- **Estacas pré-moldadas de concreto**

As estacas pré-moldadas são muito utilizadas em todo o mundo e possui como vantagens em relação as moldadas in loco o maior controle na qualidade do concreto; atravessam correntes de águas subterrâneas; servem para qualquer tipo de solo (exceto com cascalhos grossos e matacões); rapidez na execução e atendem a uma ampla faixa de cargas.

Porém este tipo de estaca apresenta como desvantagem o custo (em locais distantes dos grandes centros produtores); comprimento pré-determinado; eventual dificuldade no transporte; vibração e ruído na cravação; peso dos elementos e a necessidade de estocagem.

A seção transversal dessas estacas é geralmente quadrada, hexagonal, octogonal ou circular, podendo ser vazadas ou não.

A carga máxima estrutural das estacas pré-moldadas é em geral indicada nos catálogos técnicos das empresas fabricantes, no entanto a carga admissível só poderá ser fixada após a análise do perfil geotécnico do terreno e sua cravabilidade.

De modo a facilitar o transporte e diminuir os custos seu comprimento é limitado a 14m. Por isso, quando se precisar de estacas com mais de 12m as peças devem ser emendadas. Essas emendas podem ser constituídas por anéis metálicos ou por luvas de encaixe tipo "macho e fêmea" quando as estacas não estiverem sujeitas a esforços de tração tanto na cravação quanto na utilização, ou em caso contrário, emenda do tipo soldável.

Tabela 5.4.3: Dimensões típicas de estacas pré-moldadas de concreto

Seção quadrada			Seção circular		
Dimensões (cm)	Carga (KN)	Comprimentos disponíveis (m)	Dimensões (cm)	Carga (KN)	Comprimentos disponíveis (m)
15 x 15	150	sem emenda 4 a 10	φ	200	sem emenda 4 a 10
18 x 18	200	4 a 12	26	350	4 a 12
23 x 23	350	4 a 12	33	500	4 a 12
26 x 26	450	4 a 12	38	700	4 a 12
33 x 33	700	6 a 12	42	850	6 a 12
		emendas soldadas	58	1300	emendas soldadas
		> 12 m	60	1600	> 12 m
			70	2300	
			80	3500	

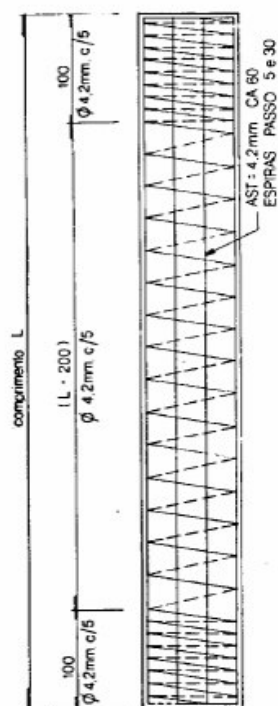


Figura 5.4.13: Armadura de uma estaca pré-moldada de concreto

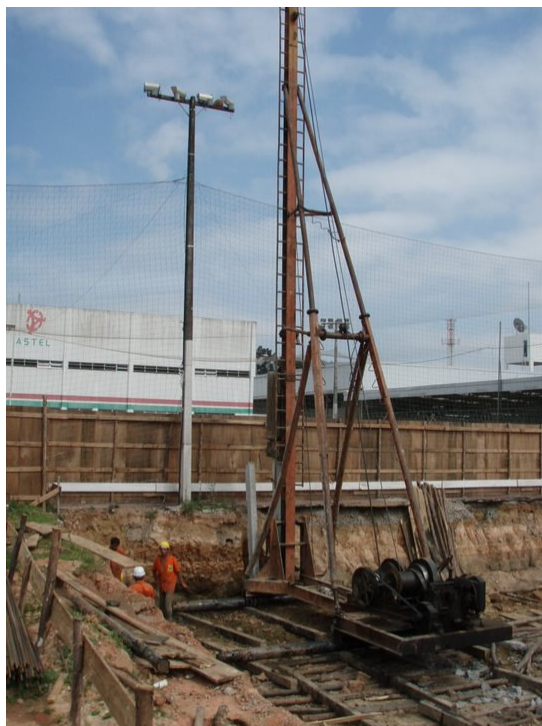


Figura 5.4.14: Tipo de bate-estaca utilizado na cravação

- **Brocas**

As brocas são elemento de fundação profunda, executado manualmente com trado concha ou trado mecânico, utilizadas em locais de difícil acesso de equipamentos, junto aos muros vizinhos ou construções existentes, podendo estas serem armadas integralmente ou com armadura de arranque. São ideais para locais onde se atinja solo firme até 6 m de profundidade, com aplicação restrita a pequenas cargas.

Dentre as vantagens deste tipo de fundação está a facilidade na execução; o comprimento variável e o baixo custo. Porém apresenta como desvantagens a baixa qualidade do concreto; a inviabilidade abaixo do nível d'água (N.A.), principalmente em solos arenosos ou siltes; a inviabilidade em argilas muito moles e em areias abaixo do N.A; não garantia de verticalidade e a baixa capacidade de carga.

Tabela 5.4.4: Dimensões e cargas de trabalho de brocas

Dimensões (cm)	Carga (KN)	Comprimentos disponíveis (m)
ϕ		
20	40	3 a 6
25	60	
30	80	
Escavadas com trado mecânico		
25	150	3 a 11
30	250	

- **Estaca Strauss**

As estacas tipo Strauss surgiram como alternativa às estacas pré-moldadas cravadas por percussão devido ao problema causado pela vibração na cravação e a geração de ruído. Trata-se de uma estaca moldada in loco, cujo processo executivo consiste na retirada de terra com sonda ou piteira e, simultaneamente, introduzir tubos metálicos rosqueáveis entre si, até atingir a profundidade desejada e posterior concretagem com apiloamento e retirada da tubulação, podendo ser armadas ou não.

Dentre as principais vantagens da estaca Strauss temos a ausência de vibrações; a possibilidade de montar o equipamento em terrenos de pequenas dimensões; custo baixo; comprimento variável; eliminação do transporte e a ampla faixa de cargas.

A desvantagem deste tipo de estaca consiste na baixa qualidade do concreto; possibilidade de estrangulamento do fuste em argilas muito moles saturadas e em areias submersas; inviável quando a pressão da água for tal que impeça o esgotamento da água no furo com a sonda e a lavagem do concreto.

Tabela 5.4.5: Dimensões e cargas de trabalho típicas de estacas do tipo Strauss

Dimensões (cm)	Carga (KN)	Comprimentos disponíveis (m)
φ		
20	150	Max. 15 a 20 m, dependendo do equipamento
25	200	
32	300	
38	400	
45	600	
55	800	

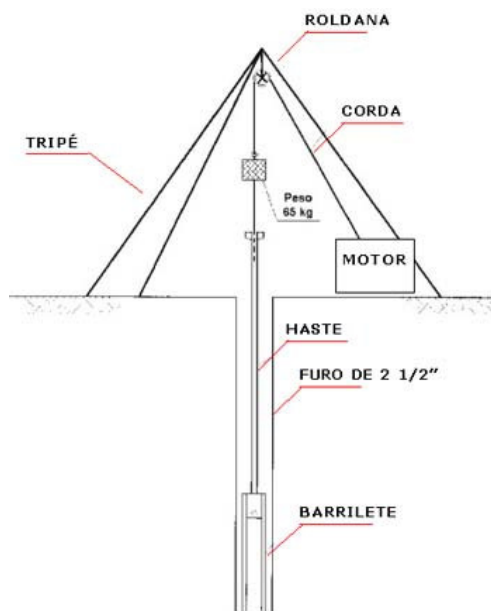


Figura 5.4.15: Equipamentos utilizados na execução da estaca Strauss



Foto 5.4.16: Equipamentos utilizados – motor e barrilete



Foto 5.4.17: Retirada da terra coletada pelo barrilete

- **Estaca Franki**

A estaca tipo Franki é uma estaca de concreto moldada in loco e usa um tubo de revestimento cravado dinamicamente com a ponta fechada por meio de bucha e recuperado após a concretagem da estaca. A armação da estaca é constituída por barras longitudinais e estribos que devem ter dimensões compatíveis com o diâmetro do tubo e do pilão.

A execução deste tipo de estaca consiste na cravação de um tubo de aço, cuja ponta é obturada por uma bucha de concreto seco, areia e brita, estanque fortemente comprimida sobre as paredes do tubo. Ao se bater com o pilão na bucha, o mesmo arrasta o tubo, impedindo a entrada de solo ou água. Quando a camada desejada é atingida, o tubo é preso e a bucha expulsa por golpes de pilão e fortemente socada contra o terreno, de maneira a formar uma base alargada. Uma vez executada a base e colocada a armadura, inicia-se a concretagem do fuste, em camadas fortemente socadas, extraíndo-se o tubo à medida da concretagem, tendo-se o cuidado de deixar no mesmo uma quantidade suficiente de concreto para impedir a entrada de água e de solo.

Dentre as vantagens deste tipo de estacas está a boa qualidade do concreto; alta capacidade de carga; comprimento variável e a possibilidade de execução abaixo do N.A.

Porém seus maiores inconvenientes estão relacionados à vibração excessiva; desvio do fuste; risco de estrangulamento do fuste em argila orgânica mole e ao problema quando a base fica apoiada em argilas muito duras.

Tabela 5.4.6: Dimensões e cargas de trabalho típicas de estacas do tipo Franki

Dimensões (cm)	Carga (KN)	Comprimentos disponíveis (m)
ϕ		
35	500	5 a 15
40	700	5 a 30
52	1300	5 a 30
60	1700	5 a 30
70	3000	5 a 30

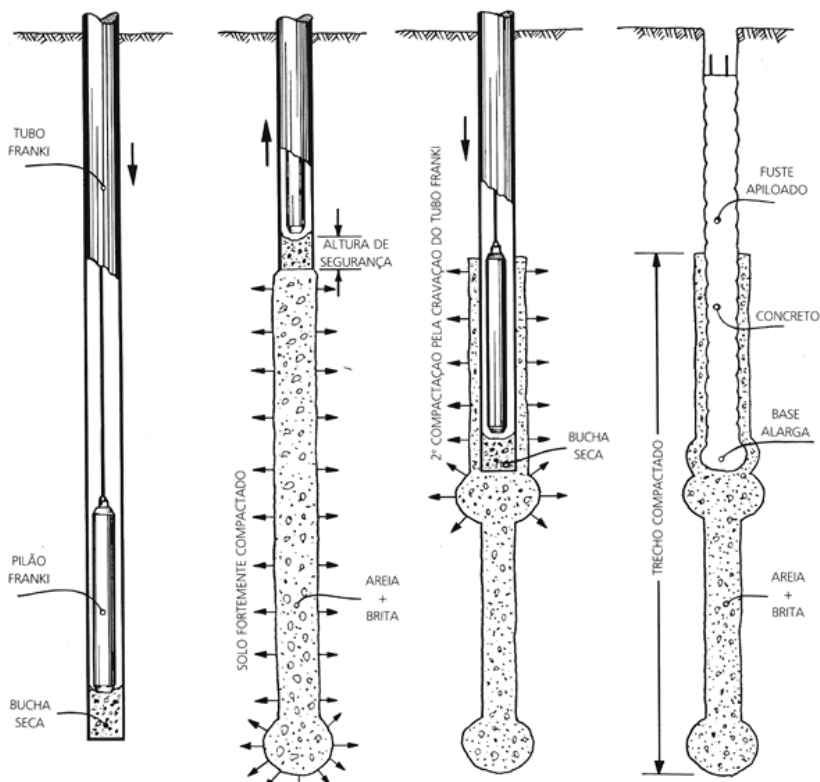


Figura 5.4.18: Fases de execução de estaca Franki



Foto 5.4.19: Bate estaca e pilão, respectivamente.



Foto 5.4.20: Complemento de tubo e reposição de brita, respectivamente.

- **Estaca Hélice Contínua**

A estaca hélice contínua é muito utilizada atualmente, trata-se de uma estaca de concreto moldada in loco, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno.

Sua execução consiste na perfuração do solo através de uma hélice espiral solidarizada a um tubo central, equipada com dentes na extremidade inferior que

possibilitam a sua penetração no terreno, e na posterior concretagem realizada por bombeamento através do tubo central, simultaneamente a retirada da hélice, ao se atingir a cota desejada. A colocação da armadura é feita após a retirada da hélice, por gravidade ou com o auxílio de um pilão de pequena carga ou vibrador. O concreto normalmente utilizado apresenta resistência média de 20 MPa, conforme especificado na NBR-6122..

São inúmeras as vantagens deste tipo de estacas dentre as quais podemos citar a facilidade de execução; a execução sem vibração; utilização em quase todos os tipos de terrenos (exceto com cascalhos grossos e matacões); alta produtividade; custo competitivo e a não produção de detritos poluídos por lama bentonítica.

As desvantagens consistem na dificuldade em descer armaduras muito compridas; dificuldade de acesso devido ao porte do equipamento; necessidade de pá carregadeira para remoção e limpeza do material escavado; problemas executivos em argilas orgânicas muito moles e na disponibilidade de equipamentos em certas regiões.

Tabela 5.4.7: Dimensões e cargas típicas das estacas hélice contínua.

Dimensões da hélice (cm)	Cargas (KN)	Comprimentos disponíveis (m)
ϕ		
27,5	250 - 350	Até 24 m
35	350 - 500	
40	500 - 650	
42,5	550 - 700	
50	700 - 1000	
60	1100 - 1400	
70	1550 - 1900	
80	2000 - 2500	
90	2550 - 3100	
100	3150 - 3900	

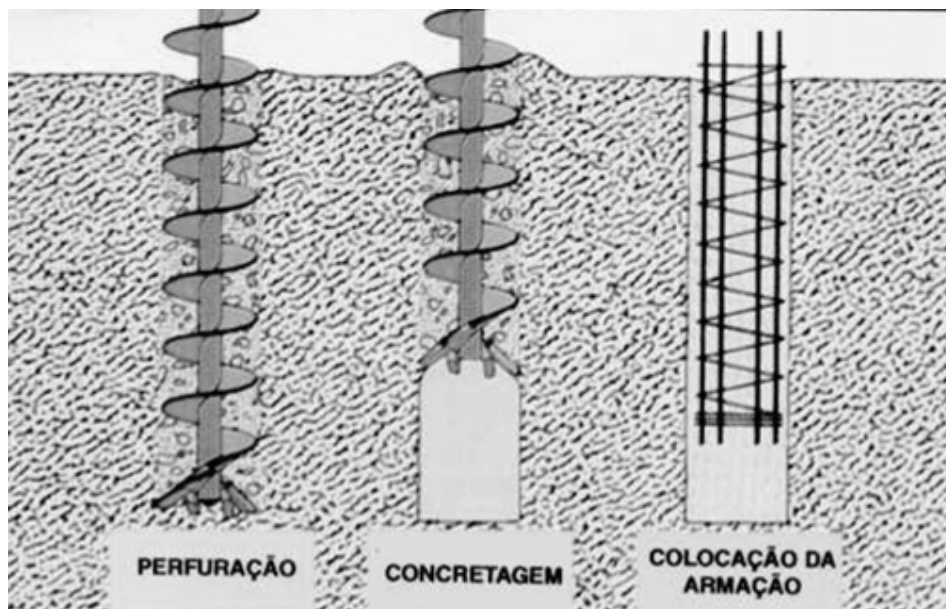


Figura 5.4.21 – Fases de execução da estaca hélice contínua



Foto 5.4.22 – Perfuratriz e hélice espiral utilizada na perfuração

- **Estaca Ômega**

As estacas ômega são recentes no mercado, sendo consideradas estacas de última geração. Esse tipo de estaca perfura o solo com um trado em forma cônica, como um parafuso, com deslocamento lateral do solo e sem transporte de material a superfície. A forma do parafuso foi desenvolvida de tal maneira que o volume de solo transportado entre as pás da hélice ômega pode ser armazenado em cada nível para as diferentes seções da hélice parafuso. Este solo é deslocado até atingir o nível do diâmetro nominal, sendo então compactado à lateral do furo, o resultado disso é uma melhora no atrito lateral da estaca

A metodologia executiva da estaca ômega é similar à da hélice contínua. Ambas são executadas em três etapas (perfuração, concretagem e armação), diferenciando-se basicamente na etapa de perfuração.

Dentre as vantagens deste tipo de estaca está a rapidez na execução e a grande capacidade de carga. As desvantagens apresentadas são as mesmas da estaca hélice contínua, com um custo maior.

As cargas típicas para este tipo de estaca vão de 1000 KN a 5000 KN, com diâmetros semelhantes a estaca hélice contínua.

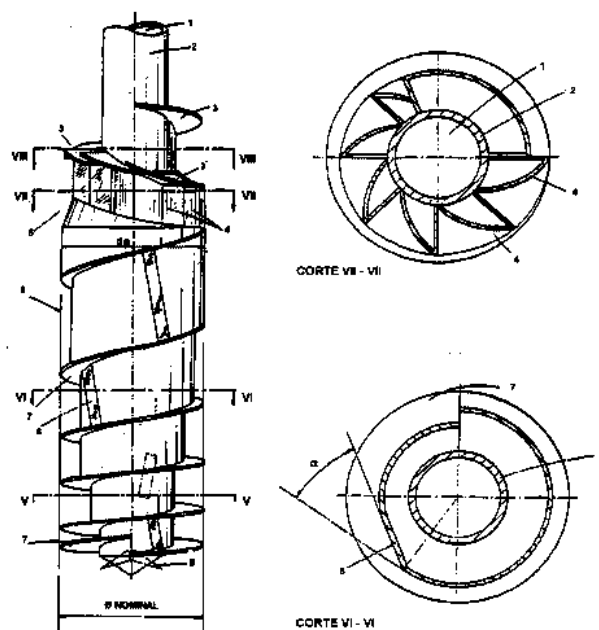


Figura 5.4.23: Detalhes do trado cônico utilizado na perfuração

- **Estaca Raiz**

Trata-se de uma estaca de pequeno diâmetro concretada in loco caracterizada pelo alto atrito desenvolvido mediante a aplicação de carga e pela versatilidade dos equipamentos utilizados.

A perfuração desta estaca é realizada por rotação ou rotopercussão, podendo ser perfurada na direção vertical ou inclinada. Esta é feita utilizando-se um tubo de revestimento, emendados a medida que a perfuração avança, o material escavado é retirado por uma corrente fluida (água, lama bentonítica ou ar) que é introduzida através do tubo, refluindo pelo espaço entre o tubo e o terreno.

Atingida a cota desejada, coloca-se a armadura ao longo da estaca, concretando-se à medida em que o tubo de perfuração é retirado.

Durante o processo de concretagem o furo permanece revestido. Quando o tubo de perfuração está preenchido é montado um tampão em sua extremidade superior e se extrai a coluna de perfuração aplicando-se ao mesmo tempo ar comprimido.(BRITO,1987).

Dentre as principais vantagens desta estaca está a execução em qualquer tipo de solo e rocha; alta carga de trabalho; pode ser executada em áreas de dimensão reduzida e locais de difícil acesso; sua utilização em reforço de fundação e obras de contenção; não produz vibração ou excesso de ruídos e resistem a tração e a esforços horizontais.

As desvantagens referem-se ao custo muito alto; ao difícil controle de qualidade e a necessidade de equipamentos especiais e operadores capacitados.

Os diâmetros deste tipo de estaca vão de 10 a 40 cm e as cargas típicas vão de 150 a 1300 KN, admitindo-se $\sigma_{conc} = 1000 \text{ KN/cm}^2$ (concreto simples).

Tabela 5.4.8: Armaduras longitudinais para absorção de esforços verticais – compressão
Valores Geofix

Armadura Longitudinal - Aço CA-50A		
Diâmetro (cm)	Carga (KN)	Armadura
ϕ 31	1000	6 ϕ 20
	800	5 ϕ 20
25	800	6 ϕ 20
	750	5 ϕ 20
	700	4 ϕ 20
	600	5 ϕ 16
	550	6 ϕ 12,5
	500	4 ϕ 12,5
	400	4 ϕ 10
16	350	4 ϕ 16
	300	5 ϕ 12,5
	250	5 ϕ 10
	200	4 ϕ 10
Armadura Transversal		
Espira ϕ 6,3 cm cada 20 cm - Aço CA-25		



Figura 5.4.24: Equipamento utilizado na execução da estaca raiz

- **Estaca Escavada e Barrete**

Estacas escavadas e Barretes são estacas executadas enchendo-se com concreto (simples ou armado), com o uso de tremonha, uma trincheira aberta no terreno e mantida estável com o auxílio de lama bentonítica.

A estaca escavada ou estacão possui seção circular e é executada com o auxílio de equipamento rotativo. Já a estaca Barrete possui seção retangular e é executada por escavação com guindaste acoplado com “*clamshell*”.

A função da lama bentonítica é exercer sobre as paredes da vala uma pressão que impessa o desmoronamento, para isso esta pressão deve ser superior a exercida externamente pelo lençol freático e o solo deve ter granulometria tal que possa impedir a dispersão da lama.

De acordo com a FUNDESP (1987), os processos de execução usuais das estacas escavadas e dos barretes podem ser divididos nas seguintes operações básicas: escavação do terreno com preenchimento da perfuração com lama bentonítica, colocação da armadura (quando necessária) e concretagem submersa.

A concretagem é realizada de baixo para cima de modo uniforme (não sendo possível interromper a concretagem uma vez iniciada).

As vantagens das estacas escavadas resumem-se a rapidez na execução; a alta capacidade de carga; comprimento variável; não gera problemas de vibração e a possibilidade de inspecionar o solo à medida que se escava. No casos das barretes tem-se também a vantagem de utilização de equipamentos para execução de paredes diafragmas.

Por outro lado, as desvantagens destes tipos de estacas estão no custo alto; necessidade de local para deposição do solo escavado; susceptíveis a estrangulamento do fuste em solos compressíveis; dificuldade na concretagem submersa; método de escavação podem afofar solos arenosos ou pedregulhos e lavagem do concreto.

Tabela 5.4.9: Dimensões e cargas de trabalho típicas de estacas barretes

Dimensões (cm x cm)	Área (m²)	Perímetro (m)	Carga na estaca (KN)				
			Para tensão de compressão do concreto σ_c (Mpa)				
			3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
30 x 250	0,75	5,60	2250	2630	3000	3380	3750
40 x 250	1,00	5,80	3000	3500	4000	4500	5000
50 x 250	1,25	6,00	3750	4380	5000	5630	6250
60 x 250	1,50	6,20	4500	5250	6000	6750	7500
70 x 250	1,75	6,40	5250	6130	7000	7880	8750
80 x 250	2,00	6,60	6000	7000	8000	9000	10000
90 x 250	2,25	6,80	6750	7870	9000	10120	11250
100 x 250	2,50	7,00	7500	8750	10000	11250	12500
120 x 250	3,00	7,40	9000	10500	12000	13500	15000

Tabela 5.4.10: Dimensões e cargas de trabalho típicas de estacas escavadas

Dimensão ϕ (cm)	Área (m²)	Perímetro (m)	Carga na estaca (KN)				
			Para tensão de compressão do concreto σ_c (Mpa)				
			3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
500	0,1963	1,57	550	650	800	850	1000
600	0,2827	1,88	850	1000	1100	1250	1400
700	0,3848	2,20	1150	1350	1500	1700	1900
800	0,5026	2,51	1500	1750	2000	2250	2500
900	0,6362	2,83	1900	2200	2550	2850	3150
1000	0,7854	3,14	2350	2750	3100	3500	3900
1200	1,131	3,77	3400	3950	4500	5050	5650
1500	1,767	4,71	5300	6200	7100	8000	8850
1800	2,544	5,65	7600	8900	10150	11450	12700
2000	3,141	6,28	9400	11000	12500	14000	15700

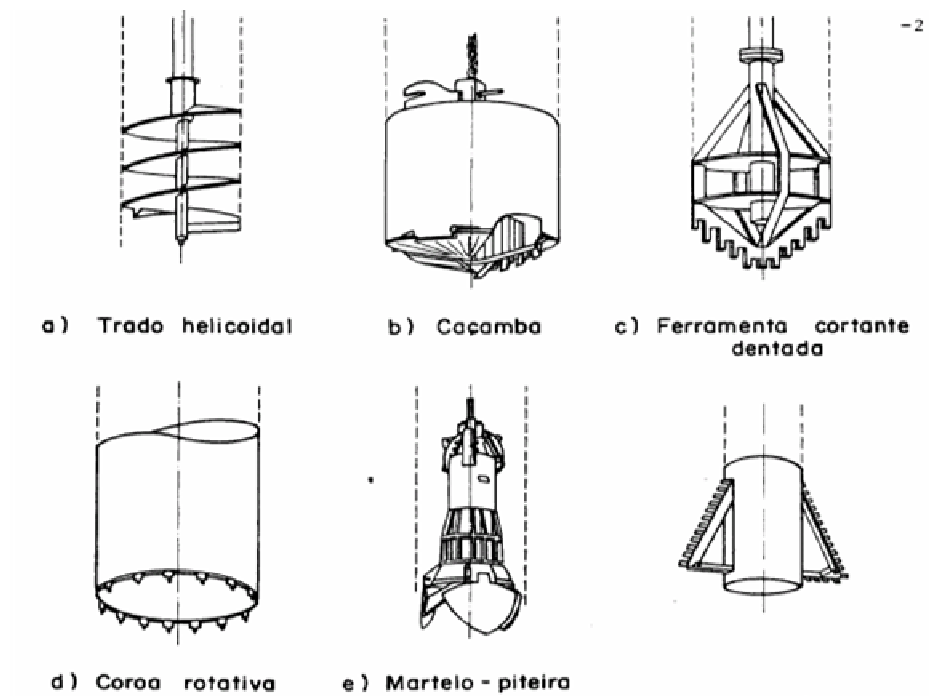


Figura 5.4.25: Ferramentas utilizadas na execução de estacas escavadas

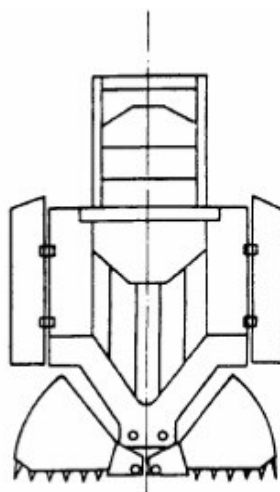


Figura 5.4.26: Detalhe do clam-shell utilizado em estacas barretes



Figura 5.4.27: Equipamento utilizado para execução de estacas escavadas

B) Tubulão

Os tubulões são fundações profundas, geralmente, dotados de uma base alargada, construídos concretando-se um poço revestido ou não, aberto no terreno com um tubo de aço de diâmetro mínimo de 70cm de modo a permitir a entrada e o trabalho de um homem, pelo menos na sua etapa final, para completar a geometria da escavação e fazer a limpeza do solo.

Os tubulões podem ser a céu aberto ou a ar comprimido.

O fuste do tubulão é sempre cilíndrico enquanto a base poderá ser circular ou em forma de falsa elipse. Deve-se evitar trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância entre centros seja inferior a duas vezes o diâmetro ou dimensão da maior base, especialmente quando se tratar de tubulões a ar comprimido.

Quando a base se apóia em solo deve-se evitar que entre o término da execução do seu alargamento e a concretagem decorra tempo superior a 24 horas, caso contrário

nova inspeção deve ser feita por ocasião da concretagem, para avaliação. (Alonso, 1996).

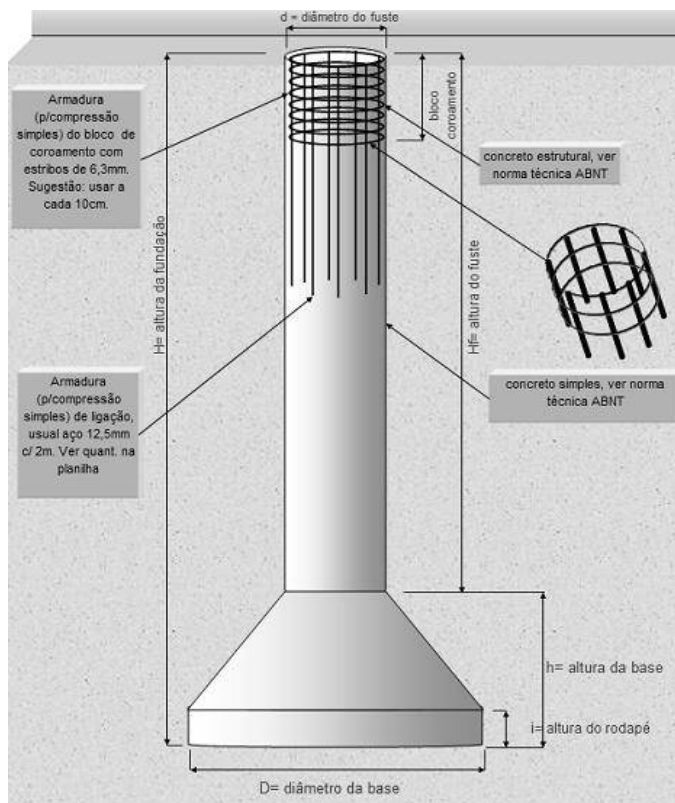


Figura 5.4.27: Seção típica de um tubulão



Foto 5.4.28 – Início da escavação do fuste e armadura do fuste, respectivamente.

- **Tubulão a céu aberto**

Os tubulões a céu aberto ou tubulões tipo “pocinho” são as fundações profundas mais simples de serem executadas e podem ser escavadas manualmente ou mecanicamente. Normalmente, executados sem revestimento, acima da cota do nível d'água e não armados no caso de existir somente carga vertical.

Utilizadas em fundações de prédios médios a altos, pontes, viadutos, estruturas industriais, torres de alta tensão e telefonia, etc.

O diâmetro mínimo para escavação mecanizada é de 60 cm e para escavação manual de 70 cm. A carga de trabalho é calculada assumindo-se $\sigma_{adm\ conc} = 400$ a 500 KN/cm^2 (concreto simples) e a profundidade mínima é de 4,0 m.

Dentre as vantagens do tubulão a céu aberto está o custo; a facilidade de execução; alta carga de trabalho e permite atravessar qualquer tipo de solo ou rocha acima do nível d'água.

As vantagens estão relacionadas as condições geotécnicas (N.A, solos sem coesão suficiente, etc); execução muito artesanal e demorada; a necessidade de liberação por engenheiro geotécnico e o risco a vida.

- **Tubulão a ar comprimido**

Os tubulões a ar comprimido ou tubulões pneumáticos são utilizados quando se deseja escavar abaixo do nível d'água, sem a possibilidade de esgotamento, portanto necessitam de revestimento (concreto ou metálico). Neste caso utiliza-se uma campânula na extremidade superior permitindo a pressurização e impedindo a infiltração d'água para o interior do poço.

É importante ressaltar que no caso de ar comprimido, deve-se observar que o equipamento deve permitir que se atendam rigorosamente os tempos de compressão e descompressão prescritos pela boa técnica e pela legislação em vigor.

O diâmetro externo mínimo requerido é de 120 cm, correspondente a 80 cm interno. A carga de trabalho é calculada assumindo-se $\sigma_{adm\ conc} = 600$ a 1000 KN/cm^2

(concreto simples), atingindo cargas de 5000 a 12000 KN, com profundidade mínima é de 6,0 m e máxima de 25,0m abaixo do N.A. Porém, segundo as medidas práticas adotadas pelo mercado, não se executa tubulões a ar comprimido em profundidades abaixo de 10,00 m, visando garantir a integridade à saúde do trabalhador e de modo a reduzir o tempo de descompressão necessário para se sair da câmara.

As vantagens são as mesmas verificadas para o tubulão a céu aberto. As desvantagens são devido ao custo muito alto; as condições de trabalho insalubres e de risco; a demora na execução e a necessidade de liberação por engenheiro geotécnico e o risco a vida.

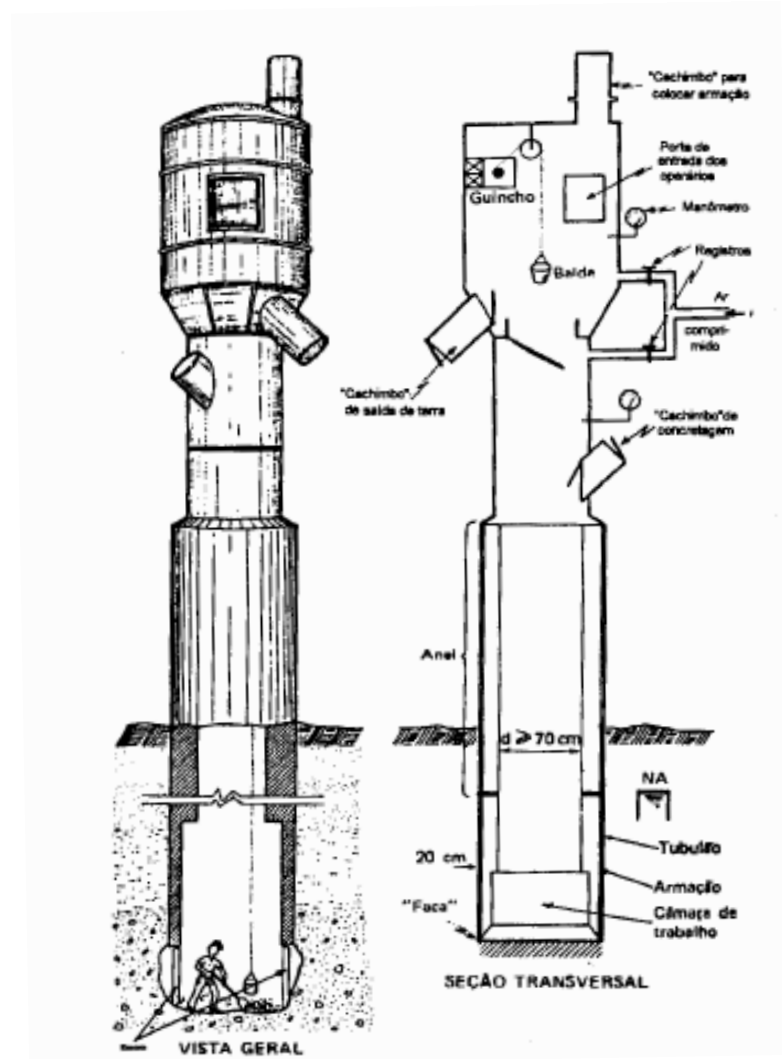


Figura 5.4.29: Detalhes da campânula utilizada em tubulões à ar comprimido



Foto 5.4.30: Campânula e retirada do material escavado, respectivamente.

5.4.6 Métodos de dimensionamento

A) Dimensionamento de sapatas isoladas

O primeiro passo necessário a ser verificado no caso de sapatas ou qualquer tipo de fundação rasa é a determinação da tensão admissível (σ_{adm}). Para a verificação da viabilidade do uso de fundação direta.

O valor de σ_{adm} , que é o valor de tensão que a fundação aplica ao solo com segurança sem provocar deformações excessivas, na prática pode ser estimado através de correlações empíricas, como por exemplo:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{N_{spt}}{5} \quad [\text{Kgf/cm}^2] \quad (5.4.1)$$

$$\sigma_{adm} \leq \sqrt{N_{spt}} - 1 \quad [\text{Kgf/cm}^2] \quad (5.4.2)$$

Uma regra empírica que pode ser utilizada para analisar a viabilidade de sapatas isoladas ou associadas é que podem ser aplicadas quando:

$$\sigma_{méd.aplic.fund.} \leq \frac{2}{3} \cdot \sigma_{adm} \quad (5.4.3)$$

$$\sigma_{méd.aplic.fund.} = \frac{\sum \text{cargas dos pilares}}{\text{área de projeção do prédio}} \quad (5.4.4)$$

Outro aspecto importante a ser verificado é a excentricidade global do prédio. De preferência o centro de cargas deve coincidir com o centro geométrico do prédio, de modo a evitar a ocorrência de recalques diferenciais nas fundações.

Efetuada estas verificações, o dimensionamento da sapata pode ser feito pelas seguintes expressões:

$$A_{nec} = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad [m^2] \quad (5.4.5)$$

A disposição ideal é a que a sapata seja de abas iguais:

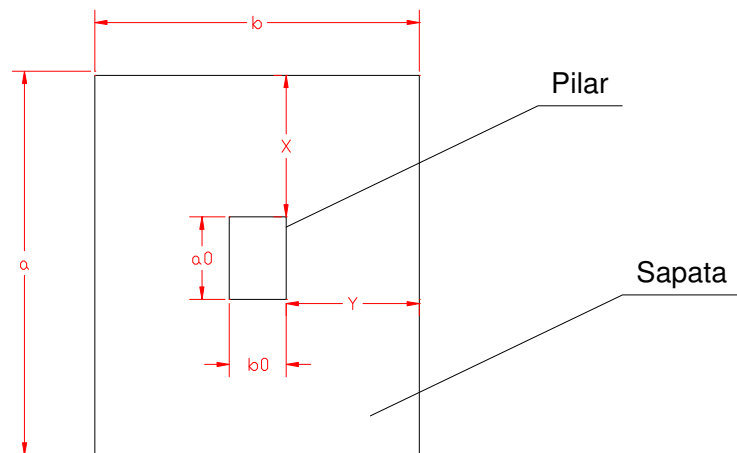


Figura 5.4.31: Dimensões a serem consideradas para o dimensionamento da sapata isolada

$$A = a \times b$$

$$A_{pilar} = a_0 \times b_0$$

$$p/ \text{ abas iguais: } a - a_0 = b - b_0$$

$$a - b = a_0 - b_0$$

Quando não é possível fazer abas iguais, faz-se abas diferentes desde que a carga do pilar continue centrada na sapata.

Vale lembrar que todas as sapatas de pilares nas divisas precisam ser alavancadas ou associadas.

B) Dimensionamento de estacas

- Método AOKI-VELLOSO (1975)

Este método é um dos mais utilizados no meio profissional. No qual através de correlações empíricas dos resultados dos ensaios de CPT e SPT, pode-se estimar a capacidade de carga por meio das seguintes expressões:

$$q_L = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=0}^{i=n} f_{\max(i)} \cdot \Delta L_{(i)} \quad [\text{KN/m}^2] \quad (5.4.6)$$

$$f_{\max(i)} = \frac{f_{S(i)}}{F2} = \frac{q_{C(i)} \cdot \alpha_{AV(i)}}{F2} = \frac{N_{(i)} \cdot K_{(i)} \cdot \alpha_{AV(i)}}{F2} \quad [\text{KN/m}^2] \quad (5.4.7)$$

$$q_P = \frac{q_C}{F1} = \frac{N_P \cdot K}{F1} \quad [\text{KN/m}^2] \quad (5.4.8)$$

$$q_R = q_L + q_P \quad [\text{KN/m}^2] \quad (5.4.9)$$

Onde:

$K_{(i)}$ - fator empírico de correlação entre SPT e CPT para cada trecho (i) do fuste, dado em função do solo;

$N_{(i)}$ - número de golpes SPT para o trecho (i);

N_P - número de golpes SPT ao nível da ponta;

$\alpha_{AV(i)}$ - fator empírico de correlação entre a resistência por atrito lateral local da luva e a resistência de ponta do cone de penetração do ensaio CPT, dado em [%];

$F1$ e $F2$ – são fatores empíricos de escala entre o cone e o tipo de estaca, respectivamente para ponta e atrito lateral;

q_C - resistência à penetração da ponta do cone do ensaio CPT;

f_s - atrito lateral local na luva de Begeman (área teórica de 150 cm²) do cone do ensaio CPT.

q_R - carga de ruptura da estaca;

q_L - carga total transmitida ao solo por atrito lateral ao longo do fustel;

q_P - carga transmitida ao solo pela ponta da estaca.

Tabela 5.4.31: Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975)

Tipo de solo	Código	K		
		(Kgf/cm ²)	(MPa)	α (%)
Areia	100	10,0	1,00	1,4
Areia siltosa	120	8,0	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	123	7,0	0,70	2,4
Areia argilosa	130	6,0	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	132	5,0	0,50	2,8
Silte	200	4,0	0,40	3,0
Silte arenoso	210	5,5	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	213	4,5	0,45	2,8
Silte argiloso	230	2,3	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	231	2,5	0,25	3,0
Argila	300	2,0	0,20	6,0
Argila arenosa	310	3,5	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	312	2,0	0,20	2,8
Argila siltosa	320	2,2	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	321	3,3	0,33	3,0

Tabela 5.4.32- Coeficientes de transformação F1 e F2 (Aoki-Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,0
Pré-moldada	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5

Tabela 5.4.33: Coeficientes de transformação F1 e F2 (Alonso, 1983)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavadas	3,00	6,00
Estacas Gde.Diâmetro	3,50	7,00

- Método DECOURT-QUARESMA (1978)

Este método elabora por Décourt e Quaresma se baseia diretamente nos ensaios SPT. Este método foi estabelecido para estacas pré-moldadas, porém segundo os autores, também pode ser aplicado às estacas Franki, Strauss (apenas com ponta em argila) e às estacas escavadas.

O Atrito lateral q_l é obtido através da expressão:

$$q_l = \frac{N}{3} + 1 \quad (tf / m^2) \quad (5.4.10)$$

O limite inferior de N é 3 e o superior de 50 para estacas de deslocamento, embora seja difícil cravar estacas de deslocamento e, em particular, pré moldadas de concreto, em solos com $N > 20$, principalmente se forem granulares. O limite superior para as estacas Strauss e os tubulões a céu aberto é de 15.

A resistência de ponta é estimadas pela expressão:

$$q_p = C.N_p \quad (5.4.11)$$

Onde:

$C = 12 \text{ tf} / \text{m}^2$ para as argilas

$C = 20 \text{ tf} / \text{m}^2$ para os siltes argilosos

$C = 25 \text{ tf} / \text{m}^2$ para os siltes arenosos

$C = 40 \text{ tf} / \text{m}^2$ para as areias

N_p = média entre os valores de N na profundidade da ponta da estaca, o imediatamente acima e o imediatamente abaixo.

A capacidade de carga da estaca é dada por:

$$Q_u = Q_l + Q_p = \beta \cdot q_l \cdot A_l + \alpha \cdot q_p \cdot A_p$$

A_l = área lateral (m^2)

A_p = área de ponta (m^2)

α e β = coeficientes de majoração ou minoração para as cargas de ponta e atrito lateral

Sendo assim a expressão geral para a determinação da carga de ruptura, em KN/m^2 , é dada por:

$$Q_u = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot \beta \cdot \sum \left[\left(\frac{N}{3} + 1 \right) \cdot A_l \right]$$

Tabela 5.4.34: Valores de α e β , segundo Décourt 1996.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada a seco	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
	Valores de α				
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Siltes	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
	Valores de β				
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Siltes	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Décourt propõe a utilização de coeficientes de segurança parciais para as parcelas de atrito ($CS=1,3$) e para a parcela de ponta ($CS=4$). Assim, a carga admissível da estaca deve atender, simultaneamente a:

$$\begin{cases} Q = \frac{\beta \cdot q_l \cdot A_l}{1,3} + \frac{\alpha \cdot q_p \cdot A_p}{4} \\ Q = \frac{Qu}{2} \end{cases}$$

- Método DAVID-CABRAL

O método David Cabral trata-se de um método específico para a utilização em estacas raiz. Este método difere dos demais métodos existentes por considerar a pressão de injeção de ar comprimido (p) aplicada no topo da estaca raiz. São propostas as seguintes fórmulas para a estimativa do atrito lateral para cada trecho do fuste e da resistência de ponta:

$$f_{\max(i)} = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{(i)} \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$$\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot p - 0,01 \cdot D, \text{ onde } p \leq 4,0 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ e } D[\text{cm}]$$

$$q_p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$N_{(i)}$ - N_{SPT} do trecho

N_p - N_{SPT} da ponta da estaca

Para se obter o valor de q_L deve-se fazer a somatória de $f_{\max(i)}$, ou seja:

$$q_L = \sum f_{\max(i)}$$

Os fatores empíricos β_1 e β_2 são função do tipo de solo. A consideração da pressão do ar comprimido no topo do tubo de revestimento sofre algumas críticas em virtude de ser aplicada como “golpes de ar”, e portanto seu valor é variável com o tempo de aplicação. Desta forma, o valor nominal adotado vem a ser o máximo aplicado em cada injeção.

Tabela 5.4.35: Coeficientes β_1 e β_2 (FUNDESP, 1990)

Tipo de solo	$\beta_1 (10^{-2} \cdot \text{Kgf/cm}^2)$	$\beta_2 (\text{Kgf/cm}^2)$
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,1	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

Aplicando-se os valores da tabela, p em Kgf/cm² e o D em cm, obtém-se o resultado de β_0 em Kgf/cm². Para se obter o valor em KN/m² deve-se multiplicar os resultados das expressões por 100.

Sugere-se em CORRÊA (1988) que o atrito lateral (f_{max}) seja limitado a 200 KN/m², enquanto em SODRÉ (1994), para ponta (q_p), o limite seja de 5000 KN/m².

- Método da BRASFOND (1991)

O método da Brasfond é outro método específico para estacas raiz.

As expressões de resistência segundo o método são:

$$q_L = \beta \cdot N \quad [\text{tf/m}^2]$$

$$q_p = \alpha \cdot N_p \quad [\text{tf/m}^2]$$

Onde:

N_p = média entre os valores de N na profundidade da ponta da estaca, o imediatamente acima e o imediatamente abaixo.

β = índice de atrito lateral é igual a 0,5 tf/m² para qualquer tipo de solo, porém ALONSO, 1996, sugere 0,6 tf/m².

α = coeficiente empírico para o solo da ponta.

Os valores N superiores a 40 devem ser tomados iguais a 40.

Tabela 5.4.36: Valores de α , segundo o tipo de solo (BRASFOND, 1991)

Tipo de solo	α (tf/m ²)
Argila siltosa	8
Argila arenosa	12
Silte argiloso	10
Silte arenoso	15
Areia argilosa	18
Areia siltosa	21
Areia	27
Areia com pedregulhos	30

- Método de ANTUNES E CABRAL (1996)

Trata-se de um método elaborado especificamente para estacas do tipo hélice contínua. Este método utiliza os ensaios SPT, para o cálculo da capacidade de carga da estaca, relacionando-os através das seguintes expressões:

$$q_L = \beta_1 \cdot N \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$$q_p = \beta_2 \cdot N \leq 40 \text{ Kgf / cm}^2$$

Tabela 5.4.37: Valores de β_1 e β_2 (Antunes e Cabral, 1996)

Tipo de solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

C) Dimensionamento de Tubulões

Considerações:

$$\sigma_{adm} = 8 \text{ Kgf / cm}^2 = 80 \text{ tf / m}^2 = 800 \text{ KPa para } N_{spt} = 30$$

$$\sigma_{conc} = 50 \text{ Kgf / cm}^2 = 500 \text{ tf / m}^2 = 5000 \text{ Kpa}$$

$$fuste \rightarrow Af = \frac{\pi.d^2}{4} = \frac{P}{\sigma_{conc}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4.P}{\pi.\sigma_{conc}}}$$

onde $d \geq 70 \text{ cm}$

$$Base \rightarrow D = \sqrt{\frac{4.P}{\pi.\sigma_{adm}}}$$

$$disparo = \frac{D - d}{2}$$

$$hbase = \frac{D - d}{2} . \text{tg } 60^\circ$$

5.4.7 Análise das alternativas

A seguir são apresentados o pré-dimensionamento de algumas das soluções apresentadas anteriormente.

Serão considerados para o cálculo de cada alternativas a carga média no pilar de $P = 120 \text{ tf}$.

5.4.7.1 Fundação Rasa

- **Sapata isolada**

Considerando a SP-03, $N_{spt} = 7$ a uma profundidade de 4,0 m;

Temos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} = \frac{7}{5} = 1,4 \text{ Kgf / cm}^2$$

$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}} = \frac{120}{1,4} . 1000 = 85714 \text{ cm}^2 = 8,57 \text{ m}^2$$

Para uma sapata quadrada tem-se:

$$a = b \cong 2,95 \text{ m}$$

Comentários:

- Ocorrência de recalques;
- Para cargas maiores = sapatas de grande dimensão
- Necessidade de escoramento;
- Necessidade de rebaixamento do nível d'água;
- Área de escavação grande.

5.4.7.2 Fundação Profunda

A) Tubulinho à céu aberto

Considerando que o solo argiloso encontrado nos perfis de sondagem apresente permeabilidade baixa ($\sim 10^{-7}$ a 10^{-8} m/s) é possível a execução de tubulinho a céu aberto. Para tanto deve-se utilizar de uma bomba para o rebaixamento do lençol freático, que pode ser feito por simples esgotamento, já que o afluxo de água para dentro da escavação ocorreria de forma lenta.

Considerações:

Nspt = 38, a uma profundidade de 7,0 m, SP-03;

$$P = 120 \text{ tf}$$

$$\sigma_{adm} \cong 8 \text{ Kgf / cm}^2 = 80 \text{ tf / m}^2$$

$$\sigma_{conc} = 50 \text{ Kgf / cm}^2 = 500 \text{ tf / m}^2$$

$$A_f = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{P}{\sigma_{conc}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot \sigma_{conc}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot 500}} = 0,55 \text{ m}$$

$$\text{Base} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot 80}} = 1,38 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$$

$$\text{disparo} = \frac{1,40 - 0,55}{2} = 0,425 \text{ m}$$

$$h_{base} = 0,425 \cdot \text{tg } 60 = 0,736 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

Comentários:

- - Execução demorada;
- - Necessidade de testar a possibilidade de execução, com a abertura de um poço teste conferindo a viabilidade técnica.

B) Estaca Pré-moldada de Concreto

Para uma carga média no pilar de $P = 120 \text{ tf}$, analisemos a possibilidade de utilização de um bloco de concreto com 3 estacas / bloco para dois tipos de estaca e as seguintes considerações:

- Seção circular: $\phi = 33 \text{ cm}$
- Seção quadrada: 26×26
- Carga de trabalho: 40 tf
- Sondagem de referência: SP-03

Serão utilizados para tanto os métodos de *Aoki-Velloso* e *Décourt-Quaresma*, ambos apresentados anteriormente.

a) Aoki – Velloso

Utilizando o método proposto por *Aoki-Velloso* para o estudo da capacidade de carga obtemos:

- Estaca de seção circular

Tipo de Estaca: Pré-moldada (concr.)
 Tipo de Seção Transversal: Circular

D = 33.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 855.3$ cm² F1 = 1.75
 U = 103.7 cm F2 = 3.50

Prof. (m)	N _{SPT}	Código solo	K (kg/cm ²)	α (%)	r' _p (kg/cm ²)	r' _e (kg/cm ²)	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	310	3.5	2.4	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	310	3.5	2.4	12.0	0.1	10.26	0.85	0.85	11.12	5.56
3	4	130	6.0	3.0	13.7	0.1	11.73	1.22	2.07	13.80	6.90
4	7	130	6.0	3.0	24.0	0.2	20.53	2.13	4.20	24.73	12.37
5	10	321	3.3	3.0	18.9	0.2	16.13	1.68	5.88	22.01	11.00
6	23	321	3.3	3.0	43.4	0.4	37.10	3.85	9.73	46.83	23.41
7	38	321	3.3	3.0	71.7	0.6	61.29	6.37	16.10	77.39	38.70
8	34	321	3.3	3.0	64.1	0.5	54.84	5.70	21.80	76.64	38.32
9	41	321	3.3	3.0	77.3	0.7	66.13	6.87	28.67	94.80	47.40
10	50	321	3.3	3.0	94.3	0.8	80.64	8.38	37.05	117.69	58.85
11	50	321	3.3	3.0	94.3	0.8	80.64	8.38	45.43	126.07	63.03

- Estaca de seção quadrada

Tipo de Estaca: Pré-moldada (concr.)
 Tipo de Seção Transversal: Quadrada

L = 26.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 676.0$ cm² F1 = 1.75
 U = 104.0 cm F2 = 3.50

Prof. (m)	N _{SPT}	Código solo	K (kg/cm ²)	α (%)	r' _p (kg/cm ²)	r' _e (kg/cm ²)	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	310	3.5	2.4	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	310	3.5	2.4	12.0	0.1	8.11	0.86	0.86	8.97	4.48
3	4	130	6.0	3.0	13.7	0.1	9.27	1.22	2.08	11.35	5.67
4	7	130	6.0	3.0	24.0	0.2	16.22	2.14	4.22	20.44	10.22
5	10	321	3.3	3.0	18.9	0.2	12.75	1.68	5.90	18.65	9.32
6	23	321	3.3	3.0	43.4	0.4	29.32	3.87	9.76	39.08	19.54
7	38	321	3.3	3.0	71.7	0.6	48.44	6.39	16.15	64.59	32.30
8	34	321	3.3	3.0	64.1	0.5	43.34	5.72	21.87	65.21	32.60
9	41	321	3.3	3.0	77.3	0.7	52.26	6.89	28.76	81.02	40.51
10	50	321	3.3	3.0	94.3	0.8	63.74	8.40	37.16	100.90	50.45
11	50	321	3.3	3.0	94.3	0.8	63.74	8.40	45.57	109.31	54.65

Verifica-se que em ambos os casos a profundidade necessária para carga de trabalho de 40 tf/ estaca é de 9,0 m, cujo Nspt = 41.

b) Décourt - Quaresma

Fazendo-se o estudo pelo método proposto por *Décourt-Quaresma*, obtemos:

- Estaca de seção circular

Tipo de Seção Transversal: Circular

D = 33.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 855.3$ cm² $\alpha = 1.00$
U = 103.7 cm $\beta = 1.00$

Prof. (m)	N _{SPT}	K (tf/m ²)	q _a	q _s	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	12	2.05	1.04	2.05	2.07	2.07	4.13	2.11
2	6	12	3.42	3.11	3.42	3.11	5.18	8.60	4.84
3	4	40	19.39	2.42	19.39	2.42	7.60	26.99	10.69
4	7	40	23.95	3.46	23.95	3.46	11.06	35.01	14.49
5	10	12	13.68	4.49	13.68	4.49	15.55	29.24	15.38
6	23	12	24.29	8.98	24.29	8.98	24.54	48.83	24.95
7	38	12	32.50	14.17	32.50	14.17	38.70	71.21	37.90
8	34	12	38.66	12.79	38.66	12.79	51.49	90.15	49.27
9	41	12	42.76	15.21	42.76	15.21	66.70	109.46	62.00
10	50	12	48.24	18.32	48.24	18.32	85.01	133.25	77.45
11	50	12	34.21	18.32	34.21	18.32	103.33	137.54	88.04

- Estaca de seção quadrada

Tipo de Seção Transversal: Quadrada

L = 26.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 676.0$ cm² $\alpha = 1.00$
U = 104.0 cm $\beta = 1.00$

Prof. (m)	N _{SPT}	K (tf/m ²)	q _a	q _s	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	12	1.62	1.04	1.62	2.08	2.08	3.70	2.01
2	6	12	2.70	3.12	2.70	3.12	5.20	7.90	4.68
3	4	40	15.32	2.43	15.32	2.43	7.63	22.95	9.70
4	7	40	18.93	3.47	18.93	3.47	11.09	30.02	13.27
5	10	12	10.82	4.51	10.82	4.51	15.60	26.42	14.70
6	23	12	19.20	9.01	19.20	9.01	24.61	43.81	23.73
7	38	12	25.69	14.21	25.69	14.21	38.83	64.51	36.29
8	34	12	30.56	12.83	30.56	12.83	51.65	82.21	47.37
9	41	12	33.80	15.25	33.80	15.25	66.91	100.71	59.92
10	50	12	38.13	18.37	38.13	18.37	85.28	123.41	75.13
11	50	12	27.04	18.37	27.04	18.37	103.65	130.69	86.49
12			0.00	1.04	0.00	2.08	105.73	105.73	81.33

Utilizando o método *Décourt-Quaresma* obteve-se o comprimento necessário de 8,0 m, cujo $N_{spt} = 34$.

Comentários:

- Embora seja possível a utilização de estacas pré-moldadas de concreto, devido as características da obra e do local é inviável a sua utilização,

principalmente a restrição de espaço, que impossibilita o acesso de bate-estacas;

- Vibração e barulho excessivo;
- Dificuldade de cravação em solos com N_{spt} acima de 25;
- Necessidade de local para estocagem das estacas;
- Os mesmos comentários são válidos para as estacas metálicas, com exceção da impossibilidade de cravação em N_{spt} acima de 25.

C) Estaca Hélice Contínua

Para uma carga média no pilar de $P = 120 \text{ tf}$, analisemos a possibilidade de utilização de um bloco de concreto com 3 estacas / bloco, com estacas de $\phi = 35 \text{ cm}$.

Serão utilizados os métodos de *Décourt-Quaresma* e *Antunes e Cabral* para a previsão de capacidade de carga da estaca.

a) *Décourt – Quaresma*

Utilizando o método de *Décourt-Quaresma* obtemos:

Tipo de Seção Transversal: Circular

D = 35.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 962.1$ cm² $\alpha = 0.30$
U = 110.0 cm $\beta = 1.00$

Prof. (m)	N _{SPT}	K (tf/m ²)	q _a	q _s	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	12	2.31	1.10	0.69	2.20	2.20	2.89	1.86
2	6	12	3.85	3.30	1.15	3.30	5.50	6.65	4.52
3	4	40	21.81	2.57	6.54	2.57	8.06	14.61	7.84
4	7	40	26.94	3.67	8.08	3.67	11.73	19.81	11.04
5	10	12	15.39	4.76	4.62	4.76	16.49	21.11	13.84
6	23	12	27.32	9.53	8.20	9.53	26.02	34.22	22.07
7	38	12	36.56	15.03	10.97	15.03	41.05	52.02	34.32
8	34	12	43.49	13.56	13.05	13.56	54.61	67.66	45.27
9	41	12	48.11	16.13	14.43	16.13	70.74	85.17	58.02
10	50	12	54.26	19.43	16.28	19.43	90.16	106.44	73.43
11	50	12	38.48	19.43	11.55	19.43	109.59	121.13	87.19

b) Antunes e Cabral

Utilizando o método de *Antunes e Cabral*, com $FS=2$, obtemos:

Tipo de Seção Transversal: Circular

D = 35.0 cm $N_R = 40.0$ tf
 $A_p = 962.1$ cm²
U = 110.0 cm

Prof. (m)	N _{SPT}	β1 (%)	β2	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	2.5	1.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	2.5	1.3	7.50	1.65	1.65	9.15	3.14
3	4	4.5	2.3	8.85	1.98	3.63	12.48	5.00
4	7	4.5	2.3	15.49	3.46	7.09	22.58	9.33
5	10	2.5	1.3	12.51	2.75	9.84	22.35	10.70
6	23	2.5	1.3	28.77	6.32	16.16	44.93	19.63
7	38	2.5	1.3	47.53	10.45	26.61	74.14	32.35
8	34	2.5	1.3	42.53	9.35	35.96	78.48	38.29
9	41	2.5	1.3	51.28	11.27	47.23	98.51	49.15
10	50	2.5	1.3	62.54	13.74	60.97	123.51	62.53
11	50	2.5	1.3	62.54	13.74	74.71	137.25	73.11

Verifica-se que pelo método proposto por *Décourt-Quaresma* o comprimento necessário para carga de trabalho de 40 tf é de 8,0 m, enquanto que pelo método de *Antunes e Cabral* o comprimento necessário é de 9,0 m.

Comentários:

b) *Brasfond*

Utilizando o método da *Brasfond* e $FS=2,0$ obtemos:

Tipo de Seção Transversal: Circular

$D = 20.0$ cm $N_R = 30.0$ tf

$A_p = 314.2$ cm²

$U = 62.8$ cm

Prof. (m)	N_{SPT}	β	α	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	0.5	12	1.13	0.00	0.00	1.13	0.28
2	6	0.5	12	1.26	1.88	1.88	3.14	1.76
3	4	0.5	18	3.20	1.26	3.14	6.35	3.22
4	7	0.5	18	3.96	2.20	5.34	9.30	5.10
5	10	0.5	8	3.35	3.14	8.48	11.83	7.36
6	23	0.5	8	5.95	7.23	15.71	21.66	13.57
7	38	0.5	8	7.96	11.94	27.65	35.60	23.26
8	34	0.5	8	9.38	10.68	38.33	47.71	31.83
9	40	0.5	8	9.55	12.57	50.89	60.44	41.54
10	40	0.5	8	10.05	12.57	63.46	73.51	51.33
11	40	0.5	8	10.05	12.57	76.03	86.08	61.00

Através do método proposto por *David Cabral*, o comprimento necessário de estaca para carga de trabalho de 30 tf é de 9,0 m, enquanto que para o método da *Brasfond* o comprimento encontrado foi de 8,0 m.

Comentários:

- Solução possivelmente viável e de alta confiabilidade;
- A única desvantagem evidente desde tipo de solução é quanto ao custo.

E) Estaca Strauss

Considerando a resistência média do concreto utilizado da ordem de 4 MPa, para uma carga de trabalho de 30 tf, seria necessário uma estaca de diâmetro aproximado de 31 cm, portanto adotaremos uma estaca de 32 cm de diâmetro, cada bloco com 4 estacas.

Fazendo-se os cálculos de capacidade de carga pelos métodos *Aoki-Velloso* e *Décourt-Quaresma*, temos:

a) Aoki - Velloso

Utilizando o método de *Aoki-Velloso*, e utilizando os coeficientes F1 e F2 propostos por Alonso, obteve-se:

Tipo de Seção Transversal: Circular

D = 32.0 cm $N_R = 30.0$ tf
 $A_p = 804.2$ cm² F1 = 3.00
U = 100.5 cm F2 = 6.00

Prof. (m)	N _{SPT}	Código solo	K (kg/cm ²)	α (%)	r' _p (kg/cm ²)	r' _e (kg/cm ²)	PP (tf)	PL (tf)	ΣPL (tf)	PR (tf)	PA (tf)
1	0	310	3.5	2.4	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	310	3.5	2.4	7.0	0.0	5.63	0.28	0.28	5.91	2.96
3	4	130	6.0	3.0	8.0	0.0	6.43	0.40	0.68	7.12	3.56
4	7	130	6.0	3.0	14.0	0.1	11.26	0.70	1.39	12.65	6.32
5	10	321	3.3	3.0	11.0	0.1	8.85	0.55	1.94	10.79	5.39
6	23	321	3.3	3.0	25.3	0.1	20.35	1.27	3.21	23.56	11.78
7	38	321	3.3	3.0	41.8	0.2	33.62	2.10	5.31	38.93	19.47
8	34	321	3.3	3.0	37.4	0.2	30.08	1.88	7.19	37.27	18.64
9	41	321	3.3	3.0	45.1	0.2	36.27	2.27	9.46	45.73	22.87
10	50	321	3.3	3.0	55.0	0.3	44.23	2.76	12.22	56.46	28.23
11	50	321	3.3	3.0	55.0	0.3	44.23	2.76	14.99	59.22	29.61
12	50	321	3.3	3.0	55.0	0.3	44.23	2.76	17.75	61.99	30.99

b) Décourt - Quaresma

Utilizando o método de *Décourt-Quaresma*, obteve-se:

Estimativa do Comprimento de Estacas Escavadas								
Estaca Escavada Strauss			φ (cm)		Perímetro (cm)		Área (cm ²)	
SP-03			32		100.53		804.25	
Profundidade (m)	Tipo de Solo	K	α	β	N _{SPT}	Q _p (tf)	Q _s (tf)	Q _u (tf)
1	300	12	0.85	0.80	0	0.00	0.00	0.00
2	300	12	0.85	0.80	6	4.92	1.21	6.13
3	100	40	0.50	0.50	4	6.43	1.71	8.14
4	100	40	0.50	0.50	7	11.26	2.59	13.85
5	300	12	0.85	0.80	10	8.20	4.60	12.80
6	300	12	0.85	0.80	23	18.87	9.22	28.09
7	300	12	0.85	0.80	38	31.17	16.86	48.04
8	300	12	0.85	0.80	34	27.89	23.70	51.59
9	300	12	0.85	0.80	41	33.63	31.94	65.58

Os resultados obtidos para o método *Aoki-Velloso* sugerem um comprimento de estaca de 12 m, enquanto por *Décourt-Quaresma* o comprimento sugerido é de 7,0 m.

Comentários:

- Este tipo de estaca apresenta como desvantagem a baixa confiabilidade, principalmente devido a qualidade do concreto utilizado;
- Esta solução pode ser tecnicamente inviável devido a presença da camada de areia abaixo do nível d'água.

5.4.7.3 Resumo das alternativas estudadas

Estudaram-se diferentes tipos de solução, sendo que para este caso algumas das soluções estudadas são inviáveis. Porém achou-se interessante fazer o pré-dimensionamento destes tipos de fundação, de modo a permitir a discussão dos fatores que inviabilizaram a sua utilização.

No quadro a seguir é apresentado um resumo das análises das fundações, descrevendo as vantagens e desvantagens, facilitando a escolha do tipo de fundação mais adequada para este caso.

Tabela 5.4.38: Vantagens e desvantagens das alternativas estudadas.

Fundação	Dimensões	Profundidade (m)	Vantagens	Desvantagens
Sapata	a = b = 2,95 m	4,0	<ul style="list-style-type: none"> Baixo custo; Utilização de equipamentos de pequeno porte; Possibilidade de verificação do solo onde será apoiado; Fácil execução. 	<ul style="list-style-type: none"> Ocorrência de recalques; Para cargas maiores → sapatas de grande dimensão; Necessidade de rebaixamento do nível d' água; Área de escavação grande; Necessidade de escoramento da vala.
Tubulího à céu aberto	D = 1,40 m d = 0,425 m hbase = 0,75 m	7,0	<ul style="list-style-type: none"> Baixo custo; Utilização de equipamentos de pequeno porte; Possibilidade de verificação do solo onde será apoiado; Fácil execução. 	<ul style="list-style-type: none"> Execução demorada; Para cargas maiores → sapatas de grande dimensão; Necessidade de liberação por engenheiro geotécnico; Necessidade de verificação da viabilidade técnica, através da abertura de um poço teste.
Estaca pré-moldada de concreto	ϕ = 33 cm ou 26 x 26 cm (bloco com 3 estacas)	entre 8,0 e 9,0 m	<ul style="list-style-type: none"> Custo competitivo; Rapidez executiva; Recalques de menor grandeza. 	<ul style="list-style-type: none"> Problemas quanto ao acesso do bate-estacas; Vibração e ruídos excessivos; Necessidade de local para estocagem das estacas; Dificuldade de cravação à esta profundidade (Nspt > 25).
Estaca Hélice Contínua	ϕ = 35 cm (bloco com 3 estacas)	entre 8,0 e 9,0 m	<ul style="list-style-type: none"> Custo competitivo; Rapidez executiva. 	<ul style="list-style-type: none"> Problemas quanto ao acesso do equipamento.
Estaca Raiz	ϕ = 20 cm (bloco com 4 estacas)	entre 8,0 e 11,0 m	<ul style="list-style-type: none"> Alta confiabilidade; Não produz vibração ou excesso de ruídos; Equipamento de pequeno porte. 	<ul style="list-style-type: none"> Custo elevado; Difícil controle de qualidade; Necessidade de equipamentos especiais e operadores capacitados.
Estaca Strauss	ϕ = 32 cm (bloco com 4 estacas)	Aoki-Velloso - 12,0 m Décourt-Quaresma - 7,0 m	<ul style="list-style-type: none"> Baixo custo; Utilização de equipamento de pequeno porte; Fácil execução. 	<ul style="list-style-type: none"> Baixa confiabilidade; Concreto de baixa qualidade; Não pode ser executado em areias abaixo do N.A.

Um fator importante que condiciona a escolha da fundação é a questão do acesso a obra, que devido a restrição de espaço, impossibilita a utilização de estacas pré-moldadas, estacas hélice contínua e estacas escavadas de grande diâmetro. Outra questão é importante é a confiabilidade da solução, já que a estrutura aceita poucas ou quase nenhuma deformação no solo de fundação (recalques) e a necessidade de intervenções futuras causariam enormes transtornos a localidade.

Sendo assim, com base nas questões levantadas e nas características da obra, optou-se pela escolha da fundação em estaca raiz, que apresenta alta confiabilidade e viabilidade técnica, porém de custo elevado.

5.4.8 Método executivo de estaca raiz

O método executivo da estaca raiz pode ser dividido em três etapas, que são descritas abaixo.

Etapa1: Perfuração

A perfuração é feita a partir da rotação ou rotopercussão de tubos com a ajuda da circulação de água, lama betonítica ou mesmo ar comprimido, no caso do solo tratado o ideal seria se utilizar um dos dois últimos casos devido ao nível de água. Os tubos possuem na sua base a chamada coroa, que é a ferramenta ou “sapata” de perfuração dotada de pastilhas de metal duro sendo seu diâmetro ligeiramente superior ao do tubo, o que aumenta o furo e reduz o atrito ao longo do comprimento. À medida que o solo é perfurado os tubos são emendados em segmentos estanques por rosqueamento para que se possa chegar à profundidade desejada. O fluído que ajuda na perfuração, nesse caso a lama, é injetado no meio dos tubos de perfuração e retorna à superfície pela face externa.

Quando se trata de perfurar através de materiais mais duros como alvenaria, concreto ou rocha, as sapatas de perfuração são dotadas de pastilhas de vídia ou diamante, ou ainda pode-se utilizar a rotopercussão (ALONSO, 1996a). Nesta última, um martelo de fundo é acionado por ar comprimido contra a sapata rotativa, funcionando analogamente a uma furadeira-martelete.

Quando se atinge a profundidade ou camada prevista em projeto, encerra-se a perfuração e depois disso deixa-se circular um pouco mais o fluido para que se possa limpar a superfície da terra aumentando a aderência da argamassa futuramente.

O diâmetro acabado do furo será sempre maior que o diâmetro nominal externo do tubo de perfuração.



Figura 5.4.32 – Equipamento utilizado na execução e tanque para estocagem de água, respectivamente



Figura 5.4.33 –Execução da perfuração da estaca

Etapa2: Colocação da Armadura e Introdução da Argamassa

Depois de escavado, a armadura é introduzida por dentro da tubulação. Quando o revestimento é parcial, a armadura deverá possuir roletes que garantam sua centralização no furo, para evitar que ela esbarre nas paredes da perfuração (solo), o que comprometeria a aderência entre armadura e argamassa (ALONSO,1996a).

Então introduz-se até o fundo do furo, e em meio a armadura, um tubo de PVC de 1 ½"ou 1 ¼"para injeção da argamassa de baixo para cima até extravassar pela boca do tubo de revestimento (que é o própria tubo de perfuração). Isto garante que a água de perfuração seja totalmente lançada para fora e substituída pela argamassa. Então inicia-se a introdução da argamassa, que se restringe ao interior do tubo inicialmente.

Após extravassar a argamassa pela boca do tubo, rosqueia-se nesta boca um tampão metálico ligado a um compressor que aplica golpes de ar comprimido com a finalidade de comprimir a argamassa durante a retirada do tubo de revestimento.



Figura 5.4.34: Preparação da armadura da estaca

Etapa3: Retirada do Tubo de Perfuração e Concretagem Final

Nessa etapa, o tubo de perfuração é retirado e aplicam-se duas ou três vezes injeção de ar comprimido com pressões geralmente não superiores a 4,0 atm (0,4 MPa). Dessa maneira a argamassa que já estava sendo introduzida dentro da tubulação vai para o exterior concretando todo o espaço escavado. Sendo assim, a argamassa entra em contato com o solo de modo a tornar a estrutura toda mais aderente, resistindo mais a futuras cargas impostas à fundação. Como o nível de argamassa vai abaixando durante a retirada do tubo, ele deve ser completado até o ponto inicial antes da aplicação de novo golpe de ar comprimido.



Figura 5.4.35: Concretagem da estaca raiz



Figura 5.4.36 – Etapa final da concretagem da estaca



Figura 5.4.37: Arrasamento das estacas

5.5.4 Escolha do método construtivo

A tendência mundial de construir túneis através de equipamentos e revestimentos de maneira “industrial” manifesta-se mais intensamente nos túneis de pequeno e médio diâmetro e microtúneis. Não é possível estabelecer regras para a escolha do método construtivo. Deve-se, em cada caso, avaliar os fatores que mais influenciam e otimizam os diversos métodos construtivos considerados adequados, escolhendo aquele que se mostrar mais eficiente em função dos parâmetros que se relacionam com a qualidade, segurança, produtividade e custo.

Para túneis de pequenos a grandes diâmetros são utilizados os seguintes métodos construtivos: Método clássico (de mineração), Cut and Cover, Shield (Couraça), Pipe Jacking (Tubo Cravado), Directional Drilling (Perfuração Direcional), Pre Lining System (PLS), NATM e Tunnel Liner. Em cada um deles existem variantes de procedimentos e de equipamentos para fazer frente às diversas condições do maciço e do lençol freático.

Além da resistência necessária para poder aplicar tensões de confinamento ao maciço, é recomendável que o revestimento seja flexível o suficiente para permitir a redistribuição das tensões no maciço, de modo a reduzir o carregamento à custa do arqueamento e despertar tensões passivas no maciço reduzindo os momentos fletores e aumentando as forças normais.

No presente trabalho optaremos pela metodologia executiva em TUNNEL LINER, pelos motivos citados abaixo:

- FLEXIBILIDADE: O revestimento com chapas metálicas é muito flexível, pois suas juntas funcionam como articulações e portanto, os momentos fletores são praticamente nulos. Os anéis de chapas corrugadas deformam-se apassivando lateralmente o maciço de modo que as correspondentes reações, em conjunto com o carregamento produzem uma linha de pressões igual à deformada dos anéis. Assim, o revestimento pode ser calculado através da fórmula de tubo de parede fina;

- VERSATILIDADE: O método não-destrutivo permite executar a obra sob a linha férrea operando normalmente, ou seja, sem que haja a interrupção do tráfego de trens, evitando transtornos aos usuários e transeuntes à Estação e diminuindo os impactos sociais. Seu sistema de revestimento com chapas de aço permite furações

e adaptações dentro do túnel para contornar e eliminar as possíveis interferências, que possam surgir durante a execução;

- PRODUTIVIDADE: A simplicidade da montagem, de progressão rápida, confere alta produtividade ao sistema. A cada novo segmento de túnel montado, é possível a imediata escavação do anel seguinte;

- SEGURANÇA: Com área reduzida de solo não suportado, este sistema oferece boas condições de segurança ao operário na frente da escavação. Nos flanges das chapas de revestimento, podem ser fixadas escoras metálicas para apoiar escudos frontais, reduzindo o risco de desmoronamento.

5.5.5 Embasamento Teórico do Tunnel Liner

A) Cargas em estruturas enterradas

A primeira consideração a ser feita em um projeto de estruturas enterradas é a avaliação das cargas atuantes na estrutura. Os túneis são sujeitos a dois tipos principais de carregamento:

- 1- Cargas mortas (Pd) provenientes do aterro ou do preenchimento da trincheira, adicionado estaticamente superfícies de carregamento as sobreposta, uniformemente ou concentradas; e
- 2- Cargas vivas (PI) – cargas móveis, incluindo impactos.

- **Cargas vivas (PI)**

Na prática, as cargas vivas no túnel devido ao tráfego na rodovia e ferrovia são consideradas no projeto de túneis através de gráficos preparados pelas indústrias de tubos corrugados de aço. Estes gráficos modificam a distribuição teórica de cargas vivas para valores compatíveis com o desempenho observado de estruturas protegidas por recobrimentos relativamente leves.

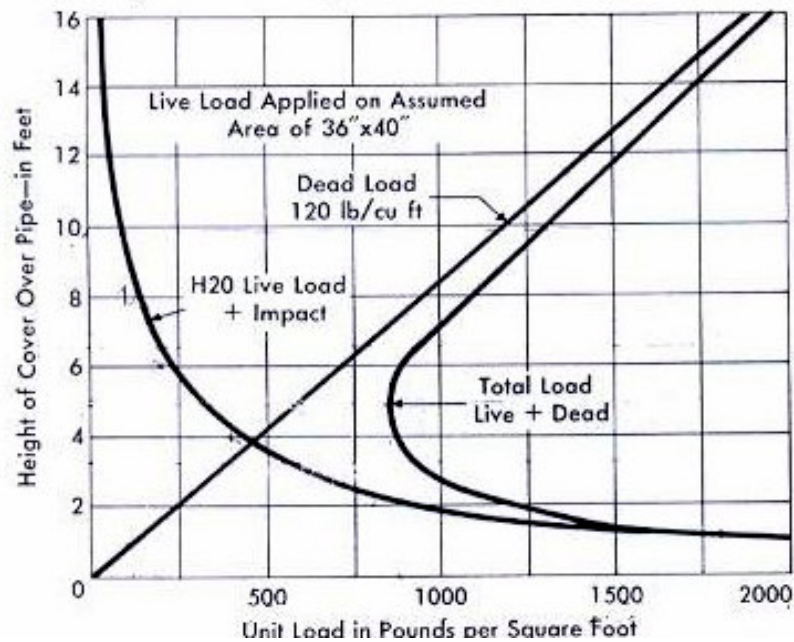


Figura 5.5.2: Carga viva rodoviária H 20 combinada com carga morta para uma espessura mínima de cobrimento de 5 pés, aplicado sobre um pavimento de 1 pé de espessura.

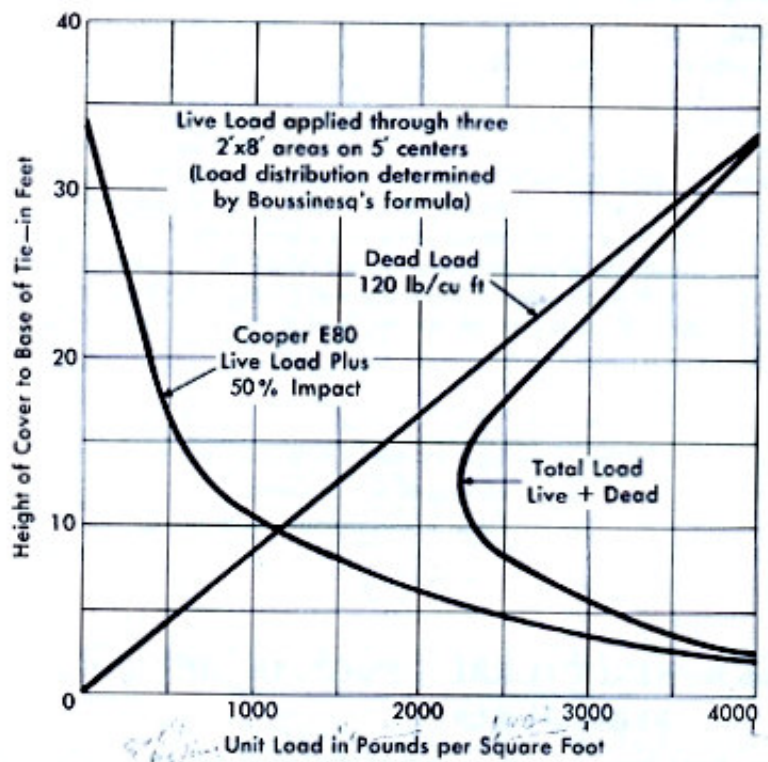


Figura 5.5.3: Carga viva ferroviária, Cooper E 80, com carga morta para um mínimo de 12 pés. A carga é aplicada sobre três áreas 2'x 8' em um centro de 5'.

- **Cargas mortas**

Dois tipos básicos de instalação são comuns. As condições do aterro representadas por um bueiro, e as condições típicas de uma trincheira de uma galeria. As verdadeiras condições da trincheira resultam numa redução significativa das cargas na estrutura. Entretanto, a restrição prática dos limites de profundidade da trincheira, a carga não é tão significativa para o projeto de galerias de tubos de aço corrugados normais. A espessura mínima da parede da maioria dos tamanhos dos tubos de aço corrugado é adequado para o preenchimento de alturas iguais ou para trincheiras com profundidades superiores as usuais.

A carga morta é considerada como um prisma de solo sobre o tubo. A unidade de pressão da reação do prisma no plano horizontal do topo do tubo é dada por:

$$DL = w \times h$$

onde :

w = unidade de peso de solo, em lb por (pé)³

h = altura do recobrimento sobre o tubo

DL = pressão da carga morta, em lb por (pé)²

B) Projeto estrutural de estruturas enterradas

O projeto estrutural consiste nos seguintes processos:

- Seleção da densidade do solo do aterro necessário ou esperado;
- Aplicação do fator de carga correspondente para a estabilidade das pressões totais atuantes no aço;
- Seleção da tensão de compressão admissível para o tamanho do tubo, corrugação e densidade do solo;
- Calculo da compressão na parede do tubo;
- Determinação da espessura necessária;
- Verificação da rigidez mínima;
- Verificação dos requisitos dos pinos de ligação (quando aplicáveis).

- **Densidade do preenchimento**

Seleção da porcentagem de compactação do aterro sobre o túnel, para projeto. O valor escolhido deve refletir a importância, o tamanho da estrutura e qualidade que pode razoavelmente ser esperada. O valor recomendado e rotineiramente utilizado é de 85 %. Este valor é facilmente superado em instalações normais no qual a maioria das especificações sugerem compactações de 90 %. Entretanto, para estruturas mais importantes com espessuras de preenchimento maiores, deve ser dada uma maior consideração a seleção da qualidade do aterro e igualmente requerida para a construção.

- **Pressão de projeto**

Quando a altura de cobrimento é igual ou maior ao vão ou ao diâmetro da estrutura, deve-se entrar com o fator de carga no gráfico para se determinar a porcentagem da carga total atuante no aço. Como uso rotineiro utiliza-se 85 % do valor do solo que resulta em um fator de 0,86. O fator de carga, K , é aplicado na carga total para se obter a pressão de projeto, P_v , atuante no aço. Se a altura do cobrimento for menor que o diâmetro do tubo, a carga total considerada é a que atua no tubo, e $TL = P_v$.

$$P_v = K \times (DL + LL), \text{ quando } H \geq S$$

$$P_v = (DL + LL), \text{ quando } H < S$$

onde :

P_v = Pressão de projeto, em psf

K = Fator de carga

DL = Carga morta, em psf

LL = Carga viva, em psf

H = Altura do cobrimento

S = Vão

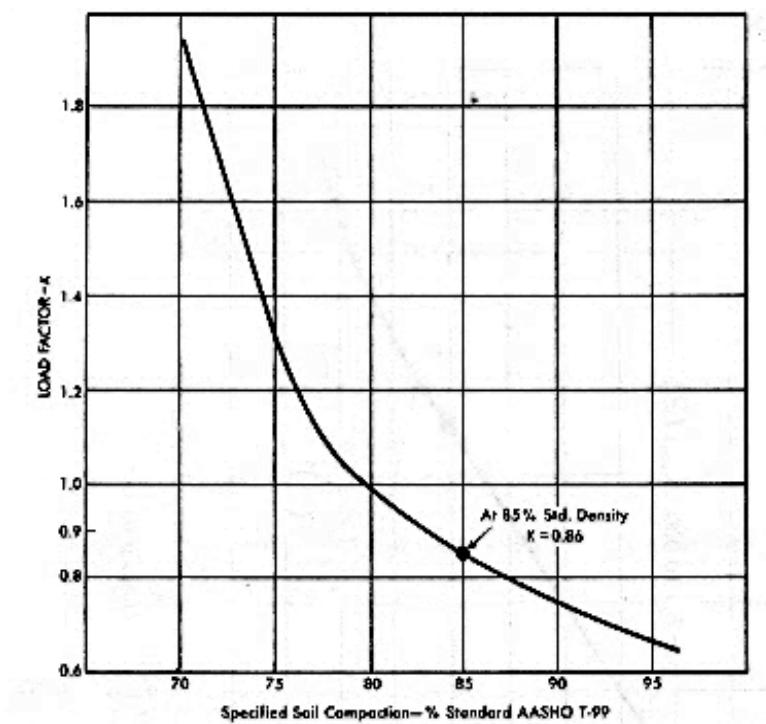


Figura 5.5.4: Fatores de carga de tubos de aço corrugados para aterros compactados com densidade padrão AASHTO. Por exemplo, para 85 % o fator de carga é 0,86 %. Este fator é aplicado na carga total para se obter a pressão de projeto.

- **Anel de Compressão**

A empuxo compressivo na parede do tubo é igual a pressão radial atuante na parede multiplicado pelo raio da parede ou: $C = P \times R$. Este empuxo, chamado de “anel de compressão”, é a força transmitida pelo aço. O anel de compressão é a carga axial atuante tangencialmente na parede do tubo. Para estruturas convencionais no qual o arco superior aproxima-se a um semi-circulo, que é conveniente substituir metade do vão pelo raio da parede.

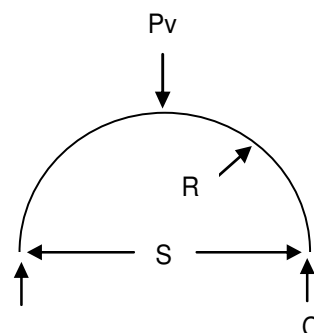
$$\text{Então: } C = P_v \times \frac{S}{2}$$

onde:

C = Anel de compressão, lb por pé

P_v = Pressão de projeto, lb por pé²

S = Vão, em pé



- **Tensão admissível na parede**

A tensão última de compressão, f_b , para estruturas de aço corrugado com aterro compactado de 85 % densidade padrão AASHO e mínimo de 33,000 psi, são mostrados na Figura 5.5.5. A compressão última na parede do tubo é expressa pelas seguintes equações:

$$1. f_b = f_y = 33,000 \text{ psi}, \text{ quando } \frac{D}{r} < 294$$

$$2. f_b = 40,000 - 0,081 \left(\frac{D}{r} \right)^2, \text{ quando } \frac{D}{r} > 294 \text{ e } < 500$$

$$3. f_b = \frac{4,93 \times 10^9}{\left(\frac{D}{r} \right)^2}, \text{ quando } \frac{D}{r} > 500$$

A primeira equação especifica o ponto mínimo do aço, que representa a zona de esmagamento da parede. A segunda representa a interação da zona de esmagamento e a deformação do anel. A terceira, a zona de deformação do anel.

Um fator de segurança de 2 é aplicado na tensão admissível na parede para se obter a tensão de projeto, f_c .

$$f_c = \frac{f_b}{2}$$

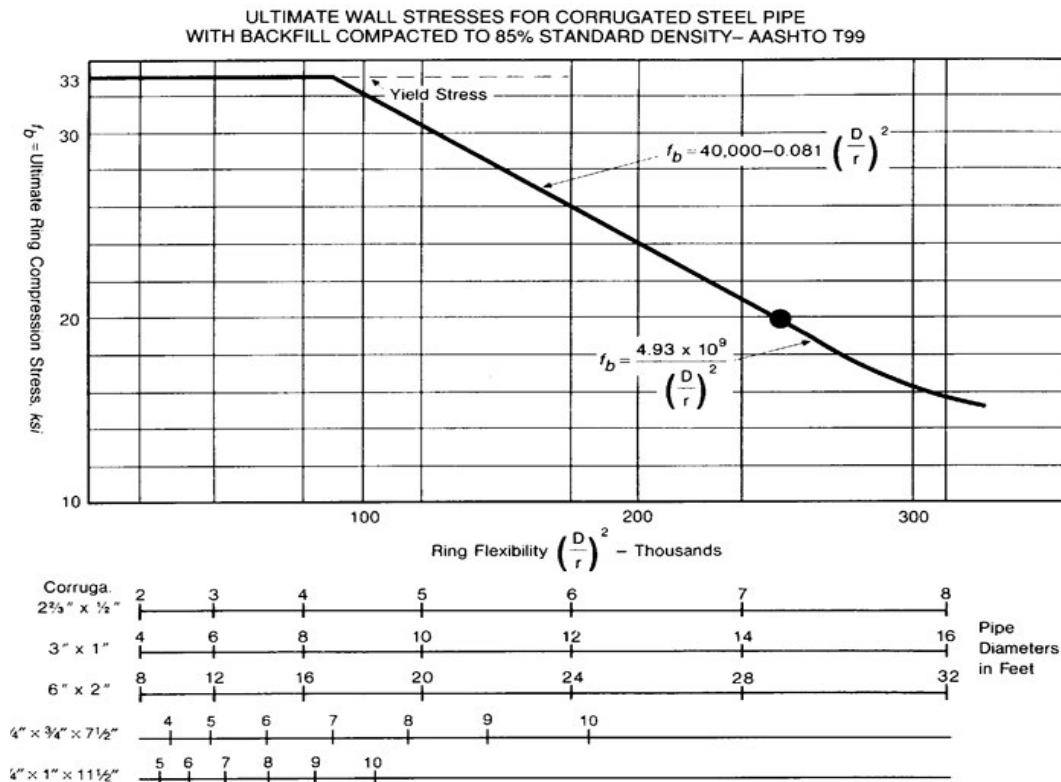


Figura 5.5.5 – Tensões últimas de deformação para tubos de aço corrugado com aterro compactado a 85 % da densidade padrão – ASSHO – T99

- **Espessura da parede**

A área necessária de parede, A , é calculada através do compressão calculada na parede do tubo, C , e a tensão admissível, f_c .

$$A = \frac{C}{f_c}$$

Na tabela é possível escolher a espessura da parede segundo a área necessária na mesma corrugação utilizada para se obter a tensão admissível.

Tabela 5.5.1: Momento de inércia e área da seção transversal de chapas de aço corrugado e placas para tubos enterrados

Passo da corrugação x profundidade	Espessura específica em polegadas											
	0.034	0.040	0.052	0.064	0.079	0.109	0.138	0.168	0.188	0.218	0.249	2.80
	Momento de inércia, I, em polegadas ⁴ por pé de largura											
1 1/2" x 1/4"	0.0025	0.0030	0.0041	0.0053	0.0068	0.0103	0.0145	0.0196				
2 x 1/2"	0.0118	0.0137	0.0184	0.0233	0.0295	0.0425	0.0566	0.0719				
2 2/3 x 1/2"	0.0112	0.0135	0.0180	0.0227	0.0287	0.0411	0.0544	0.0687				
3 x 1"	0.054	0.0618	0.0827	0.1039	0.1306	0.1855	0.2421	0.3010				
6 x 2"						0.725	0.938	1.154	1.296	1.523	1.754	1.990
Área da seção transversal da parede, em polegadas ² por pé de largura												
1 1/2" x 1/4"	0.3801	0.456	0.608	0.761	0.950	1.331	1.712	2.093				
2 x 1/2"	0.4086	0.489	0.652	0.815	1.019	1.428	1.838	2.249				
2 2/3 x 1/2"	0.3873	0.465	0.619	0.775	0.968	1.356	1.744	2.133				
3 x 1"	0.4445	0.534	0.711	0.890	1.113	1.560	2.008	2.458				
6 x 2"						1.55	2.003	2.449	2.739	3.199	3.658	4.119

- Verificação da rigidez mínima**

A rigidez mínima do tubo necessária para o manuseio e instalação, sem o devido cuidado ou sem que o se tenha demonstrado pela experiência e formulação. O fator de flexibilidade resultante, FF, limita o tamanho de cada combinação de corrugação e espessura do metal.

$$FF = \frac{D^2}{EI}$$

onde :

E = Módulo de elasticidade = 30×10^6 psi

D = Diâmetro ou vão, em polegadas

I = Momento de inércia do muro, em polegadas⁴ por polegadas

Valores recomendados de FF para instalações comuns:

$FF = 0,0433$ para tubos pré – fabricados com rebites, soldados, ou juntas helicoidais menores que 120 polegadas de diâmetro.

$FF = 0,0200$ para tubos moldados in – loco com juntas aparafusadas e todos tamanhos maiores que 120 polegadas de diâmetro.

Valores altos podem ser usados desde que com cuidado especial ou onde a experiência foi comprovada. Condições da trincheira, como em um projeto de tubulação de esgoto, é um exemplo.

- **Verificação dos pinos de ligação**

Cada pino de ligação é avaliado com base em valores de testes para a não curvatura, sem colunas de apoio. Um pino de ligação (padrão para placas estruturais) deve resistir a duas vezes a carga de projeto na parede do tubo.

A tabela lista os valores de projeto admissíveis (metade da carga última) de pinos de ligação para 6' x 2' e 3' x 1' de corrugações testadas como as colunas curtas sem apoio. Por conveniência, a tensão na parede que corresponde a força admissível na ligação é também mostrada.

Tabela 5.5.2: Dados de projeto de pinos de ligação

Tubos estruturais de chapa 6' x 2' corrugado (4 3/4' pinos por pé)			Tubos corrugados de aço 3' x 1' corrugado (8 1/2' pinos por pé)	
Espessura em polegadas	Força admissível (1/2 da força última) em lb por pé	Tensão correspondente na parede psi	Força admissível (1/2 da força última) em lb por pé	Tensão correspondente na parede psi
0.064			14,40	16,20
0.079			17,90	15,80
0.109	21,0	13,50	26,50	17,00
0.138	31,0	15,50	31,90	15,90
0.168	40,5	16,50	35,40	14,40
0.188	46,5	17,00		
0.218	56,0	17,50		
0.249	66,0	18,10		
0.280	72,0	17,50		

- **Deflexão**

A deflexão de um condutos não é normalmente o critério para projeto da parede do conduto, i.e., espessura do metal e tamanho da corrugação. Tem-se se mostrado que aterros em solo compactado ($\geq 85\%$ densidade padrão AASHTO) é mais to que suficiente para permitir que conduto distribua a carga no anel de compressão para força de esmagamento ou deformação sem perigo de deflexão.

Entretanto, a deflexão de um conduto flexível é ainda uma consideração importante em condutos enterrados. Em alguns casos as dimensões da remoção ou forma é importante. Embora aterros inadequados permitam uma deflexão significativa, isto é importante para avaliação da situação estrutural.

A importância da deflexão para integridade estrutural do conduto é função da magnitude e característico do movimento. Se a deflexão é suave, distorção simétrica da parede do conduto, um movimento abaixo de 5 % é considerado estruturalmente bom. Um movimento de aproximadamente 20 % é normalmente resultado da mudança de curvatura.

A deflexão de estruturas enterradas de aço corrugado são mais interessantes na maioria das situações de altos preenchimentos. Em certos casos, a rigidez do anel do tubo é muito pequena em relação a carga e praticamente a deflexão vertical do tubo será igual a deformação vertical do solo.

A deformação vertical do solo abaixo da espessura do aterro pode somente ser determinada com o conhecimento da relação tensão-deformação do solo em questão. Resumidamente, é necessário saber o módulo de elasticidade do solo no estado compactado esperado na instalação e a soma das pressões que é específico da espessura de aterro imposta.

A Figura 5.5.6 representa a tensão-deformação para coesão do solo de testes reais de campo. As curvas ilustram o que tem sido dito aqui anteriormente, cuja deflexão é menor que a crítica para o desempenho do tubo quando a compactação for 85 % da densidade padrão AASHO. Mas assumindo que se deseja estimar se a deflexão sendo 1 %, 2 % ou 3 % em um dado caso, é essencial saber a propriedade tensão-deformação do solo para as condições em questão.

Para instalações importante, onde esta informação é significativa, amostras de solo podem ser ensaiadas em laboratório para se determinar o módulo necessário da densidade padrão AASHO desejado.

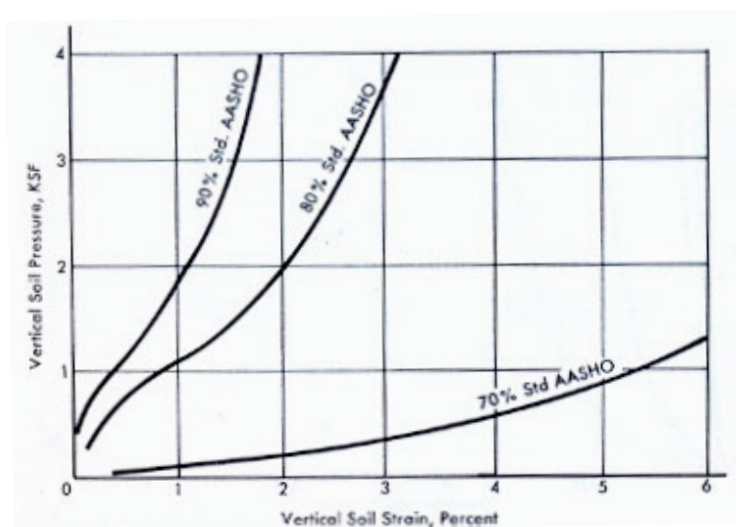


Figura 5.5.6: Curvas tensão-deformação verticais para valores de coesão mínima de solos compactados com densidades padrão AASHO de 70, 80 e 90 %.

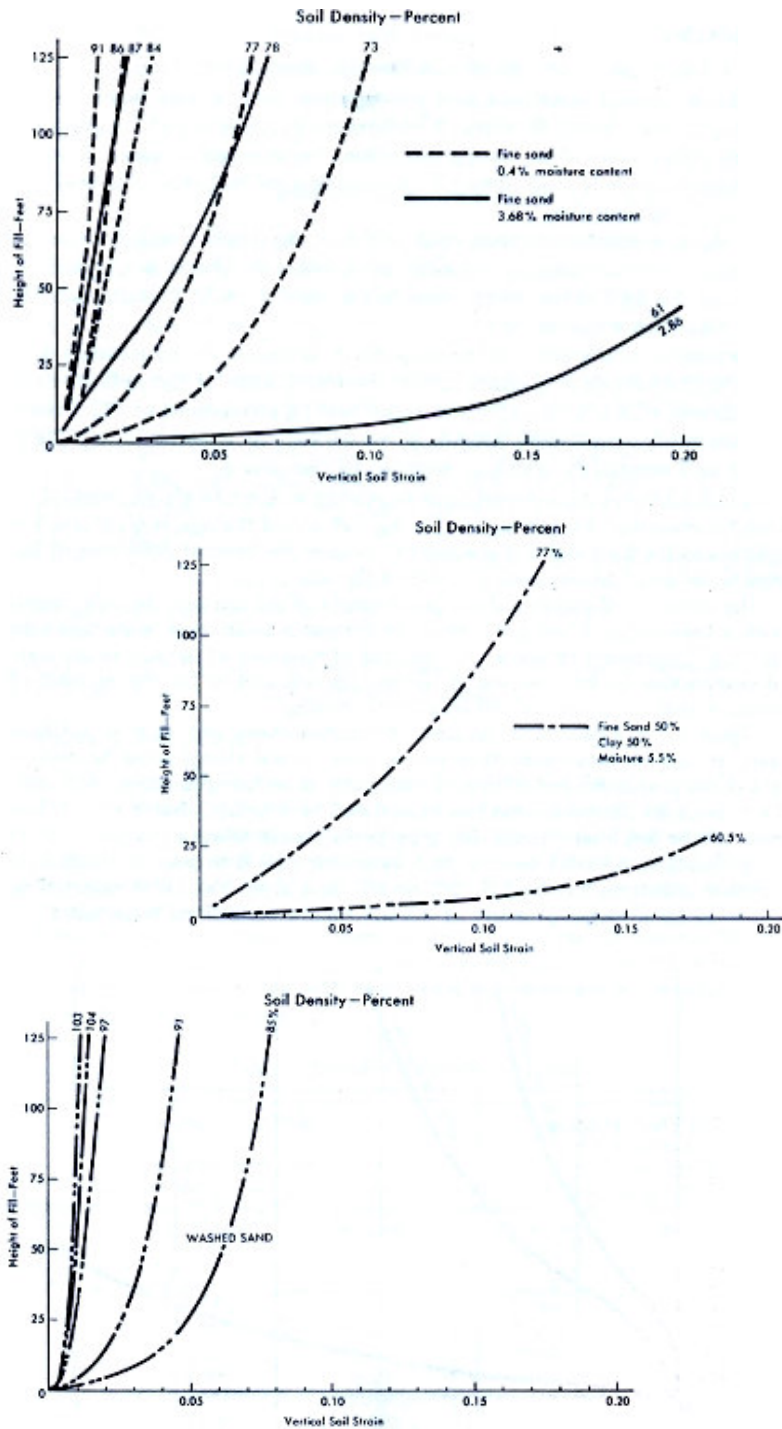


Figura 5.5.7: Curvas tensão-deformação verticais para vários tipos de solo em diferentes densidades e misturas

5.5.6 Descrição do método

Segundo De Mello (1998), processo “Tunnel Liner” se caracteriza pela escavação modular do solo e montagem simultânea do revestimento metálico do túnel. Ainda segundo o autor, esse revestimento metálico será constituído por anéis de chapas de aço corrugadas e galvanizadas a fogo conforme figura 1.

Os anéis são solidarizados entre si, por parafusos e porcas galvanizadas nas bitolas convenientes e distribuídas ao longo dos flanges laterais dos mesmos. As chapas que compõem cada anel são também emendadas por transpasse de parafusos e porcas da mesma medida que os anteriores.



Figura 5.5.8: Revestimento Metálico dos Túneis

“A espessura das chapas será dimensionada para resistir aos esforços causados pelas cargas do solo e externas. A escavação do solo deverá ser feita de modo que a forma do túnel corresponda exatamente a do cilindro, (De Mello, 1998)”.

Durante a execução deverá ser assegurada, se necessário, a sustentação da abóbada da escavação até que seja montado o revestimento metálico. Segundo Maffei (1995), deverão ser utilizados todos os acessórios inerentes ao processo (“Roof Shield”, escudos frontais, estroncas telescópicas, tirantes metálicos) assegurando a estabilidade da frente de escavação, sempre que as características geotécnicas do solo assim permitir.

Segundo Ribeiro Neto (1999), para segurança na execução dos avanços programados, deverão ser executadas sondagens na frente de escavação através de furos horizontais e furos com inclinação ascendente para verificação de eventual existência de água e alteração localizada de solo.

Segundo Maffei (1995) a verificação do alinhamento do túnel será feita periodicamente à frequência de no máximo um ponto a cada 3m de avanço. O desvio observado deverá ser imediatamente corrigido, para repor o eixo do túnel escavado na posição do eixo teórico.

Segundo Redaelli (1998), o revestimento estrutural interno para o túnel deverá ser de concreto impermeável às infiltrações e resistir aos esforços causados pelo solo e trânsito de veículos, sem contar com os anéis metálicos segundo Mello (1998). Deverá atender às normas técnicas de estruturas de concreto armado para condução de líquidos agressivos, tanto do ponto de vista de recobrimento das armaduras, como de fissuração do concreto.

“Tendo sido locado o eixo da obra, e dado o início da escavação manual da frente de ataque mostrada na figura 2, a escavação deve ser feita dentro de um perímetro o mais justo possível à circunferência externa do túnel de chapa e com comprimento aproximado de 0,46m. Imediatamente após esta etapa, executa-se a montagem do primeiro anel” (Mello, 1998).



Figura 5.5.9: Frente de Ataque

Depois de montado o primeiro anel de emboque conforme figura 3, uma nova série de operação permitirá a montagem do anel seguinte e assim sucessivamente.

A escavação prosseguirá e os anéis serão solidarizados nos adjacentes por parafusos e porcas, que devem ser distribuídos ao longo dos flanges laterais dos anéis. As chapas de cada anel são emendadas por transpasse de parafusos e porcas das mesmas dimensões, porém com os pescoços quadrados e providos de arruelas de pressão.

Este sistema mantém o parafuso no furo, também quadrado da chapa, para permitir que a porca seja apertada pelo lado interno.



Figura 5.5.10: Emboque do Túnel

Os únicos vazios permitidos ao longo do túnel serão devidos ao corrugamento das chapas. Esses vazios serão preenchidos com solo-cimento, através de injeção com pressão de 5 MPa, simultaneamente ao avanço das escavações, a fim de se evitar possíveis recalques.

Segundo Maffei (1995), este preenchimento deverá ser feito através de furos existentes nas chapas, que são apropriados para a colocação do bico de injeção. O solo-cimento terá o seu traço dosado e deverá ser misturado em equipamento elétrico-mecânico.

O material de preenchimento deverá ter as seguintes características: fluidez e razoável resistência à compressão. Sua injeção será feita através de bomba. Durante o preenchimento, deverão ser checados os anéis através da procura de “som de oco”, que evidencie a existência de vazios. Caso seja constatada a existência de vazios, deverá ser executada uma nova injeção neste local.

A declividade e alinhamento definidos em projetos serão controlados através de teodolito ótico ou eletrônico a cada três anéis montados.

Os dutos deverão ser secos e limpos após a execução dos serviços.

5.5.7 Dimensionamento

a) Carregamentos

De acordo com as sondagens N° 06 e 08 (anexo **XX**), pode-se constatar a presença de argila mole saturada, sob nível d'água raso, entre 1,3 m a 2,2 m da cota atual do terreno.

De acordo com projeto geométrico em anexo, prevê-se altura de recobrimento de solo de 2,20m acima da geratriz superior da seção, sendo esta de diâmetro previsto igual 4200 mm.

Conforme figura 4, pode-se extrair o coeficiente C_d para túneis em função do tipo de solo.

Sendo $H = 2,2\text{m}$ e $D = 4,2\text{m}$, para argila mole saturada, tem-se $C_d = 0,5$.

De posse do valor de C_d , pode-se determinar o carregamento vertical estático devido a atuação do solo utilizando a Fórmula de Marston, conforme segue:

$$P_d = C_d \cdot W \cdot D, \quad \text{onde } W = \text{peso específico do solo saturado} = 1,76 \text{ tf/m}^3 \text{ e}$$
$$D = \text{diâmetro do túnel} = 4,2\text{m}.$$

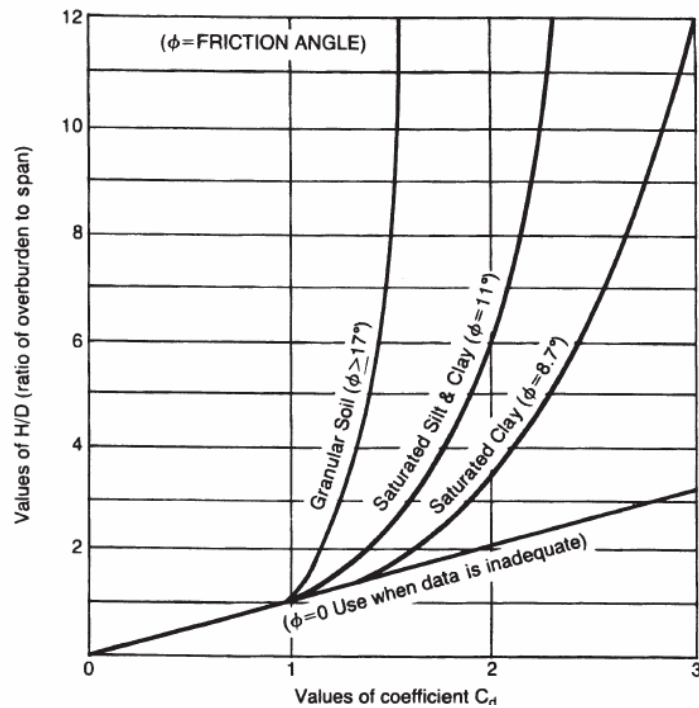


Figura 5.5.11: Coeficiente C_d para Túneis em função do tipo de solo

Portanto o valor do carregamento estático é $P_d = 0,5 \cdot 1,76 \cdot 4,2 = 3,7tf / m^2$.

O carregamento vertical dinâmico P_l , devido a atuação do trem tipo E-80, conforme AASHTO, é extraído da tabela abaixo em função da altura de recobrimento do solo acima da geratriz superior do túnel, conforme segue:

Tabela 5.5.3: carregamento dinâmico

For an E-80* load, values of P_l are approximately the following:

H (m)	1.00	1.20	1.50	2.00	3.00	4.00	6.00	8.00	10.00
P_l (kPa)	147.0	133.0	115.0	91.0	53.0	34.0	15.0	7.0	3.0

Tem-se, portanto $P_l \cong 9,0tf / m^2$.

Sendo assim, o carregamento vertical total pode ser dado pela seguinte expressão:

$$P = P_d + P_l = 3,7tf / m^2 + 9,0tf / m^2 \cong 13tf / m^2.$$

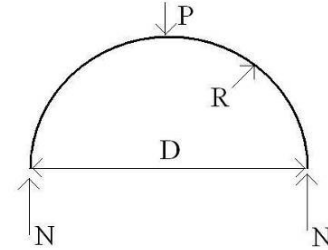
b) Força anelar (N)

$$N = P \cdot D / 2$$

, onde

P = carregamento vertical total;

D = diâmetro do túnel;



Portanto, $N = 13tf / m^2 \cdot 4,2m \cdot 0,5 = 27,3tf / m$.

O valor de N multiplicado por um fator de segurança (F.S.=3, recomendado pela AASHOT) não deve exceder o limite estabelecido na tabela 2, conforme segue.

Tabela 5.5.4: Esforço último na chapa

Plate Thickness	Ultimate Strength
mm	kN/m
3.0	497
4.0	802
5.0	1117
6.0	1246

Sendo $N \cdot FS = 27,3tf / m \cdot 3 = 81,9tf / m$, então a espessura de chapa mínima exigida é 5,0 mm.

c) Flexão crítica

De acordo com a Tabela 5.5.5, tem-se as propriedades e dimensões das chapas usualmente fabricadas, conforme segue:

Tabela 5.5.5: Propriedades das chapas fabricadas – 2 flanges

Uncoated Thickness T mm	Area of Section A mm ² /mm	Moment of inertia I mm ⁴ /mm	Section Modulus S mm ³ /mm		Radius of Gyration r mm	Neutral Axis to Outer Face x mm	Approximate Plate Weights Including Bolts, kg		
			Outer	Inner			300 Pi mm Plate	350 Pi mm Plate	400 Pi mm Plate
3.0	3.522	1198.77	52.32	37.42	17.84	22.910	15.73	18.13	20.53
4.0	4.776	1634.48	69.39	50.38	17.89	23.556	20.98	24.18	27.37
5.0	5.970	2054.55	85.00	62.58	17.94	24.172	26.22	30.22	34.21
6.0	7.164	2480.01	100.04	74.67	18.00	24.789	31.46	36.26	41.05

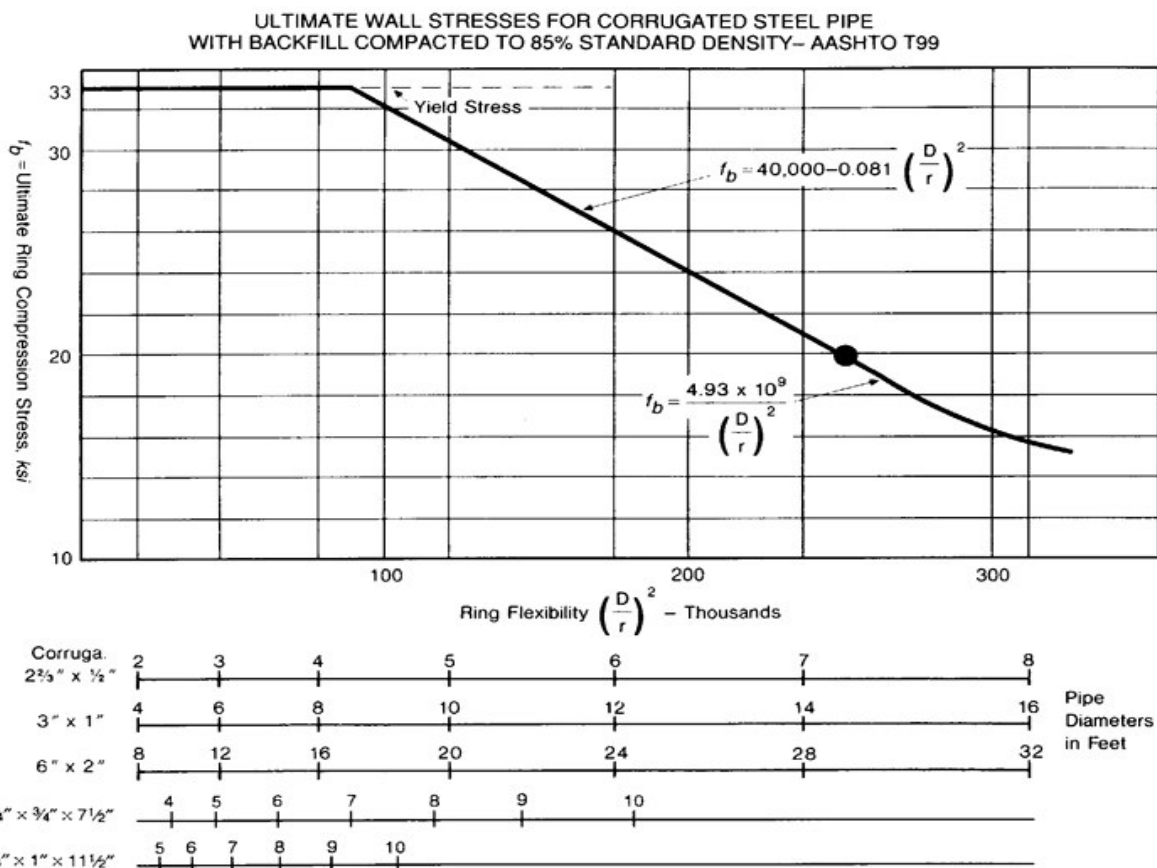


Figura 5.5.12 – Hipérbole de Euler

Para espessura de 5 mm, o raio de giração (r) é 17,94mm, conforme tabela 5.5.5.

Se $\left(\frac{D}{r}\right)^2 = \left(\frac{4200}{17,94}\right)^2 = 54.809$ então, conforme hipérbole de Euler - Figura 5.5.5, tem-

se $f_b = 33000 \text{ psi} = 23.295 \text{ tf} / \text{m}^2$.

Aplicando fator de segurança (FS) igual a 2 tem-se: $f_c = \frac{23.295 \text{ tf} / \text{m}^2}{2} = 11.648 \text{ tf} / \text{m}^2$

d) Espessura da parede

A área mínima (Amin) requerida é dada por: $A_{\min} = \frac{N}{f_c}$

Onde:

N= Força anelar;

fc= Tensão de compressão crítica da parede;

Portanto a área requerida será: $A_{\min} = \frac{27,3}{11.648} = 0,00234 \text{ m}^2 / \text{m}$ ou $2,34 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

($2,34 \text{ mm}^2 / \text{mm} < \text{Área adotada}$) , sendo Área adotada = $5,97 \text{ mm}^2 / \text{mm}$ conforme tabela 3 para espessura da chapa de 5mm.

e) Verificação da ligação parafusada

Sendo a espessura da chapa igual a 5 mm, conforme a tabela 2 a carga máxima admissível para a chapa corrugada do tipo 6"x 2", com 4 parafusos de $\frac{3}{4}"$ / ft é $111,7 \text{ tf} / \text{m}$.

O Fator de segurança (F.S) recomendado pela AASHTO não deve exceder o limite 2,0.

$F.S = 111,7 / 27,3 = 4,1$, portanto $F.S > 2,0$ (OK !)

f) Estabilidade de frente

Para o estudo da estabilidade do túnel em questão adotaremos as seguintes hipóteses básicas para a modelagem do problema da análise limite:

- 1) Não é considerado no presente estudo o endurecimento ou amolecimento, sendo apenas considerado seu comportamento linear-elástico e perfeitamente plástico;
- 2) O solo é um contínuo tridimensional, em que pese sua natureza granular ou particulada e polifásica;

Analisaremos o caso do solo em questão ser submetido as condições não drenadas, como se pode observar nas sondagens 06 e 08 (ANEXOS).

Ainda, segundo as sondagens nº 06 e 08 (ANEXOS), o solo em questão enquadra-se na categoria D (argila saturada mole a rija) da classificação de Peck modificada, tendo um comportamento mecânico provavelmente extrusivo de ruptura global, no qual o volume cisalhado estende-se até a superfície, invadindo a cavidade escavada, conforme ilustrado na figura 5.5.13.

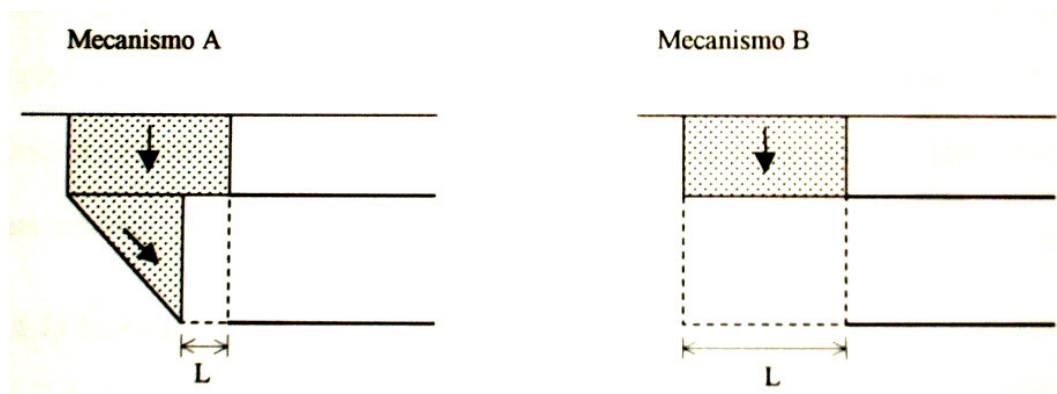


Figura 5.5.13 – Mecanismos de Ruptura Global

CASARIN e MAIR, 1981 estudaram ensaios em modelos reduzidos com diversos comprimentos não suportados L . Nos ensaios em que a relação L/D é próximo de 0,1 observou-se que na ruptura os maiores deslocamentos situaram-se na frente da escavação (mecanismo A), enquanto que valores de L/D próximos de 1, os maiores deslocamentos ocorreram no teto (mecanismo B). Ambos os mecanismos de rupturas são considerados globais, pois mobilizam toda a massa de solo até a superfície.

Para o caso em questão, a relação L/D é próxima de zero, ou seja, pequeno comprimento não suportado, para casos com $L/D \sim 0$ GUIMARÃES NETO, 1997 sugere adotar os melhores valores da solução de Heinz e da solução de Davis et al., usando os teoremas do limite inferior da teoria da plasticidade na pesquisa da pressão interna (σ_T) necessária ao equilíbrio da frente de um túnel cilíndrico raso em solo coesivo, representada pelo campo de tensões admissíveis, no limiar do colapso, em uma escavação circular totalmente revestida, conforme ilustrado na figura 5.5.14, resultando em valores mais seguros e não excessivamente conservativos.

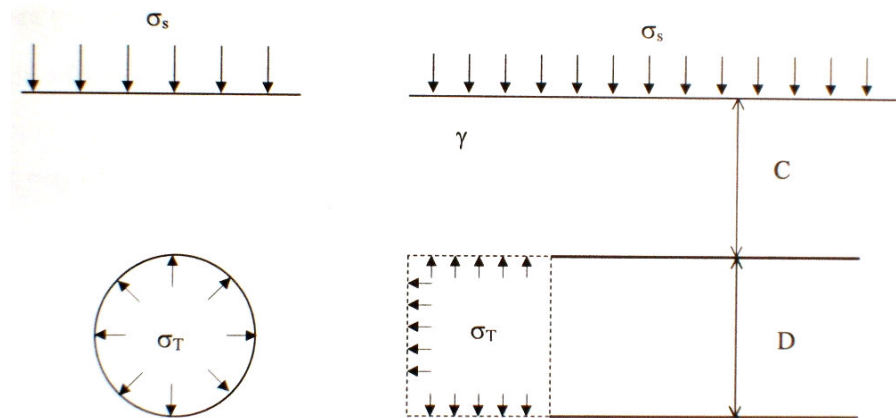


Figura 5.5.14 – Idealização da escavação com revestimento junto à frente ($L/D \sim 0$)

Revisão dos modelos de análise mais adequados

A solução de Heinz – Modelo de Mühlhaus estendido

H. B. MÜHLHAUS (1985) apresentou modelos visando simular o comportamento do túnel totalmente revestido ($L/D=0$), bem como não revestido, suportado por ancoragem radial. No modelo apresentado por Mühlhaus, 1985. a frente da escavação é representada por uma esfera, com possibilidade de um comprimento não suportado e permitindo a consideração de comportamento drenado ou não drenado do solo.

H. HEINZ, estende e amplia a solução da esfera proposta por Mühlhaus, introduzindo uma pressão interna σ_T , de modo a determinar o máximo comprimento não suportado L e a máxima seção não suportada, representada pelo diâmetro equivalente D .

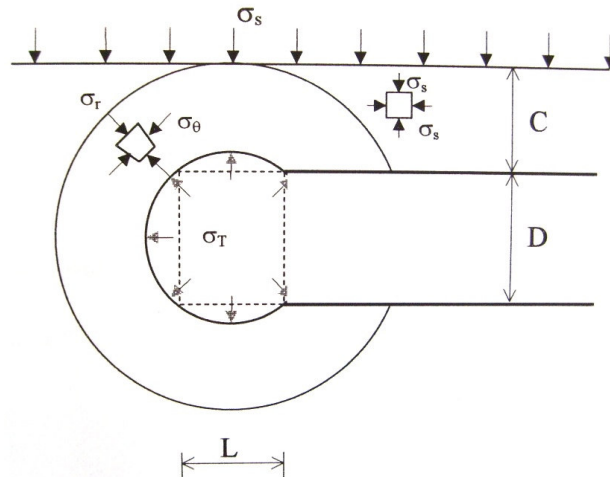


Figura 5.5.15 – Campo de tensões para o modelo de Heinz (1988)

A seguir, o autor questiona o valor crítico do número de estabilidade N , considerando a influência do recobrimento e do comprimento não suportado na variação deste valor. Considera que o valor de $N=6$ é conservativo para baixa cobertura e que, para valores de $0 < L/D < 1$, pequenas variações têm efeito significativo no valor crítico de N . Assim, para H/D variando entre 1 e 3, N_c (número no colapso) pode variar de 3 a 8.

Abaixo é apresentada a solução de Heinz. Deixaremos a caráter do leitor, pesquisar a dedução da solução proposta por Heinz em bibliografia específica por ultrapassar o escopo deste trabalho.

$$\frac{L}{D} \geq \sqrt{\left[\frac{1 + 2 \cdot \frac{H}{D}}{e^{\left(\frac{\sigma_s - \sigma_T}{4c_u} \right)}} \right]^2} - 1, \text{ onde:}$$

H = cobertura do solo da coroa até a superfície;

D = diâmetro do túnel;

L = comprimento não suportado;

σ_s = sobrecarga vertical na superfície;

σ_T = Pressão interna ao túnel;

c_u = resistência não-drenada do solo;

A solução de Davis et al. – limite inferior

A solução de limite inferior é relativa ao campo de tensões representada na figura 5.5.16 a seguir.

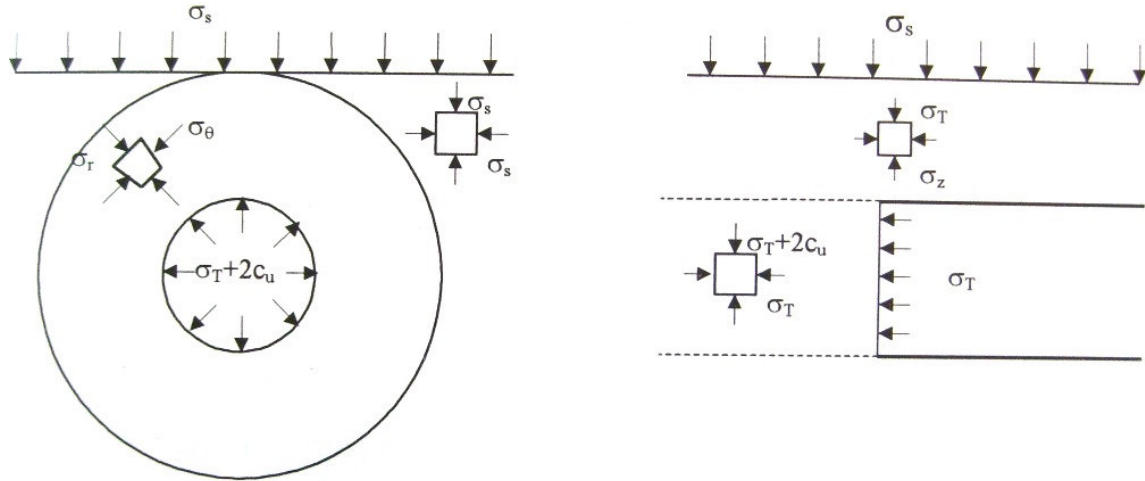


Figura 5.5.16 – Estado de tensões para o caso $L/D=0$

Este campo de tensões representa uma escavação circular totalmente revestida ($L/D=0$). O estado de tensões é axi-simétrico em torno do eixo longitudinal. A frente de escavação é representada por um círculo no qual age a tensão constante σ_T .

No volume cilíndrico de solo adiante da frente agem a tensão axial σ_T e a tensão $\sigma_T + 2C_u$. Em torno desse cilindro há um campo de tensões axi-simétrico similar ao adotado no caso de túnel circular em estado plano de tensões.

Abaixo é apresentada a solução de Davis et al., conforme segue.

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{C_u} = 2 + 2 \cdot \ln \left(\frac{2 \cdot H}{D} + 1 \right)$$

Verificação da estabilidade de frente

a) Cálculo do número de estabilidade (N):

Sendo $L = 0,5$ m, o comprimento não suportado aproximadamente igual a largura das chapas corrugadas e $D = 4,2$ m, o diâmetro do túnel, tem-se:

$L/D = 0,5/4,2 = 0,12$, e portanto, pode-se considerar a aproximação de $L/D=0$.

E portanto sendo, $L/D=0$, adota-se o melhor valor entre a solução de Heinz e a solução de Davis et al., conforme segue:

$$N = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 + 2 \cdot \ln \left(\frac{2 \cdot H}{D} + 1 \right) (Davis) \\ 4 \cdot \ln \left(\frac{2 \cdot H}{D} + 1 \right) (Heinz) \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 2 + 2 \cdot \ln \left(\frac{2 \cdot 2,2}{4,2} + 1 \right) \\ 4 \cdot \ln \left(\frac{2 \cdot 2,2}{4,2} + 1 \right) \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 3,43 \\ 2,87 \end{array} \right\} = 3,43$$

b) Cálculo da pressão interna (σ_T):

Com o valor de N, calcula-se a pressão interna (σ_T) necessária ao equilíbrio da frente da escavação, conforme segue:

$$\sigma_T = \sigma_V - N \cdot c_u$$

Sendo:

c_u : coesão não drenada do solo;

σ_s : carregamento vertical total na altura do eixo do túnel (=13tf/m² - ver item 4.2.1);

Adotaremos como valor representativo da coesão não drenada c_u igual a 10 KPa (=1tf/m²) que representa um valor mais conservativo para solos aluvionares quaternários com c_u variando normalmente entre 6 a 25 KPa.

Adotando para a coesão um fator de segurança igual a dois, resulta:

$$\sigma_T = 13 - 3,43 \cdot \frac{1,0}{2} = 11,29 \text{ tf / m}^2.$$

c) Análise dos resultados:

Portanto, para as condições iniciais de projeto, o estado de tensões na frente da escavação está em desequilíbrio ($\sigma_T > 0$) e para que haja o equilíbrio das tensões axiais na frente da escavação, necessitaremos de alternativas para contornar o problema.

d) Solução proposta - *Jet-grouting horizontal*:

O Jet-Grouting consiste na alteração das propriedades mecânicas do solo “in situ”, conferindo ao maciço maior resistência, menor compressibilidade e relativa impermeabilidade. Esta técnica consiste, fundamentalmente, na execução de solo melhorado com aglutinante “in situ”, mediante a introdução no terreno, por dispositivos especiais, de calda de aglomerante a grande velocidade. Essa injeção é conseguida pelo bombeamento da calda a pressões elevadíssimas, forçando-a a atravessar orifícios de pequena abertura. O jato produzido destrói a estrutura do solo, promovendo a mistura e a homogeneização íntima deste material com a calda injetada.



Figura 5.5.17 - Locação dos eixos das colunas na frente de tratamento



Figura 5.5.18 – detalhe da execução interna ao túnel

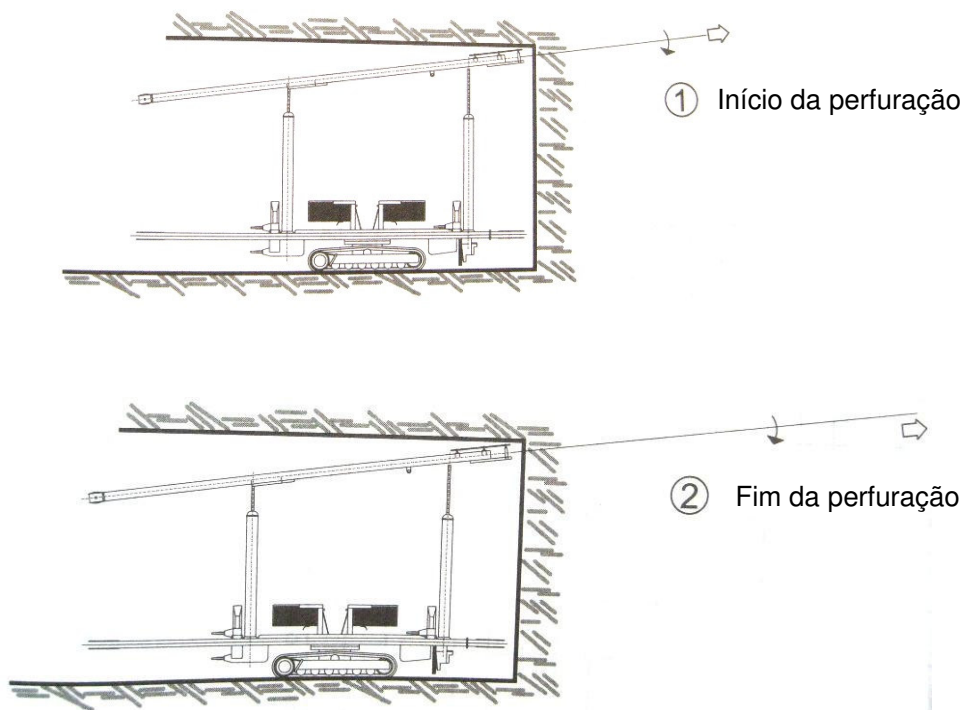
O processo JG “Jet Grouting” é a evolução do CCP que utiliza ar comprimido para envelopamento do jato de calda. Este colete de ar possibilita um maior alcance do jato, aumentando significativamente o volume de solo tratado, com conseqüente redução na quantidade de perfuração.

Procedimento executivo

Perfuração a rotação (ou roto-percurssão)

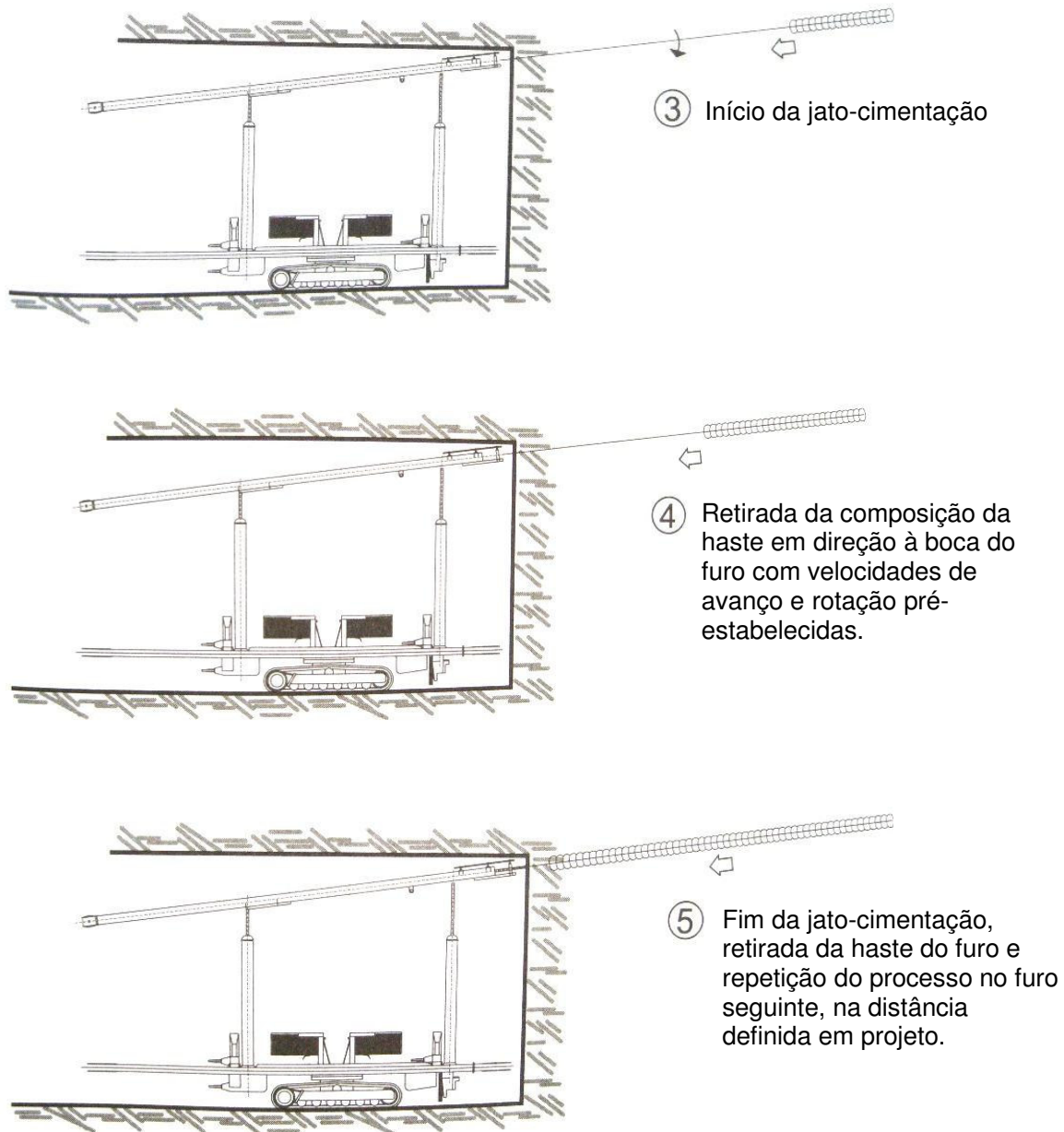
A perfuração do terreno é feita por processo rotativo, com o emprego de injeção de água sob pressão. Na extremidade inferior da haste de perfuração, antecedendo a

ferramenta de corte, está instalado um dispositivo especial (hidromonitor) no qual são alojados bicos de injeção.



Injeção de calda de Aglomerante

A calda de injeção é preparada num conjunto misturador agitador de alta turbulência e de grande volume, eliminando-se desta forma, riscos de interrupção no processo de injeção. Devido ao alto consumo de água é desejável um reservatório de 10.000 litros de capacidade, junto ao conjunto de injeção. Após a conclusão da perfuração até a profundidade requerida pelo projeto, e posteriormente à vedação da saída de água da ferramenta cortante, tem início a fase de injeção, a qual é executada através dos bicos. Utiliza-se nesta fase uma bomba de alta pressão (até 700 kgf/cm² e vazão mínima de 200 l / min).



A coluna vai sendo formada através da subida ascensional da haste, a velocidade constante (da ordem de 15 a 60 cm / min), a qual é função do número de rotações por minuto da haste, da distância entre níveis sucessivos de tratamento e do tempo de permanência do jato em cada um desses níveis. Esses parâmetros são adotados em função das características e propriedades geotécnicas do solo a ser melhorado, bem como da razão de tratamento requerida pelo projeto (peso de aglomerante sobre peso de solo e relação água/aglomerante, em peso).

Com estas características e, como o jato é introduzido no interior do terreno, até que sua energia cinética seja amortizada pela resistência do solo, se consegue a formação de corpos cilíndricos com diâmetro de até 2 m.

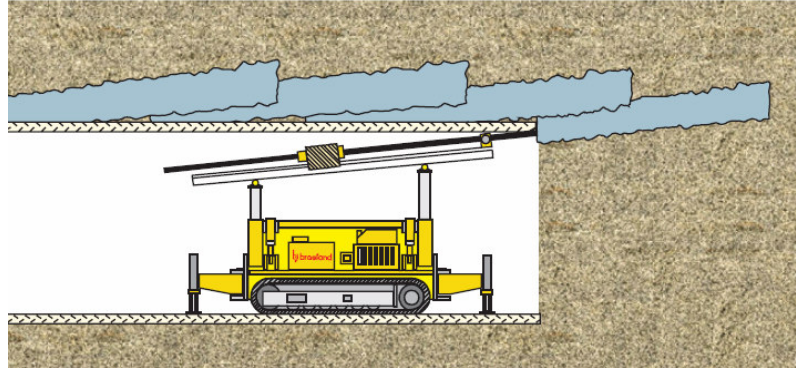


Figura 5.5.19 - Consolidação sub-horizontal de abóbadas de túneis

Princípios Básicos

Aplicação do jet grouting

O jet grouting aplica-se, em princípio, em qualquer tipo de solo, sem restrições granulométricas, ou origem geológica, ou presença de água, assim como as colunas podem ser feitas em quaisquer direções desde a vertical até a horizontal, tratando os níveis estritamente necessários.

Não há, a priori, nenhuma limitação de profundidade, isto é, não há problemas de “emendas” entre colunas devido a uma manobra de hastes, ou entre a coluna e estrutura rígida qualquer, pois sempre há uma boa aderência entre as partes. Assim, é possível, na mesma perfuração, a obtenção de coluna de diâmetro variado, como no caso de um fuste pequeno e um capitel ou base grande.

Escoamento teórico do jato de alta pressão

O desenvolvimento teórico e prático sobre o assunto é notório entre os japoneses, sendo os principais estudos atribuídos a eles. Uma breve análise da estrutura de escoamento do jato de alta pressão pode ser mostrada na figura 5.5.20 a seguir, identificando três regiões importantes (inicial, principal e final).

A região inicial conserva o impacto de saída do bico, formando o núcleo só de jato. Na região principal, o jato passa a conter uma grande quantidade de ar ainda com

fluxo contínuo, identificando-se nesta região um ponto de dispersão (X_b), a partir do qual o fluxo não é mais contínuo.

A distância entre o bico e X_b é um dos parâmetros mais importantes do jato, pois é a porção onde se situa a maior concentração de energia para a fragmentação do solo.

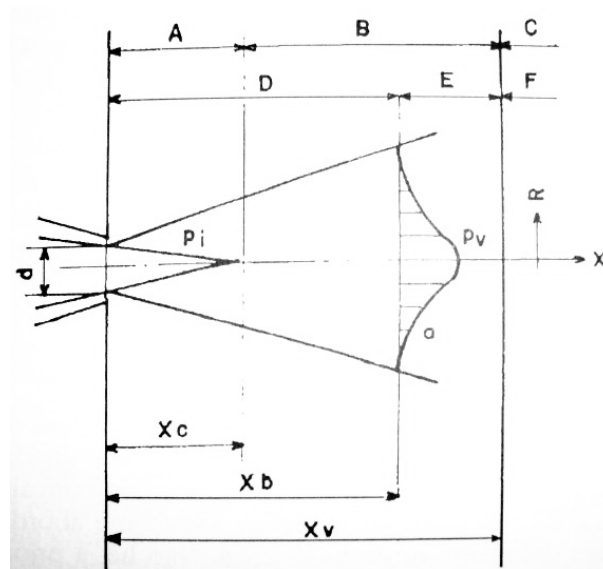
Segundo Yanaguda e Kyklin, esse ponto pode ser dado pela expressão a seguir.

$$X_b = 3,55 \cdot X_c \quad , \text{ onde } X_c = 100 \cdot d \quad (d = \text{diâmetro do bico}).$$

Na região final ocorre a expansão do jato, cujo desempenho depende fundamentalmente do meio em que se está trabalhando, se no ar ou na água.

Yanaguda definiu a variação da pressão hidrodinâmica em função do meio, através da expressão:

$$\frac{P_m}{P_i} = \left(\frac{X_c}{X} \right)^{2n} \quad , \text{ onde } n \text{ depende do meio, sendo } 0,5 \text{ no ar e } 1 \text{ na água.}$$



- | | |
|---------------------|----------------------------------|
| A: Região inicial | E: Fluxo intermitente |
| B: Região principal | F: Fluxo disperso |
| C: Região terminal | d: Diâmetro do bico |
| D: Fluxo contínuo | p: Pressão hidrodinâmica inicial |

Figura 5.5.20 – Estrutura do jato

Mecanismo de corte e fragmentação do terreno

O mecanismo envolvido não está ainda totalmente esclarecido teóricamente, por ser bastante complexo, além de que a fragmentação do terreno varia muito de acordo com as características químicas e físicas do solo.

Fato é que solo do tipo arenoso, sem maior cimentação, é mais facilmente desagregável que solo argiloso, coesivo, e resistência dada pelo SPT.

Sabe-se que no mecanismo de desagregação do solo os seguintes fenômenos ocorrem individualmente ou combinados: impacto do jato, cavitação, cunha d'água e fadiga (Shibazaki, Ohta e Kubo, 1983).

O impacto do jato no terreno deve criar o corte inicial devido a alta velocidade do jato, resultando em um efeito tipo “martelo d'água”, pela continuidade da ação.

A força de impacto é dada pela seguinte expressão:

$F = 2 \cdot S \cdot p$, onde S é a seção do bico jateador e p a pressão de bombeamento.

A cavitação provoca a desagregação devido à explosão de bolhas de ar incorporado no jato quando em contato com os grãos de solo. O ponto de máxima eficiência desse fenômeno é o ponto de dispersão (Xb) já citado.

A cunha d'água é originada pela reação do jato no terreno enquanto a fadiga provoca a fragmentação do terreno pela redução da rigidez do material por meio de sucessivas cargas.

Estimativa do Diâmetro efetivo

O diâmetro efetivo não é um valor que é determinável através de equação algébrica. É calculado, até o momento, em experiência semi-empírica de cada empresa executora do serviço especializado. Sabe-se que normalmente, o resultado do diâmetro efetivo obtido varia em função da característica granulométrica do solo, agrupado idealmente em areia e argila, e em função de sua resistência “in situ”, SPT, “cimentação”, bem como do método e parâmetros adotados para execução do jet grouting.

Na figura 5.5.21 abaixo é mostrado um ábaco que dá a indicação dos diâmetros que podem ser obtidos nesses tipos de solos. No atual estágio da tecnologia, entretanto, não devem ser considerado como regra fixa. Em fase mais adiantada de projeto, ou no início de cada obra, o diâmetro e as propriedades devem ser confirmados por colunas-teste ou campo de prova experimental.

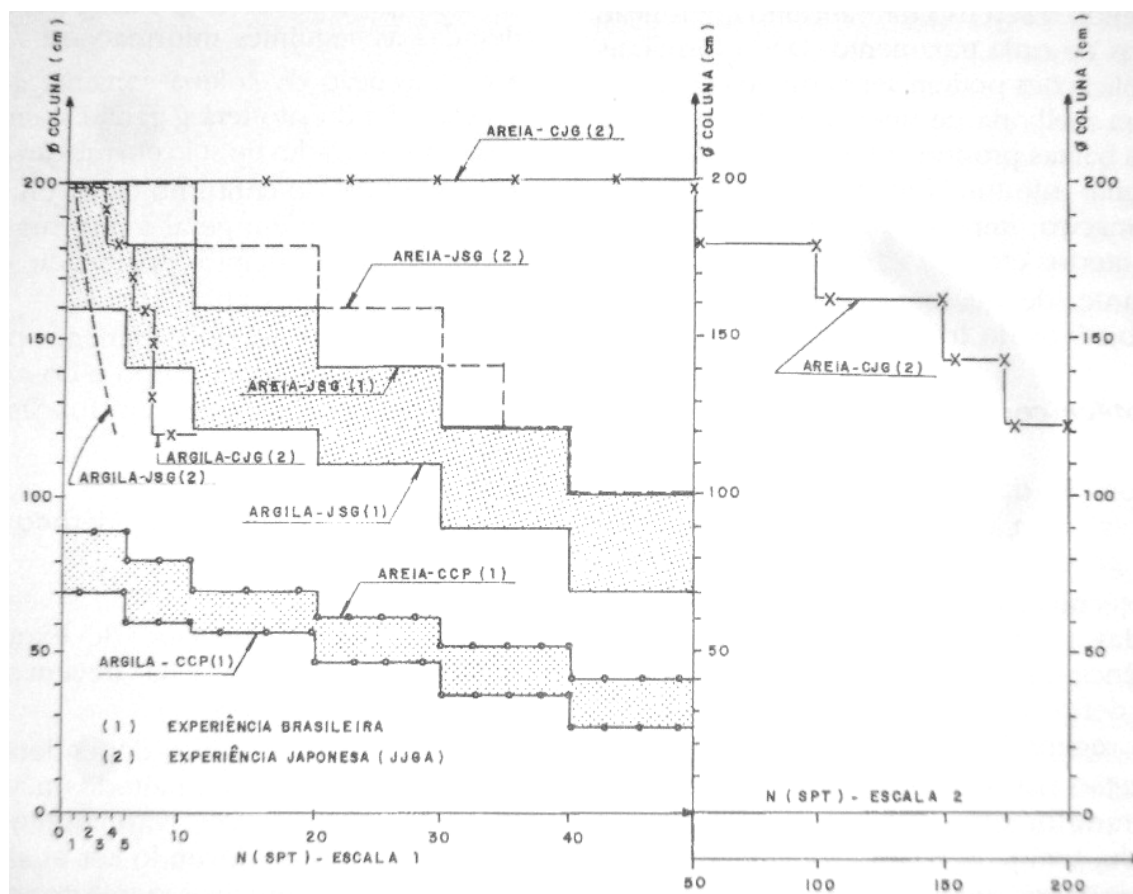


Figura 5.5.21 – Diâmetro efetivo (provável) e N (SPT) do solo.

A experiência japonesa da JJGA (Japan Jet Grout Association, 1995), chama a atenção especial para os solos argilos com coesão superior a 50 kPa, mesmo com SPT inferior a 5, na fixação do diâmetro, como também para os solos com cascalhos, mesmo com $SPT < 50$, ou quaisquer solos com $SPT > 50$, ou para os serviços executados com profundidades superiores a 40 m.

5.6 Estruturas

5.6.1 Caixa d'água

5.6.1.1 Armadura horizontal da parede

a) Modelo adotado

O modelo adotado foi o de arco engastado, já que o septo que existe na parte interna da caixa d'água restringe os deslocamentos da parede nos dois sentidos e a rotação no plano horizontal. O arco representa metade de uma seção horizontal da caixa d'água, sendo o engastamento o local onde a parede encontra o septo.

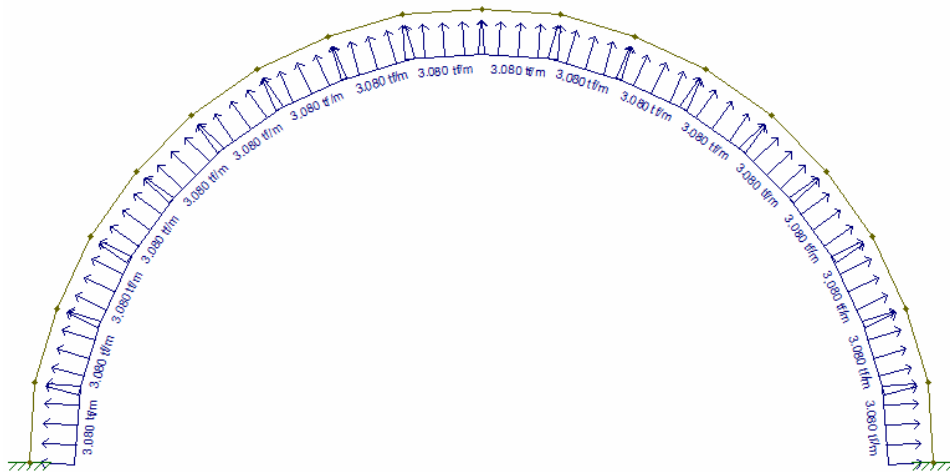


Figura 5.6.1: Modelo adotado

b) Ação

A ação adotada foi a da pressão hidrostática da água na seção transversal que sofre efeitos mais severos. Sabe-se que tal seção é aquela que fica a 1,32 m da laje de fundo de uma caixa d'água de 4,4 m de altura preenchida completamente com água. O esforço é dado numericamente por $q = \gamma h = 1 \cdot (4,4 - 1,32) = 3,08 \text{ tf/m}^2$

c) Reações de apoio

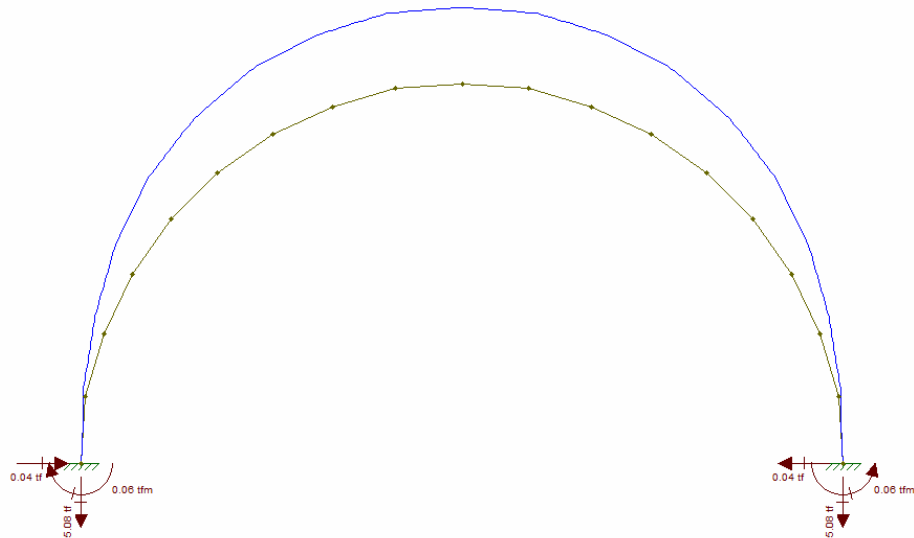


Figura 5.6.2: Reações nos apoios

d) Esforços solicitantes ao longo do arco

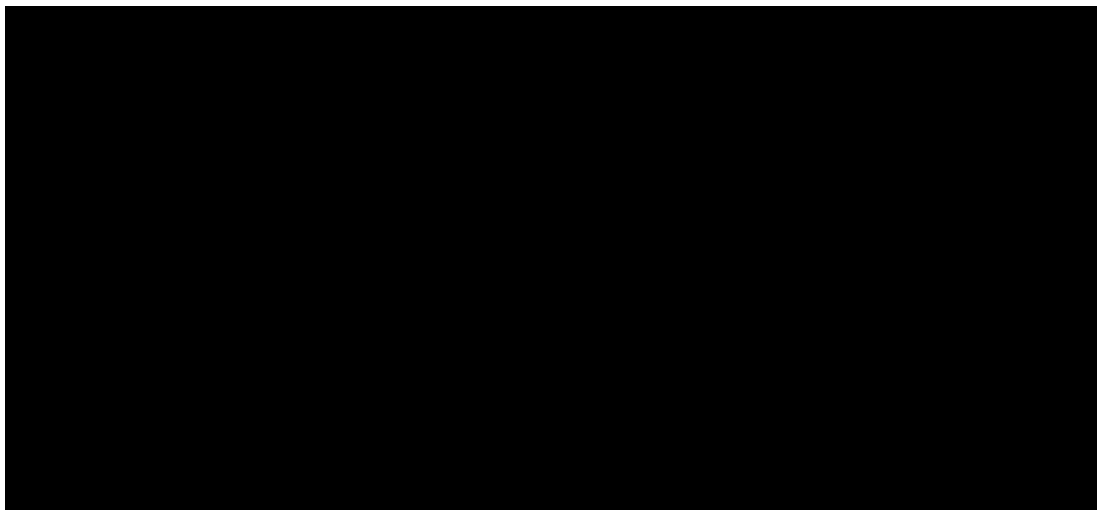
É possível encontrar o valor dos esforços solicitante em todos os pontos do arco transportando à seção de interesse, as reações de apoio e as cargas que estão em um de seus lados.

No entanto, para o caso, não é útil a dedução dessa fórmula em cada ponto, pois o momento fletor máximo ocorre no engastamento. Isso pode ser percebido pois caso não houvesse o septo no interior da caixa d'água, a seção só estaria submetida à tração, no entanto, o septo restringe a rotação no ponto em que ele é fixado na seção, causando um momento hiperestático nesse ponto. Como é nó nesse ponto que existe esse fenômeno, é nele que ocorrerá o momento máximo na seção.

e) Dimensionamento

Os esforços no arco são máximos quando α se iguala a 0° . Nesse ponto tanto o momento fletor quanto a força normal de tração atingem seus valores máximos de, respectivamente $M=0,06 \text{ tf m}$ e $N = 5,08 \text{ tf}$.

Trata-se de esforço de flexo-tração.



Adotado $A_s = A_s' = \Phi 8 \text{ c}/12,5$

A hipótese correta é a de que a normal é preponderante.

f) Verificação ao estado limite de serviço de abertura de fissura

Como se trata de estrutura de caixa d'água, a armadura a ser colocada na peça deve não só garantir a estabilidade estrutural como também impedir o aparecimento de fissuras maiores que 2 mm, pois essas causariam vazamento da água.

Para esse cálculo, é preciso calcular o momento de inércia efetivo da seção, que é determinado através de uma correção sobre o momento de inércia no estágio II dada pela fórmula de Branson e utilizar a combinação freqüente de ações

Seção Retangular

b	30 cm
A	0,97 cm ²
Es	210000 MPa
fck	30 MPa
h	20 cm
Mg	0 tf m
Mq	4,4 tf m
Φ	10 mm
ρ	0,03
fctm	2,896468 MPa
Ec	26071,59 MPa
xII	2,9 cm
I-o	20000 cm ⁴
I-II	2025 cm ⁴
σs	10,57 tf / cm ²
w1	1,96 mm
w2	0,32 mm

A abertura de fissuras foi verificada. Com a ressalva de que , para isso, devem ser usadas barras com diâmetro menor ou igual a 10 mm.

5.6.1.2 Armadura vertical da parede

a) Modelo adotado

O modelo adotado foi o de viga sobre apoio elástico. No modelo, a viga é a representação de uma faixa de um metro de largura da parede e as molas representam a tendência à restrição de deslocamento da parede pelas seções transversais da estrutura.

Nesse ponto cabe salientar a importância definição correta do espaçamento das molas do modelo, sendo que quanto mais próximas elas estiverem, o modelo se comportará mais corretamente em relação à situação real, já que a caixa d'água em uma parede contínua.

Se o espaçamento for excessivo, a rigidez da área de influência das molas se concentrará em poucos pontos, fazendo com que as molas fiquem excessivamente rígidas e restrinjam deslocamentos muito mais severamente do que ocorreria em uma situação real, se aproximando do comportamento de apoios fixos.

O espaçamento mínimo que confere comportamento aceitável é dado pela seguinte expressão:

$$L = \sqrt{\frac{E}{4 \cdot 10^7}} = 0,3\text{m}$$

b) Ação

A ação é aquela causada pelo preenchimento da caixa d'água completamente. Tal situação causa um diagrama triangular de pressão com valor $q=\gamma h$, variando em função da altura da coluna d'água. Essa altura varia de 0 a 4,4 m.

▪ Cálculo do K

Para a determinação do valor da constante K, procede-se encontrando o quanto o raio da caixa d'água aumenta por conta da aplicação da pressão hidrostática da água. A razão entre tensão aplicada e deslocamento resultante é o valor de K

Para esse cálculo, será desconsiderado o septo no interior da caixa d'água, o que torna a parede mais deformável causando maiores esforços. Como o septo será construído, a restrição ao deslocamento será maior e, conseqüentemente, os esforços serão menores do que os calculados. Portanto o modelo adotado está a favor da segurança

O raio se expandirá devido à força normal que ocorre na direção horizontal. Para encontrá-la limita-se um volume de controle que divide a seção horizontal no seu eixo de simetria. Nessa seção, a força de empuxo "P" da água só pode ser balanceada pela força normal "F" de tração na parede. Igualando-se força atuante de empuxo à força resistente tem-se:

$$2 F = P 2 r \Rightarrow$$

$$F = P r$$

Essa força normal causa um aumento “ Δ ” no perímetro do raio da caixa d água. Esse aumento pode ser encontrado imaginando a parede curva como se fosse uma barra reta:

$$\Delta = F / (A E) * l$$

Substituindo o valor de F e o valor de l, tem-se:

$$\Delta = p * \pi * r^2 / E A$$

Tendo o aumento do perímetro da caixa d água, pode-se encontrar o aumento do seu raio “ δ ”:

$$\pi (r + \delta) = \pi r + \Delta \Rightarrow$$

$$\delta = \Delta / \pi$$

Para o cálculo de K, divide-se a carga atuante pelo deslocamento que ela causa:

$$K = p / \delta$$

$$K = E A / r^2$$

Realizando os cálculos explicados numericamente, chegamos aos seguintes valores:

$$r = 1,65$$

$$E = 521390 \text{ tf/m}^2$$

$$A = 0,3 * 0,2$$

$$K = 11490$$

c) Esforços solicitantes

Inserindo o modelo gerado no programa ftool, temos os seguintes esforços.

- **Momento**

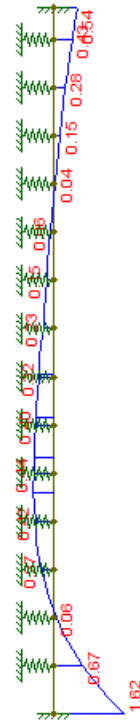


Figura 5.6.3: Diagrama de momentos fletores

Nota-se que no topo da estrutura, tanto faz considerar a barra engastada ou articulada, que o momento máximo é o mesmo pois tanto o carregamento é maior na parte de baixo.

Momento com o topo articulado

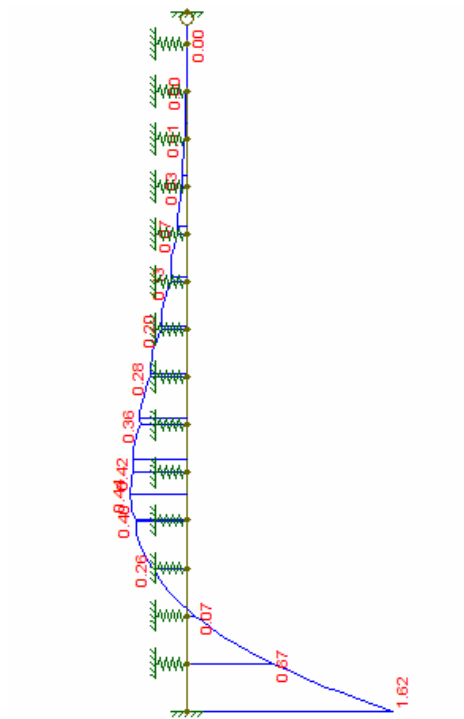


Figura 5.6.4: Diagrama de momentos fletores, situação com topo articulado

▪ Cortante

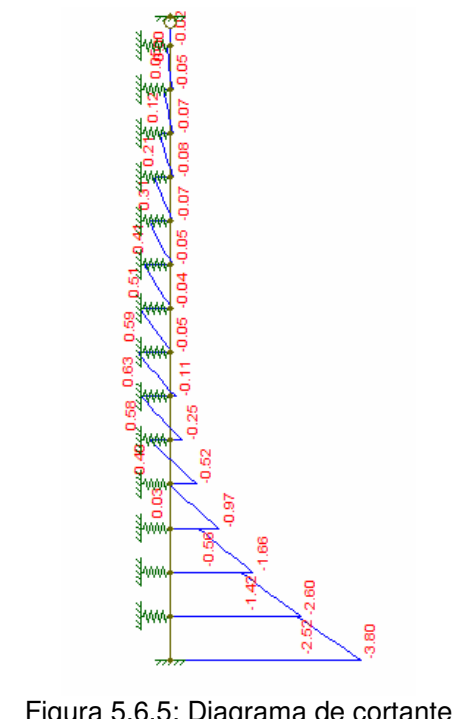


Figura 5.6.5: Diagrama de cortante

- **Normal**

$$N(x) = (0,2 \cdot 1 \cdot (4,4 - x)) \cdot 2,5$$

- Dimensionamento:

Todos os esforços solicitantes máximos ocorrem na base da parede

$$\text{Momento} = 1,62 \text{ tfm}$$

$$\text{Cortante} = 3,80 \text{ tf}$$

$$\text{Normal} = (0,2 \cdot 1 \cdot 4,4) \cdot 2,5 = 2,2 \text{ tf}$$

O dimensionamento será feito para resistir à flexocompressão

$$M_d = 2,3 \text{ tfm}$$

$$N_d = 3,08 \text{ tfm}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d' = 0,02 \text{ m}$$

$$A_s = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado } A_s = A_s' = \Phi 8 \text{ c/15}$$

O caso é de flexo compressão com pequena excentricidade e armadura unilateral. Como a força normal de compressão é preponderante, a seção se encontra completamente comprimida, não sendo, portanto necessária à armadura à tração. NO entanto, é preciso que exista armadura na parte tracionada do concreto para que a ductilidade da peça seja garantida.

Nesse caso, pelo fato da seção estar completamente comprimida, não é necessária a verificação do estado limite de serviço de abertura de fissura.

5.6.1.3 Laje de fundo

a) Carregamento

A laje de fundo está submetida ao carregamento distribuído devido a toda massa de água acima dela no caso em que a caixa d'água está completamente cheia. Como a caixa d'água tem 4,4 m de altura, o carregamento é de $4,4 \text{ tf/m}^2$, já que a densidade da água é de 1 t/m^3 .

b) Modelo adotado

Trata-se de laje circular engastada na borda pois as paredes da caixa d'água são suficientemente rígidas para restringir os deslocamentos.

c) Esforços solicitantes

- **Momentos fletores**

- Momento radial máximo superior

$$M_{rs} = 0,125 \cdot p \cdot r^2 = 0,125 \cdot 4,4 \cdot 1,55^2 = 1,32 \text{ tfm}$$

- Momento tangencial máximo superior

$$M_{ts} = 0,0208 \cdot p \cdot r^2 = 0,21 \text{ tfm}$$

- Momento máximo inferior (radial e tangencial)

$$M_i = 0,079 \cdot p \cdot r^2 = 0,079 \cdot 4,4 \cdot 1,55^2 = 0,83 \text{ tf}$$

d) Dimensionamento

- Armadura radial superior

h	0,15 m	
Mk	1,32 tf	
bw	1 m	
fck	30 Mpa	
fyk	500 Mpa	
x=	0,009671 m	OK
As=	3,241329 cm ²	
As min=	2,55	

Adotado Φ 8 c/15

- Armadura radial inferior

h	0,15 m	
Mk	0,83 tf	
bw	1 m	
fck	30 Mpa	
fyk	500 Mpa	
x=	0,006014 m	OK
As=	2,015622 cm ²	
As min=	2,55	

Adotado Φ 8 c/15

e) Detalhamento

Para que seja possível determinar os comprimentos das barras que serão usadas, bem como a suas posições, em primeiro lugar é preciso determinar o comprimento de ancoragem das barras superiores da laje de fundo e o comprimento de emenda das barras da seção horizontal da parede.

Comprimento de ancoragem para barras de 8 mm

$$L_b = \Phi/4 \cdot f_{yd}/(n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd})$$

$$L_b = 0,8/4 \cdot 434,78/(2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot [0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{(2/3)/1,4}]) = 27 \text{ cm}$$

Comprimento de emenda para barras de 8 mm

$$L_{0t} = 1,2 \cdot 27 = 35 \text{ cm}$$

Para o detalhamento das barras no laje, as barras são agrupadas em quatro faixas de barras paralelas, isso garante que todas as barras não se cruzem no centro da laje, pois tal configuração faria com que algumas barras se afastassem demasiadamente da superfície da laje ou nem mesmo coubessem na seção.

De acordo com LEONHARDT 1974, a colocação de armadura em nó de pórtico de modo a acompanhar o lado tracionado da seção é um modo muito eficaz de se evitar trincas na região do nó, sendo muito comum a aparência de patologias em estruturas que descumprem essa regra. A ocorrência de fissuras nesse ponto é especialmente prejudicial para o caso, pois se trata da região com maior pressão hidrostática da água, portanto fissuras poderiam causar vazamentos graves.

f) Desenhos

- Detalhe do nó de pórtico formado pela laje de fundo e parede do reservatório

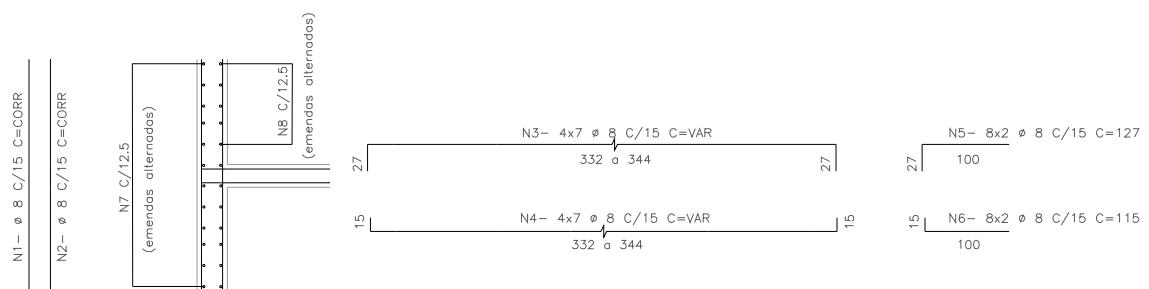


Figura 5.6.6: Nó de pórtico – Laje de fundo e parede do reservatório

- Laje de fundo

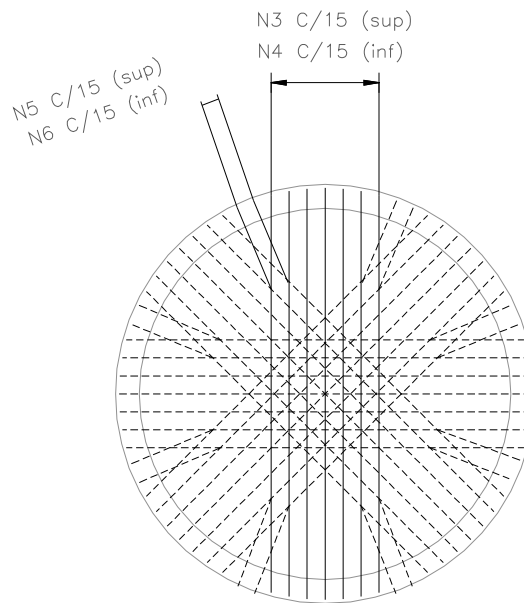


Figura 5.6.7: Distribuição das armaduras da laje de fundo

5.6.2 Arco metálico

a) Cargas

Área da seção = 0,0266 m²

- **Peso próprio da estrutura**

O dimensionamento será feito considerando cobertura de chapa de aço zincada, que tem peso de 25 kgf/m²

Carga da telha na viga = (peso por m² da cobertura)*(comprimento de influência)
)=25 *10,8 = 270 kgf/m

Carga da treliça = (peso por metro linear de treliça)*(comprimento de influência)
)=12,16*10,8=130 kgf/m

Peso próprio da viga = (densidade)*(área da seção da viga) = $7850 \cdot 0,0262 = 205,97$ kgf/m

Carga distribuída total = $270 + 130 + 205,97 = 606,5$ kgf/m = 0,6 tf/m

▪ Carga devido ao vento

- Velocidade do vento

O caçulo de esforços por ventos será feito de acordo com a NBR 6123 - Força devido aos ventos, utilizando em especial informações contidas no ANEXO E - Coeficientes aerodinâmicos para coberturas curvas.

Antes de qualquer coisa é preciso encontrar a velocidade básica do vento na região em que a estrutura será construída. Essa velocidade é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Na região de São Paulo essa velocidade é adotada como sendo 42 m/s.

Para se encontrar a velocidade do vento característica, multiplica-se a velocidade básica do vento por três fatores. O fator topográfico (S1), O fator de rugosidade do terreno (S2) e o fator estatístico (S3). Para o caso em estudo esses fatores são:

- Fator topográfico

(terreno plano ou fracamente acidentado)

$S1 = 1$

- Fator de terreno

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Altura da estrutura = 17,4 m

$S2 = 0,88$

- Fator estatístico

Grupo 2: Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação

$S3 = 1$

Desse modo o vento característico para a edificação dada é:

$V_k = 42 * 1 * 0,88 * 1 = 37 \text{ m/s}$

- Coeficiente de pressão

O anexo E da NBR 6123 informa os coeficientes de pressão de estruturas curvas, que é o caso do arco da estação de trem estudada. Como nessa estação a estrutura é aberta dos dois lados, haverá apenas pressão externa do vento e não pressão interna. Consequentemente será preciso encontrar apenas o coeficiente de pressão externa da estrutura.

Esse coeficiente é diferente para os três casos possíveis de incidência de vento. O vento incidente na direção paralela à geratriz do arco, o incidente na direção perpendicular à geratriz do arco e o oblíquo. De acordo com a norma, para uma estrutura de 50 m de comprimento por 20 m de largura por 17,4 m de altura, os coeficientes variam, de acordo com o ponto na cobertura e a incidência do vento, de -1,8 a 0,3.

A pressão dinâmica do vento é dada em função da velocidade característica do vento:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad \text{numericamente, } q = 0,613 \cdot 37^2 = 839$$

Com o valor da força dinâmica do vento, encontramos a força causada pelo vento. Porém deveremos encontrar dois valores de força em função dos coeficientes de pressão máximo e mínimo encontrados.

$$F = (C_e - C_i) \cdot q \cdot A$$

Como o objetivo é encontrar uma carga distribuída por metro retira-se o termo A da equação, fazendo, assim, com que seja dado o valor da carga distribuída ao invés da carga total.

$$\text{Numericamente, para } C_e \text{ min: } q_{\text{distr}} = (-1,8 - 0) \cdot 839 = 1510 \text{ N/m} = -0,15 \text{ tf/m}$$

$$\text{para } C_e \text{ max: } q_{\text{distr}} = (0,3 - 0) \cdot 839 = 251 \text{ N/m} = 0,02 \text{ tf/m}$$

Comparando a carga devido ao vento com a carga devido ao peso da estrutura, é possível verificar que a carga devido ao vento que pode ocorrer no sentido oposto ao do peso da estrutura não é suficiente para causar resultante de baixo para cima na estrutura. Desse modo, a pior situação é aquela em que a carga do vento é positiva e, portanto, somada ao peso.

b) Modelo adotado

Trata-se de arco bi engastado, pois as ligações nas bases do arco serão feitas por meio de parafusos chumbados distantes dos eixos que passam pelo centro de gravidade da seção, fazendo com que a rotação nesses pontos seja restringida.

- Carregamento devido ao peso

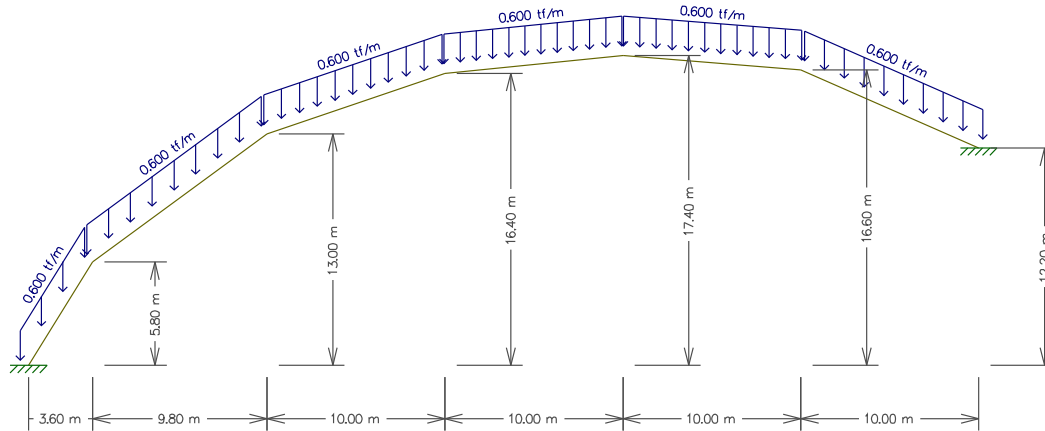


Figura 5.6.8: Modelo com cargas devido ao peso próprio

- Carregamento devido ao vento

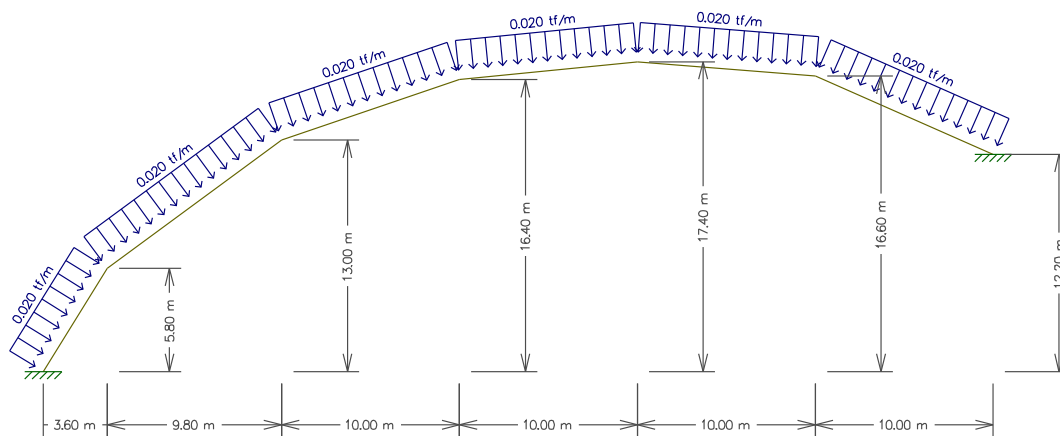


Figura 5.6.9: Modelo com cargas devido ao vento

- Momentos fletores

Nota-se que a estrutura curva, por ter sido discretizada em elementos retos, apresenta diagramas aproximados em relação aos reais. A discretização adequada é fundamental, pois cada descontinuidade do modelo gera picos de momentos fletores que não ocorrerão na estrutura real. Se não for feita uma modelagem criteriosa, a estrutura fica superdimensionada.

- Devido ao peso:

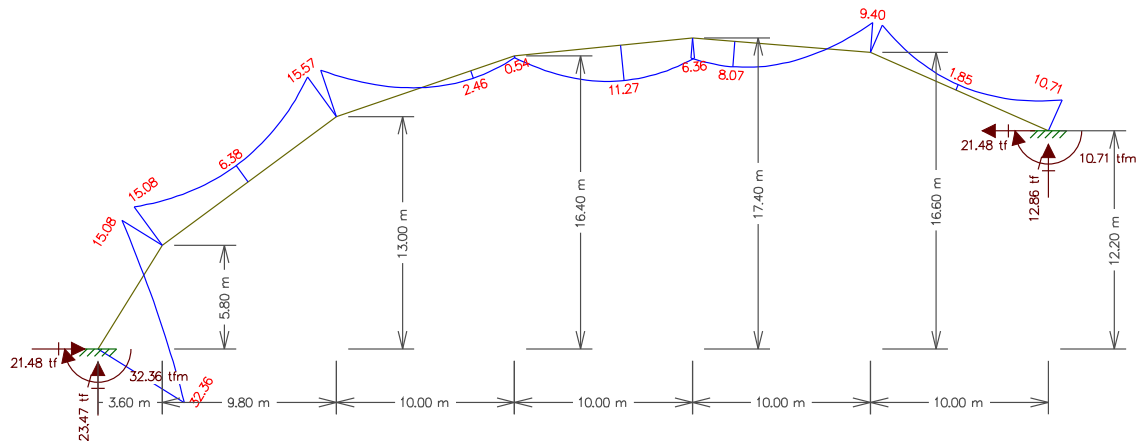


Figura 5.6.10: Diagrama de momentos fletores devido ao peso próprio

- Devido ao vento

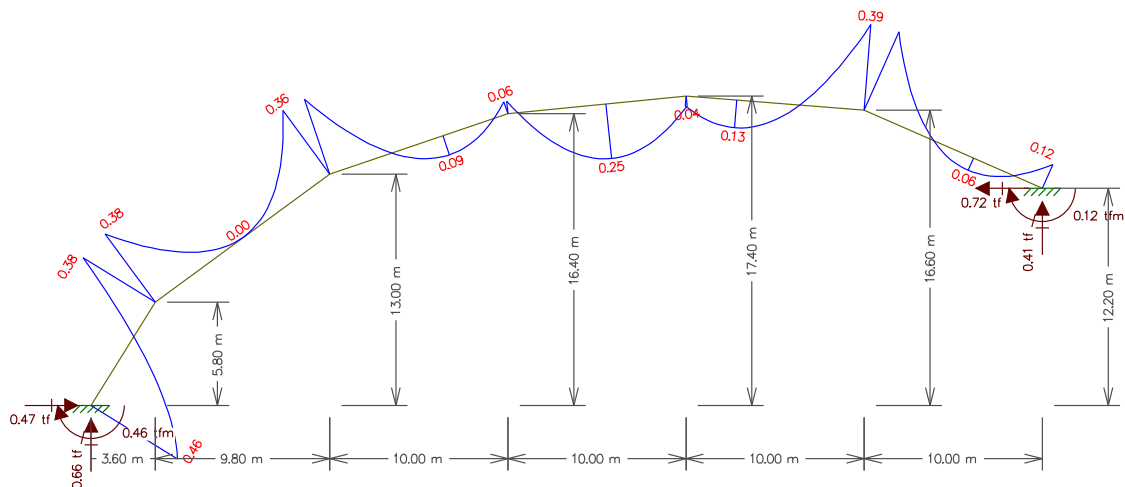


Figura 5.6.11: Diagrama de momentos fletores devido ao vento

c) Verificação à ruptura

Os momentos fletores máximos ocorrem, tanto devido ao vento quanto devido ao peso próprio, no mesmo ponto (engastamento esquerdo). Somando, tem-se que o momento fletor máximo que pode incidir na estrutura é de 32,7 tfm

Momento de inércia da seção: $I=0,00352$

Tensão máxima na seção de maior solicitação

$$\sigma = M/I * h/2 = 32,7/0,00352 * 1/2 = 4645 \text{ tf/m}^2 = 4,64 \text{ kN/cm}^2 < 25/1,1 \text{ OK}$$

d) Verificação à flambagem do arco

É preciso encontrar o valor máximo de força horizontal no engastamento que o arco suporta sem que ocorra flambagem. Tal valor é denominado H crítico e é determinado de acordo com o seguinte procedimento para arco bi engastado com seção constante

$$f/l = 17,4/50 = 0,34 \Rightarrow \gamma = 0,46 \text{ (Gaber)}$$

$$H_{cr} = \pi^2 E I / (\gamma l)^2 = \pi^2 * 210000000 * 0,00352 / (0,46 * 50)^2 = 13550,13 > 220 \text{ kN OK}$$

Nota-se que o arco suporta com folga a ruptura e a flambagem.

e) Verificação das vigas metálicas do mezanino

Dada a estrutura do mezanino, sua geometria e carregamento, será verificado se o seu estado limite último e estado limite de serviço estão atendidos.

Para tanto, será feito o levantamento das cargas que incidem nas vigas e calculados os esforços solicitantes decorrentes. Esses valores, então, serão comparados com os esforços solicitantes máximos que as peças podem suportar.

Então será verificado o estado limite de deformações excessivas, para que, então, esteja garantida tanto a segurança da estrutura quanto o conforto dos usuários.

O pré-dimensionamento do mezanino está feito de acordo com o mostrado na figura a seguir.

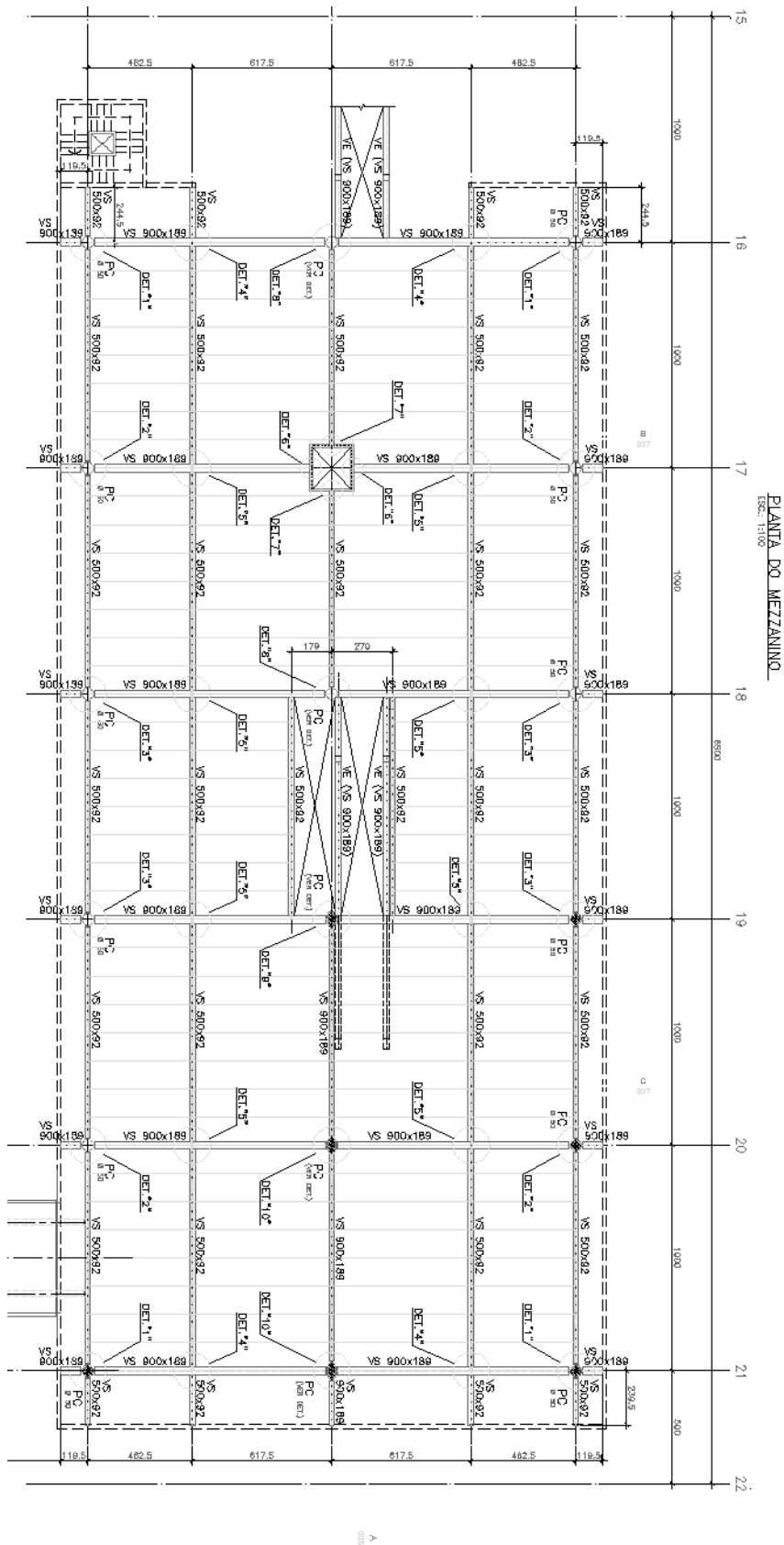


Figura 5.6.12: Pré-dimensionamento do mezanino

Dado que a estrutura do mezanino é metálica, para que seja econômica e eficiente no seu papel de suporte de cargas, é extremamente importante enrijecer os pórticos da estrutura, porém, como haverá trânsito de pessoas no seu interior, não é possível usar travamentos transversais que fariam com que a estrutura se comportasse completamente como pórticos indeslocáveis. Desse modo, a alternativa que resta é garantir que os pilares sejam suficientemente rígidos. Para isso, recomenda-se que sejam de concreto com uma seção transversal e f_{ck} adequados, pois isso garante que o seu momento de inércia e seu módulo de rigidez, respectivamente, sejam aumentados.

Também é fortemente recomendado o travamento da estrutura no plano horizontal. Tanto para garantir que não existam pórticos deslocáveis nesse plano quanto para dificultar a ocorrência da flambagem lateral das vigas.

- Determinação do momento resistente de vigas metálicas submetidas à flexão

A peças metálicas submetidas à flexão, podem romper por escoamento da seção plastificada, porém, pode haver casos em que a peça rompa antes dessa tensão limite. Isso ocorre pois a mesa superior comprimida tem a tendência induzir à flambagem da viga. Porém, como a mesa da viga restringe essa tendência no sentido de maior inércia, a viga passa a ter a tendência de flambar lateralmente, no seu plano de menor inércia. Esse fenômeno, portanto deve ser impedido e verificado nos cálculos de acordo com a NBR 8800.

No procedimento de verificação, encontra-se o valor da esbeltez da peça em relação ao eixo y e, a partir desse valor, se determina se ocorrerá flambagem lateral da viga. Para isso é preciso se calcular a esbeltez a partir da qual a viga rompe por flambagem lateral no regime elástico. Essa esbeltez limite " λ_r " é dada pela equação:

$$\lambda_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t}}{W(f_y - \sigma_r) r_y} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(2,6 \frac{W}{E I_t} (f_y - \sigma_r)(d - t_f)\right)^2}}$$

Nesse caso o momento resistente característico da viga é dado por:

$$M_{rk} = C_b \cdot \left[\frac{0,65 E W_x}{(L_b d / A_f)} \lambda^2 + \left(\frac{\pi^2 E W_x}{(L_b / r_x)^2} \right)^2 \right]$$

Abaixo de certo valor de esbeltez “ λ_p ”, já não ocorre mais flambagem lateral, sendo que a peça se comporta como peça curta que rompe após a plastificação da seção. Esse valor limite é experimental e dado pela fórmula:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Nesses casos, o momento resistente característico é dado por:

$$M_{pk} = Z_x f_y$$

Quando a esbeltez é tal que seja menor que λ_r e maior que λ_p , ocorrerá flambagem no regime elasto-plástico. Nessa condição o momento resistente pode ser aproximado por uma interpolação entre o valor do momento resistente quando $\lambda = \lambda_r$ e do momento resistente quando $\lambda = \lambda_p$. A equação nesse caso, momento resistente característico fica:

$$M_k = C_b \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

Onde:

$$M_p = Z_x f_y$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r)$$

Nas equações apresentadas, pode-se notar que está presente o coeficiente C_b , esse coeficiente tem a função de corrigir o momento resistente das peças por conta do efeito da inconstância do diagrama de momentos fletores na peça, sendo que

esse diagrama, na maioria dos casos não apresenta valor constante ao longo da peça toda, na verdade esse valor se alivia ao longo da peça. Desse modo, o coeficiente C_b aumenta o momento resistente das peças de acordo com a forma do diagrama e com a travamento da peça. Quando a viga é continuamente travada, o valor de C_b é 2.

Após o cálculo desse momento característico, devemos aplicar coeficiente de segurança para que encontremos o momento resistente de projeto M_{rd} . Como o critério é que as tensões na peça não ultrapassem a tensão de escoamento do aço, devemos usar o fator de segurança correspondente, que é $\gamma = 1,1$.

- Verificação quanto ao estado limite de serviço

Nas vigas submetidas à flexão, é preciso garantir que a flecha “ f ” não ultrapasse certo valor tal que comprometa o conforto do usuário. De acordo com a NBR 8800, esse valor deve ser tal que:

$$f < l/360$$

Ou seja, a flecha da estrutura deve ser menor que $1/360$ do vão da viga.

- Momento resistente das vigas do mezanino

Utilizando as equações e procedimentos descritos acima, estão calculados os momentos críticos para as geometrias de viga existentes no mezanino. São 2 tipos de perfis, sendo que um deles aparece na estrutura com dois comprimentos diferentes.

Tabela 5.6.1: Vigas VS 900x189 com 10 m de comprimento

γ	1,1	I_y	16010 cm ⁴
f_{yk}	34,5 kN/cm ²	I_t	277,2 cm ⁴
E	20000	W_x	7665 cm ⁴
d	90 cm	Z_x	8342 cm ⁴
t_f	2,24 cm	C b	1,14
b _f	35 cm		
l _b	1000 cm		
r _y	8,43 cm		
r _t	9,44 cm		
λ_y	119		
λ_p	42		
λ_r	110		
$\lambda_r < \lambda_y$ portanto, ruptura por flambagem lateral			
M _p	287799 kNcm	Mrk $\lambda_y < \lambda_p$	287799 kNcm
M _r	185109,75 kNcm	Mrk $\lambda_p < \lambda_y < \lambda_r$	195705 kNcm
M _{cr1}	86802 kNcm	Mrk $\lambda_r < \lambda_y$	182804 kNcm
M _{cr2}	134830 kNcm		
M_{rd}	166186 kNcm	V_{rd}	1287 kN

Tabela 5.6.2: Vigas VS 900x189 com 10,8 m de comprimento

γ	1,1	I_y	16010 cm ⁴
f_{yk}	34,5 kN/cm ²	I_t	277,2 cm ⁴
E	20000	W_x	7665 cm ⁴
d	90 cm	Z_x	8342 cm ⁴
t_f	2,24 cm	C b	1,14
b _f	35 cm		
l _b	1080 cm		
r _y	8,43 cm		
r _t	9,44 cm		
λ_y	128		
λ_p	42		
λ_r	110		
$\lambda_r < \lambda_y$ portanto, ruptura por flambagem lateral			
M _p	287799 kNcm	Mrk $\lambda_y < \lambda_p$	287799 kNcm
M _r	185109,75 kNcm	Mrk $\lambda_p < \lambda_y < \lambda_r$	179228 kNcm
M _{cr1}	80372 kNcm	Mrk $\lambda_r < \lambda_y$	160501 kNcm
M _{cr2}	115595 kNcm		
M_{rd}	145910 kNcm	V_{rd}	1287 kN

Tabela 5.6.3: Vigas VS 500x92 com 10 m de comprimento

γ	1,1	I_y	4168 cm ⁴
f_{yk}	34,5 kN/cm ²	I_t	72,3 cm ⁴
E	20000	W_x	2090 cm ⁴
d	50 cm	Z_x	2281 cm ⁴
t_f	1,6 cm	C_b	2
b_f	25 cm		
l_b	1000 cm		
r_y	6,17 cm		
r_t	6,81 cm		
λ_y	162		
λ_p	42		
λ_r	114		
$\lambda_r < \lambda_y$ portanto, ruptura por flambagem lateral			
M_p	78694,5 kNcm	$M_{rk} \lambda_y < \lambda_p$	78695 kNcm
M_r	50473,5 kNcm	$M_{rk} \lambda_p < \lambda_y < \lambda_r$	63257 kNcm
M_{cr1}	21736 kNcm	$M_{rk} \lambda_r < \lambda_y$	57914 kNcm
M_{cr2}	19132 kNcm		
M_{rd}	52649 kNcm	V_{rd}	555 kN

- Esforços atuantes e verificação quanto ao ELU e ELS

1. Vigas VS 500x92 com 10 m de comprimento

Essas vigas se comportam como vigas bi engastadas. Isso ocorre pois a ligação dessa viga com as vigas que a suportam são feitas ligando tanto na região da alma quanto as mesas nos seus apoios. Essa condição faz com que o apoio restrinja o deslocamento vertical, horizontal e rotação nas extremidades da viga.

Essas vigas recebem os esforços de peso próprio da laje e a carga variável que estão sobre sua área de influência. Pela norma NBR 6120, a carga atuante em estruturas com intensa movimentação de pessoas deve ser de 5 kN/m². O peso próprio da laje alveolar do mezanino, com o revestimento incluso, é de 2,5 kN/m².

Como a largura da área de influência da viga é de $6,17/2 + 4,62/2 = 5,4$ m, a carga distribuída que atua na viga é de $q = 1,4 \cdot (5 + 2,5) \cdot 5,4 = 65,7$ kN/m.

- Esforços solicitantes:

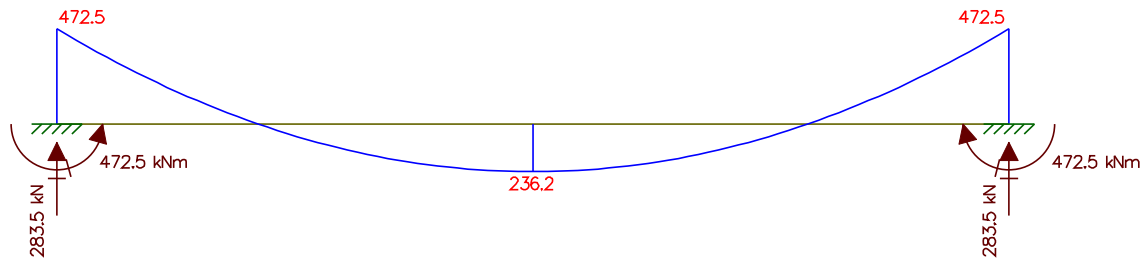


Figura 5.6.13: Diagrama de momentos fletores

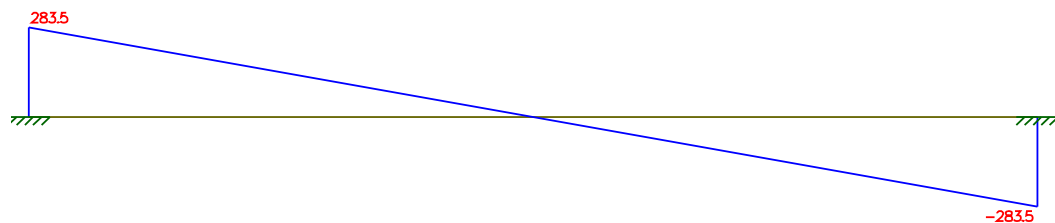


Figura 5.6.14: Diagrama de força cortante

- Verificação ao ELU

$$M_{sd} = 472,5 \text{ kNm} < M_{rd} = 526,5 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{sd} = 283,5 \text{ kN} < V_{rd} = 555 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação ao ELS

$$\text{Flecha} = 14 \text{ mm} < 10000/360 = 27 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

2. Vigas VS 900x189 com 10,8 m de comprimento

Essa viga recebe a carga da viga VS 500x92 com 10 m e transmite a carga para os pilares. Portanto, ela está submetida a uma carga concentrada a 4,62 m de um de seus apoios. Essa carga é de 567 kN pois a viga recebe cargas de vigas de ambos os lados. Essa viga se engasta nos pilares, pois tanto a alma quanto a mesa estão ligadas a ele.

- Esforços solicitantes:

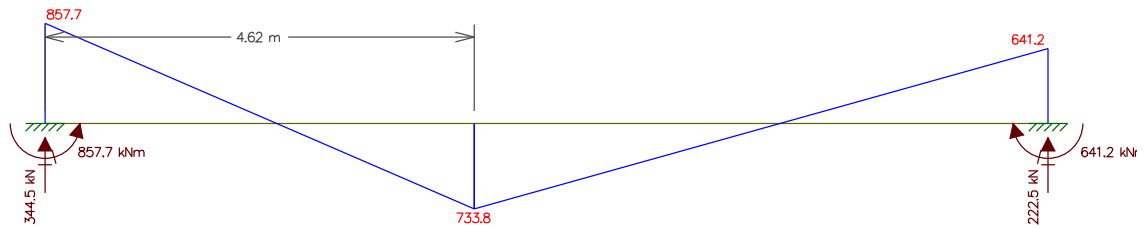


Figura 5.6.15: Diagrama de momentos fletores

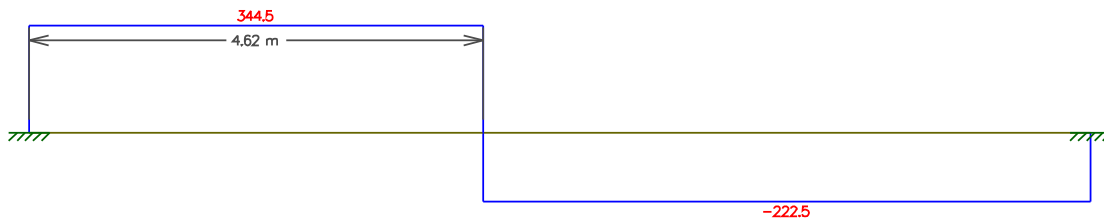


Figura 5.6.16: Diagrama de força cortante

- Verificação ao ELU

$$M_{sd} = 857,7 \text{ kNm} < M_{rd} = 14591 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{sd} = 345 \text{ kN} < V_{rd} = 1287 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação ao ELS

$$\text{Flecha} = 5 \text{ mm} < 10080/360 = 28 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

3. Vigas VS 900x189 com 10 m de comprimento

Para a verificação das vigas longitudinais de borda longitudinais e a viga interna central, foi construído modelo de barras em que as 3 seções longitudinais em que essas vigas estão contidas são representadas por 3 pórticos planos ligados por barras rígidas.

Foi adotado esse modelo, pois essas vigas deverão suportar esforços horizontais decorrentes do empuxo causado pelo arco de cobertura. Tal aproximação plana de uma estrutura tridimensional não se afasta demasiadamente da realidade pois as barras rígidas transferem as cargas atuantes em uma seção para a seção ao lado tal como ocorre da estrutura real, sendo os resultados numéricos praticamente equivalentes

Também será preciso suportar os esforços os verticais da estrutura. No mezanino são decorrentes do peso da laje ($2,5 \text{ kN/m}^2$) e do trânsito de pessoas (5 kN/m^2). Na cobertura são decorrentes do peso da laje ($2,5 \text{ kN/m}^2$) e de carga variável de $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Carga nas vigas de borda do mezanino $q_1 = 1,4 \cdot (4,62/2) \cdot (2,5+5) = 24,2 \text{ kN/m}$

Carga na viga central do mezanino $q_1 = 1,4 \cdot (6,17) \cdot (2,5+5) = 64,7 \text{ kN/m}$

Carga nas vigas de borda da cobertura $q_1 = 1,4 \cdot (4,62/2) \cdot (2,5+0,5) = 9,7 \text{ kN/m}$

Carga na viga central da cobertura $q_1 = 1,4 \cdot (6,17) \cdot (2,5+0,5) = 25,9 \text{ kN/m}$

Carga devido ao arco de cobertura. Como já calculado anteriormente, o arco exerce na estrutura os seguintes esforços:

Força horizontal devido ao empuxo do arco: $F_h = 215 \text{ kN}$

Força vertical devido oriunda do arco: $F_v = 128 \text{ kN}$

- Modelo

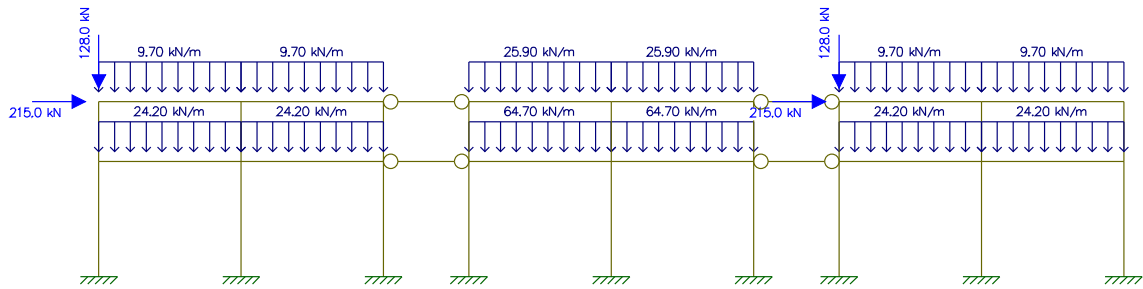


Figura 5.6.17: Modelo adotado

- Esforços

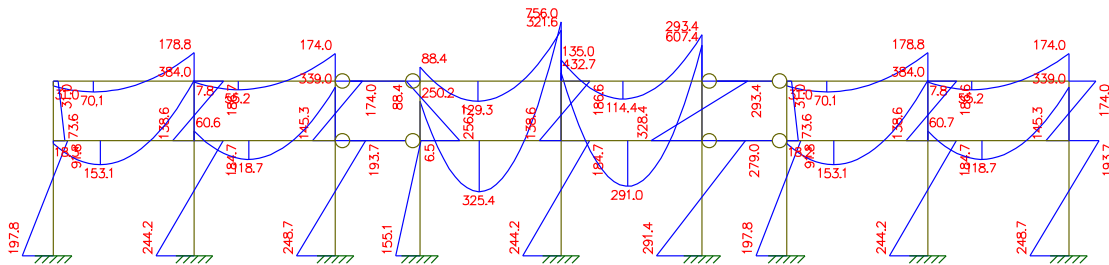


Figura 5.6.18: Diagrama de momentos fletores

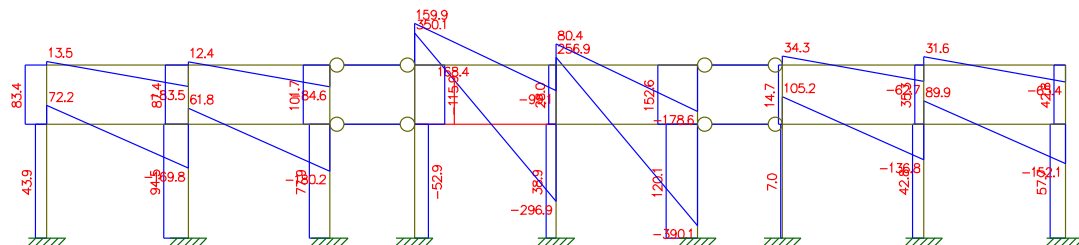


Figura 5.6.19: Diagrama de força cortante

- Verificação ao ELU

$$M_{sd} = 756 \text{ kNm} < M_{rd} = 16,618 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{sd} = 390 \text{ kN} < V_{rd} = 1287 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação ao ELS

Flecha = 23 mm < $10000/360 = 27,7$ mm OK

5.6.3 Passarela

5.6.3.1 Introdução

Como parte do estudo de caso do trabalho de formatura, será dimensionada a rampa de acesso do trecho sul da nova estação Imperatriz Leopodina na zona oeste, em São Paulo.

O dimensionamento de qualquer estrutura deve obedecer aos seguintes condicionantes:

— Geométricos;

Deve ser atendido as dimensões mínimas e máximas estabelecidas por normas de Acessibilidade e de concepção.

— Estruturais;

Deve-se verificar quais são as piores combinações dos esforços solicitantes (permanentes e acidentais), nas estruturas ponderados com os seus coeficientes de segurança, promovendo segurança estrutural e visual;

— Estéticos;

Deve ser agradável, ou seja, deve estar inserido com o entorno e proporcionar conforto a atrair as pessoas que a usam.

Portanto, considerando as condicionantes supracitados, o dimensionamento de uma passarela deve prover acessibilidade para todos os cidadãos com segurança e conforto.

5.6.3.2 Descrição geral da obra

A passarela de pedestre faz parte do projeto de construção da estação de trem Imperatriz Leopodina da linha 8 – Diamante. Essa passarela situa-se no trecho sul. Ela possui comprimento de 2315 cm, 200 cm de largura (Figura 5.6.20). O acesso à plataforma de embarque se dará por uma sequência de 5 rampas para vencer 7,65

The drawing illustrates a drainage layout with three parallel channels. Each channel has a manhole at its inlet and outlet. A central junction connects the three channels. The drawing includes elevation markers (e.g., 127.00, 127.25, 127.50, 127.75, 128.00, 128.25, 128.50, 128.75, 129.00, 129.25, 129.50, 129.75, 130.00, 130.25, 130.50, 130.75, 131.00, 131.25, 131.50, 131.75, 132.00, 132.25, 132.50, 132.75, 133.00, 133.25, 133.50, 133.75, 134.00, 134.25, 134.50, 134.75, 135.00, 135.25, 135.50, 135.75, 136.00, 136.25, 136.50, 136.75, 137.00, 137.25, 137.50, 137.75, 138.00, 138.25, 138.50, 138.75, 139.00, 139.25, 139.50, 139.75, 140.00, 140.25, 140.50, 140.75, 141.00, 141.25, 141.50, 141.75, 142.00, 142.25, 142.50, 142.75, 143.00, 143.25, 143.50, 143.75, 144.00, 144.25, 144.50, 144.75, 145.00, 145.25, 145.50, 145.75, 146.00, 146.25, 146.50, 146.75, 147.00, 147.25, 147.50, 147.75, 148.00, 148.25, 148.50, 148.75, 149.00, 149.25, 149.50, 149.75, 150.00, 150.25, 150.50, 150.75, 151.00, 151.25, 151.50, 151.75, 152.00, 152.25, 152.50, 152.75, 153.00, 153.25, 153.50, 153.75, 154.00, 154.25, 154.50, 154.75, 155.00, 155.25, 155.50, 155.75, 156.00, 156.25, 156.50, 156.75, 157.00, 157.25, 157.50, 157.75, 158.00, 158.25, 158.50, 158.75, 159.00, 159.25, 159.50, 159.75, 160.00, 160.25, 160.50, 160.75, 161.00, 161.25, 161.50, 161.75, 162.00, 162.25, 162.50, 162.75, 163.00, 163.25, 163.50, 163.75, 164.00, 164.25, 164.50, 164.75, 165.00, 165.25, 165.50, 165.75, 166.00, 166.25, 166.50, 166.75, 167.00, 167.25, 167.50, 167.75, 168.00, 168.25, 168.50, 168.75, 169.00, 169.25, 169.50, 169.75, 170.00, 170.25, 170.50, 170.75, 171.00, 171.25, 171.50, 171.75, 172.00, 172.25, 172.50, 172.75, 173.00, 173.25, 173.50, 173.75, 174.00, 174.25, 174.50, 174.75, 175.00, 175.25, 175.50, 175.75, 176.00, 176.25, 176.50, 176.75, 177.00, 177.25, 177.50, 177.75, 178.00, 178.25, 178.50, 178.75, 179.00, 179.25, 179.50, 179.75, 180.00, 180.25, 180.50, 180.75, 181.00, 181.25, 181.50, 181.75, 182.00, 182.25, 182.50, 182.75, 183.00, 183.25, 183.50, 183.75, 184.00, 184.25, 184.50, 184.75, 185.00, 185.25, 185.50, 185.75, 186.00, 186.25, 186.50, 186.75, 187.00, 187.25, 187.50, 187.75, 188.00, 188.25, 188.50, 188.75, 189.00, 189.25, 189.50, 189.75, 190.00, 190.25, 190.50, 190.75, 191.00, 191.25, 191.50, 191.75, 192.00, 192.25, 192.50, 192.75, 193.00, 193.25, 193.50, 193.75, 194.00, 194.25, 194.50, 194.75, 195.00, 195.25, 195.50, 195.75, 196.00, 196.25, 196.50, 196.75, 197.00, 197.25, 197.50, 197.75, 198.00, 198.25, 198.50, 198.75, 199.00, 199.25, 199.50, 199.75, 200.00, 200.25, 200.50, 200.75, 201.00, 201.25, 201.50, 201.75, 202.00, 202.25, 202.50, 202.75, 203.00, 203.25, 203.50, 203.75, 204.00, 204.25, 204.50, 204.75, 205.00, 205.25, 205.50, 205.75, 206.00, 206.25, 206.50, 206.75, 207.00, 207.25, 207.50, 207.75, 208.00, 208.25, 208.50, 208.75, 209.00, 209.25, 209.50, 209.75, 210.00, 210.25, 210.50, 210.75, 211.00, 211.25, 211.50, 211.75, 212.00, 212.25, 212.50, 212.75, 213.00, 213.25, 213.50, 213.75, 214.00, 214.25, 214.50, 214.75, 215.00, 215.25, 215.50, 215.75, 216.00, 216.25, 216.50, 216.75, 217.00, 217.25, 217.50, 217.75, 218.00, 218.25, 218.50, 218.75, 219.00, 219.25, 219.50, 219.75, 220.00, 220.25, 220.50, 220.75, 221.00, 221.25, 221.50, 221.75, 222.00, 222.25, 222.50, 222.75, 223.00, 223.25, 223.50, 223.75, 224.00, 224.25, 224.50, 224.75, 225.00, 225.25, 225.50, 225.75, 226.00, 226.25, 226.50, 226.75, 227.00, 227.25, 227.50, 227.75, 228.00, 228.25, 228.50, 228.75, 229.00, 229.25, 229.50, 229.75, 230.00, 230.25, 230.50, 230.75, 231.00, 231.25, 231.50, 231.75, 232.00, 232.25, 232.50, 232.75, 233.00, 233.25, 233.50, 233.75, 234.00, 234.25, 234.50, 234.75, 235.00, 235.25, 235.50, 235.75, 236.00, 236.25, 236.50, 236.75, 237.00, 237.25, 237.50, 237.75, 238.00, 238.25, 238.50, 238.75, 239.00, 239.25, 239.50, 239.75, 240.00, 240.25, 240.50, 240.75, 241.00, 241.25, 241.50, 241.75, 242.00, 242.25, 242.50, 242.75, 243.00, 243.25, 243.50, 243.75, 244.00, 244.25, 244.50, 244.75, 245.00, 245.25, 245.50, 245.75, 246.00, 246.25, 246.50, 246.75, 247.00, 247.25, 247.50, 247.75, 248.00, 248.25, 248.50, 248.75, 249.00, 249.25, 249.50, 249.75, 250.00, 250.25, 250.50, 250.75, 251.00, 251.25, 251.50, 251.75, 252.00, 252.25, 25

5.6.3.3 Materiais e Métodos

280

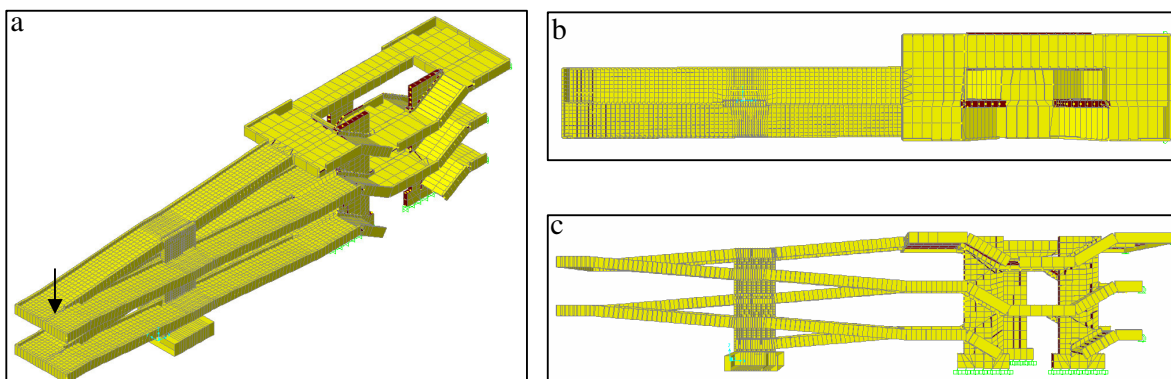


Figura 5.6.22: Modelo matemático desenvolvido para calcular os esforços solicitantes.

Para verificar qual o carregamento crítico para o dimensionamento foram realizadas algumas combinações de carregamento. A norma NBR6120 apresenta como carga accidental para passarelas $0,5tf/m^2$. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta as combinações realizadas na análise numérica.

Tabela 5.6.4: Combinações de carregamentos de cálculo na passarela.

Combinações de carregamentos	
Combinação 1	Peso próprio + carga accidental distribuída em toda a passarela
Combinação 2	Peso próprio + carga accidental distribuída somente nas rampa declives da direita para esquerda
Combinação 3	Peso próprio + carga accidental distribuída somente nas rampa aclives da direita para esquerda

Lajes

A Figura 5.6.23 mostra as solicitações do momento fletor na laje para a combinação 1 na estrutura. É possível observar que há picos do momento fletor nas lajes engastadas no pilar.

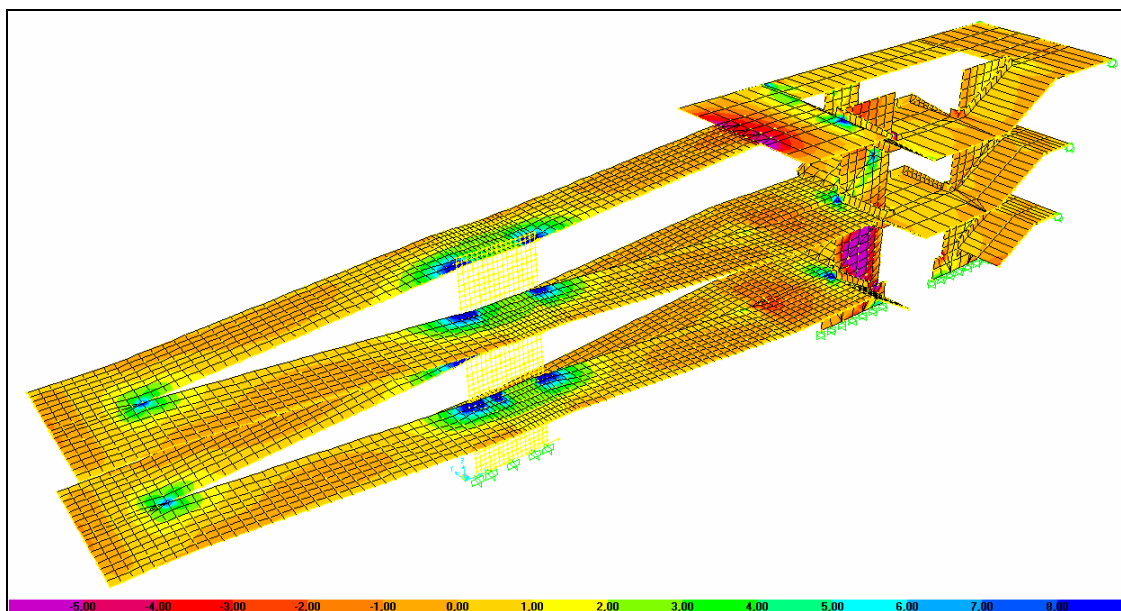


Figura 5.6.23: Distribuição dos momentos fletores da combinação 1.

A Figura 5.6.24 apresenta as solicitações do momento fletor na laje para a combinação 2 na estrutura. Na combinação 2, como era de se esperar, as rampas em aclave da direita para esquerda possui um pico maior em relação as em aclave da esquerda para direita.

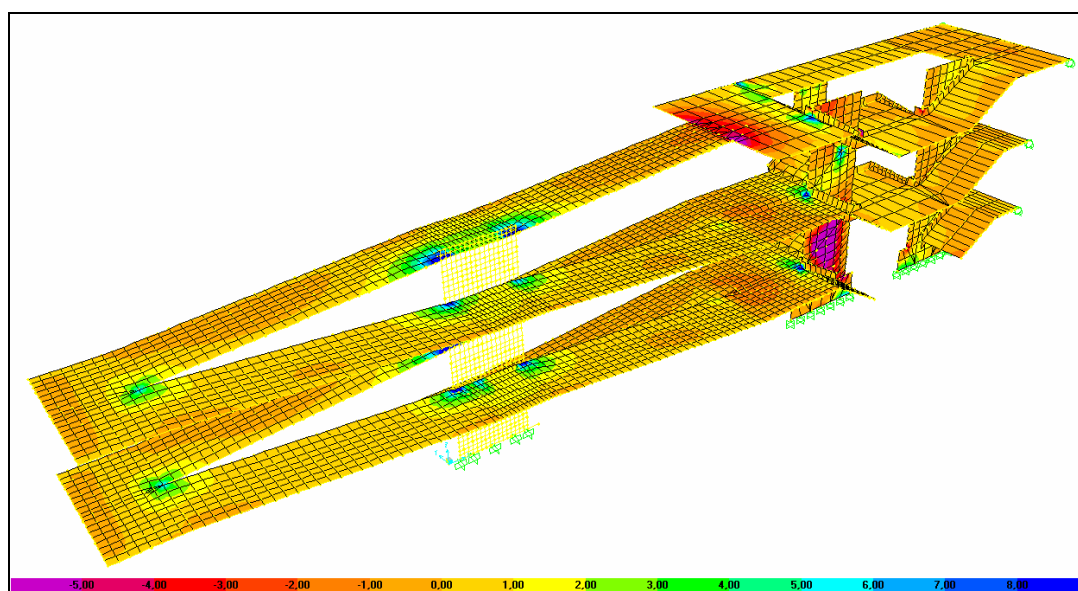


Figura 5.6.24: Distribuição dos momentos fletores da combinação 2.

A Figura 5.6.25 apresenta as solicitações do momento fletor na laje para a combinação 3 na estrutura.

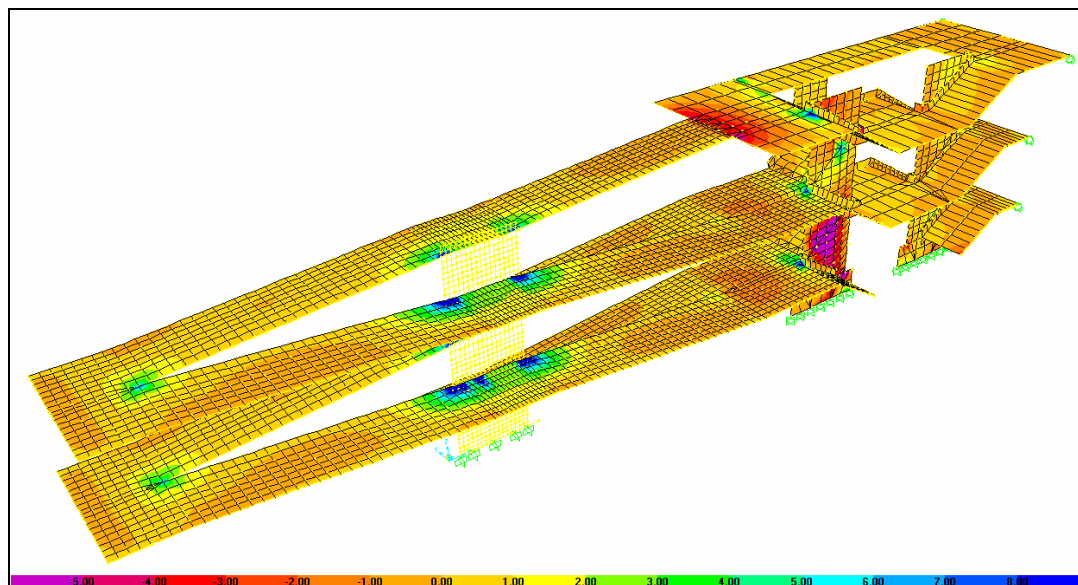


Figura 5.6.25: Distribuição dos momentos fletores da combinação 3.

É possível observar nas figuras 5.6.23, 24 e 25 que os momentos fletores estão bastantes próximos, a diferença se encontra no engastamento com o pilar. Na combinação 1 a concentração se da por igual em todos os engastamentos, na combinação 2 a concentração é um pouco maior nos engastamentos nas rampas em declive da direita para a esquerda e na combinação 3 muda a convcentração um pouco maior nas rampas em declive da esquerda para direita.

Pilar

Para o dimensionamento do pilar, devido a assimetria de entrada das cargas das rampas, foi feita avaliação do efeito de 2ª ordem da combinação 2 juntamente com a ação do vento. A Figura 5.6.26 apresenta o desenho esquemático do pilar com os carregamentos para análise dos efeitos de 2ª ordem.

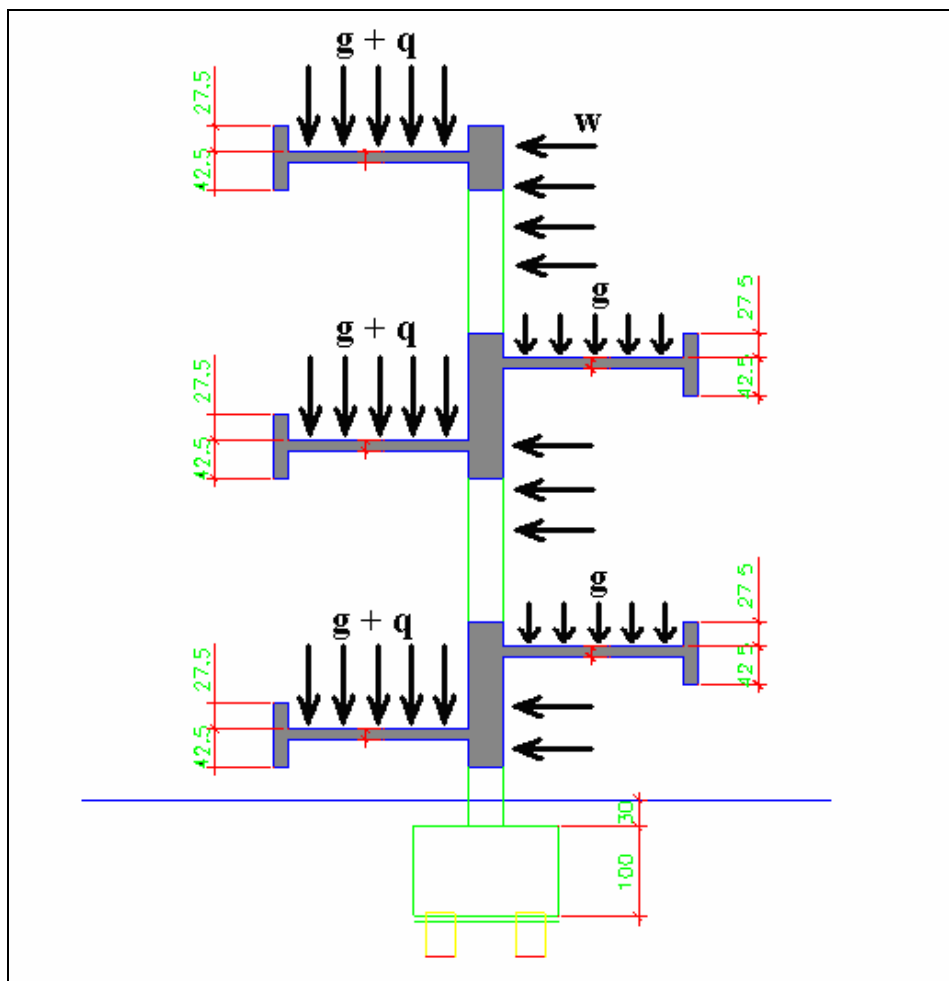


Figura 5.6.26:Pilar com a combinação 2 para o dimensionamento.

Para esta análise, foram realizadas simulações (Combinação 2 + ação do vento com os seus respectivos γ_f e γ_w), com e sem efeitos de 2º ordem para verificar se o ψ da equação é maior do 1,10 ().

$$M_2 = \psi M_1$$

A Figura 5.6.27 apresenta o diagrama de momentos fletores no pilar sem o efeito de 2º ordem.

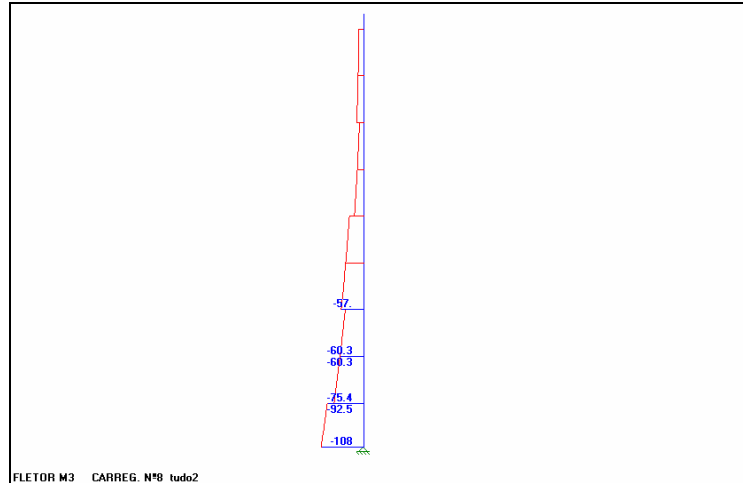


Figura 5.6.27: Diagrama de momentos fletores sem a consideração dos efeitos de 2º ordem.

A Figura 5.6.28 mostra o diagrama de momentos fletores considerando os efeitos de 2º ordem.

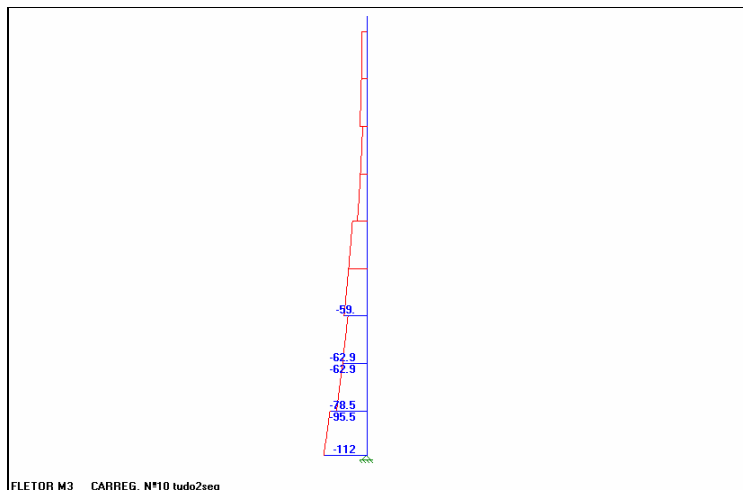


Figura 5.6.28: Diagrama de momentos fletores considerando os efeitos de 2º ordem.

Como o valor de ψ é de $1,04 < 1,10$. Portanto não será levado em consideração o efeito de segunda ordem.

5.6.3.4 Cálculo das armaduras.

a) Laje da rampa

Trata-se de uma laje comum de concreto armado com carga acidental especificada pela norma NBR7188. O revestimento será de concreto com 7 cm de espessura na parte central e 5 cm de espessura nas bordas para escoamento das águas de superfície.

A espessura estrutural é de 12 cm, conforme o mínimo especificado pela norma NBR9050. Foi considerada uma carga acidental de 5kN/m^2 , mais o peso próprio de 3kN/m^2 e mais o pavimento de $2,0\text{kN/m}^2$. A laje foi considerada bi-engastada em uma direção.

a1) Trecho engastado no pilar

Neste trecho será utilizado um reforço de armadura, visto que pela análise numérica há concentração de esforços solicitantes que chegam a 50% a mais de esforços.

Solicitação Nominal

— Armadura Positiva

$$M = 3,60 \text{ kNm/m}$$

$$A_s \text{ min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$X = 0,23 \text{ cm};$$

$$A_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

— Armadura positiva secundária

$$x' = 0,46 \text{ cm}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

— Armadura Negativa

$$A_s = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 8 \text{ c/ } 15$.

a2) Trecho fora do engaste

Solicitação Nominal

— Armadura Positiva

$$M = 3,60 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$X = 0,23 \text{ cm};$$

$$A_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: ϕ 10,0 c/ 20.

— Armadura positiva secundária

$$x' = 0,46 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: ϕ 10,0 c/ 20.

— Armadura Negativa

$$A_s = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: ϕ 8,0 c/ 20.

b) Viga sustentação da rampa

— Esforços Solicitantes:

$$M_d = 442 \text{ kNm};$$

$$N_d = 1043 \text{ kN}.$$

— Cálculo da armadura:

$$X_{23} = 0,1632 \text{ m} - \text{Domínio 3};$$

$$A_s = 7,5 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 \cdot 30 \cdot 70 = 10,50 \text{ cm}^2 ;$$

Adotado: 8 ϕ 25. (Diagrama de iteração)

A Figura 5.6.29 apresenta o gráfico de iterações com 8 ϕ 25.

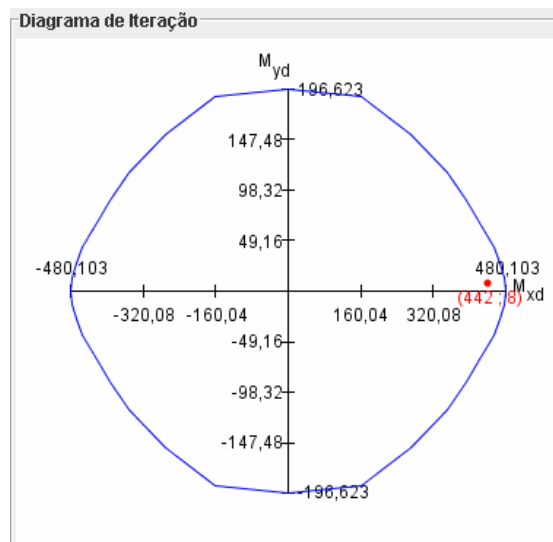


Figura 5.6.29: Diagrama de iteração para a viga.

— Força cortante

$h_e = 10,50$ cm (A base teve que ser alterada para 30 cm pois com 15 cm o h_e ficava fora das especificações da NBR6118)

$u = 158$ cm

$A_{s1} = 10,74$ cm²

$$\frac{Vd}{V_{rd2}} + \frac{Td}{T_{rd2}} = \frac{152,6}{1224,7} + \frac{68,6}{146,2} = 0,59 < 1 \text{ Ok!}$$

$\rho_{sw} = 0,227 > \rho_{sw, \text{mín}} = 0,140$

$$\frac{A_s}{s} = 0,32 + \frac{6,80}{2} = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ Cortante e torção 2 ramos}$$

— Armadura de pele :

Adotado: $\phi 8$ c/ 15

— Verificação de abertura de fissuras:

$W_{kpos} = 0,25$ mm < 0,30 mm Ok!

$W_{kneg} = 0,18 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$ Ok!

A Figura 5.6.30 apresenta um desenho esquemático do detalhamento da laje engastada com o pilar e a viga.

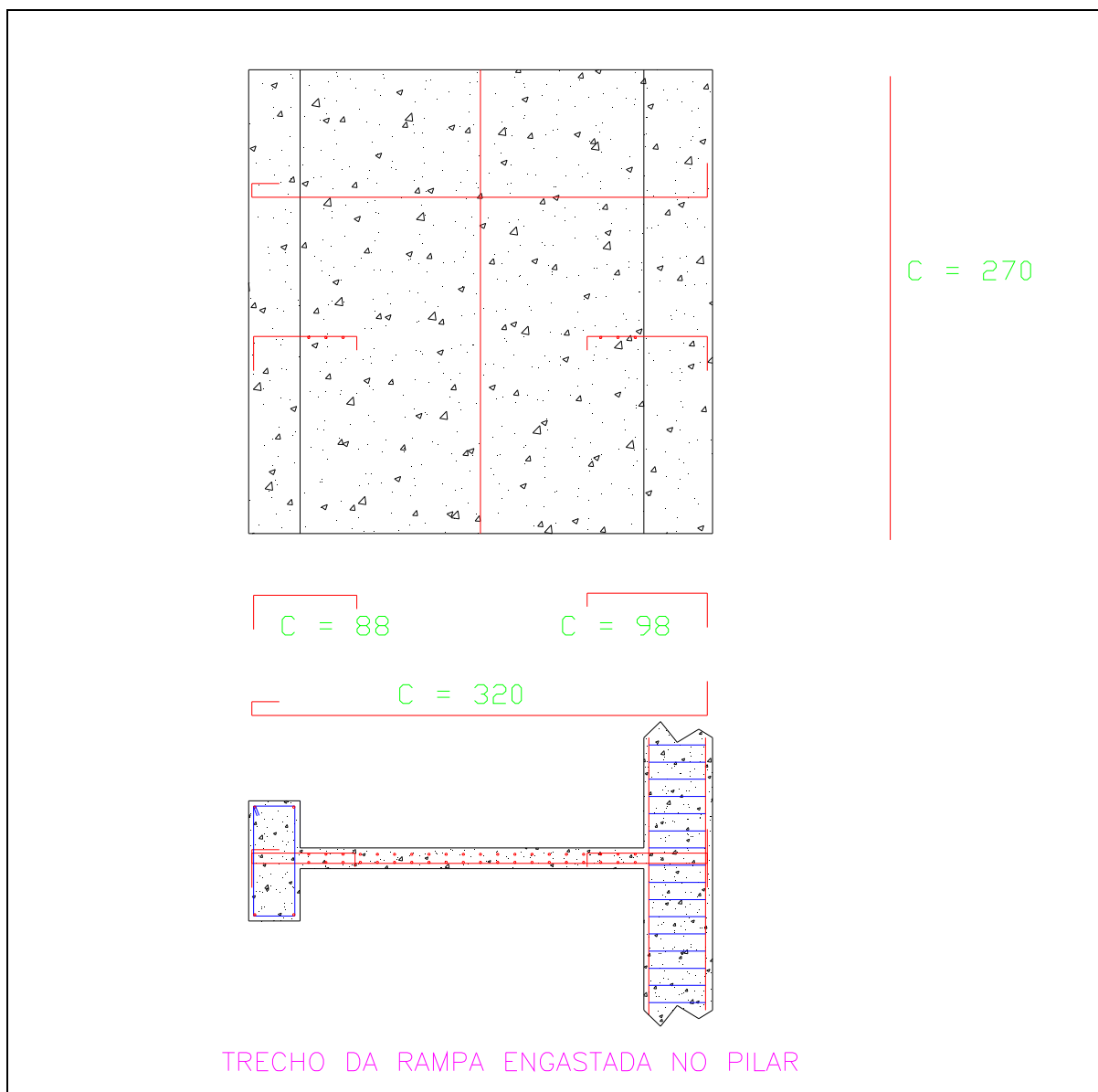


Figura 5.6.30: Detalhamento da laje engastada no pilar e na viga.

A Figura 5.6.31 apresenta um desenho esquemático do detalhamento da laje engastada com as vigas.

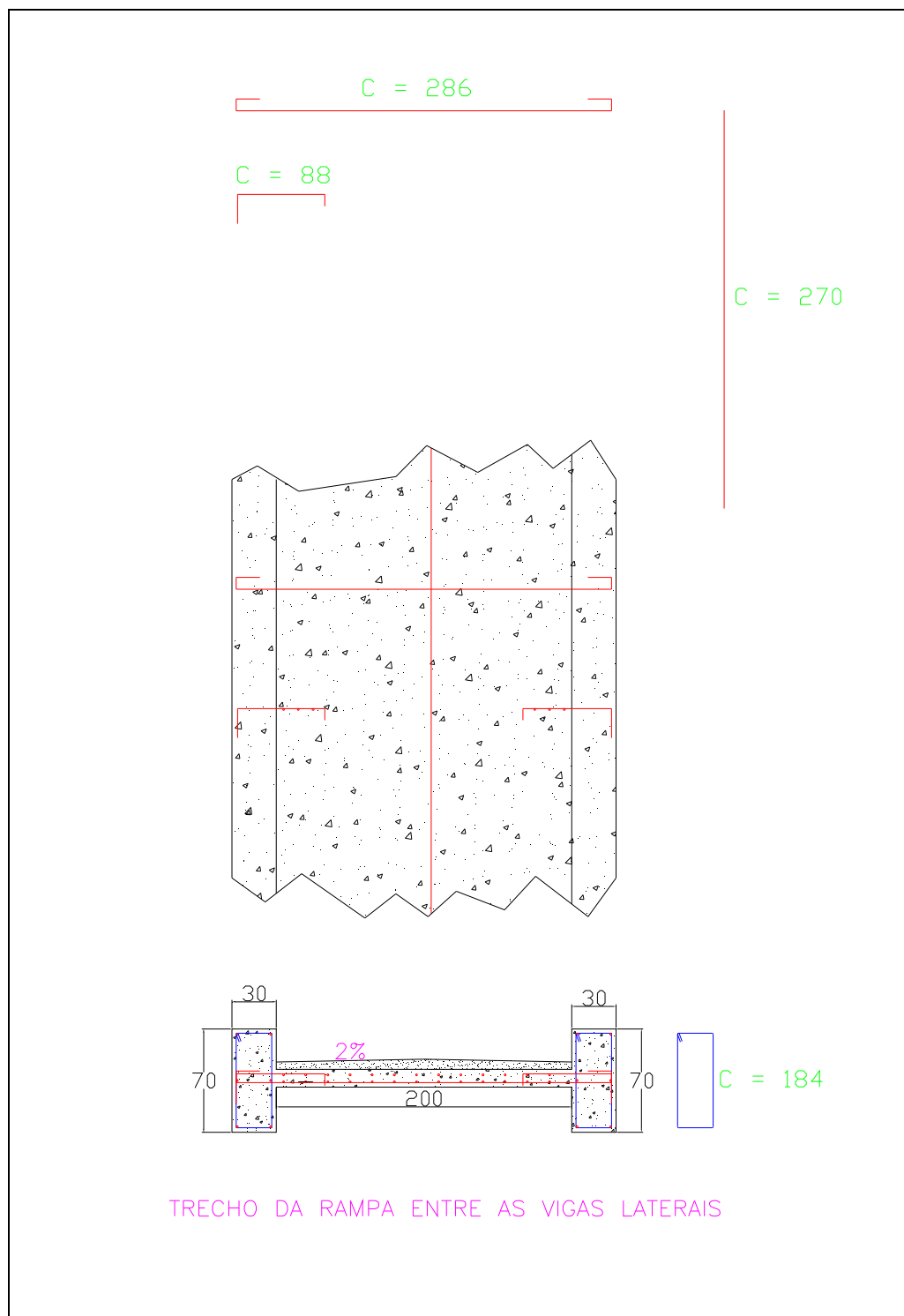


Figura 5.6.31: Detalhamento da laje engastada nas vigas.

c) Pilar central

— Cálculo da armadura do pilar

Armadura:

$M_d = 1080 \text{ kNm}$;

$N_d = 2610 \text{ kN}$.

$A_s = 76,1 \text{ cm}^2$;

$A_{s,\text{mín}} = 0,004 \cdot 40 \cdot 270 = 43,2 \text{ cm}^2$;

Adotado: 26 ϕ 20.

— Estribo

Adotado: ϕ 10 c/ 15;

A Figura 5.6.32 apresenta o diagrama de iteração para a armadura do pilar.

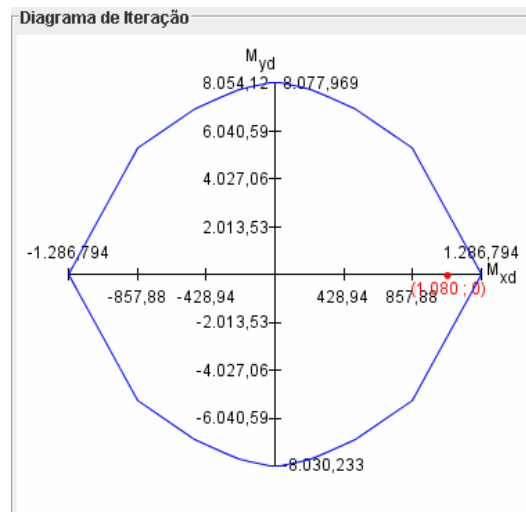


Figura 5.6.32: Diagrama de iteração para o pilar dimensionado.

A Figura 5.6.33 apresenta o detalhamento da armadura do pilar.

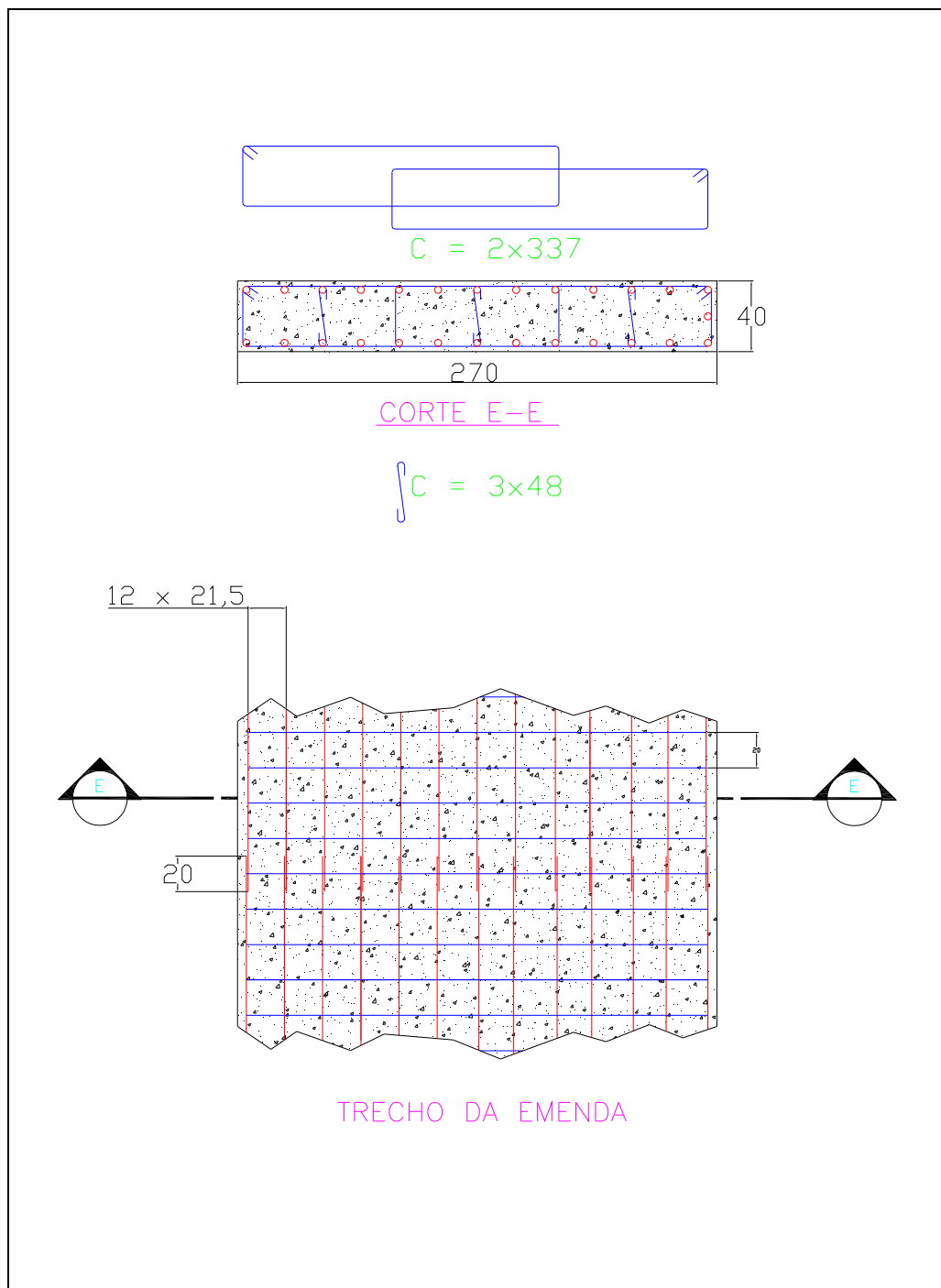


Figura 5.6.33: Detalhamento do pilar e um corte da seção transversal.

5.6.4 Análise Dinâmica

Existem inúmeros casos de problemas devido a vibrações excessivas em diversas partes do mundo. Estes problemas mostram que as cargas geradas devido ao caminhar de pedestre são de extrema importância assim como a necessidade de se considerar nos projetos desse tipo de estrutura, os efeitos dinâmicos gerados por essas ações.

Andar correr ou pular produz forças dinâmicas e, como consequência, níveis de vibração que podem vir a perturbar ou mesmo alarmar as pessoas que estiverem utilizando a estruturas.

Portanto será realizado um estudo prévio da análise dinâmica no modelo computacional da passarela para verificar o nível de conforto.

5.6.4.1 Vibração em pisos devido as atividades humanas

a1) Equações diferenciais do movimento

A equação do movimento de sistema dinâmico é baseada na segunda lei de Newton, e pode ser escrita da seguinte forma:

$$f(t) = \frac{d}{dt} \left(m \frac{dv}{dt} \right)$$

Para o problema da passarela assume-se que a massa não varia com o tempo, então a equação sdasd pode ser reescrita como:

$$f(t) = m \frac{d^2 v}{dt^2}$$

Outras forças são:

A força elástica que depende da rigidez e é proporcional ao deslocamento;

A força de amortecimento, de caráter não conservativo, as quais promovem a dissipação da energia do sistema mecânico.

Portanto, A equação do movimento então é meramente uma expressão de equilíbrio dessas forças, então:

$$m \frac{d^2 v}{dt^2} + c \frac{dv}{dt} + kv = f(t)$$

Uma etapa importante de análise é a vibração livre, pois através dela que podemos conhecer as freqüências naturais e os modos de vibração. Para um sistema não amortecido a equação $m\ddot{v} + kv = 0$ torna-se:

$$m\frac{d^2v}{dt^2} + kv = 0$$

Cuja solução é:

$$v = \bar{v} \cos \omega_0 t$$

Onde ω_0 é a freqüência natural de vibração e \bar{v} é a amplitude no modo discreto de oscilação.

A solução não trivial de ω_0 é:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

As equações supracitadas foram deduzidas para sistemas com um grau de liberdade. Para sistemas com vários graus de liberdade tem-se:

$$M \frac{d^2v}{dt^2} + C \frac{dv}{dt} + Kv = F(t)$$

Onde M, C e K são matrizes de massa, amortecimento e rigidez dos modelos em análise respectivamente; $\frac{d^2v}{dt^2}$, $\frac{dv}{dt}$ e v são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento respectivamente e F(t) é o vetor de forças nodais equivalentes.

5.6.4.2 Cargas dinâmicas induzidas por atividades humanas

a) Caminhar

A caminhada é o tipo de excitação mais comum em sistemas de pisos, ela pode-se resumir a um movimento de pernas que causa subida e descida da massa do corpo de cada passada. Este movimento de subida e descida é de aproximadamente 50 mm, de pico a pico, mas é sensível ao ângulo das pernas completamente esticadas, e deste modo à extensão no qual o pedestre está forçando o passo.

As acelerações verticais da massa do corpo são necessariamente associadas com as reações no piso, e elas são aproximadamente periódicas, na frequência do passo. A flutuação pode ser resolvida como uma série de componentes senoidais (série de Fourier) e o termo fundamental corresponde muito bem, resultando uma amplitude de forças entre 100N e 300N.

A frequência do passo pode variar entre 1,4Hz e 2,5Hz e a amplitude da força tendendo aumentar severamente com o aumento da frequência.

b) Correr

A corrida pode ser definida como um movimento em que o contato da excitação dinâmica com a superfície da estrutura é descontínuo. Essa descontinuidade é representada pela metade da curva senoidal durante o contato, e zero quando o contato é perdido. A equação que representa esse carregamento é:

$$F(t) = K_p P \sin(\pi f_p t) \text{ se } t < t_a$$

$$F(t) = 0 \text{ se } t_a < t < T_p$$

Onde t_a é a duração de aplicação da força quando uma pessoa corre; T_p é o período do passo e K_p é definida pela relação $p(t)_{\text{máx}}/P$. Nessa expressão $p(t)_{\text{máx}}$ é a maior amplitude da função senoidal e o P é o peso do indivíduo.

c) Pular

A metade da curva senoidal é também usada para modelar esse tipo de carregamento. Essa situação, associada com saltos individuais no sistema estrutural, considera que o efeito gerado por um grupo de pessoas leva a um crescimento linear do carregamento máximo dinâmico, dependendo somente do número de pessoas.

O carregamento em função do tempo para atividades que envolvam pulos pode ser simulado por uma sequência de forças impulsivas com certo intervalo duração seguido por um intervalo em que a força é zero, quando os pés deixam de estar em contato com o piso.

O caso que será estudado brevemente neste capítulo é o de caminhar (andar), em rampas.

Será adotado conforme a norma ISSO 2631 o seguinte sistema de coordenadas.

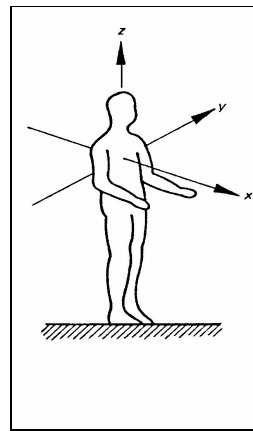


Figura 5.6.34: Sistema de coordenadas.

No sistema de coordenadas da figura 12 o eixo X é a direção da costa para o peito, o eixo Y lado direito ao lado esquerdo e o eixo Z do pé à cabeça.

5.6.4.3 Análise

A tabela abaixo apresenta as 10 primeiras frequências naturais, obtidas através da análise computacional.

Tabela 5.6.5: As dez primeiras frequências naturais.

Modos	F[Hz]
1	1,26
2	1,82
3	2,42
4	2,44
5	3,4
6	3,54
7	3,8
8	4,04
9	4,18
10	4,75

Pode se observar pela Tabela 5.6.5, que as frequências estão dentro da faixa de caminhar que é de 2 Hz.

A tabela 5.6.6 apresenta as frequências de vibração com pessoas andando nas rampas em declive da direita para esquerda. A posição medida foi na curva entre a primeira e a segunda rampa (Figura 5.6.22)

Tabela 5.6.6: Modos de vibração com excitação de pessoas andando na rampa com frequência de 2 Hz.

Modos	Frequência
1	2,37
2	2,71
3	3,23
4	3,58
5	4,12
6	4,93
7	5,00
8	5,24
9	5,35
10	5,76

A Figura 5.6.35 mostra a aceleração vertical em função do tempo no ponto de encontro entre as duas primeiras rampas.

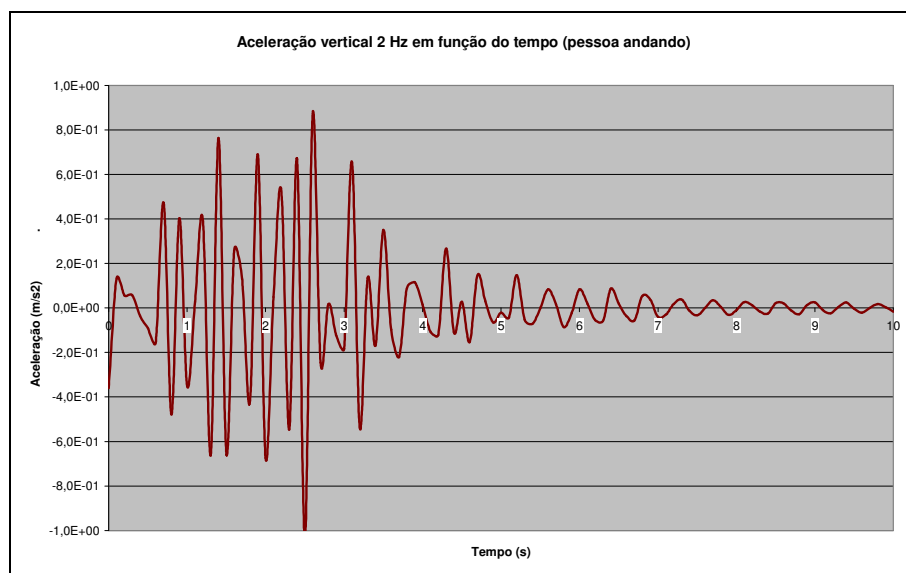


Figura 5.6.35: Aceleração vertical em função do tempo com pessoas andando numa frequência de 2Hz.

Conforme mostra a figura o pico de aceleração está em torno de $0,7 \text{ m/s}^2$, 10,2% de g, o valor máximo foi ponderado por 0,7 pois a pessoa que está excitando a vibração não está propriamente recebendo esta aceleração. Segundo a ISO 2631 este valor está acima do que é considerado conforto humano. A norma AISC apresenta um valor de aceleração limite igual a

0,490 m/s² e a NBR trabalha com faixa de frequência de 1,92 a 5,4 Hz. Portanto a aceleração encontrada não está coerente com nenhuma das três normas.

A Figura 5.6.36 apresenta os valores de aceleração transversal em função do tempo.

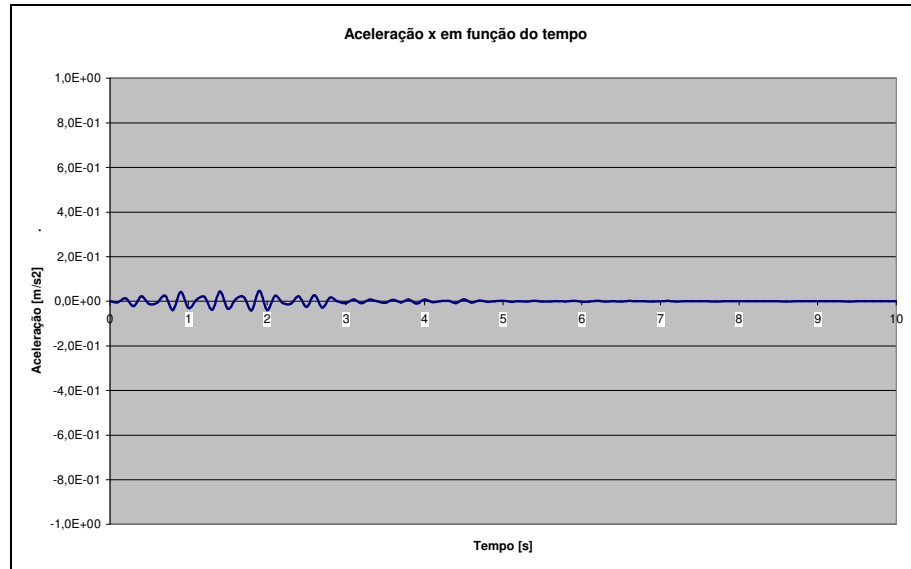


Figura 5.6.36: Aceleração transversal em função do tempo com pessoas andando numa frequência de 2Hz.

Pode se perceber que a aceleração é muito baixa, portanto atende as as normas internacionais consultadas.

A Figura 5.6.37 apresenta os valores de aceleração longitudinal em função do tempo.

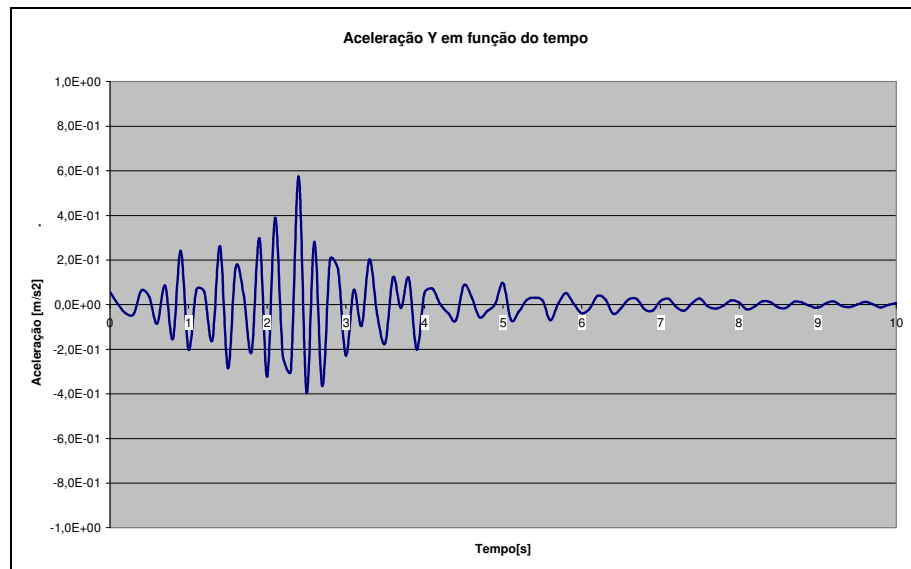


Figura 5.6.37: Aceleração longitudinal em função do tempo com pessoas andando numa frequência de 2Hz.

Pode se observar que apesar do pico de $0,42 \text{ m/s}^2$, esta aceleração está dentro da especificação das normas internacionais.

Portanto a aceleração vertical é a crítica. Para amenizar o efeito da aceleração, esta poderia ter um pavimento de borracha amortecendo os passos, conseqüentemente aliviando o desconforto humano.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NBR8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios;

NBR6123 - Forças devido ao vento em edificações;

NBR6120 - Valores Mínimos das Cargas Verticais;

NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto;

NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;

NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;

NBR 9050: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos;

Alonso, U.R.; **Dimensionamento de fundações profundas**, São Paulo, Edgar Blucher, 1998.

Apostila de fundações de PCC-2435 – **Tecnologia de construção de edifícios I**, EPUSP, 1996.

Amann, K. A. P., **Avaliação crítica de métodos de previsão da carga de ruptura aplicados a estacas raiz**. 2000. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

Leonhard, **Construções de concreto**.

Pinto, C.S, **Mecânica dos Solos**, Oficina de Textos, 2000.

Velloso, D.A e Alonso, U.R; **Previsão, controle e desempenho de fundações**, ABMS/NRSP, São Paulo, 2000.

Handbook Steel Drainage & Highway Construction Products; Americam Iron and Steel Institute; New York, 1971.

Santos, A. F., **Gerenciamento da confiabilidade em projetos de material rodante ferroviário**, Dissertação apresentada a EPUSP, São Paulo, 2007;

Porto, T. G., **PTR2501 - Apostila de ferrovias**, EPUSP, 2004;

Projeto Funcional: Modernização da malha da CPTM;

Gimenes, Lourenço Urbano – **Estação intermodal como gerador e regenerador de centralidades metropolitanas**, Dissertação de mestrado – FAUUSP/2005.

Secretaria dos transportes metropolitanos, Governo do Estado de São Paulo, **PITU2025**, 2006.

VÁRIOS AUTORES. **Fundações: teoria e prática**. PINI, São Paulo, 1998.

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF**. PINI, São Paulo, 2004.

METRÔ - COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Normas técnicas complementares – NC-03 / capítulo 5: Cálculo das obras do método em trincheira**. DEPTO. DE PROJETO CIVIL, São Paulo, 1980.

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Rebaixamento temporário de aquíferos**. Oficina de Textos, São Paulo, 2007.

M. EHRLICH, A. J. M. GONÇALVES. **Estudo da ruptura de fundo de uma escavação escorada**. Artigo publicado na Solos e Rochas: revista brasileira de geotecnia, ABMS/ ABGE, São Paulo, 1978;

GUIMARÃES NETO, JOÃO DUARTE. **Estabilidade de frente em túneis**. Dissertação de Mestrado apresentada a EPUSP, São Paulo, 1997;

LUNARDI, PIETRO. **Projeto e construção de túneis segundo o método baseado nas análises das deformações controladas nas rochas e solos**, ABMS, São Paulo, 1995;

Diesel, F. B., **Dimensionamento estrutural de uma passarela sobre via férrea**, Trabalho de conclusão de curso apresentado na Universidade federal de Santa Maria, centro de tecnologia curso de engenharia civil, Santa Maria, RS, 2008;

Pletz, E., **Passarela estaiada com tabuleiro de madeira laminada protendida em módulos curvos**, Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Carlos, 2003;

Melo, F. B., **Proposição de medidas favorecedoras à acessibilidade e mobilidade de pedestres em áreas urbanas. estudo de caso: o centro de Fortaleza**, Dissertação submetida ao Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2005;

Figueiredo, F. P., **Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres**, Dissertação submetida como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre ao Programa de Mestrado em Engenharia civil da Universidade do estado do Rio de Janeiro, Área de concentração: Estruturas e Geotecnia;

Silva, P. C., Montalvão e Silva, J., **Determinação do índice de conforto numa composição ferroviária suburbana**, Instituto Politécnico de Setúbal, Escola Superior de Tecnologia de Setúbal, Estefanilha, Setúbal;

OLIVEIRA, Patrícia Lizi. **Projeto Estrutural de Pavimentos Rodoviários e de Piso Industriais de Concreto**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo – São Carlos.

MOURA, José Cavalcanti. **Análise comparativa do desempenho dos métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos**. Campinas. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Campinas.

PASMANA, Carlos Eduardo Troccoli. **Anotações de Aula – Pavimentos de Estradas II – UNIMAR**

CARVALHO, Elieze Bulhões de. SILVA, Paulo César Marques. **Indicadores de acessibilidade no sistema de transporte coletivo: proposta de classificação em níveis de serviço**. Brasília. Dissertação (Mestrado) – UnB

FILHO, Silvio Rodrigues. **Estudo Econômico Comparativo entre Tipos de Pavimentos**. Campinas. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Campinas.

CARVALHO, Marcos Dutra. **Pavimento de concreto: reduzindo o custo social**.

Pitta, Márcio Rocha. **Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários e Urbanos de Concreto pelo Método da PCA/84**. São Paulo, ABCP, 1996.

BALBO, José Tadeu. **Nota de Aula – Mini Curso sobre Pavimentos de Concreto de Cimento Portland**. São Paulo. Universidade de São Paulo.

BALBO, José Tadeu. **Análise Crítica dos Métodos para Dimensionamento Estrutural de Pavimentos de Concreto Simples**. São Paulo. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.

IP-07 – **Dimensionamento de Pavimentos de Concreto**.

DNIT. Publicação IPR – 714 – **Manual de Pavimento Rígido**.

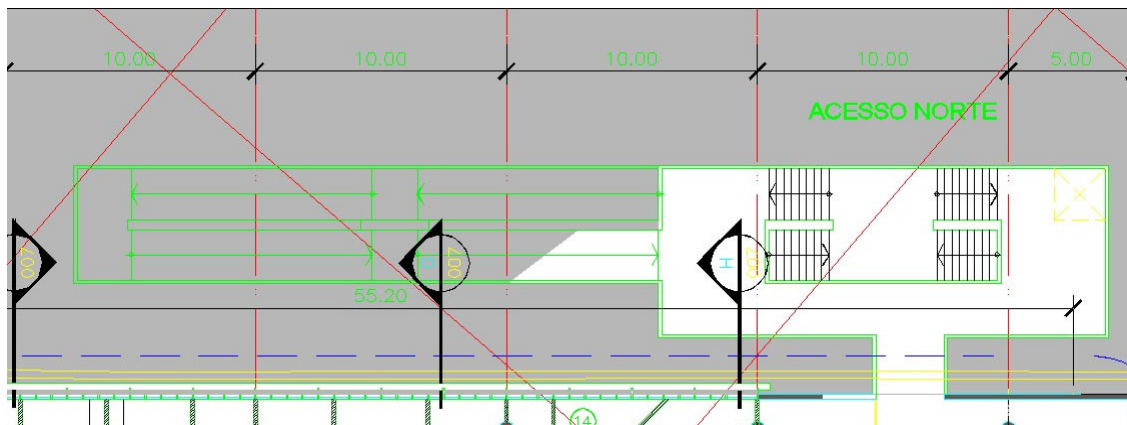
Sites:

- http://commons.wikimedia.org/wiki/Companhia_Paulista_de_Trens_Metropolitanos, acessado em: 11 de maio de 2008;
- <http://www.cbtu.gov.br/estudos/gpaa/site/consultec4.htm>, acessado em: 28 de maio de 2008;
- <http://www.transportes.gov.br/Modal/Ferrovuario/Anuario1999/Metro/cptm.htm>, acessado em: 28 de maio de 2008;
- http://www.adtrem.org.br/seminarios/STIP/Silvestre_Ribeiro.asp, acessado em: 28 de maio de 2008;
- <http://tgvybr.forumvila.com/tgybr-ntopic434.html>, acessado em: 28 de maio de 2008;
- <http://www.stmp.sp.gov.br>;
- <http://www.cptm.sp.gov.br>;
- http://en.wikipedia.org/wiki/Ogilvie_Transportation_Center;
- <http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>, acessado em: 12 de dezembro de 2008.
- pt.wikipedia.org/wiki/Ferrovia
- www.brasfond.com.br
- www.cptm.sp.gov.br
- www.dnit.gov.br/menu/ferrovias
- www.historiadaferrovia.com
- www.geocompany.com.br/ftp/Artigo15
- www.geodactha.com.br

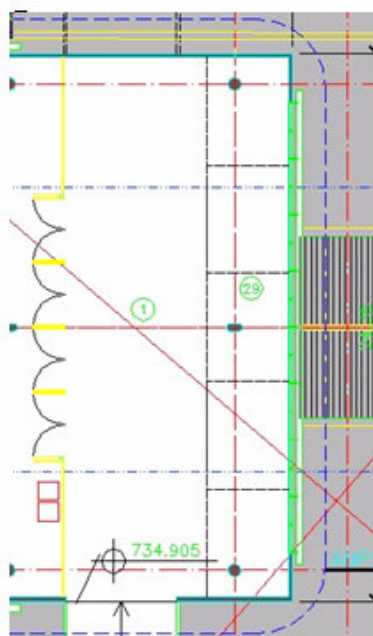
- www.geosonda.com.br/helice.php
- www.gerdau.com.br/perfisgerdauacominas
- www.tecper.com.br
- www.transportes.gov.br/bit/inferro.htm

ANEXOS

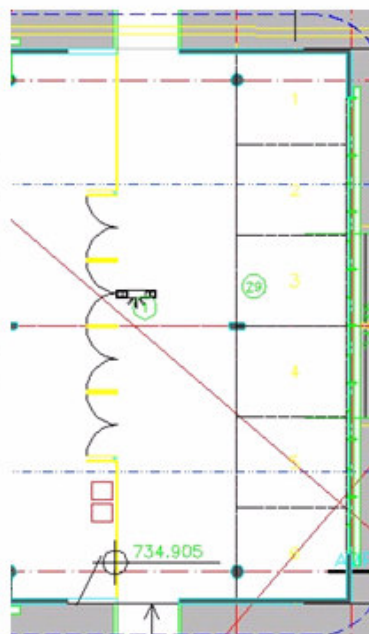
I) ARQUITETURA

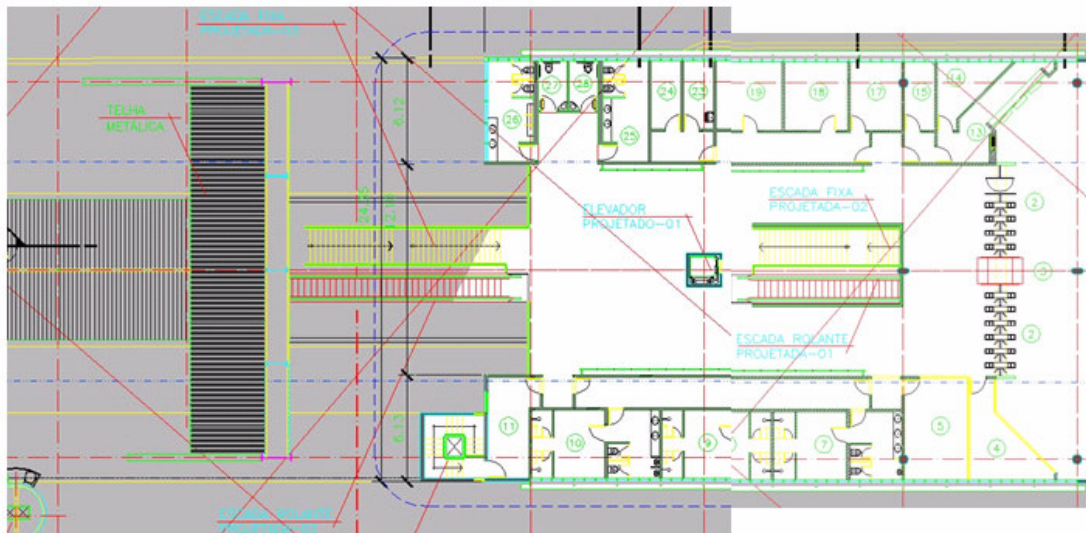


Segunda passarela, que necessita de uma desapropriação e ligações com o viário local, permitindo a transposição dos dois lados da estação, tornando-a um caminho que possa ser percorrido pelas pessoas do próprio bairro.



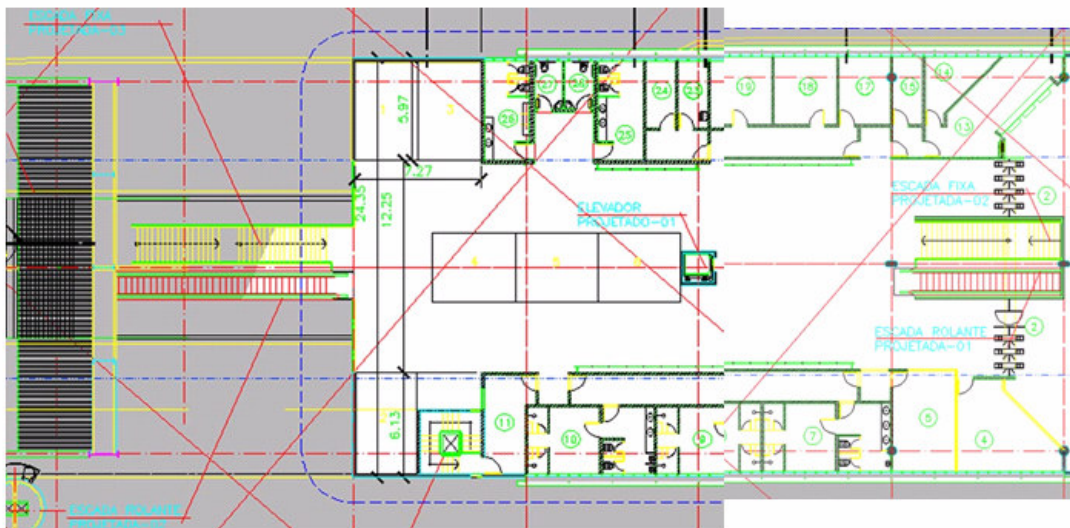
No projeto inicial (à esquerda) existem cinco **espaços externos destinados a comércio**, atrapalhados por pilares que surgem bem no meio do local planejado. Na remodelação (à direita), passaram para seis melhores dispostos. ¶ Redução da plataforma de acesso ao mezanino que poderia gerar espaço para comércio ambulante não legalizado, sendo esta uma medida de desincentivo ao mesmo. ¶





Afastamento das escadas, diminuindo a área da plataforma que fica distante e com uso desfavorecido.

Afastamento faz com que os passageiros percorram a **área interna destinada a comércio e serviços**, criada na modificação, o que favorece seu desenvolvimento.



A diagram of a circular pile with a diameter $D = 4,2 \text{ m}$. The pile is represented by a circle with a red outline and a grey stippled interior. Two vertical arrows, one pointing up and one pointing down, indicate the diameter. The text $D = 4,2 \text{ m}$ is centered within the circle.



-6,40m

