

**ANTÔNIO GUEIROS DIAS
DANIEL COELHO DA ROSA
MICHEL VINICIUS DAZZI
MURILO DÓRIA GUIMARÃES**

**Aspectos a considerar para projeto, construção e manutenção de
encontros de pontes rodoviárias**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

São Paulo
2017

**ANTÔNIO GUEIROS DIAS
DANIEL COELHO DA ROSA
MICHEL VINICIUS DAZZI
MURILO DÓRIA GUIMARÃES**

**Aspectos a considerar para projeto, construção e manutenção de
encontros de pontes rodoviárias**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Pedro Wellington
G. N. Teixeira

São Paulo
2017

Catálogo-na-publicação

Dias, Antônio Gueiros

Aspectos a considerar para projeto, construção e manutenção de encontros de pontes rodoviárias / A. G. Dias, D. C. da Rosa, M. V. Dazzi, M. D. Guimarães -- São Paulo, 2017.

167 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Engenharia civil 2. Pontes rodoviárias 3. Encontros de pontes
I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t. III. da Rosa, Daniel Coelho
IV. Dazzi, Michel Vinicius V. Guimarães, Murilo Dória

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Pedro Wellington G. N. Teixeira, cuja orientação foi fundamental para o cumprimento deste trabalho, pela atenção disponibilizada ao grupo, e pela ajuda na obtenção de informações ao caso estudado.

Ao Prof. Kalil José Skaf, pelo apoio oferecido durante a elaboração do trabalho, pelos conselhos dados, e pelos conhecimentos compartilhados.

Ao Prof. Luiz Guilherme de Mello e ao Eng. Thiago Carvalho, por suas contribuições essenciais, dadas pela disponibilização das informações sobre a obra utilizada pelo grupo na realização do estudo de caso.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	12
2.1 Objetivos.....	12
2.2 Metodologia.....	12
3 ENCONTROS DE PONTES	15
3.1 Contexto: análise do cadastro de obras-de-arte especiais.....	15
3.1.1 Generalidades	15
3.1.2 Informações sobre as pontes de rodovias federais	16
3.2 Definições.....	19
3.3 Soluções para encontros	26
3.3.1 Encontro Suspenso	26
3.3.2 Encontro Aliviado	27
3.3.3 Encontro de Grande Porte	28
3.4 Laje de transição	30
3.4.1 Definição e Funções	30
3.4.2 Disposições construtivas	32
3.4.3 Cálculo de dimensionamento	34
3.5 Encontros integrais com a superestrutura.....	35
3.5.1 Introdução e definição	35
3.5.2 Aspectos de projeto	36
3.5.3 Vantagens	38
4 AÇÕES A CONSIDERAR NO PROJETO DOS ENCONTROS.....	41
4.1 Classificação das ações.....	41
4.2 Empuxo de terra.....	42
4.2.1 Definição	42
4.2.2 Teoria da elasticidade.....	42
4.2.3 Coeficientes de empuxo	43
4.2.4 Empuxo em repouso.....	45
4.2.5 Empuxo ativo e passivo.....	46
4.2.6 Empuxos de terra para dimensionamento de encontros	48
4.3 Frenagem e aceleração.....	50
4.4 Deformações impostas por variação de temperatura, retração e ação da protensão	51
4.4.1 Retração do concreto	52
4.4.2 Ação da Protensão	53
4.4.3 Variações de temperatura	54

4.5 Determinação dos esforços nos apoios das pontes	55
4.5.1 Pontes de tabuleiro reto contínuo	56
4.5.2 Pontes de tabuleiro reto descontínuo	57
5 ASPECTOS GEOTÉCNICOS	58
5.1 Análise do subsolo	58
5.1.1 Investigações Geotécnicas de Campo	58
5.1.2 Investigações Geotécnicas de Laboratório	63
5.2 Cálculo de recalque	64
5.3 Teoria do adensamento	67
5.4 Aterros sobre solos moles	70
5.5 Estados Limites	72
5.5.1 Estado limite último	72
5.5.2 Estado limite de serviço	77
6 FUNDAÇÕES DE ENCONTROS	81
6.1 Generalidades	81
6.2 Fundações diretas	81
6.2.1 Processo construtivo	82
6.2.2 Cálculo das tensões no solo de fundações	82
6.2.3 Tensão admissível nos solos	85
6.2.4 Profundidades mínimas das fundações diretas. Efeito de erosão	85
6.2.5 Dimensionamento das sapatas de fundação, em concreto armado	85
6.3 Estacas de fundação	89
6.3.1 Instalação das estacas	90
6.3.2 Emendas de estacas	91
6.3.3 Profundidade de cravação das estacas	92
6.3.4 Capacidade de carga nas estacas	92
6.3.5 Dimensionamento dos blocos de estacas	95
6.4 Tubulões	98
6.5 Efeitos adicionais	100
6.5.1 Efeito Tschobotarioff	100
6.5.2 Atrito Negativo	101
7 ESTUDO DE CASO	104
7.1 Visão geral	104
7.1.1 Introdução	104
7.1.2 Obra estudada	104
7.1.3 Geometria da estrutura	106
7.1.4 Ensaios realizados	110

7.2 Descrição das análises realizadas	118
7.2.1 Roteiro para a análise dos aterros:.....	118
7.2.2 Roteiro para a análise das fundações:.....	119
7.3 Análise dos aterros	120
7.4 Análise das fundações	125
7.4.1 Cálculo dos Carregamentos.....	125
7.4.2 Escolha do tipo de fundação.....	129
7.5 Comparativo: alternativa de redução do tabuleiro.....	154
7.6 Processos construtivos.....	155
7.6.1 Aterros sobre solos moles	155
7.6.2 Proteção de Talude	157
8 CONCLUSÕES.....	163
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	164

RESUMO

Os encontros de pontes são os elementos que fazem a transição entre a obra-de-arte estrutural e a obra de terra. O projeto desses elementos requer consideração de aspectos estruturais, geotécnicos e de pavimentos. Neste trabalho procura-se estudar os diversos aspectos envolvidos, diferenciando os casos de obras de grande porte e de pequeno porte. Inicialmente, foi feita uma revisão bibliográfica sobre os temas pertinentes. Em seguida, com a finalidade de melhorar a aplicação da metodologia, foi desenvolvido um estudo de caso em que pretendeu-se analisar os aspectos relacionados aos encontros de um viaduto rodoviário. Ao final, espera-se contribuir com subsídios para análise desses elementos que usualmente trazem muitos problemas de projeto, execução e manutenção.

Palavras-Chave: Engenharia civil. Pontes rodoviárias. Encontros de pontes.

ABSTRACT

Bridge abutments are the elements that make the transition between the bridge structures and the earthwork. The design of these elements requires consideration of structural, geotechnical and pavement aspects. In this project, we aim to study the various aspects involved, distinguishing between constructions of large and small sizes. Initially, a bibliographic review was done on the relevant topics. Then, in order to improve the application of the methodology, a case study was developed in which it was intended to analyze the aspects related to the abutments of a road viaduct. In the end, it is hoped to contribute with subsidies for analysis of these elements that commonly bring many problems of design, execution and maintenance.

Keywords: Civil engineering. Road bridges. Bridge abutments.

1 INTRODUÇÃO

O ser humano desde os tempos mais longínquos possui uma necessidade de ultrapassar obstáculos em busca de alimento, abrigo ou simples locomoção. As primeiras pontes teriam surgido de forma natural pela queda de troncos sobre os rios, o que fez o ser humano mimeticamente desenvolver pontes feitas por troncos de árvores, usando travess mestras e suportes simples.

A vida sedentária surgida com a agricultura na idade do bronze, trouxe a necessidade por estruturas duradouras como pontes de lajes de pedra. Pesquisas arqueológicas encontraram vestígios de pontes em arco na Mesopotâmia e Egito, datadas de 4.000 a.C. e na Pérsia e Grécia, cerca de 500 a.C.

Atualmente, em uma dinâmica global de comércio de bens e mercadorias e de transporte de pessoas, é fundamental para que os sistemas de transportes funcionem e que seus modais tenham facilidade de mobilidade. O Brasil possui o sistema rodoviário como espinha dorsal de seus sistemas de transporte, possibilitado fluxo de pessoas e cargas. As pontes constituem uma importante estrutura dentro desse sistema, devido à continentalidade territorial e adversidades geográficas encontradas para integrar atividades econômicas complementares e dinamizar as relações sócio culturais brasileira.

Considerando a sua importância, o estudo de encontro de pontes surge como oportunidade de gerar um trabalho interdisciplinar. Os encontros são elementos estruturais que possibilitam uma boa transição entre obras-de-arte especiais e rodovias; ao mesmo tempo em que são os apoios extremos das obras-de-arte, são elementos de contenção e estabilização dos aterros de acesso.

A transição obra-de-arte especial-rodovia é um ponto crítico para manutenção de tráfego fluente e confortável, pois suas deficiências de projeto se somam a defeitos de construção e conservação inadequada; obras estreitas, obras curtas, obras com extremos em balanço muito flexíveis, aterros mal compactados ou em processo de adensamento e drenagem insuficiente ou mal cuidada, são alguns fatores que concorrem para que o usuário sinta, com desconforto e insegurança, a transição obra-de-arte-rodovia.

A análise sobre esse subsistema deve levar em consideração análises geotécnicas, de fundações e de estruturas e cargas. Sendo esses, os motivos que resultaram da escolha do tema para aprofundamento no trabalho que se segue.

- Estruturação do trabalho:

Neste trabalho será feita uma revisão bibliográfica geral dos temas pertinentes ao estudo dos encontros de pontes rodoviárias, com a realização de um estudo de caso real.

Para o desenvolvimento do trabalho, optou-se por uma apresentação dos conceitos separando os encontros de pontes em subsistemas. Os capítulos são os seguintes:

Capítulo 3 - Encontros de pontes:

Análise do contexto da situação atual de obras-de-arte, seguida da definição e descrição de encontros de pontes, destacando métodos construtivos e soluções mais comuns.

Capítulo 4 - Ações a considerar no projeto dos encontros:

Classificação e definição das ações a serem consideradas no projeto de pontes, com ênfase no estudo das ações mais relevantes ao projeto de encontros.

Capítulo 5 - Aspectos geotécnicos:

Apresentação dos aspectos relacionados à exploração do subsolo, métodos de cálculo e limites para as verificações dos estados limite último e de serviço dos elementos do encontro.

Capítulo 6 - Fundações de encontros:

Apresentação de fundações, quanto aos tipos e às aplicações em diversas partes.

Capítulo 7 - Estudo de caso:

Apresentação do caso real estudado, com o estudo dos aspectos geotécnicos e de fundações relevantes, análise da alternativa de redução da ponte, e dos processos construtivos recomendados.

2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

2.1 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar os aspectos mais comuns a serem considerados no projeto de encontros de pontes, levando em conta a consideração de aspectos de execução e de manutenção.

Como objetivos específicos, propõem-se:

- Estudar os parâmetros geomecânicos do aterro executado na transição entre a obra de terra e a obra de arte especial considerando os métodos construtivos usuais;
- Estudar as particularidades dos encontros de pontes com relação à verificação da estabilidade do conjunto formado por aterro-estrutura-solo de fundação;
- Estudar a metodologia para determinação dos esforços em elementos da estrutura dos encontros.

2.2 Metodologia

A metodologia consistirá, inicialmente, em pesquisa bibliográfica dos assuntos referentes ao tema. Para isso serão consultadas as referências bibliográficas das disciplinas correspondentes, tais como Pontes, Mecânica dos Solos, Estruturas de Concreto e Fundações. Como consequência, pretende-se apresentar revisão bibliográfica de temas estritamente relacionados ao assunto do presente trabalho.

Com relação ao estudo dos parâmetros geomecânicos, sabe-se que os parâmetros mais importantes para estudo do comportamento de maciços de solos são os referentes à permeabilidade, compressibilidade e resistência do solo – em caso de obras em região sísmica, também é necessário se considerarem parâmetros úteis para análises dinâmicas.

Para este trabalho, o foco maior será voltado aos parâmetros relacionados à compressibilidade e resistência, visto que os parâmetros de permeabilidade seriam mais importantes para casos específicos de obras nas quais o maciço de aterro tenha uma maior interação com o curso d'água. Ou seja, será considerado que o maciço não terá contato direto com a água do curso d'água e também que a água pluvial será adequadamente coletada por sistema de drenagem superficial.

Dentre os parâmetros de deformabilidade mais importantes, podem-se citar valores de módulo de elasticidade (E) e de coeficiente de Poisson (ν) que possam ser empregados em análises do maciço. Fica implícito que os maciços de solo dos aterros considerados terão deformações volumétricas pequenas, a ponto de se admitirem válidas as hipóteses da elasticidade. Além disso, será considerado o solo do maciço como homogêneo e isotrópico. Para determinar valores adequados de E e ν , se recorrerá à bibliografia específica.

Com relação aos parâmetros de resistência, será utilizado o critério clássico de Mohr-Coulomb, que expressa a resistência do solo por dois parâmetros: coesão (c) e ângulo de atrito (Φ). Deverá ser dada atenção especial às condições sobre as quais esses parâmetros serão definidos – drenada ou não drenada.

A fim de efetuar as análises de deformabilidade e resistência, serão empregadas, quando possível, expressões analíticas baseadas na teoria da elasticidade ou em métodos de equilíbrio limite, ou ainda teoria da plasticidade. Considerando, entretanto, que a geometria do maciço nos encontros demanda análises tridimensionais, deverão ser estudadas abordagens específicas e eventualmente empregados programas baseados em métodos numéricos disponíveis.

Ainda no caso de deformabilidade, procurar-se-á estabelecer limites precisos a serem considerados na verificação de Estado Limite de Serviço. Esses limites estão relacionados a conforto do tráfego, e para isso, um elemento muito importante é a laje de transição, que está sempre presente nos encontros de pontes. Esses limites também devem ser relacionados aos elementos de acabamento e aos aparelhos de apoio do encontro.

Para se atingirem os objetivos específicos relacionados a estudo da estabilidade do conjunto – segundo objetivo específico –, deve-se considerar inicialmente que, sendo os encontros estruturas de contenção, usualmente são considerados:

- Verificação de deslizamento;
- Verificação de tombamento;
- Capacidade de carga;
- Estabilidade global.

Nos casos dos encontros de pontes, há algumas particularidades, como as listadas a seguir:

- O terreno natural é inclinado;
- Há forças verticais muito elevadas provenientes da superestrutura, porém há esforços horizontais também muito elevados;

- Pode haver algum grau de vinculação com a superestrutura;
- A geometria do aterro é tridimensional e do tipo convexa.

O fato de haver esforços horizontais e verticais leva à necessidade de emprego de expressões de capacidade de carga que considerem os efeitos de excentricidade e de inclinação da carga. Além disso, deverá ser considerada a necessidade de avaliar a influência da inclinação do terreno natural sobre a capacidade de carga.

Finalmente, para alcançar o terceiro objetivo específico, serão estudados métodos correntes de determinação de esforços e verificação de capacidade resistente dos elementos estruturais que compõem os encontros: paramento, berço e cortina, alas e laje de transição.

Com o objetivo de melhorar a aplicação da metodologia, tendo em vista a complexidade do tema, pretende-se estudar um caso real, descrevendo-se as condicionantes geotécnicas e geométricas, a partir do projeto padrão da ponte, utilizado para o cálculo das solicitações na estrutura, e do perfil do solo no local, com suas características obtidas a partir de ensaios de campo e de laboratório realizados pela empresa responsável pela obra.

Ainda, será analisada a possibilidade de redução de um vão de cada lado da ponte, com um breve comparativo de custos entre cada caso.

3 ENCONTROS DE PONTES

3.1 Contexto: análise do cadastro de obras-de-arte especiais

3.1.1 Generalidades

É importante conhecer o contexto atual das pontes brasileiras para melhor entendermos as situações mais comuns para as quais se deve projetar, executar e realizar manutenção dos encontros de pontes. Assim, será possível identificar os tipos de encontro mais frequentemente adotados, bem como os desafios mais comuns a serem enfrentados. Com isso será possível entendermos melhor os tipos de encontros adotados e as razões que levam a essa escolha.

Para melhor se entender os aspectos relevantes no estudo de encontro de pontes, foram levantados dados sobre o panorama atual de pontes em rodovias federais brasileiras, incluindo a quantidade existente, e as informações acerca do tipo de estrutura, largura e extensão.

Para isso, foram obtidos dados junto ao DNIT através do Visualizador DNITGeo, da Base de dados de Obras de Arte Especiais, e a partir de Mendes (2009), que obteve dados mais amplos junto ao DNIT, algumas empresas concessionárias e outros órgãos relevantes.

Em rodovias federais, atualmente existem 6.662 obras-de-arte especiais catalogadas pelo DNIT, com ao menos uma foto e sua localização. No entanto, não é possível identificar o tipo de encontro utilizado em todas as pontes apenas pelas fotos cadastradas, pois em muitos casos estas foram obtidas de cima do pavimento. Ainda assim, a maioria possui informações sobre a extensão, largura, tipo de estrutura, condição atual e situação de concessão, que podem ser dados relevantes a este estudo.

A seguir, estão apresentadas tabelas e gráficos que foram elaborados com essas informações, para que se possa entender melhor a situação atual de pontes em rodovias federais, de grande importância para determinar os tipos de encontro que melhor se adequam às condições comumente encontradas nas pontes rodoviárias do Brasil.

3.1.2 Informações sobre as pontes de rodovias federais

- Distribuição das pontes por faixas de extensão:

A tabela abaixo mostra as quantidades de pontes que se enquadram em cada faixa de extensão total, com sua distribuição ilustrada no gráfico da figura 3.1 a seguir.

Observa-se que 62,6% possuem extensão inferior a 50 metros, e que apenas 2,4% tem extensão maior que 300 metros. Segundo o Visualizador DNITGeo, as pontes de rodovias federais brasileiras possuem em média 63,3 metros de extensão.

Extensão (E)	Quantidade	Distribuição
$E < 50\text{m}$	4169	62,6%
$50\text{m} < E \leq 100\text{m}$	1407	21,1%
$100\text{m} < E \leq 150\text{m}$	409	6,1%
$150\text{m} < E \leq 200\text{m}$	244	3,7%
$200\text{m} < E \leq 250\text{m}$	134	2,0%
$250\text{m} < E \leq 300\text{m}$	55	0,8%
$E > 300\text{m}$	160	2,4%
Não informado	84	1,3%

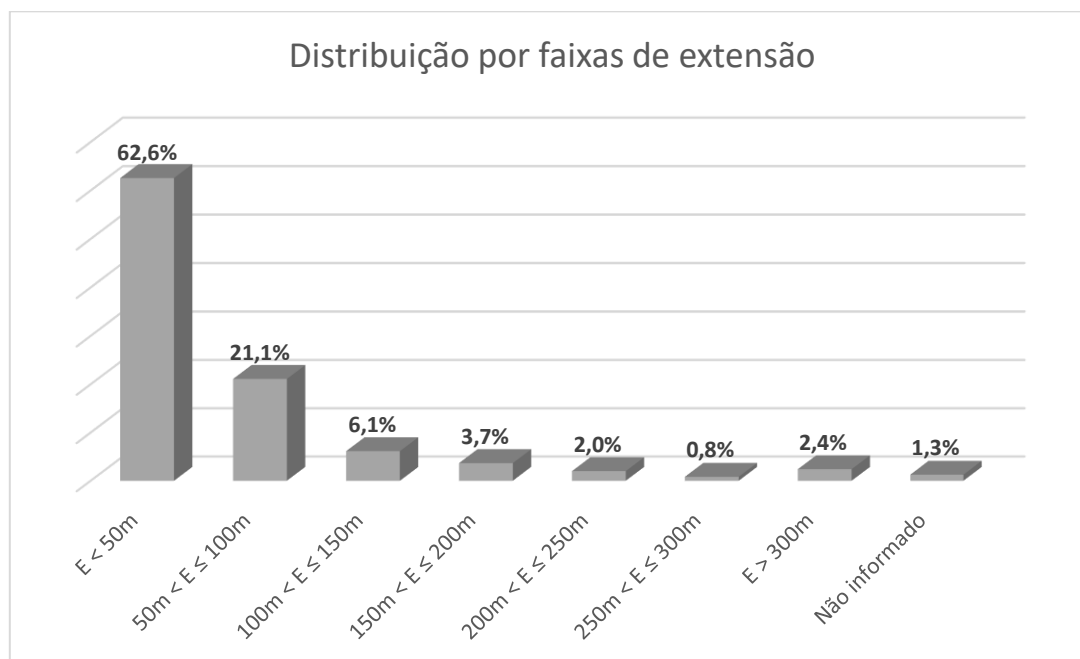


Figura 3.1 - Distribuição das pontes por faixas de extensão

- Distribuição das pontes por faixas de largura:

A tabela abaixo mostra as quantidades de pontes em cada faixa de largura, com sua distribuição ilustrada no gráfico da figura 3.2 a seguir.

Observa-se que a faixa mais comum de largura é a de 10 a 11 metros, com 33,5% das pontes, e a segunda mais comum é a de 8 a 9 metros, com 20,7%. Pode-se notar que 11,7% das pontes possuem larguras superiores a 13 metros.

Largura (L)	Quantidade	Distribuição
$L < 6\text{m}$	238	3,6%
$6\text{m} < L \leq 7\text{m}$	57	0,9%
$7\text{m} < L \leq 8\text{m}$	282	4,2%
$8\text{m} < L \leq 9\text{m}$	1377	20,7%
$9\text{m} < L \leq 10\text{m}$	577	8,7%
$10\text{m} < L \leq 11\text{m}$	2230	33,5%
$11\text{m} < L \leq 12\text{m}$	490	7,4%
$12\text{m} < L \leq 13\text{m}$	486	7,3%
$L > 13\text{m}$	783	11,7%
Não informado	142	2,1%

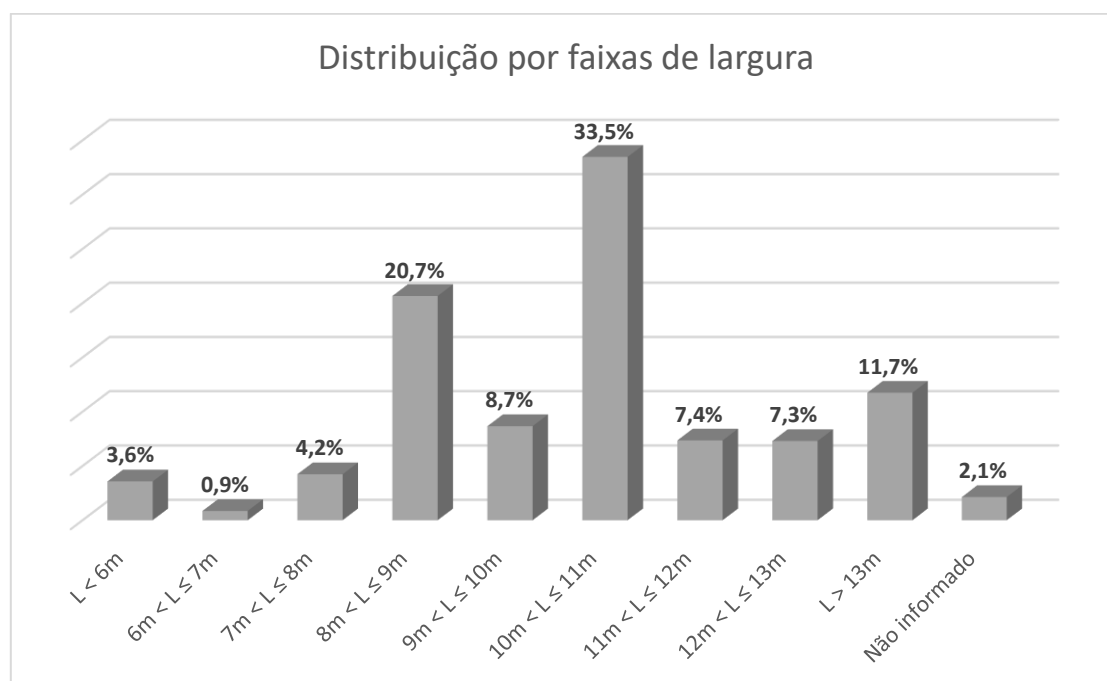


Figura 3.2 - Distribuição das pontes por faixas de largura

- Distribuição das pontes por tipo de sistema estrutural:

A tabela abaixo mostra as quantidades de pontes por tipo de sistema estrutural utilizado, excluindo-se as não informadas, que correspondem a 28,3% do total, com sua distribuição ilustrada no gráfico da figura 3.3.

Nota-se que as pontes de viga de concreto armado representam 82,9% de todas as pontes de rodovias federais com essa informação disponível. E 11,1% possuem a utilização do tipo estrutural de viga de concreto protendido.

Sistema Estrutural	Quantidade	Distribuição
Viga de Concreto Armado	3961	82,9%
Viga de Concreto Protendido	529	11,1%
Laje de Concreto Armado	165	3,4%
Viga Metálica	71	1,5%
Arco de Concreto	27	0,6%
Treliça Metálica	18	0,4%
Laje de Concreto Protendido	6	0,1%
Arco Metálico	2	0,0%

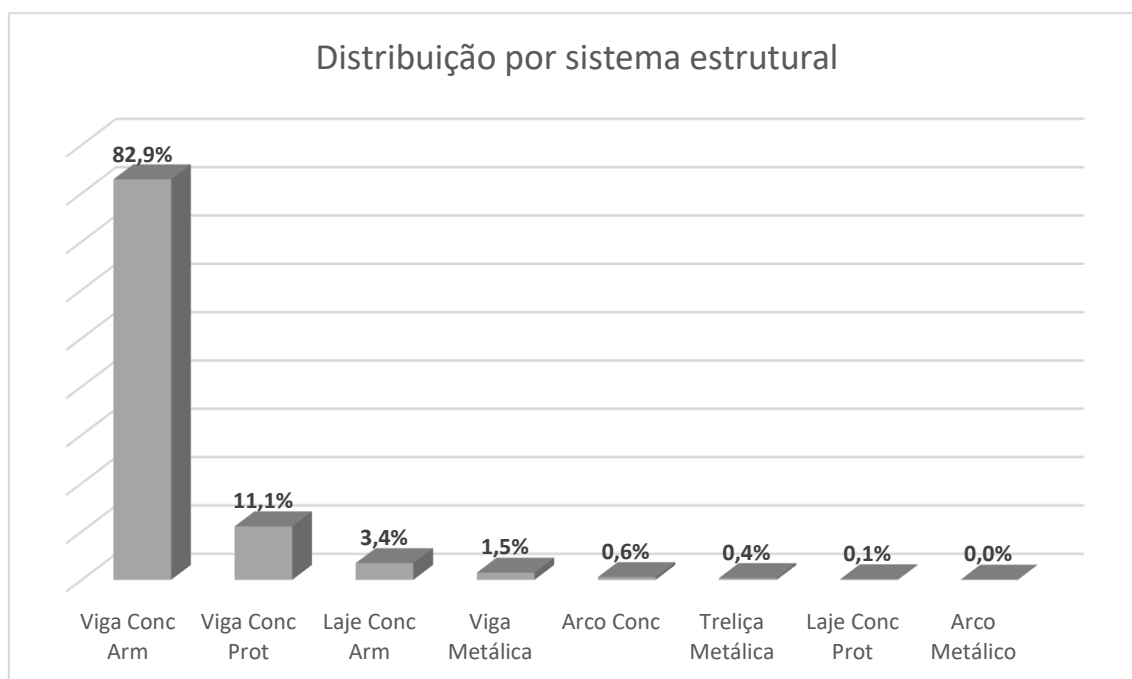


Figura 3.3 - Distribuição das pontes por tipo de sistema estrutural, excluindo as não informadas

3.2 Definições

Os encontros de pontes são elementos estruturais presentes na transição entre pontes e rodovias. De forma geral, os encontros apresentam duas funções principais, indicadas na figura 3.4. Devem suportar as extremidades da obra-de-arte, encaminhando as forças da superestrutura para a fundação, e prover suporte aos esforços de empuxo do aterro contido, evitando a transmissão de tais para o restante da estrutura (Leonhardt, 1979).

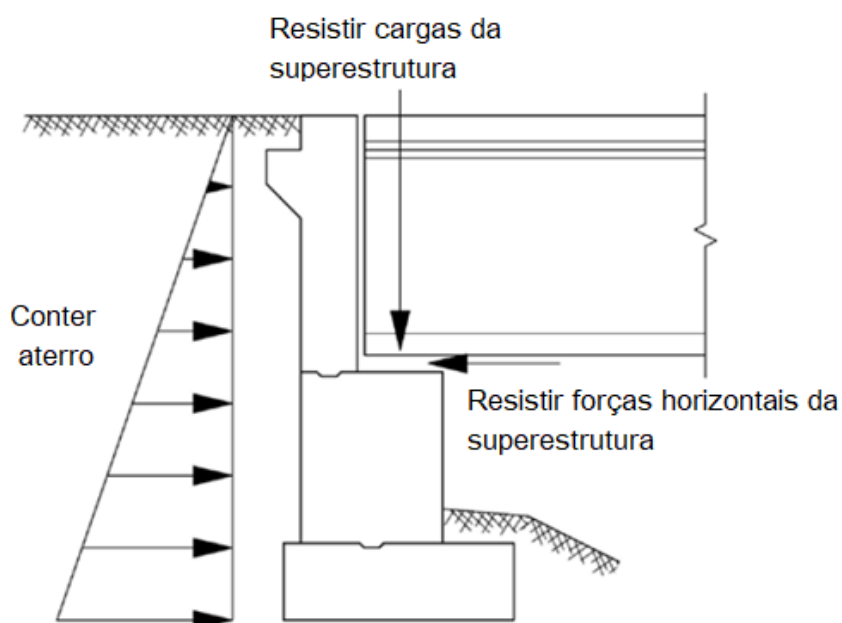


Figura 3.4 - Funções principais do encontro, adaptado de WisDOT Bridge Manual (2017)

Em obras mais antigas, os encontros costumavam ser constituído de alvenaria de pedra ou concreto ciclópico. Atualmente, as soluções mais usuais envolvem a utilização de concreto armado (Vitório, 2002).

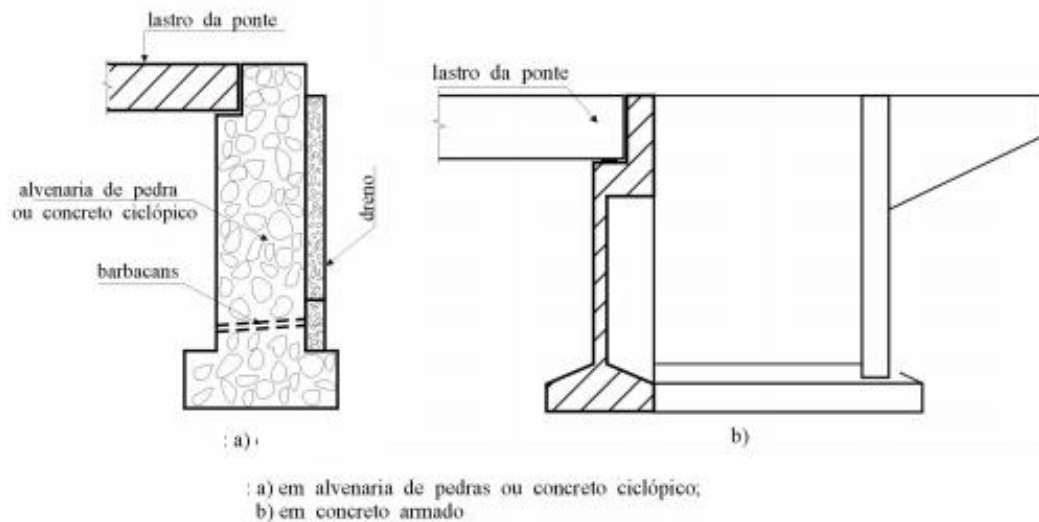


Figura 3.5 - Materiais utilizados em encontros de pontes (Vitório 2002)

São muitas as variáveis envolvidas na seleção do tipo de encontro adequado para uma dada situação. Da mesma forma, muitos tipos de encontro podem ser considerados satisfatórios para uma determinada ponte. Nesse contexto, a escolha do tipo de encontro é normalmente uma opção econômica. Por outro lado, outros fatores também podem assumir importância significativa nesta seleção. A natureza e intensidade das ações incidentes, fatores estéticos, alcance de visão do motorista e gabaritos horizontais e verticais (para cruzamentos de rodovias) devem ser considerados.

Em sua configuração mais básica, os encontros constituem um agrupamento vertical de uma fundação, do paramento, da cortina e das alas. A cortina é a transversina extrema e serve de suporte para a laje de aproximação (através do dente superior), além de interagir com as juntas de expansão, nos encontros não integrais. O paramento, por sua vez, suporta a cortina e constitui, em sua superfície superior, o berço da ponte. O berço é a região para suporte da extremidade da superestrutura, normalmente através de aparelhos de apoio. As alas são muros de contenção adjacentes ao encontro os quais devem conter o aterro na via de acesso. Por fim, a fundação é o elemento na interface com a fundação do encontro.

O manual de pontes do departamento de transporte do estado de Nova Iorque recomenda um comprimento mínimo de berço de três pés (0,92 metros) para pontes de aço e dois pés (0,61 metros) para obras-de-arte especiais de concreto armado.

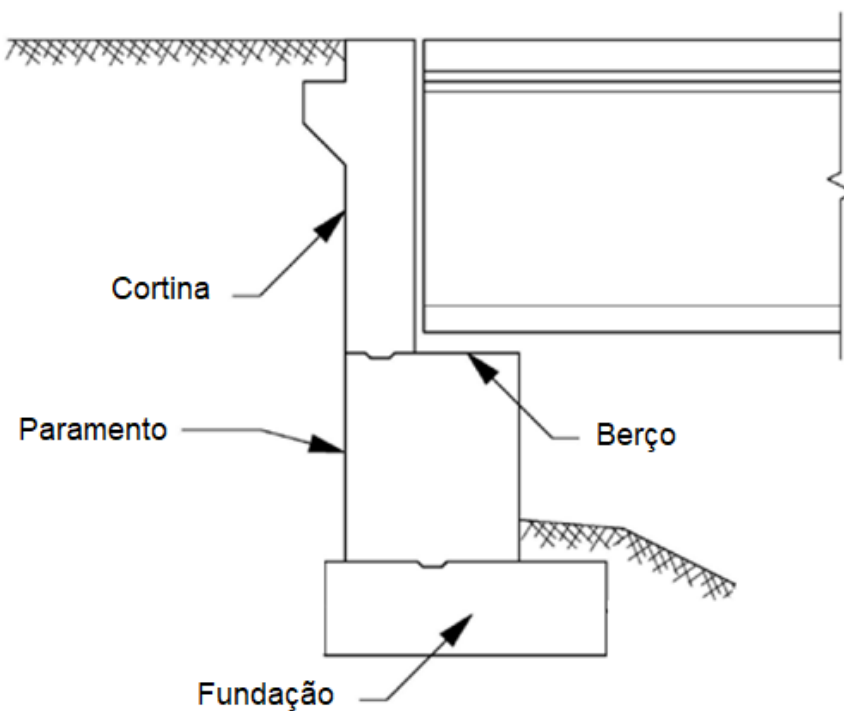


Figura 3.6 - Elementos básicos de um encontro, (WisDOT bridge manual, 2017)

As interações entre o encontro, a superestrutura e o aterro requerem ainda, em grande parte dos casos, a materialização de outros elementos para a garantia dos requisitos de operação das pontes. As alas, as lajes de aproximação, as juntas de expansão e os aparelhos de apoio são acessórios frequentemente associados aos encontros.

A disposição estrutural recomendada para as alas é a ligação rígida com as paredes do encontro, ficando a parte externa em balanço. Esse arranjo configura um pórtico aberto, como o indicado na figura 3.7, onde atuam os esforços de empuxo (Leonhardt, 1979).

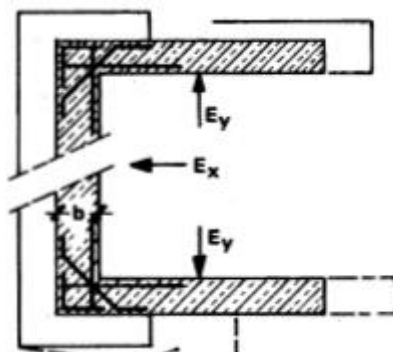


Figura 3.7 - Distribuição dos esforços de empuxo nas alas (Leonhardt, 1979)

Devido ao efeito do arqueamento do solo entre as alas, o dimensionamento destas requer a utilização de tensões de empuxo de 1,5 a 3 vezes o valor do empuxo da terra normal. A armadura do pórtico deve ser, preferencialmente, disposta da altura do berço da ponte até uma altura mínima igual à largura da haste do encontro, o que está indicado na figura 3.8. (Leonhardt, 1979).

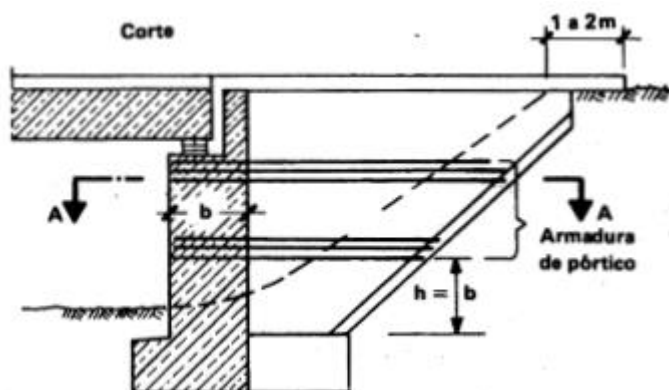


Figura 3.8 - Posicionamento da armadura nas alas (Leonhardt, 1979)

Para alas grandes, de altura superior a 5 metros, o uso de fundações para as alas é recomendado para o enrijecimento do pórtico, evitando a rotação das alas.

Há três possibilidades para a execução das alas: paralelas ao pareamento frontal, perpendiculares ao pareamento frontal ou dispostas em um plano inclinado. As alas paralelas configuram os encontros em U, e encerram o maciço de terra paralelamente ao eixo da ponte (Leonhardt, 1979). É a opção mais comum, apesar de normalmente serem mais caras do que as alas seguindo o talude. Estas últimas são prolongamentos das paredes dos encontros e suas bordas superiores devem acompanhar o caimento do talude.

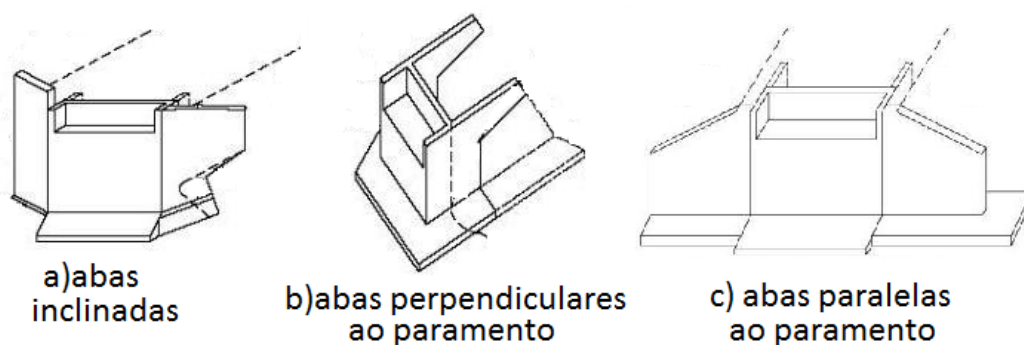


Figura 3.9 – Orientação das alas, adaptado de Engineering Portal

O comprimento das alas pode ser dimensionado a partir da inclinação do talude do aterro. Ilustrado na figura 3.10 abaixo, para o caso das abas perpendiculares ao pareamento vertical, o comprimento mínimo da ala é dado por:

$$\text{Wing Wall Length} = \frac{L}{\cos(a - 90^\circ)} - d$$

Onde L é a componente horizontal da distância entre o ponto do talude de elevação igual ao da aba e o de elevação igual ao do berço, a é o ângulo formado entre a cortina e ala e d é a largura longitudinal do berço. (WisDOT Bridge Manual, 2017)

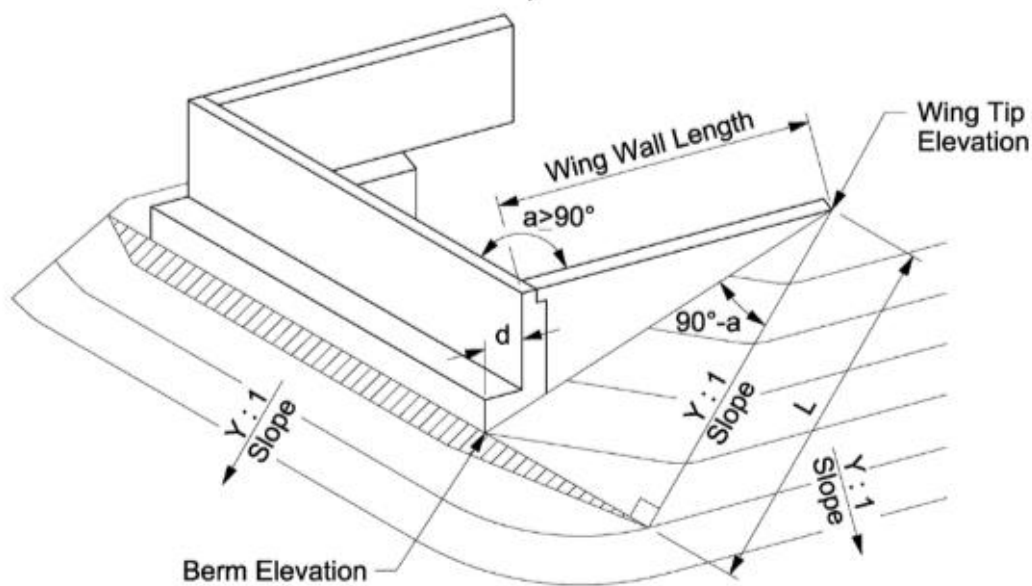


Figura 3.10 – Dimensionamento das alas (wisdot bridge manual, 2017)

O Manual de Obras-de-Arte especiais do DNIT exige ainda o acréscimo de 1 metro de segurança no comprimento da ala, a partir do fim da linha de projeção do talude.

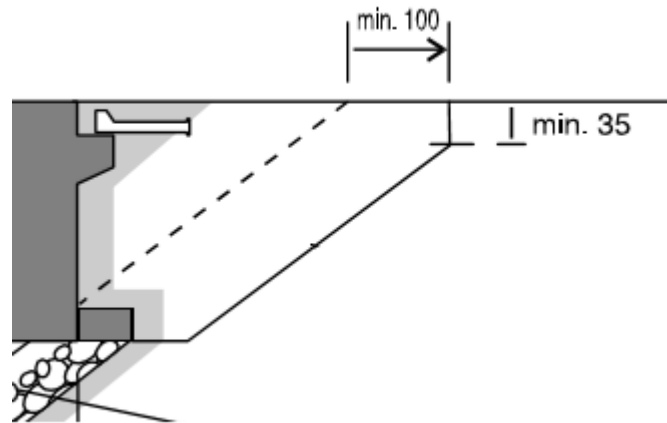


Figura 3.11 – Comprimento mínimo das alas (DNIT, 1996)

Os critérios básicos para o projeto de um encontro de pontes são a prevenção do levantamento da parte traseira da base do conjunto, o posicionamento da resultante das cargas no terço central da base, a consideração da drenagem do aterro adjacente a estrutura e o impedimento do surgimento de rupturas no solo, considerando-se a resistência de tal e a profundidade da base do encontro. (Troitsky, 1994)

Os encontros de pontes são subestruturas de grande variabilidade. A distinção inicial pode ser feita de acordo com o porte do encontro. Considerando o volume e peso da estrutura, faz-se a distinção entre os encontros leves e encontros de grande porte. (DNIT, 1996).

Há diversidade também nas contenções de aterro. As soluções podem adotar pareamentos frontais por gravidade, de contraforte, por flexão ou até mesmo de terra armada (figura 3.12).

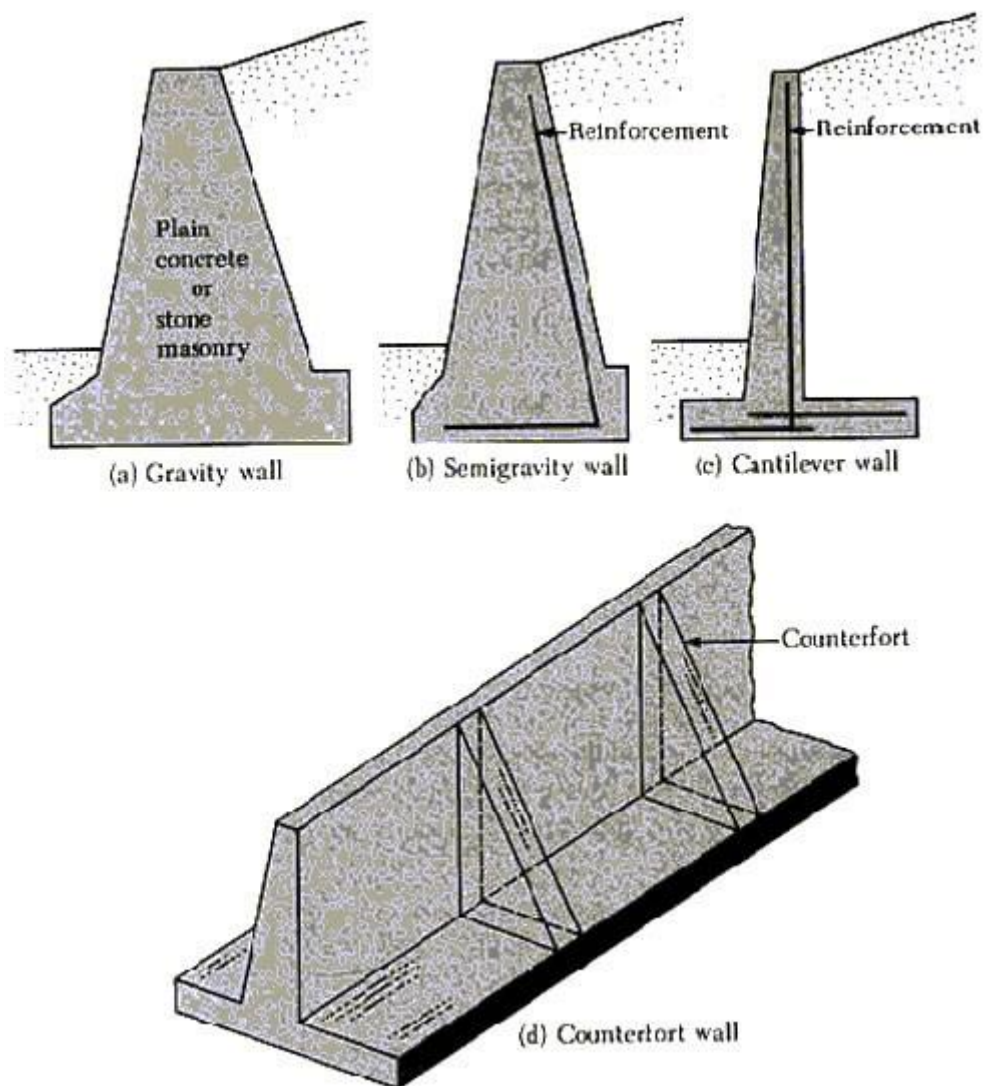


Figura 3.12 – Tipos de contenção (NYDOT Manual of Bridges, 2017)

Os encontros por gravidade são grandes massas de concreto ou alvenaria. Estes dispensam o uso de armaduras, utilizando seu peso próprio para prover estabilidade. Não são atualmente muito utilizados para pontes pelo excesso de materiais e espaço requeridos. Já os encontros por flexão apresentam a sua parede de contenção sustentada por uma haste armada engastada na base do encontro. A armadura deve ser dimensionada para evitar o tombamento do encontro e o surgimento de esforços de tração na cortina.

A solução de contenção pode ser feita ainda através da tecnologia da Terra Armada, concebida por Henri Vidal na década de 60 (figura 3.13). Os muros em Terra Armada são estruturas de contenção flexíveis que associam elementos lineares de reforço e elementos modulares de revestimento ao aterro compactado. O princípio teórico

fundamental da solução é o aumento da resistência do solo, através da armadura aderente do reforço, principalmente aos esforços de tração.

As etapas construtivas básicas do método são a colocação das escamas, seguida da fixação da armadura e do espalhamento do aterro. É uma técnica que admite índices de produtividade altos para obras de terra, conseguindo-se a partir de uma equipe de montagem até 60m² de parede vertical.

Os muros em terra armada podem ter sua altura coincidente com a altura mecânica do encontro. Alternativamente podem ser associados a taludes ou até mesmo como fundação para dispositivos de encontro.

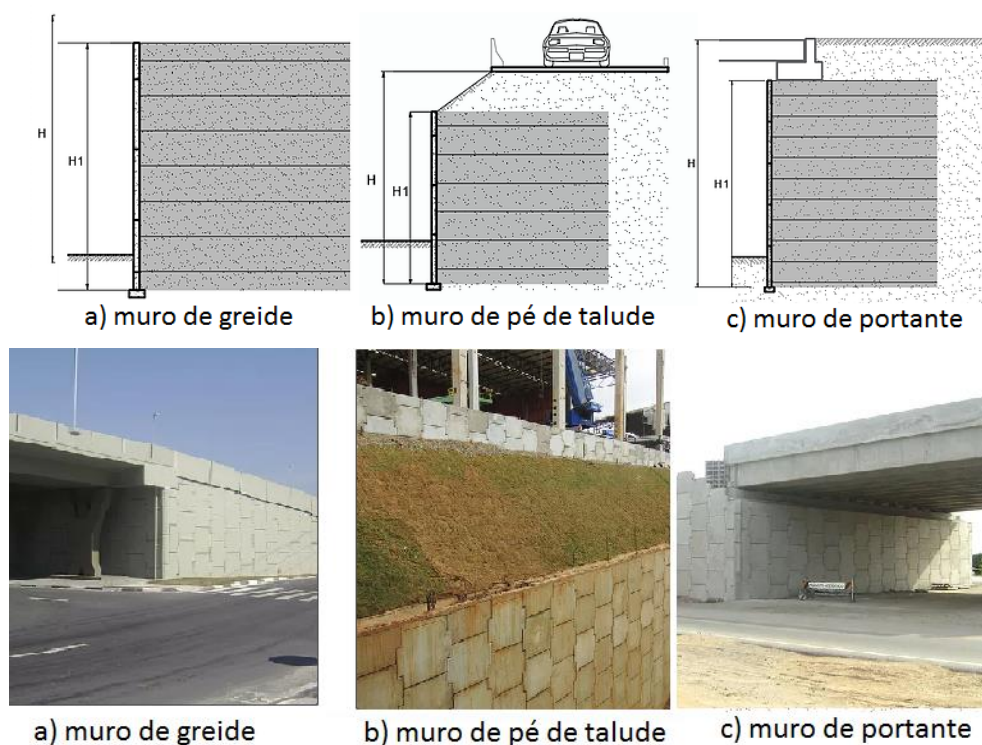


Figura 3.13 – Contenções em Terra Armada

3.3 Soluções para encontros

3.3.1 Encontro Suspenso

Nesta solução, a ponte apresenta sua extremidade em balanço, e o dispositivo do encontro está suspenso no término da superestrutura. São soluções bem econômicas, mas de limitada aplicação principalmente em casos no qual a percolação no aterro de acesso representa riscos de erosão. Seus elementos estão ilustrados na figura 3.14.

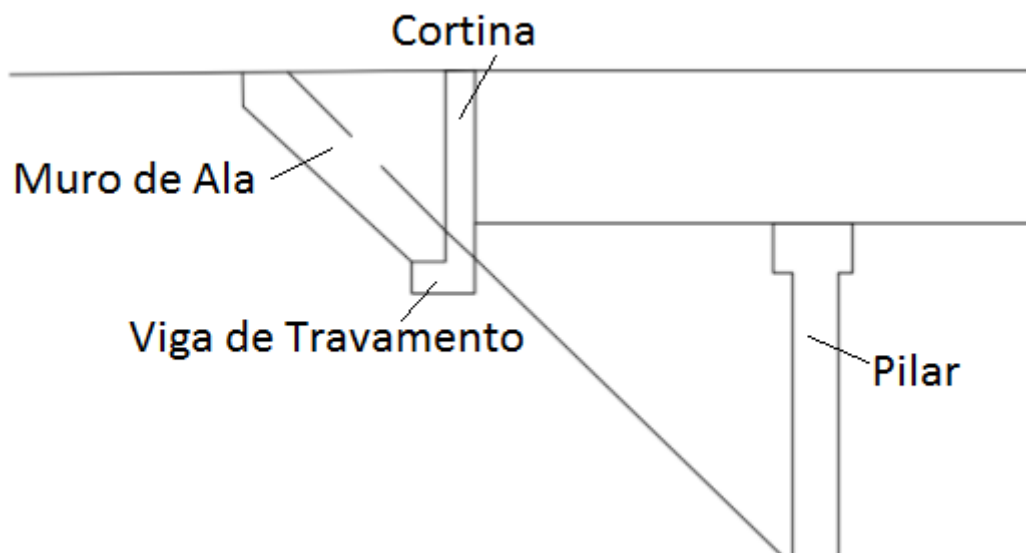


Figura 3.14 - Elementos do encontro suspenso

A interface entre a obra de arte especial e a obra de terra foi feita por meio de um elemento para conformação do aterro no coroamento do talude, e por um pilar, na região de início do talude do aterro. Esta solução apresenta a transição rodovia-obra-de-arte deficiente pelo excesso de movimentação das extremidades do balanço. Para atenuar este efeito, a compactação do aterro de acesso e a utilização de placas de transição são fundamentais.

O dispositivo presente na extremidade da ponte é composto pela cortina e por alas perpendiculares ao pareamento frontal, além da viga de travamento. O dimensionamento das cortinas deve ser a partir de um trem-tipo com duas cargas concentradas iguais a metade da carga do veículo-tipo, para evitar artifícios de cálculo que reduzam a atuação da carga móvel sobre as cortinas (Manual de Obras-de-Arte especiais do DNIT).

A armadura do conjunto deve ser projetada para as situações de tombamento, deslizamento e arranque da haste central da cortina. As alas devem ter espessura inferior a 25 cm e são dimensionadas para absorver o empuxo de terra e sobrecarga do aterro.

3.3.2 Encontro Aliviado

Os encontros aliviados são alternativas leves e de custo reduzido, devido a menor robustez da subestrutura. Seu tamanho reduzido exige a extensão do tabuleiro da superestrutura até o coroamento do aterro. Portanto, a redução dos custos do encontro em si deve ser analisada em conjunto com os acréscimos nas despesas da superestrutura. Seus elementos estão ilustrados na figura 3.15.

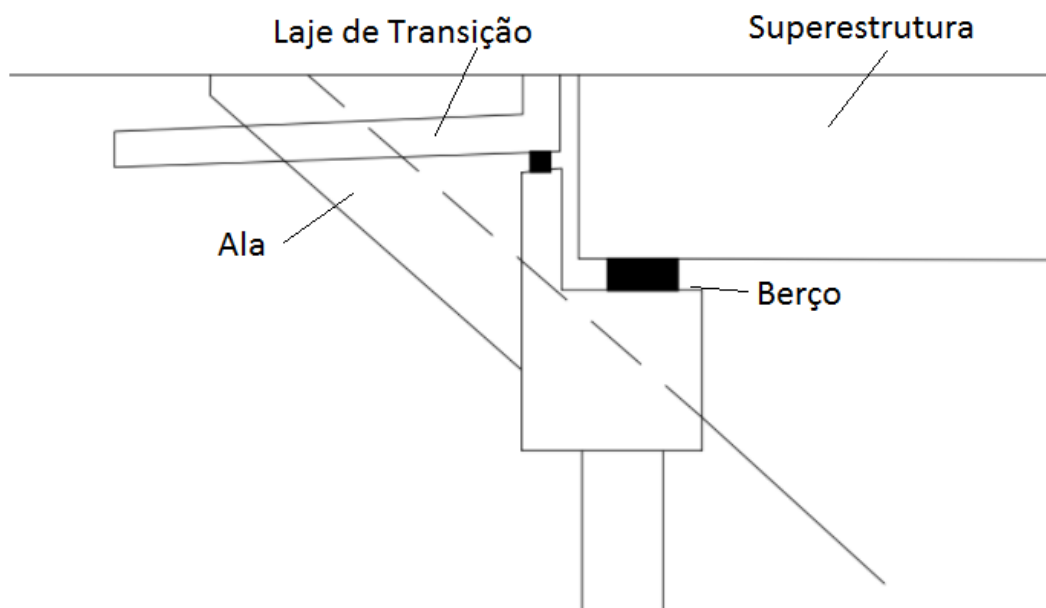


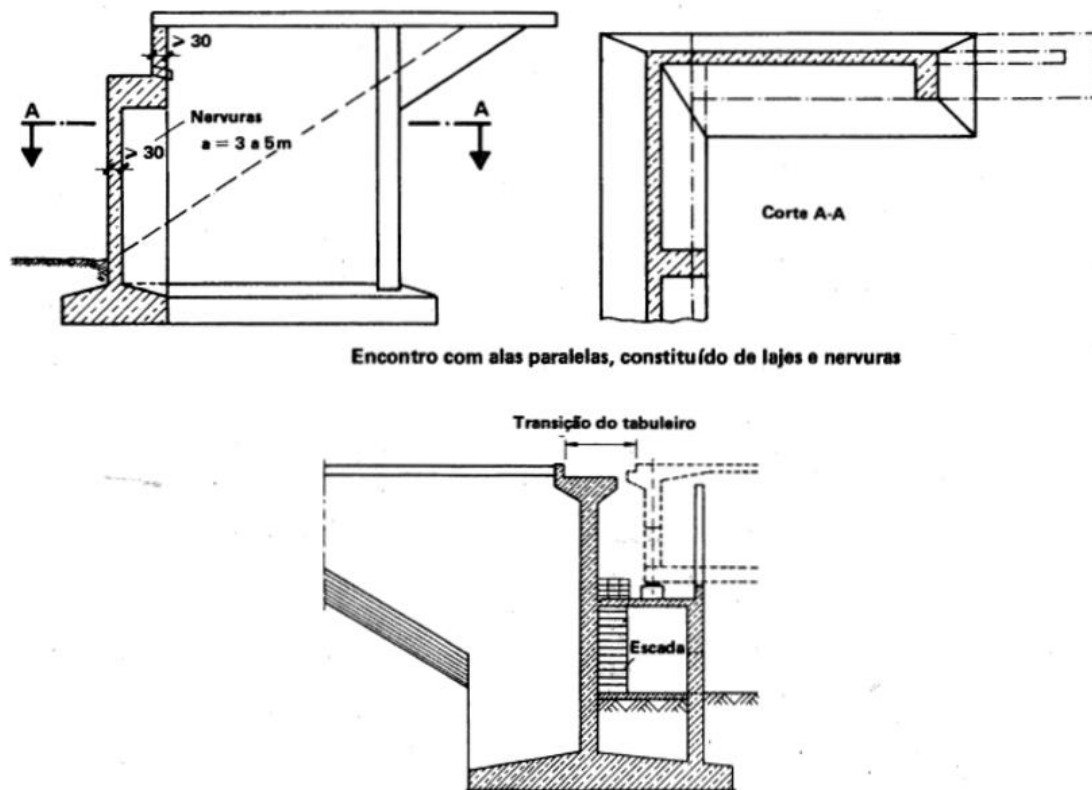
Figura 3.15 - Elementos do encontro aliviado

Os esforços de empuxo são reduzidos neste encontro, devido à ausência de um pareamento frontal contínuo. Essa solução requer, normalmente, a utilização de lajes de aproximação e alas paralelas ao eixo da via. As primeiras atuam na compatibilização dos recalques, enquanto as alas garantem a estabilidade do aterro confinado.

Os encontros aliviados são de grande utilização em viadutos rodoviários por garantirem um melhor campo de visão e conforto estético aos motoristas, justamente por não serem enormes massas de concreto “apertando” os usuários da via. (Leonhardt, 1979).

3.3.3 Encontro de Grande Porte

Os encontros de grande porte são os mais custosos, apresentando custos unitários muito superiores aos da obra-de-arte especiais ao qual são associados. Novamente, a análise de custo deve ser integrada a parcela de custo da superestrutura, reduzida neste caso. Na figura 3.16, podem ser observadas algumas ilustrações do encontro de grande porte.



Encontro com alas paralelas, constituído de lajes e nervuras

Figura 3.16 - Encontro de grande porte

Estas soluções disponibilizam uma folga horizontal menor e dificultam a visão do motorista para curvas nas vias inferiores. Adicionalmente, apresentam maiores riscos de colisão e dificuldades relacionadas ao posicionamento e compactação do aterro próximo a parte traseira do pareamento frontal e das alas. Este pacote de dificuldades torna esta solução atrativa apenas em cenários com grandes forças horizontais (esforços de frenagem em pontes ferroviárias, por exemplo) ou excessivas alturas de aterro (DNIT, 1996).

O acesso aos dispositivos de transição nas juntas e aos aparelhos de apoio para manutenção é essencial nos encontros de grande porte. Por isto, estes são executados ocos e providos com escadas internas de acesso (Leonhardt, 1979).

3.4 Laje de transição

3.4.1 Definição e Funções

As lajes de transição (também conhecidas como placas ou lajes de aproximação) são lajes de concreto armado utilizadas para suavizar a transição entre rodovia e obra-de-arte especial.

Na transição entre o aterro da rodovia e o tabuleiro da ponte, o terreno existente atrás dos encontros recalca, o que causa o surgimento de uma depressão (figura 3.17), que, conforme o tipo de solo, com frequência só se estabiliza após muitos anos. Mesmo em caso de a compactação ter sido adequada, os aterros recalcam mais do que a extremidade da ponte, principalmente em casos de fundação aprofundada no encontro, e se a carga do aterro estiver aplicada sobre solo coesivo.

Deste modo, passa a existir um efeito de solavanco no final da ponte, que além de ser incômodo para o tráfego de alta velocidade, pode oferecer uma situação de risco ao usuário e aumentar os custos de manutenção.

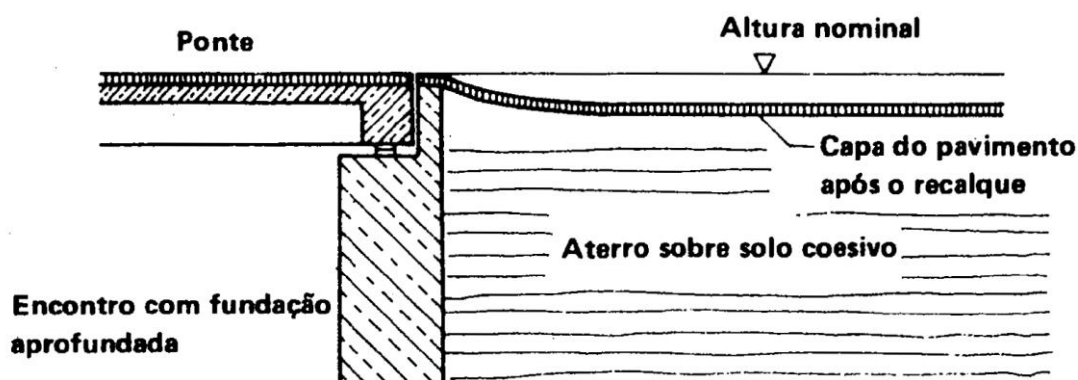


Figura 3.17 - Ilustração da depressão atrás de uma ponte na ausência da laje, causada pelo recalque do aterro sobre solos coesivos (Leonhardt, 1979)

O degrau formado na aproximação do viaduto ou ponte acaba gerando uma redução da segurança para os usuários da via, pois o motorista espera que este solavanco na entrada e saída de pontes ou viadutos seja imperceptível, não oferecendo risco de perda de controle ou danos ao seu veículo. Outro problema são os custos de manutenção para minimizar a degradação precoce do pavimento no local, além da recuperação deste local precisar de interrupção parcial do tráfego, o que causa dificuldades.

Problemas na transição podem ter diversas origens, como deficiências de projeto, defeitos de construção, conservação inadequada, obras com extremos em balanço muito flexíveis, aterros mal compactados e drenagem insuficiente ou malcuidada, como ilustrados na figura 3.18.

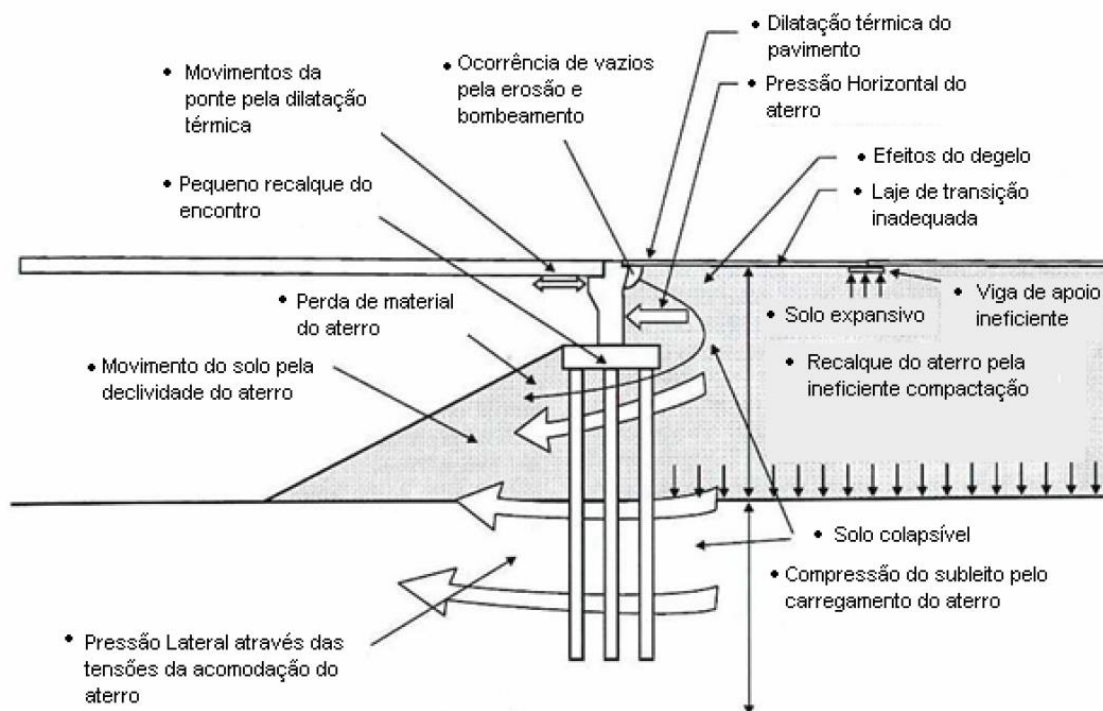


Figura 3.18 - Principais causas do efeito de solavanco na aproximação de OAE (Briaud et al, 1997)

Assim, esta depressão pode ser compensada por uma laje de transição, que se apoia rigidamente em uma extremidade da ponte e que, na outra extremidade, segue o assentamento do terreno.

A presença de uma laje de transição não tem o efeito de evitar o recalque diferencial causado pela acomodação do aterro (Hoppe, 1999), porém a laje tem o objetivo de manter a planicidade da via, distribuindo o recalque do solo ao longo de seu comprimento.



Figura 3.19 - Recalque diferencial na aproximação da ponte. (Hoppe, 1999)

3.4.2 Disposições construtivas

O comprimento dessa laje é determinado em função do valor do recalque diferencial a ser esperado e pelas exigências do tráfego. Briaud et al (1997) sugere gradientes na aproximação do encontro inferiores a $1/200$, como visto na figura 3.20 abaixo, para aceitação das obras, onde são garantidos segurança e conforto do usuário.

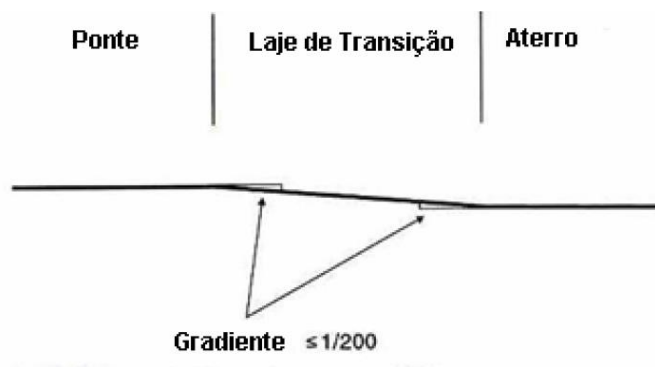


Figura 3.20 - Limite do gradiente em rodovias novas (Briaud et al, 1997)

No caso de aterros altos, a laje de transição pode se apoiar de modo a permitir o ajuste posterior para correção do nível, e em pontes sobre vales, quando os solos das encostas forem rígidos, a laje de transição pode ser relativamente curta, desde que ela tenha de compensar apenas a depressão diretamente atrás do encontro (Leonhardt, 1979).

Em casos de recalques pequenos, pode-se utilizar um tipo de laje que não interrompe o revestimento da pista, com comprimentos de 5 a 8 metros, e inclinada (figura 3.21)

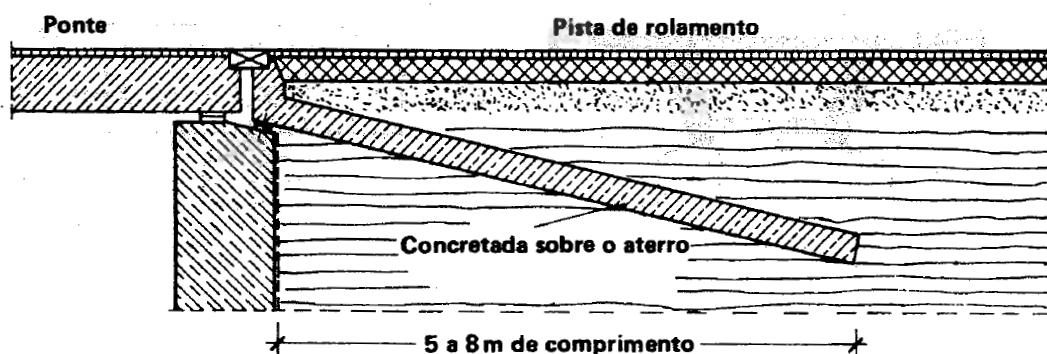


Figura 3.21 - Laje de transição curta e inclinada para compensação de recalques pequenos.
(Leonhardt, 1979)

O manual de projeto de obras-de-arte especiais (DNER,1996) afirma que todas as obras deverão ser providas de lajes de transição, de espessura não menor que 25 cm e com comprimento mínimo de quatro metros, ligadas à estrutura ou ao encontro por meio de articulações de concreto, sem armadura passante, geralmente cobertas com brita graduada compactada e pavimento. Na figura 3.22 está desenhado como pode ser o apoio da laje de transição sobre a estrutura, segundo o DNER.

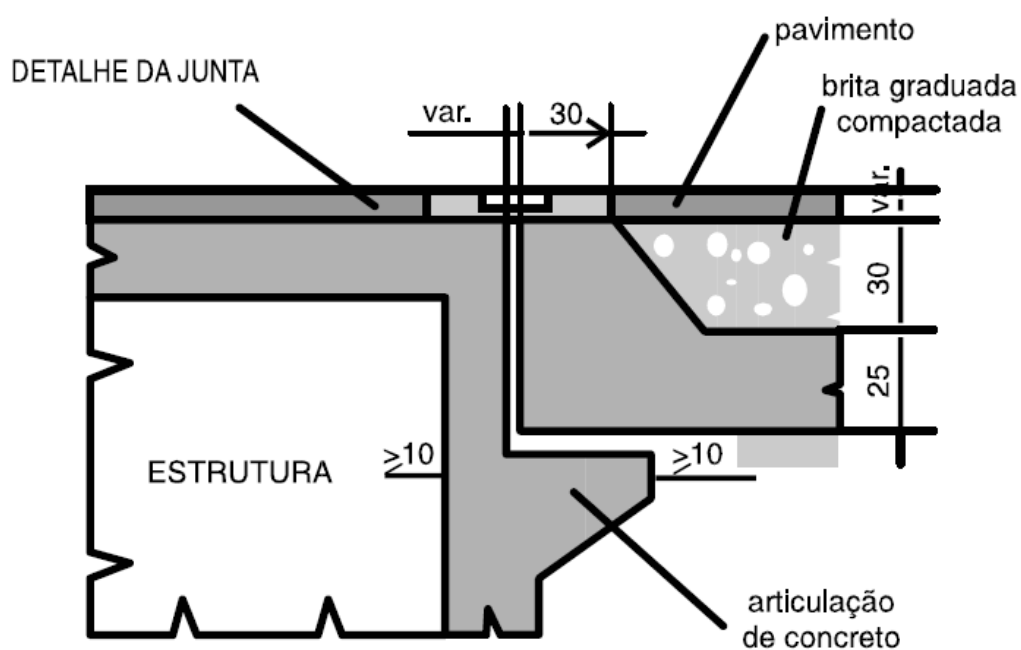


Figura 3.22 - Apoio da laje de transição sobre a estrutura (DNER,1996)

3.4.3 Cálculo de dimensionamento

Na impossibilidade de se efetuar o cálculo segundo a teoria exata de placas apoiadas em meio elástico, o manual do DNER recomenda que o projeto seja simplificado da seguinte forma (figura 3.23):

- Considerar-se uma laje teórica simplesmente apoiada, de vão livre igual ao comprimento da laje de transição e bordas livres na outra direção, determinando-se a armadura inferior para os esforços assim obtidos;
- Armadura superior constituída por uma malha, igual nas duas direções, e de seção transversal igual à menor armadura da fibra inferior, calculada de acordo com o exposto acima;
- Para o cálculo das solicitações na estrutura onde se apoia a laje de transição, o esquema estrutural a ser adotado é o indicado na figura abaixo.

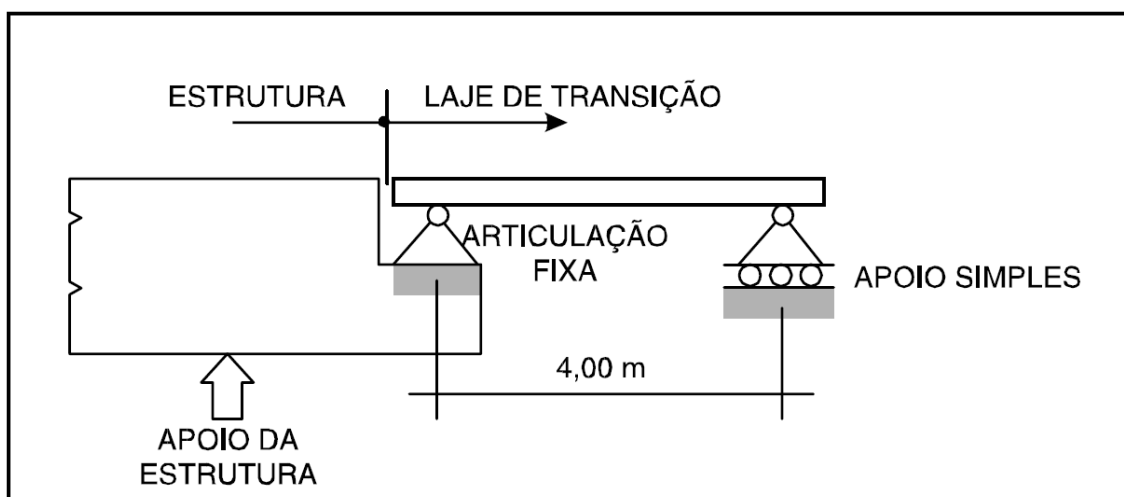


Figura 3.23 - Esquema estrutural simplificado para cálculo da laje (DNER,1996)

Os esforços de carga permanente da laje de transição somente deverão ser considerados quando desfavorável para a estrutura. A porção de aterro por baixo da laje de transição deverá ser construído com o mesmo grau de compactação que o restante do aterro de acesso para evitar que fique suscetível a deformações induzidas pelas cargas variáveis. Nos aterros de aproximação da obra-de-arte, o manual indica que deverá ser apresentada a análise das tensões na memória de cálculo justificativa, em função do solo do material de empréstimo, justificada por sondagens e ensaios geotécnicos para caracterização física e mecânica.

3.5 Encontros integrais com a superestrutura

3.5.1 Introdução e definição

Nos últimos anos, a solução para o encontro de pontes denominada ponte integral ou ponte de encontro integral vem ganhando muita força internacionalmente e também no Brasil. Por isso essa solução será discutida e serão apresentados seus aspectos de projeto, método construtivo, manutenção, comportamento estrutural e, permeando esses aspectos, as vantagens dessa solução.

Primeiramente será apresentada a definição dessa solução: são aquelas construídas sem juntas de movimentação entre os vãos e entre estes e os encontros (Hambly, 1991). Uma definição mais precisa para pontes integrais inclui a necessidade de uma ligação monolítica entre a superestrutura e a infraestrutura, somada à inexistência das juntas.

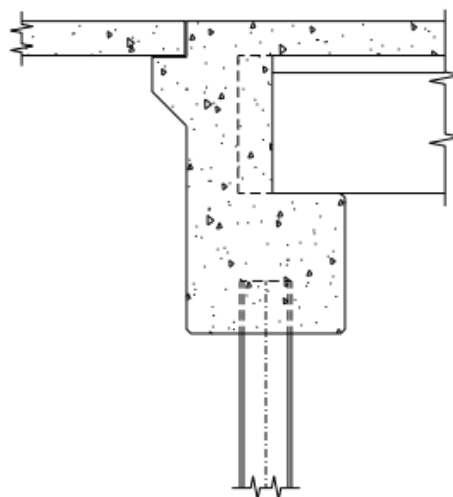


Figura 3.24 - Detalhe típico de encontro integral (ABECE, 2011)

A partir dessa definição pode-se identificar 3 tipos principais de encontros integrais: pontes em pórtico (ou arco), pontes com balanço sem encontro e pontes em viga reta. No Brasil, há grande ocorrência das pontes com balanço em que o encontro é substituído por um balanço e um talude de aterro, principalmente para pontes de pequeno e médio porte. As pontes integrais em pórtico não são muito usadas, enquanto as pontes em viga reta representam a maior ocorrência entre as pontes integrais e por isso é a mais estudada, sendo usada com um ou múltiplos vãos, e podendo aparecer associada a aparelhos de apoio que permitem movimentação horizontal entre o tabuleiro e os pilares, funcionando como articulações.

Há ainda as pontes semi-integrais (figura 3.25) nas quais a ligação entre o encontro e a superestrutura é feita por meio de aparelho de apoio que permite articulação parcial nessa ligação, o que se diferencia das pontes integrais (ligação monolítica).

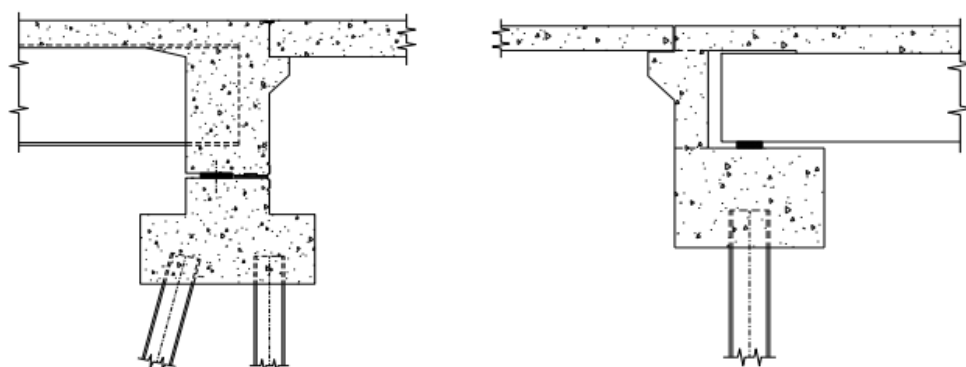


Figura 3.25 - Encontros semi-integrais (ABECE, 2011)

3.5.2 Aspectos de projeto

Para o projeto dessas pontes com encontros integrais, deve-se tomar alguns cuidados importantes para seu bom funcionamento, muitos deles relacionados à falta das juntas responsáveis por acomodar importantes esforços como a dilatação e retração, principalmente quanto a escolha do modelo de análise estrutural.

Para acomodação dos efeitos de temperatura, sem o uso de juntas de dilatação, é necessário considerar tensões adicionais provocadas pela restrição dos movimentos de dilatação provocados pela variação da temperatura efetiva da ponte. Também deve-se ter cuidado com as tensões provocadas pela variação diferencial de temperatura ao longo da altura do tabuleiro, provocando flexão no mesmo. Há ainda outro efeito provocado pela variação do comprimento das pontes, que avançam ou recuam na direção dos encontros, provocando efeitos no solo do aterro do encontro, no sentido de aumentar as pressões laterais sobre as paredes quando há expansão e também causando abatimento do solo na face frontal do aterro.

Com relação aos efeitos de retração e fluência nas pontes integrais, há uma diferença na forma como são considerados, devido à continuidade nos apoios intermediários e à ligação monolítica entre superestrutura e encontro, pois as rotações esperadas nas extremidades das vigas e lajes devido a esses efeitos são restringidas causando momentos no meio dos vãos, sendo esses positivos, no caso da protensão e fluência, e negativos, no caso da retração diferencial entre vigas e lajes. Somando esses dois efeitos de momento, prevalece o momento positivo na região dos apoios pois em

geral o efeito da protensão supera o efeito da retração, resultando na consideração de dimensionamento para essa ligação de um momento positivo máximo igual a $1,2 M_{cr}$, sendo M_{cr} é momento positivo de fissuração para a seção composta da viga, adotando-se a resistência do concreto da transversina, de acordo com estudos experimentais (Miller et al., 2004).

Outro ponto importante a se considerar nesse tipo de ponte é a interação solo-estrutura, pois devido ao fato de a estrutura ser monolítica, as deformações normalmente acomodadas pelas juntas passam a ser transferidas para as paredes dos encontros e para as fundações, que devem resistir a esse novo esforço. Além disso, há o aumento de pressão no aterro ocasionado pelos movimentos cíclicos da estrutura (como aqueles causados pela variação de temperatura já mencionado). Devido a essa interação, a análise estrutural deve ser feita em conjunto com o solo, sendo este, parte integrante da estrutura resistente, e não fazer duas análises separadas e apenas transferir a carga de uma para outra, como se faz usualmente. Também há necessidade de se especificar o material do reaterro, sendo um material granular bem graduado o mais recomendado devido à facilidade de compactação em pequenos espaços.

Deve-se ressaltar também que as pontes com encontros integrais têm uma limitação quanto à esconsidade que, de acordo com recomendações do Reino Unido e da maioria dos estados norte-americanos, não deve superar 30° devido ao empuxo cuja componente transversal tende a provocar rotação devido à estrutura integral. Além disso, outra limitação é a necessidade de continuidade do tabuleiro entre os pilares, a ser garantida por lajes de continuidade sobre os apoios ou conexões de vigas.

Há também recomendações para os elementos do encontro que devem ser seguidas para melhorar o comportamento da estrutura. Para as alas é importante que elas tenham orientação paralela ao eixo longitudinal da ponte, pois, caso contrário, aumentariam a área de solo que resiste ao movimento de expansão do tabuleiro devido aos efeitos da temperatura já discutidos. Já a laje de transição normalmente usada ganha mais importância em encontros integrais para reduzir a compactação do material do aterro causada pelas cargas decorrentes do tráfego de veículos, contribuindo assim para diminuir a resistência do aterro aos movimentos de expansão do tabuleiro (da mesma forma que a orientação das alas), evitando também irregularidades na ligação do pavimento com a ponte (causadas pelo abatimento discutido nos efeitos térmicos). Sendo assim, a laje de transição deve ser conectada ao encontro pelo uso de armadura construtiva

acompanhando as movimentações cíclicas do tabuleiro causadas pela variação térmica, e conectada ao pavimento com uma junta flexível de material betuminoso.

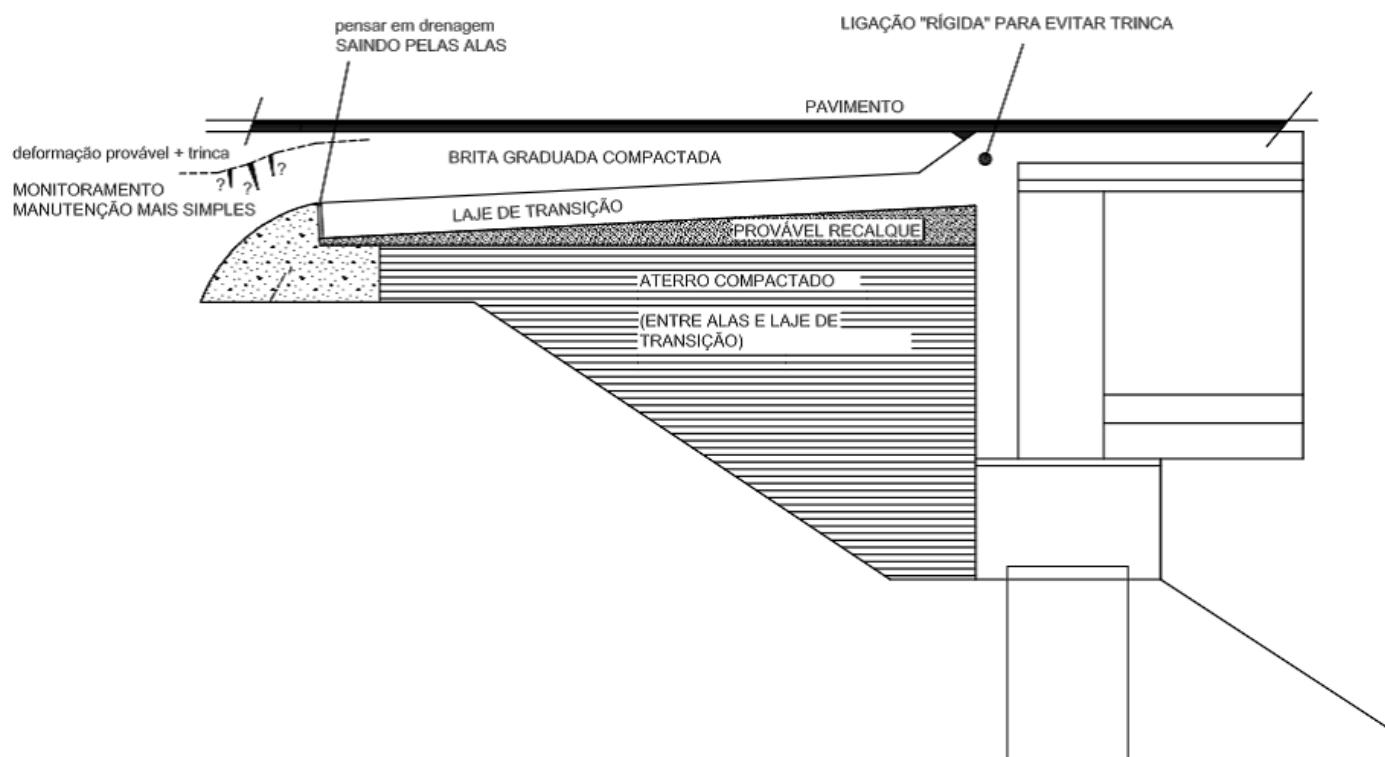


Figura 3.26 - Ilustração da laje de transição para encontros integrais

3.5.3 Vantagens

A partir dos aspectos de projeto e da definição dos encontros integrais pode-se perceber suas vantagens em relação ao uso de juntas. A grande vantagem decorre justamente da eliminação da junta devido à redução dos custos de manutenção, que no caso das juntas há necessidade de reparos ou substituição das mesmas ou dos aparelhos de apoio. É importante notar que essa manutenção nem sempre é feita adequadamente, especialmente no Brasil, o que potencializa a vantagem dos encontros integrais.

Outra vantagem associada à eliminação das juntas é que estas comumente não recebem atenção compatível com sua importância no comportamento estrutural da ponte (assim como o encontro em si, que apesar de pequeno tem elevada importância) por não serem parte importante do custo. Por isso, esses problemas de projeto e execução acabam levando à infiltração de água, principal causa da corrosão de armaduras tanto do tabuleiro quanto da infraestrutura, de acordo com uma pesquisa realizada pelo Department of Transport (DTp) no Reino Unido, no final da década de 80 (Pritchard, 1992). Além disso, para pontes de pequeno e médio vão, as juntas respondem por mais danos aos aparelhos

de apoio do que as movimentações horizontais da superestrutura, de acordo com o National Cooperative Research Program (NCHRP) no seu Relatório 141 (Burke, 1989).

Nas figuras 3.27 e 3.28 a seguir, pode-se ver alguns exemplos de problemas fotografados.



Figura 3.27 - Aparelho de apoio inadequado: Esmagamento do concreto no topo do pilar e fundo da viga principal (DNIT, 2010)



Figura 3.28 - Junta mal projetada e/ou executada, desgastada e ineficaz (DNIT, 2010)

Outras vantagens dos encontros integrais que se destacam são: maior conforto para o tráfego de veículos, por ter pista de rolamento mais uniforme e não haver junta, melhor comportamento estrutural, devido à maior capacidade de redistribuir os esforços aumentando a capacidade estrutural no estado limite último (ELU), sendo muito útil para ocorrências sísmicas (pouco comuns no Brasil), e possibilidade de economia na

infraestrutura (especialmente para fundações em estacas profundas) devido à restrição da movimentação dos encontros decorrente da sua ligação com o tabuleiro.

Portanto, as pontes integrais são uma alternativa muito interessante para pontes de pequenos e médios vãos devido às suas várias vantagens, no entanto apresentam restrições para pontes de maiores vãos especialmente devido à maior escala do efeito de dilatação e demais efeitos térmicos que dificultam sua aplicação nesses casos, que pode apresentar ainda mais problemas se for usado com uma estrutura mista ou em aço devido ao maior coeficiente de dilatação térmica do aço em relação ao concreto.

No entanto, para o caso do Brasil que possui muitas pontes de médios e pequenos vãos usualmente em concreto, a solução de encontros integrais tem boa aplicabilidade, desde que sejam respeitadas suas limitações e seguidas as recomendações de projeto, principalmente em relação à modelagem adequada da rigidez das ligações, interação solo-estrutura de forma cuidadosa e integrada, e consideração dos efeitos de temperatura, retração e fluência de forma adequada.

4 AÇÕES A CONSIDERAR NO PROJETO DOS ENCONTROS

4.1 Classificação das ações

Na etapa da análise estrutural de uma obra, é preciso considerar-se a influência de todas as ações que possam causar efeitos significativos para a segurança da estrutura analisada. Segundo a norma NBR 7187:2003 "Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido", as ações em pontes, em geral, podem ser classificadas do seguinte modo:

- Ações permanentes, que são, por exemplo:
 - Cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
 - Cargas provenientes do peso da pavimentação, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
 - Empuxos de terra e de líquidos;
 - Forças de protensão;
 - Deformações impostas, isto é, aquelas provocadas por fluência e retração do concreto, e por deslocamentos de apoios.
- Ações variáveis, que são, por exemplo:
 - As cargas móveis (ação gravitacional, força centrífuga, choque lateral, efeitos de frenagem e aceleração);
 - As carga de construção;
 - A ação do vento;
 - O empuxo de terra provocado por cargas móveis;
 - A pressão da água em movimento;
 - O efeito dinâmico do movimento das águas;
 - As variações de temperatura.
- Ações excepcionais, que são, por exemplo:
 - Choques de veículos;
 - Explosões, e fenômenos naturais pouco frequentes.

As ações que consideramos mais relevantes para o estudo dos encontros das pontes são as ações do empuxo de terra, da sobrecarga de aterro, da frenagem e aceleração, e das deformações impostas por temperatura, retração e ação da protensão,

pois são as que causam o maior impacto nessa parte da estrutura. Essas são as ações que terão suas características explicadas mais detalhadamente neste trabalho, a seguir.

4.2 Empuxo de terra

4.2.1 Definição

O empuxo de terra é entendido como a sollicitação produzida pelo maciço terroso sobre a estrutura com ele em contato. A determinação das pressões de empuxo, essencial para o dimensionamento de um encontro de pontes, é um desafio antigo da engenharia civil. Trata-se de um problema estaticamente indeterminado, portanto, requer a utilização de condições de compatibilidade entre os deslocamentos.

Há duas linhas fundamentais para o estudo do empuxo de terra: a teórica, respaldada em tratamentos matemáticos de modelos reológicos para a simulação do comportamento da tensão e deformação do solo, e a empírica, baseada em observações no laboratório e em obras. A abordagem teórica subsidia os métodos numéricos computacionais os quais, naturalmente, vem ganhando elevada relevância atualmente.

4.2.2 Teoria da elasticidade

A base teórica primordial para os cálculos das pressões de empuxo de terra é a Teoria da Elasticidade. Esta define o modulo de Elasticidade como ferramenta para a descrição da relação entre tensão e deformação de um material sólido. O modulo de Elasticidade, ou modulo de Young, é definido matematicamente como a razão entre a tensão exercida e a deformação sofrida.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Onde E é o modulo de Young, medido em unidade de pressão, σ é a tensão aplicada, medida em unidade de pressão, e ε é a deformação longitudinal, adimensional.

As faixas de valores de Modulo de Elasticidade para solos argilosos são dados na tabela abaixo em função de sua consistência.

<i>Consistência</i>	<i>Módulo de elasticidade</i>	
	<i>MPa</i>	<i>kN/m²(kPa)</i>
Muito mole	< 2,5	< 2500
Mole	2,5 a 5	2500 a 5000
Consistência média	5 a 10	5000 a 10000
Rija	10 a 20	10000 a 20000
Muito rija	20 a 40	20000 a 40000
Dura	> 40	> 40000

Para solos arenosos, são apresentados abaixo os valores do módulo de Young, a partir de suas compacidades.

<i>Compacidade</i>	<i>Módulo de elasticidade</i>			
	<i>Fofa</i>		<i>Compacta</i>	
	<i>MPa</i>	<i>kN/m² (kPa)</i>	<i>MPa</i>	<i>KN/m² (kPa)</i>
Areias de grãos frágeis, angulares	15	15000	35	35000
Areias de grãos duros, arredondados	55	55000	100	100000
Areia (S. Paulo), bem graduada, pouco argilosa	10	10000	27	27000

O coeficiente de Poisson é outro parâmetro do solo fundamental para o cálculo dos empuxos. Este é definido como a razão entre a deformação transversal e a longitudinal de um material, de acordo com a direção de aplicação da carga.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z}$$

Onde ν é o coeficiente de Poisson, ε_x é a deformação transversal e ε_z é a deformação longitudinal.

O sinal negativo na formula indica que, para materiais de coeficiente de Poisson positivo, observa-se expansão ou contração no plano transversal de aplicação da carga quando o corpo é comprimido ou esticado longitudinalmente, respectivamente.

Para solos, os valores típicos de coeficiente de Poisson apresentam-se entre 0,25 e 0,50.

4.2.3 Coeficientes de empuxo

Define-se como coeficiente de empuxo de terra a relação entre a tensão horizontal e a vertical em um corpo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Onde K é coeficiente de empuxo, adimensional, e σ_h e σ_v são as tensões nos planos horizontais e verticais, respectivamente.

O cálculo do coeficiente de empuxo pode ser feito para diferentes condições de deformações laterais. Para o caso em que não são consideradas deformações laterais, tem-se o empuxo em repouso. Quando o solo é sujeito a expansão, em casos em que a contenção se desloca no sentido oposto ao do solo, há a situação de empuxo ativo. Por fim, quando o maciço de terra é comprimido, é acionado o empuxo passivo. A diferença entre os cenários apresentados na figura 4.1 está na ativação da resistência interna ao cisalhamento da malha do solo.

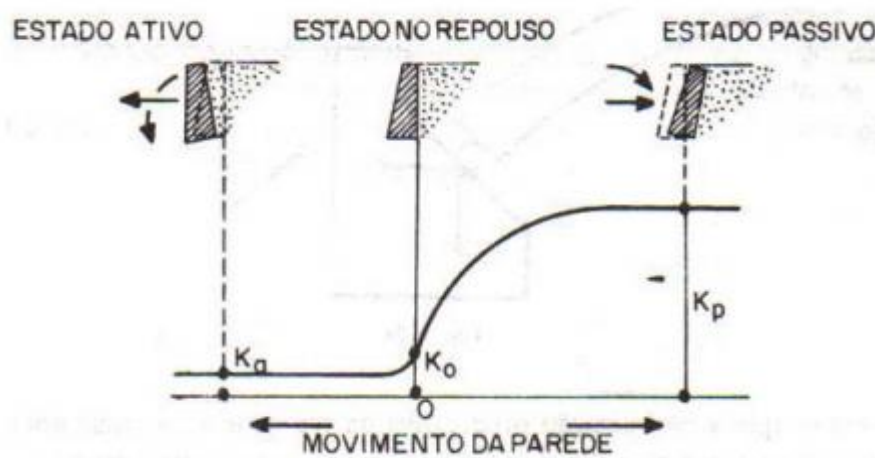


Figura 4.1 - Variações no tipo de empuxo

Os três estados estudados de empuxo podem ser melhor visualizados através dos círculos de Mohr da figura 4.2, para um solo não coesivo.

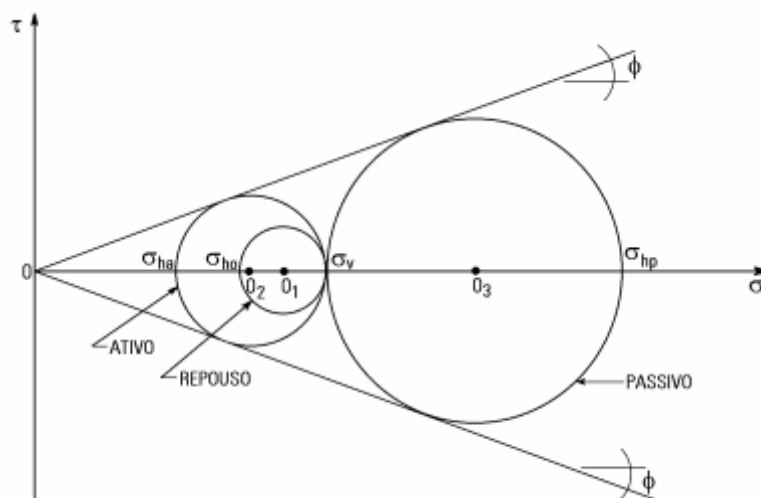


Figura 4.2 - Círculos de Mohr

4.2.4 Empuxo em repouso

O empuxo em repouso é calculado em um cenário com equilíbrio elástico do solo, sem deformações laterais. As pressões calculadas em repouso são utilizadas para o dimensionamento de estruturas travadas e que não são sujeitas a grandes variações de temperatura.

O coeficiente de empuxo em repouso pode ser calculado em função dos parâmetros elásticos do solo. Admitindo-se um solo perfeitamente elástico e em repouso, consegue-se chegar na relação abaixo.

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Para solos, o valor do coeficiente de empuxo em repouso independe de sua resistência ao cisalhamento, e é relacionado ao tipo de solo, as condições geológicas e o histórico de tensões. A determinação deste coeficiente requer trabalhosos e custosos ensaios de laboratório ou em campo. Essa dificuldade é combatida pela utilização de relações empíricas, que foram desenvolvidas ao longo dos anos, sendo algumas delas apresentadas a seguir.

- a) $K_0 = (1 - \sin \phi')$ Jaky (1944);
- b) $K_0 = 0,9 (1 - \sin \phi')$ Frazer (1957);
- c) $K_0 = (1 - \sin \phi') \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ Kezdi (1962);
- d) $K_0 = (0,95 - \sin \phi')$ Brooker (1965)
Ireland

De maneira geral, os valores de K_0 estão indicados na tabela seguinte.

TIPO DE SOLO	K_0
Areia compacta ($e = 0,60$)	0,49
Areia média ($e = 0,70$)	0,52
Areia fofa ($e = 0,88$)	0,64
Areia fofa saturada	0,46
Areia compacta saturada	0,36
Argila residual compacta	0,42
Argila residual compacta	0,66
Argila mole, orgânica, indeformada	0,57
Argila marinha, indeformada	0,48
Argila sensível	0,52
Argilas	0,60 a 0,80
Areias não compactadas (fofas ou compactas)	0,40 a 0,50
Areias compactas por camadas	0,80

Para solos pré-adensados, o coeficiente de empuxo em repouso pode ser estimado pela expressão de Schmertmann, onde OCR é o *overconsolidation ratio* e indica a razão entre a maior tensão de pré-adensamento máxima e a tensão vertical atual do solo.

$$K_r = 0,5 \cdot (OCR)^{0,5}$$

4.2.5 Empuxo ativo e passivo

Os empuxos ativos e passivos retratam estados de tensão de maciços em equilíbrio plástico. Assim, estes só são ativados quando ocorre deformação lateral. Resultados experimentais mostram que deformações da ordem de 0,2% da altura total da contenção são necessários para a mobilização do empuxo ativo, enquanto que para o estado passivo são necessários deslocamentos da ordem de 2% da altura da estrutura.

- Método de Rankine:

O método de Rankine é um método de equilíbrio limite definido para elementos infinitesimais do corpo do solo, posteriormente integrados para toda a extensão da massa. O método, enquadrado na teoria da região inferior (TRI), é fundado em dois aspectos principais: o equilíbrio entre os campos de tensão externos e internos, e critério de

resistência. Este último é definido tal que inexista na cunha qualquer ponto cujo estado de tensão leve a condições de ruptura.

A solução proposta por Rankine em 1856 foi estabelecida para solos granulares e paredes verticais lisas. As formulações, feitas geometricamente por círculos de Mohr, resultam nos seguintes valores para os coeficientes de empuxo ativo e passivo:

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} \quad K_P = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Os resultados de Rankine, no entanto, podem ser estendidos para outras aplicações. Resal (1910) estendeu a formulação para solos coesivos. Novamente, após operações geométricas e analíticas, encontra-se a resultante dos empuxos, admitindo uma coesão c para o solo:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \sqrt{K_A}$$

Para superfícies de terreno com inclinação i , a formulação de Rankine propõe os valores de coeficiente de empuxo abaixo.

$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad K_P = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

O método de Rankine admite ainda aplicação para casos com sobrecarga aplicadas na superfície do terreno, bem como para situações com solos estratificados ou. No entanto, entende-se que adaptações ao modelo distanciam os valores teóricos dos encontrados na prática. As limitações mais severas do método estão relacionadas a desconsideração do atrito entre o solo e muro. A influência da pressão neutra, por sua vez, deve ser contabilizada separadamente.

- Método Coulomb:

O método de Coulomb é componente do Teorema da Região Superior, que consiste na comparação entre o trabalho realizado pelas solicitações externas e internas para um deslocamento arbitrário. O método admite uma superfície de desligamento plana passando pela base do suporte. A solução analítica encontra os seguintes valores para os

coeficientes de empuxo ativo e passivo, onde β é a inclinação do muro, i é a inclinação da superfície do terreno e ϕ é o ângulo de atrito interno do solo:

$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen} (\beta - \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen} (\beta - \delta) + \sqrt{\frac{\operatorname{sen} (\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen} (\phi - i)}{\operatorname{sen} (\beta - i)}}}} \right]^2 \quad K_p = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen} (\beta + \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen} (\beta - \delta) - \sqrt{\frac{\operatorname{sen} (\phi + \delta) \cdot \operatorname{sen} (\phi + i)}{\operatorname{sen} (\beta - i)}}}} \right]^2$$

4.2.6 Empuxos de terra para dimensionamento de encontros

A contenção do aterro é uma das funções fundamentais de um encontro de pontes. O correto cálculo das ações de empuxo na estrutura é essencial para o dimensionamento e segurança da estrutura como um todo.

Para os cálculos de empuxo, a norma brasileira determina que o peso específico úmido do solo deve ser considerado, no mínimo, 18KN/m³, enquanto o ângulo de atrito interno deve ser considerado, ao máximo, 30°. A coesão, por sua vez, pode ser ignorada, assim como o atrito entre solo e estrutura.

Os empuxos, por motivos de segurança, devem ser sempre considerados na situação mais desfavoráveis. Logo, empuxos passivos só podem ser considerados quando há a garantia de sua ocorrência durante toda a vida útil da estrutura.

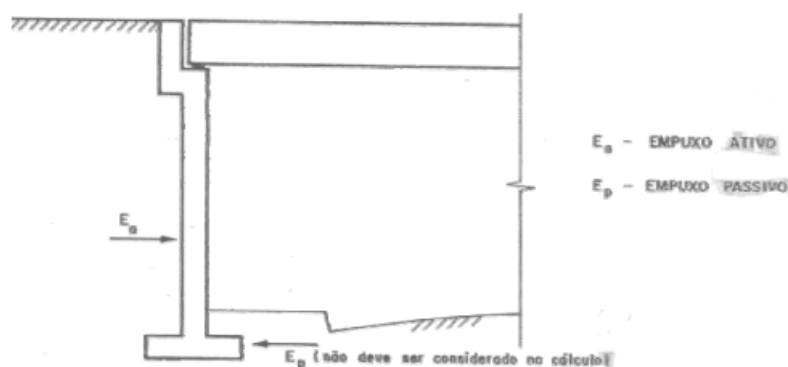


Figura 4.3 - Empuxos de terra

Para pilares implantados no talude do aterro, deve ser adotada uma largura fictícia de três vezes a largura real do pilar, limitando-se este valor a largura total do aterro de acesso. Este acréscimo representa o efeito do arqueamento do solo, pelo pilar ser mais rígido do que tal. Para grupo de pilares, caso o critério apresentado anteriormente gere

intersecções entre as larguras fictícias, adota-se a semi-distância entre eixos como o novo diâmetro fictício dos pilares de extremidade e a distância total entre eixos para os pilares intermediários.

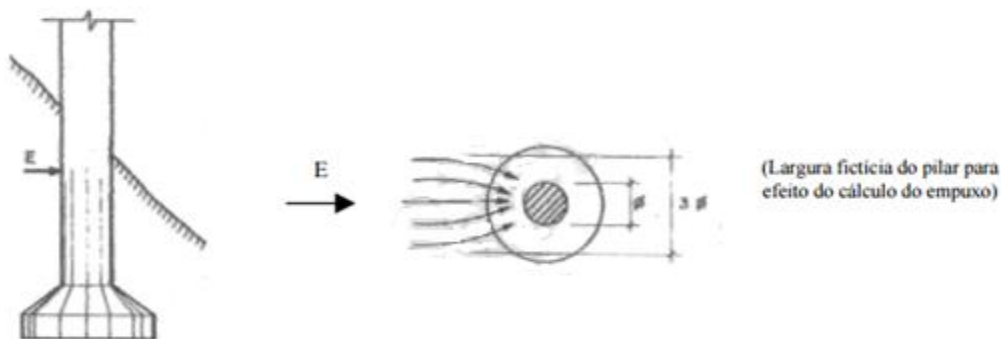


Figura 4.4 - Largura fictícia do pilar para efeito de cálculo

As cargas de empuxo no encontro devem ser obtidas para dois casos distintos. O primeiro é o cenário de empuxo unilateral, onde considera-se o empuxo ativo em apenas um dos encontros. O segundo caso é o do empuxo equilibrado. Nesta hipótese são consideradas as tensões em ambos os encontros na situação de empuxo em repouso.

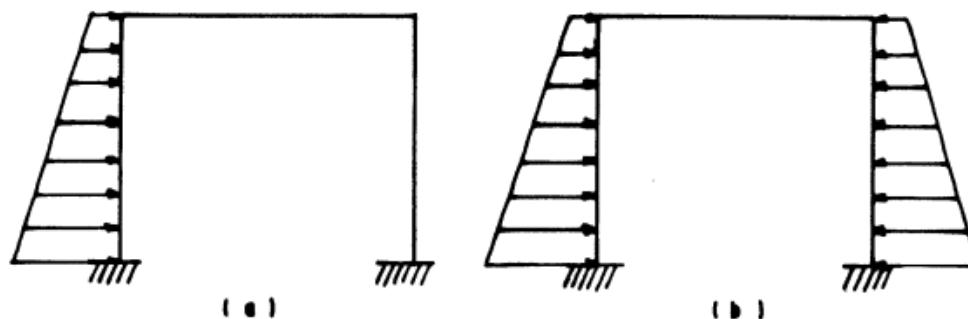


Figura 4.5 - Carregamento do pórtico com empuxo unilateral (a) e equilibrado (b)

O empuxo da água deve ser considerado na situação mais desfavorável para a verificação dos estados limites, avaliando-se os níveis máximo e mínimo do lençol freático, durante o horizonte de projeto. Para o paramento vertical e as alas, devem ser previstos, em toda a altura da estrutura, uma camada filtrante contínua, na face em contato com o solo contido, associada a um sistema de drenos, evitando-se o acúmulo de pressões hidrostáticas.

É importante observar-se também que o aterro capturado nos encontros é previamente compactado. A compactação de aterros é uma prática comum na Mecânica

dos Solos para solos de aterro por seu estado relativamente fofo e heterogêneo. Assim, a compactação tem em vista o aumento do contato entre grãos e a homogeneização do maciço, através do aumento da densidade e da redução dos índices de vazios do solo.

A compactação de solos é um procedimento que assume maior eficiência em valores próximos da umidade ótima, valor para o qual o material atinge maior densidade seca e, conseqüentemente, maior resistência. Desta forma, a drenagem desta umidade é essencial para evitar os acúmulos de pressão neutra, previamente explicados.

4.3 Frenagem e aceleração

Os veículos, ao serem freados ou acelerados em uma ponte, produzem forças na direção do tráfego sobre as mesmas, ou seja, forças horizontais ao longo do eixo da ponte.

Geralmente, nas pontes de concreto, as lajes resistem bem a esses esforços, e os transmitem aos elementos da infraestrutura de uma forma que depende da configuração e dos tipos de aparelhos de apoio utilizados. Esses esforços vão, assim, produzir uma flexão considerável na infraestrutura.

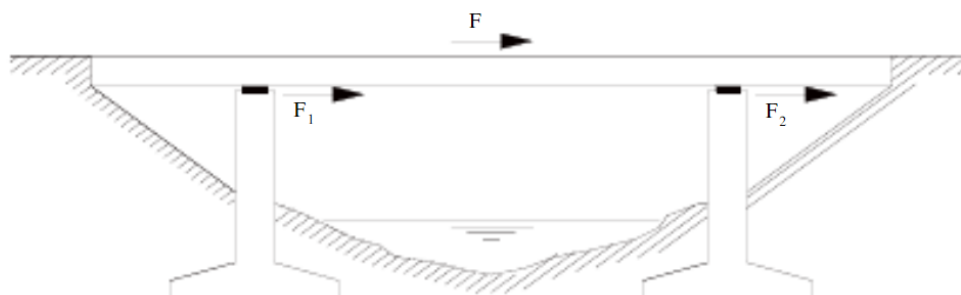


Figura 4.6 - Efeito da frenagem e da aceleração

Segundo Pfeil (1979), os esforços longitudinais de aceleração e frenagem satisfazem a fórmula fundamental da dinâmica:

$$F = m * a = Q * \frac{a}{g}$$

Onde,

m = a massa do veículo (kg)

a = aceleração do veículo (m/s²)

Q = peso do veículo (N)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Assim, admitindo-se um valor para a aceleração do veículo, suposta constante, o esforço longitudinal resultante representa uma fração (igual a a/g) do peso do veículo.

A NBR 7187:2003 recomenda que para o cálculo dos efeitos da frenagem e da aceleração, o valor característico da força longitudinal provocada por frenagem ou aceleração de veículos sobre as pontes deve ser o seguinte:

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal deve ser igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo. Sendo que, para a avaliação dos esforços longitudinais, as cargas móveis são consideradas sem impacto, e que essas forças longitudinais previstas pela norma são sempre supostas como aplicadas na superfície de rolamento da pista.

4.4 Deformações impostas por variação de temperatura, retração e ação da protensão

As deformações impostas por variação de temperatura, retração e ação da protensão, com suas ações sobrepostas, trazem um deslocamento de grande variação durante a vida útil das estruturas de pontes rodoviárias, como está ilustrado na figura abaixo.

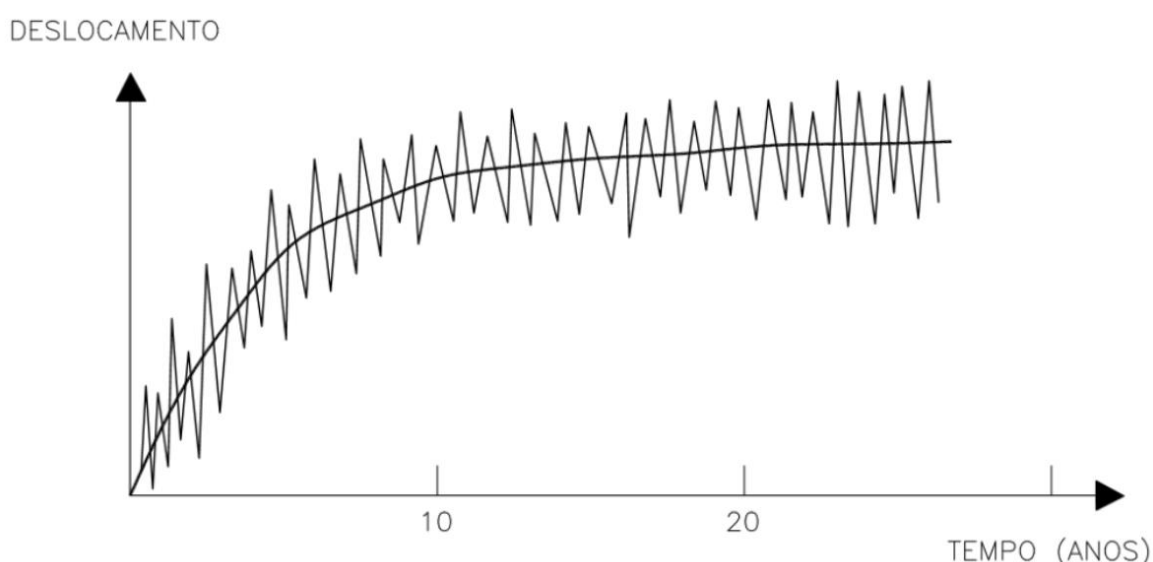


Figura 4.7 - Ilustração do deslocamento da estrutura causado por variação de temperatura, retração e ação da protensão, com o tempo

Nesta seção do trabalho, elas serão estudadas separadamente, com as especificações de seus aspectos mais importantes, métodos de aproximação e fórmulas de cálculo.

4.4.1 Retração do concreto

De forma geral, a retração do concreto origina um acréscimo de deformação nas estruturas de concreto protendido. Estes acréscimos de deformação com o tempo devem ser levados em conta na verificação do estado limite de deformações excessivas, e podem produzir acréscimos significativos nas solicitações, também devendo ser objeto de atenção na verificação do estado limite último.

- Hipóteses básicas da retração:

O valor da retração do concreto depende da:

- Umidade relativa do ambiente;
- Consistência do concreto no lançamento;
- Espessura fictícia da peça.

- Valor da retração:

A NBR 6118:2014 determina que, para o cálculo da retração, entre dois instantes t_0 e t ela é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

Onde:

$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} * \varepsilon_{2s}$ é o valor final da retração;

ε_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto e ε_{2s} é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ é o coeficiente relativo à retração, no instante t ou t_0 ;

t é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 é a idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias.

4.4.2 Ação da Protensão

A ação da protensão deve ser considerada em todas as estruturas protendidas, incluindo, além dos próprios elementos protendidos, também aqueles que sofrem a ação indireta da protensão.

Os esforços solicitantes gerados pela ação dessa protensão podem ser calculados diretamente a partir da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural e da força de protensão, ou através de um conjunto de cargas externas equivalentes, ou ainda através da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das armaduras (NBR 6118, 2014).

O valor da força de protensão deve ser calculado considerando a força inicial e as perdas de protensão, que deverão ser previstas em projeto, e que são classificadas na norma NBR 6118:2014 como as ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

- Perdas iniciais:

São as perdas ocorridas na pré-tração antes da liberação do dispositivo de tração e decorrentes de:

- Atrito nos pontos de desvio da armadura poligonal, cuja avaliação deve ser feita experimentalmente, em função do tipo de aparelho de desvio empregado;
- Escorregamento dos fios na ancoragem, cuja determinação deve ser experimental ou devem ser adotados os valores indicados pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem;
- Relaxação inicial da armadura, função do tempo decorrido entre o alongamento da armadura e a liberação do dispositivo de tração;
- Retração inicial do concreto, considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do dispositivo de tração.

- Perdas imediatas da força de protensão:

Estas, por sua vez são decorrentes de:

- Encurtamento imediato do concreto;
- Perdas por atrito;

- Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem.

- Perdas progressivas:

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão são decorrentes da retração e da fluência do concreto, e da relaxação do aço de proteção, e devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I.

4.4.3 Variações de temperatura

A variação da temperatura da estrutura pode ser causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera ou pela insolação direta. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

A norma NBR 6118:2014 recomenda os seguintes valores:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- Para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5°C.

Uma variação uniforme de temperatura produzirá uma variação de comprimento na estrutura, enquanto uma variação do gradiente térmico produzirá flexão ao longo do comprimento da superestrutura da ponte.

Sabe-se que uma peça submetida à uma variação uniforme de temperatura terá uma deformação específica de:

$$\epsilon_{ct} = \alpha * \Delta t$$

Sendo, ϵ_{ct} a deformação específica, α o coeficiente de dilatação térmica linear do material e Δt a variação de temperatura.

A NBR 6118 recomenda a utilização do valor de $\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ para o concreto armado.

4.5 Determinação dos esforços nos apoios das pontes

Os esforços nos apoios, provocados pelas ações horizontais aplicadas na superestrutura, devem ser calculados considerando o conjunto formado pela superestrutura e pelos elementos desses apoios.

Para o cálculo desses esforços, é feita a hipótese de proporcionalidade entre os deslocamentos horizontais e as reações horizontais. O fator de proporcionalidade é a constante elástica do apoio, que pode ser definida de duas formas: pela rigidez (k) e pela flexibilidade (δ).

No caso, a rigidez é a força necessária para produzir um deslocamento unitário, e a flexibilidade é o deslocamento provocado por uma força unitária. Portanto, $k = 1/\delta$.

No caso de uma articulação fixa, por exemplo, temos $k = \infty$ e $\delta = 0$, e em uma articulação móvel, temos $k = 0$ e $\delta = \infty$.

Com a aplicação da teoria da Resistência dos Materiais, é possível se estimar as rigidezes e flexibilidades de aparelhos de apoio e de pilares de uma ponte, e assim deduzir-se os deslocamentos e reações em cada apoio, incluindo os encontros.

No caso de uma variação de temperatura, através de uma variação no comprimento da laje da superestrutura, será gerada uma força horizontal que pode ser calculada com a seguinte fórmula:

$$F_i = k_i * \epsilon_{ct} * y_i$$

Onde,

F_i = força introduzida no pilar i a partir da deformação do tabuleiro (kN/m);

k_i = rigidez do pilar i (kN/m);

y_i = distância do pilar i ao ponto de deslocamento nulo (m).

O ponto de deslocamento nulo é obtido a partir das rigidezes de todos os pilares, criando-se um eixo de referência, no qual:

$$x = \frac{\sum k_i * l_i}{\sum k_i}$$

Onde,

x = distância do ponto de deslocamento nulo ao eixo de referência (m);

l_i = distância do pilar i ao eixo de referência (m).

4.5.1 Pontes de tabuleiro reto contínuo

Nesse caso, para o cálculo das reações nos apoios provocadas por uma força horizontal longitudinal aplicada no tabuleiro, pode-se considerar que esse tabuleiro seja rígido, e que, portanto, ocorre uma translação do tabuleiro ao longo do eixo longitudinal da ponte. Com essa hipótese, os deslocamentos horizontais no topo de todos os apoios terão o mesmo valor, e as reações serão proporcionais à rigidez de cada apoio.

Assim, temos que:

$$R_i = F * \frac{k_i}{\sum k_i}$$

Onde,

k_i é a rigidez de cada apoio na direção longitudinal;

R é a reação horizontal;

F é a força aplicada.

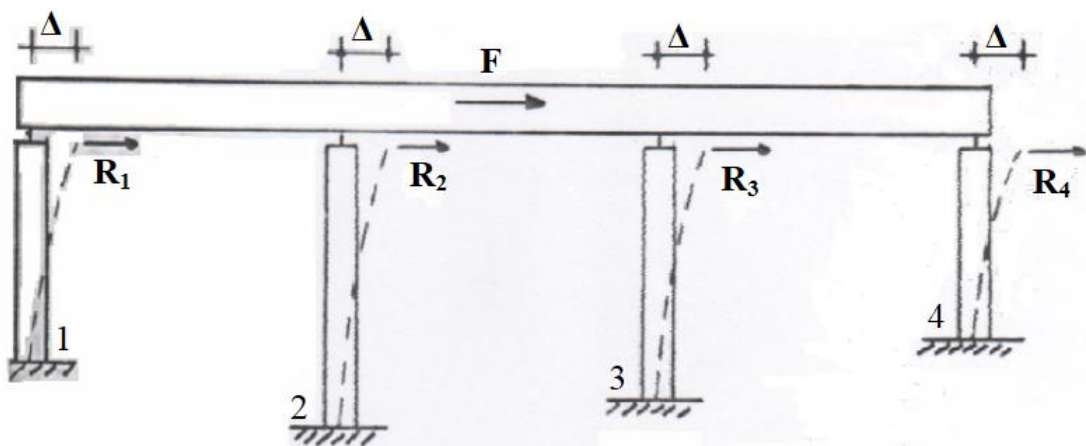


Figura 4.8 - Efeito de uma força horizontal longitudinal aplicada num tabuleiro contínuo.

4.5.2 Pontes de tabuleiro reto descontínuo

O caso mais comum de pontes de tabuleiro reto descontínuo é a em que os tramos são simplesmente apoiados, compostos de vigas pré-moldadas protendidas, apoiadas sobre os pilares em articulações elásticas. Nesse caso, o cálculo das reações horizontais nos apoios pode ser por processo de propagação, em que a ação aplicada no tabuleiro é distribuída entre os apoios, através de coeficientes de propagação que por sua vez, são obtidos a partir dos coeficientes de rigidez dos apoios.

5 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

5.1 Análise do subsolo

5.1.1 Investigações Geotécnicas de Campo

Antes de se abordar o desenvolvimento de qualquer projeto envolvendo obras de terra, é fundamental o conhecimento das condições do subsolo, considerando-se a disposição e espessura de suas camadas, assim como de suas características e parâmetros.

O perfil do solo pode ser conhecido com a realização de sondagens, enquanto que as características dos solos podem ser obtidas a partir de ensaios de campo, que são ensaios feitos no local de construção da obra, e que permitem a obtenção de parâmetros dos solos, como a resistência ao cisalhamento, o coeficiente de permeabilidade, e o módulo de deformabilidade, que são necessários para o dimensionamento de obras de terra.

- Sondagem de reconhecimento:

A sondagem de reconhecimento permite a identificação das diferentes camadas do subsolo que compõem o subsolo, o conhecimento do nível do lençol freático, e da capacidade de carga do solo a diversas profundidades.

A mais utilizada é a SPT (Standard Penetration Test). O ensaio consiste na cravação vertical no terreno, de um cilindro amostrador padrão, através de golpes de uma massa padronizada de 65 kg, solta de uma altura de 75 cm. São registrados os números N de golpes necessários para cravar o amostrador em três trechos de 15 cm.

O valor da resistência à penetração (N_{SPT}) consiste no número de golpes na cravação dos 30 cm finais. Depois de feito o ensaio, coleta-se a amostra para posterior classificação.

A utilização de sondagens à percussão, como o SPT, para estimativa de parâmetros de resistência tem aplicabilidade limitada. No entanto, outros ensaios que oferecem melhor aplicabilidade para a determinação dos parâmetros do solo, ainda tem reduzida aplicação no Brasil, quando comparados ao SPT.

Assim, algumas correlações entre resultados de ensaios SPT e parâmetros geotécnicos podem ser conhecidas a seguir.

Solos	N_{SPT}	Índice de Consistência (IC)	Coesão não drenada S_u (kg/cm²)
ARGILAS	≤ 2	0	< 0,1
Muito mole	2 - 4	0 – 0,25	0,1 – 0,25
Mole	4 - 8	0,25 – 0,5	0,25 – 0,5
Média	8 - 15	0,5 – 0,75	0,5 – 1,0
Rija	15 - 30	0,75 – 1,0	1,0 – 2,0
Muito rija	≥ 30	> 1,0	> 2,0
Dura			
AREIAS		Compacidade Relativa (CR)	Ângulo de Atrito (φ)
Muito fofa	< 4	0	< 30°
Fofa	4 - 10	0 – 0,25	30° - 35°
Média	10 - 30	0,25 – 0,5	35° - 40°
Compacta	30 - 50	0,5 – 0,75	40° - 45°
Muito compacta	> 50	0,75 – 1,0	> 45°

Figura 5.1 - Parâmetros de Resistência em Função do SPT (adaptada de Caputo, 1988)

Teixeira e Godoy (1998) apresentam uma relação empírica para obtenção da resistência não drenada dos solos a partir de ensaios de SPT.

$$S_u = 10 \times N_{SPT}$$

Onde,

S_u é a resistência não drenada das argilas (kPa);

N_{SPT} é o número de golpes correspondente à penetração do amostrador padrão.

Cintra e Aoki (2010) apresentam relações empíricas para estimativa do ângulo de atrito interno (φ) dos solos a partir de ensaios à percussão:

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{SPT}} + 15^\circ$$

A figura 5.2 mostra uma correlação entre N e a pressão admissível para as areias.

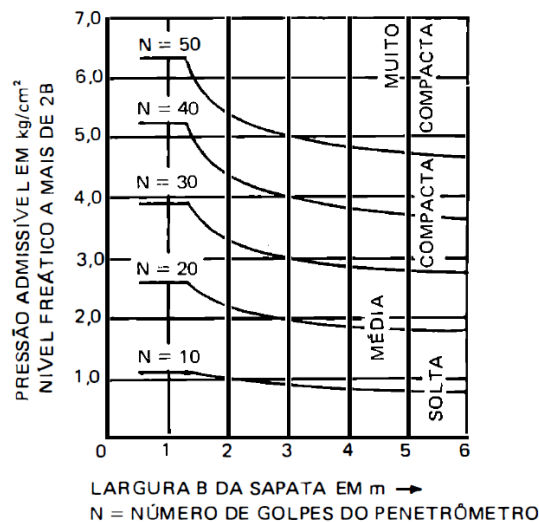


Figura 5.2 - Pressão admissível para as areias (Caputo, 1988)

Para a pressão admissível das argilas, Caputo (1988) apresenta a relação abaixo:

$$p_{adm} = 13,3 * N \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right)$$

Onde,

P_{adm} é pressão admissível da argila (kPa);

B e L são as dimensões da sapata ($B < L$).

- Ensaio de cone (CPT) e piezocone (CPTU):

Os ensaios de cone e piezocone são consideradas ótimas ferramentas geotécnicas. Os resultados obtidos no ensaio podem ser utilizados para a determinação da estratigrafia do subsolo, das propriedades geomecânicas do solo, e para a previsão da capacidade de carga das fundações.

As principais vantagens do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, obtenção de parâmetros de projeto, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medições do ensaio.

O ensaio consiste na cravação da ponteira cônica (60° de ápice) no terreno a uma velocidade constante de 20 mm/s. As medidas feitas durante a cravação da ponteira são:

- Resistência de ponta (q_c);
- Resistência lateral (f_s);
- Poro-pressões geradas (u).

O parâmetro R_f (razão de atrito) é calculado por meio da seguinte expressão:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

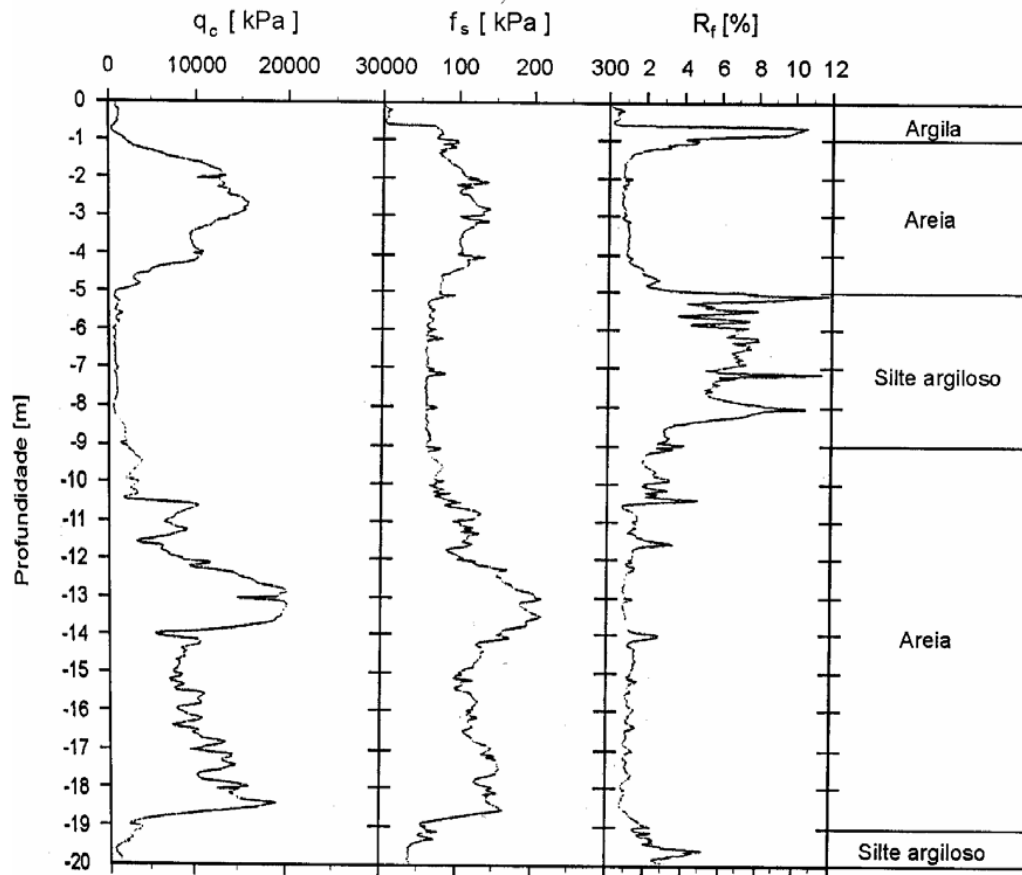


Figura 5.3 - Exemplo de resultados obtidos no ensaio de cone.

Seguem algumas correlações semi-empíricas entre resultados de ensaios CPTU e parâmetros geotécnicos:

- Resistência ao cisalhamento não-drenada de argilas (S_u):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{N_{kt}}$$

Onde,

σ'_{v0} é a tensão efetiva do solo no repouso;

N_{kt} é o fator de capacidade de carga;

q_t é a resistência de ponta.

- Tensão de pré-adensamento de argilas (Chen e Mayne, 1996):

$$\sigma'_{vm} = 0,53 * (q_t - u_2)$$

Onde,

u_2 são as poro-pressões geradas;

q_t é a resistência de ponta.

- Compacidade relativa de areias:

$$CR = -98 + 66 * \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$$

Onde,

q_c é a resistência de ponta;

σ'_{v0} é a tensão efetiva do solo no repouso.

- Ensaio de palheta (Vane Test):

O ensaio de palheta é usualmente empregado para se determinar a resistência não drenada (S_u) de camadas de argila mole.

O ensaio é feito com a introdução de uma palheta no interior do solo na profundidade de ensaio, sendo então aplicado um torque, que é medido. Para se determinar a resistência amolgada da argila, imediatamente após a aplicação do torque máximo são realizadas dez revoluções completas da palheta, e o ensaio é refeito.

A resistência não drenada pode ser calculada com a fórmula abaixo:

$$S_u = \frac{0,86 * T}{\pi D^3}$$

Onde,

S_u é a resistência não drenada das argilas (kPa);

T é o máximo torque aplicado (kNm);

D é o diâmetro da palheta (m).

5.1.2 Investigações Geotécnicas de Laboratório

Para a obtenção de informações mais completas sobre a natureza do subsolo, podem também ser realizados ensaios laboratoriais a partir de amostras retiradas do local escolhido, a fim de se determinar experimentalmente as características do solo.

Os ensaios de laboratório podem ser os usuais ou especiais, dependendo dos objetivos desejados e das dificuldades proporcionadas pelos solos.

De forma geral, os ensaios usuais são os de caracterização, de adensamento edométrico, triaxial UU e de cisalhamento direto no material de aterro; os especiais são os de caracterizações não correntes, como análise mineralógica e teor de matéria orgânica, de adensamento CRS e o triaxial CU.

- Ensaios de caracterização:

Os ensaios de caracterização permitem a obtenção dos índices físicos do solo, e podem ser realizados com materiais provenientes de restos de modelagem de corpos de prova utilizados em outros tipos de ensaios. Os ensaios de caracterização são os seguintes:

- Limite de liquidez (LL)
- Limite de plasticidade (LP)
- Análise granulométrica
- Massa específica dos grãos

O Índice de Plasticidade (IP) pode ser calculado através da diferença entre o Limite de liquidez (LL) e o Limite de plasticidade (LP), portanto:

$$IP = LL - LP$$

Em função dos resultados dos ensaios de caracterização, pode-se efetuar a classificação dos solos, segundo um sistema de classificação de solos.

- Ensaio de adensamento edométrico:

Os ensaios edométricos visam a obtenção de parâmetros de compressibilidade e de adensamento do solo, para o cálculo dos recalques e de sua variação com o tempo. O aparelho utilizado é o edômetro, e a amostra é geralmente indeformada e de pequena altura em relação ao diâmetro.

O ensaio é realizado com a aplicação de cargas verticais que vão gradualmente sendo aumentadas. Cada estágio de carga deverá permanecer o tempo suficiente para permitir a deformação total da amostra. No final de cada estágio, as pressões são praticamente as efetivas.

O coeficiente de adensamento vertical (C_v) pode ser determinado pelo método de Taylor, com a seguinte fórmula:

$$C_v = \frac{0,848 * H_d^2}{t_{90}}$$

Onde,

t_{90} é o tempo em que ocorreu 90% de recalque;

H_d é a metade da altura média do corpo de prova.

O coeficiente de permeabilidade pode ser obtido indiretamente a partir do ensaio de adensamento edométrico, pela equação baseada na teoria de adensamento de Terzaghi:

$$k = C_v * m_v * \gamma_a$$

Onde,

C_v é o coeficiente de adensamento vertical;

m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica;

γ_a é peso específico da água.

5.2 Cálculo de recalque

Para avaliar o comportamento das fundações ou do aterro, é importante verificar a deformação que ocorre no solo, para isso é necessário calcular os recalques provocados pelos carregamentos superficiais.

Uma maneira de se estimar esses recalques é usando a teoria da elasticidade, que propõe o seguinte cálculo:

$$\rho = I * \frac{\sigma_0 * B}{E} * (1 - \nu^2)$$

Onde,

ρ é o recalque;

I é o coeficiente de forma;

B é a largura da superfície carregada;

σ_0 é a pressão uniformemente distribuída na superfície;

E é o módulo de elasticidade do solo

ν é o coeficiente de Poisson do solo

I é dado pela tabela:

Tipo de Placa		Rígida	Flexível	
			Centro	Borda ou Canto
Circular		0,79	1,00	0,64
Quadrada		0,86	1,11	0,56
Retangular	L/B = 2	1,17	1,52	0,75
	L/B = 5	1,66	2,10	1,05
	L/B = 10	2,00	2,54	1,27

No entanto, há alguns problemas na aplicação dessa teoria, pois, primeiramente, ela não permite calcular os recalques quando o solo é composto por diferentes camadas, sendo a teoria válida apenas para solos uniformes. Além disso, o módulo de elasticidade de cada solo varia com o confinamento e o nível de tensão (por conta da não linearidade da relação tensão-deformação).

Portanto, é necessária uma outra forma de estimar os recalques nos solos formados por diferentes camadas, e essa forma é o cálculo pela compressibilidade edométrica. Para isso é feito um ensaio de compressão edométrica em corpos de prova e é calculado o recalque com base na proporcionalidade entre o carregamento e o recalque no corpo de prova e no solo, considerando que o recalque específico (relação entre recalque e altura da camada) é constante. Assim se pode estimar o recalque pela equação:

$$\rho = \frac{\Delta\sigma}{D} H_1$$

Onde,

H_1 é a altura inicial;

D é o módulo de compressão edométrica, obtido no ensaio de compressão edométrica;

$\Delta\sigma$ é o acréscimo de tensões devido ao carregamento.

Porém, essa relação só é válida para solos normalmente adensados, ou seja, solos que nunca foram submetidos a tensões maiores que as existentes. Para o caso dos solos sobre-adensados, que já foram submetidos a tensões maiores, o recalque deve ser calculado usando o índice de recompressão (obtido pelo ensaio de adensamento). Para o caso de a tensão devido ao carregamento superar a tensão de pré-adensamento, o recalque deve ser calculado em duas etapas, uma até a tensão atingir a tensão de pré-adensamento (considerando o índice de recompressão) e a outra até atingir a tensão final (usando o índice de compressão). Assim, a expressão geral para estimar os recalques é:

$$\rho = \frac{H}{1 + e_1} \left(C_r * \log \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_i} + C_c * \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_a} \right)$$

Onde,

e_1 é o índice de vazios inicial;

H é a altura do solo;

$\bar{\sigma}_i$ é a tensão efetiva inicial;

$\bar{\sigma}_a$ é a tensão de pré-adensamento;

$\bar{\sigma}_f$ é a tensão efetiva final;

C_c é o índice de compressão;

C_r é o índice de recompressão.

Os índices de compressão e recompressão são obtidos a partir da inclinação das retas de compressão e recompressão no gráfico que relaciona o índice de vazios com o logaritmo da tensão vertical, obtido como resultado do ensaio de adensamento:

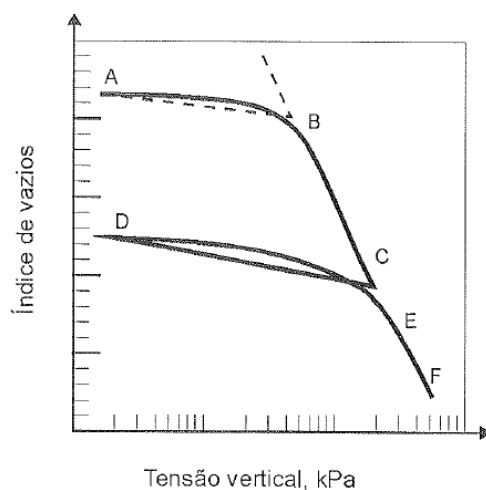


Figura 5.4 - Resultado do ensaio de adensamento de uma argila (Pinto, 2001)

O trecho BC permite calcular o índice de compressão pois pertence à reta virgem (tensões superiores às de pré-adensamento), e o trecho DE permite calcular o índice de recompressão pois apresenta tensões inferiores às de pré-adensamento.

5.3 Teoria do adensamento

Para entender a evolução desses recalques causados pelos carregamentos verticais, é usada a teoria do adensamento. Pode-se definir adensamento como o processo pelo qual ocorrem recalques com a expulsão de água dos vazios do solo. Assim, o estudo do adensamento procura entender como ocorre a transferência de pressão neutra para a estrutura sólida do solo, reduzindo seu volume. Por isso, para melhor entender esse fenômeno costuma-se fazer analogia com uma mola (como proposto por Terzaghi), visto que a deformação é proporcional à carga aplicada.

A teoria do adensamento permite estimar os recalques causados nos aterros a partir dos parâmetros geotécnicos do solo e de ensaios de campo ou laboratório, e em função do tempo. Para isso, define-se o Grau de Adensamento (U), como a relação entre a variação do índice de vazios (e) até determinado instante e a variação total esperada. Pela teoria de adensamento pode-se afirmar que esse Grau de Adensamento é equivalente ao Grau de Acréscimo de Tensão Efetiva e também ao Grau de Dissipação da Pressão Neutra, podendo ser calculado por qualquer das relações citadas. Define-se também o coeficiente de compressibilidade (a_v) como sendo a variação do índice de vazios pela variação da tensão efetiva (ou pela variação da pressão neutra pois são equivalentes).

Para dar continuidade à teoria também é definido um coeficiente de adensamento (c_v) que mostra algumas características do solo (permeabilidade, porosidade e compressibilidade), e é calculado como:

$$c_v = \frac{k(1 + e)}{a_v * \gamma_o}$$

Onde,

k é a permeabilidade do solo;

γ_o é o peso específico da água.

A partir disso, é possível calcular o fator tempo (T), um adimensional que relaciona os tempos de recalque às características do solo e condições de drenagem do solo. Sendo calculado pela seguinte expressão:

$$\frac{c_v * t}{H_d^2} = T$$

Onde H_d é a maior distância de percolação da água.

A aplicação da teoria resulta em uma equação diferencial, mas na prática, devido à complexidade, são adotadas tabelas e gráficos resultantes da solução da equação.

Com o ábaco da figura 5.5 é possível estimar o grau de adensamento para o fator tempo e a profundidade considerada.

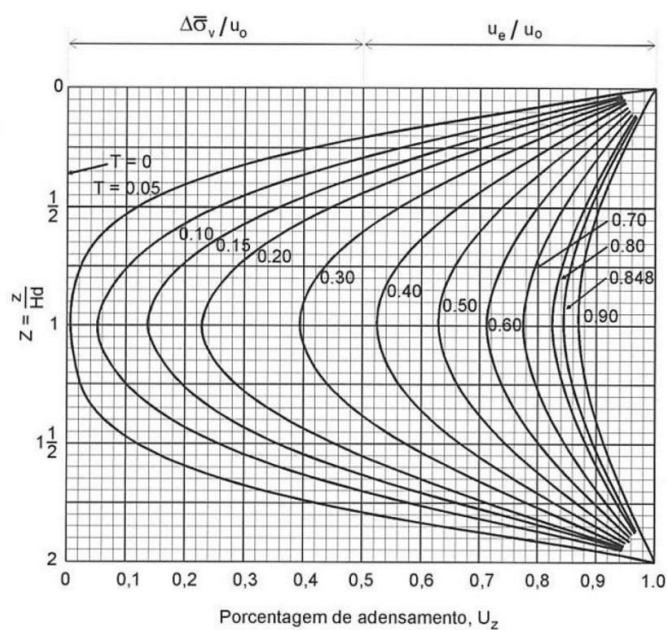


Figura 5.5 - Solução da equação para valores de fator tempo (Pinto, 2001)

Com a curva da figura 5.6, é possível prever a evolução do recalque com o fator tempo.

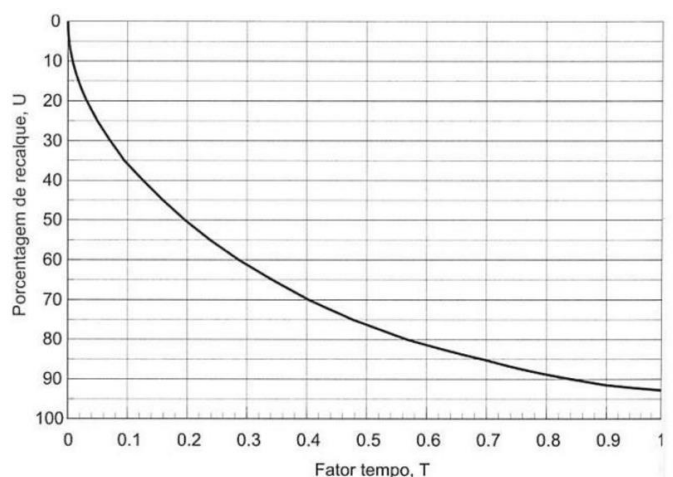


Figura 5.6 - Curva de adensamento (Pinto, 2001)

No entanto, para solos moles é preciso ter um cuidado muito maior com esses recalques provenientes do adensamento porque esse processo ocorre muito lentamente e devem ser previstos em projeto esses recalques mesmo após muito tempo, pois esses solos são em geral argilosos e de pouca permeabilidade, dificultando a saída da água dos vazios do solo. Nesses casos é altamente recomendável verificar a tensão de pré-adensamento que influi muito nos recalques e é muito comum para esse tipo de solo que sejam sobre-adensados.

Por isso, nos solos moles é importante considerar o adensamento secundário, que é a compressão lenta que ocorre após os recalques previstos na teoria do adensamento pois ainda há pressões neutras a serem dissipadas e expulsão de água do solo. Para considerar esse efeito é definido um coeficiente de adensamento secundário dado pela variação da deformação dividida pela variação do logaritmo de base 10 do tempo, e costuma ter valores da ordem de 0,5% a 2%.

Para melhor entender esse efeito será feito um exemplo numérico: para um coeficiente de 2% e uma camada de argila mole de 10 m e adensamento primário previsto para 2 anos, após 20 anos (10 vezes o tempo) ocorrerá um recalque adicional de 20 cm (2% dos 10 m), e entre 20 e 200 anos mais 20 cm e assim sucessivamente. Então, é um efeito importante que pode afetar os estados limite da estrutura do encontro de pontes, devendo ser estudado com atenção especial para casos de solos moles pois provoca recalques significativos mesmo após muito tempo.

5.4 Aterros sobre solos moles

A partir da análise do círculo crítico de ruptura para um solo mole submetido a um carregamento flexível qualquer, como um aterro, Fellenius concluiu que a altura crítica do aterro que pode ser colocado sobre esse terreno sem que haja ruptura é dada por:

$$H_c = \frac{5,5 \cdot c}{\gamma_{at}}$$

Onde,

c é a coesão do solo do terreno;

γ_{at} é o peso específico do aterro.

No entanto, dependendo da espessura da camada de solo mole, é possível que o círculo crítico associado ao coeficiente de segurança mínimo não se desenvolva, podendo-se fazer aterros com altura superior à altura crítica encontrada. Isso ocorre para valores de D (espessura da camada de solo mole) inferiores à expressão:

$$D < \frac{b}{0,758}$$

Onde b é metade da largura do aterro.

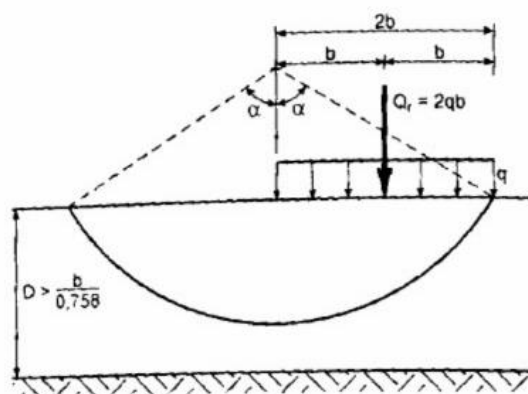


Figura 5.7 – Círculo crítico para aterros em solos moles (Massad, 2010)

Essa solução de Fellenius tem como hipóteses: a coesão é constante ao longo da profundidade, grande espessura, superfície circular de ruptura e igualdade entre momentos atuantes e momentos resistentes.

Para considerar a variação da coesão ao longo da profundidade, pode-se calcular a altura crítica a partir do ábaco de Carlos Pinto (1966), que permite o cálculo da altura crítica usando uma fórmula similar a de Fellenius, porém ao invés de usar 5,5, é usado N_{co} (fator de carga). Para obter o fator de carga é usado um ábaco que pode ser aproximado pelas seguintes equações:

Para espessura da camada de solo mole (D) muito grande, tendendo a infinito:

$$N_{co} = 6,1 + 2,1 * \frac{c_1 * d}{c_0} \quad \text{para } 0 \leq \frac{c_1 * d}{c_0} \leq 2$$

$$N_{co} = 7,0 + 1,4 * \frac{c_1 * d}{c_0} \quad \text{para } 2 \leq \frac{c_1 * d}{c_0} \leq 20$$

Para D finito, temos:

$$N_{co} = \max\left[\left(1,0 + \frac{c_1 * d}{c_0} + 1,5 * \frac{d}{D}\right); N_{co}(D = \infty)\right]$$

Onde,

c_0 é a coesão na superfície;

c_1 é a variação da coesão com a profundidade;

d é projeção do talude na horizontal conforme a figura 5.8:

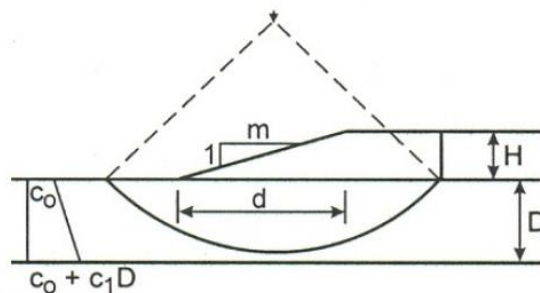


Figura 5.8 – Seção do talude de aterro (Massad, 2010)

Após calcular a altura crítica, define-se a altura admissível com base no coeficiente de segurança, que em geral para obras permanentes é admitido como 1,5:

$$H_{adm} = \frac{H_{cr}}{FS}$$

Caso a espessura da camada seja superior a esse valor e mesmo assim seja necessário contruir um aterro com altura maior que a crítica, ainda existe uma solução, que seria o uso das bermas de equilíbrio, com altura igual à diferença entre a altura que se quer para o aterro e a altura crítica.

As bermas são aterros laterais a serem usados como contrapeso, atuando de forma contrária à ruptura do aterro principal. Para determinar sua largura é necessário definir o círculo crítico e garantir que as bermas cubram a parte suscetível a levantamento de ruptura, garantindo assim a estabilidade. Isso pode ser feito usando os ábacos de Jakobson (1948).

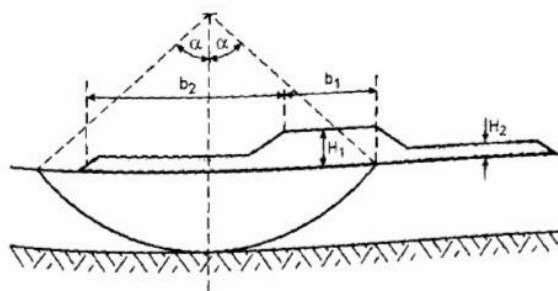


Figura 5.9 – Bermas de equilíbrio (Massad, 2010)

5.5 Estados Limites

5.5.1 Estado limite último

Para o estudo da estabilidade do conjunto do encontro, deve-se considerar suas particularidades em relação a outros tipos de estrutura, como o fato do terreno natural ser geralmente inclinado, a existência de esforços horizontais bastante elevados além das forças verticais provenientes da superestrutura, a existência de algum grau de vinculação com a superestrutura, e a geometria do aterro ter de ser analisada de forma tridimensional.

Sendo os encontros estruturas de contenção, usualmente são considerados as verificações a seguir para a análise do estado limite último:

- Verificação de deslizamento;
- Verificação de tombamento;
- Capacidade de carga;
- Estabilidade global.

O fato de haver esforços horizontais e verticais leva à necessidade de emprego de expressões de capacidade de carga que considerem os efeitos de excentricidade e de inclinação da carga. Além disso, deverá ser considerada a necessidade de avaliar a influência da inclinação do terreno natural sobre a capacidade de carga.

As verificações de segurança que envolvem o terreno explicitamente são frequentemente realizadas pelo Método das Tensões Admissíveis (Saes *et al.*, 1998).

Neste método é necessária a introdução da seguinte equação:

$$FS = \frac{R_k}{S_k} \geq FS_{\min}$$

Onde, FS é o fator de segurança;

R_k é o valor extremo inferior das resistências envolvidas;

S_k é o valor extremo superior das solicitações envolvidas.

Hachich (1998) considera uma estrutura segura quando a mesma puder suportar as ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem ser impedida, seja permanentemente ou temporariamente, de desempenhar as funções para as quais foi concebida, sendo denominado ‘estado limite’ qualquer condição que impeça a estrutura de prosseguir com sua função.

Os estados limites últimos se relacionam ao esgotamento da capacidade portante de uma estrutura de contenção, correspondendo ao momento em que o limite de suporte de determinado maciço de terra ou estrutura, pelo esforço aplicado ou empuxo, é atingido.

- Verificação de deslizamento:

A segurança contra o deslizamento deve ser analisada a partir da soma das forças na direção horizontal. Seu mecanismo de ruptura está ilustrado na figura 5.10. A força resistente é a força T , que pode ser calculada pela multiplicação de um coeficiente de atrito entre solo e estrutura, pelo peso (P) da estrutura. Esse coeficiente pode ser aproximado por tangente de ϕ . Assim para solos não coesivos, temos que:

$$FS = \frac{P * \tan \phi}{\sum Fh} \geq 1,5$$

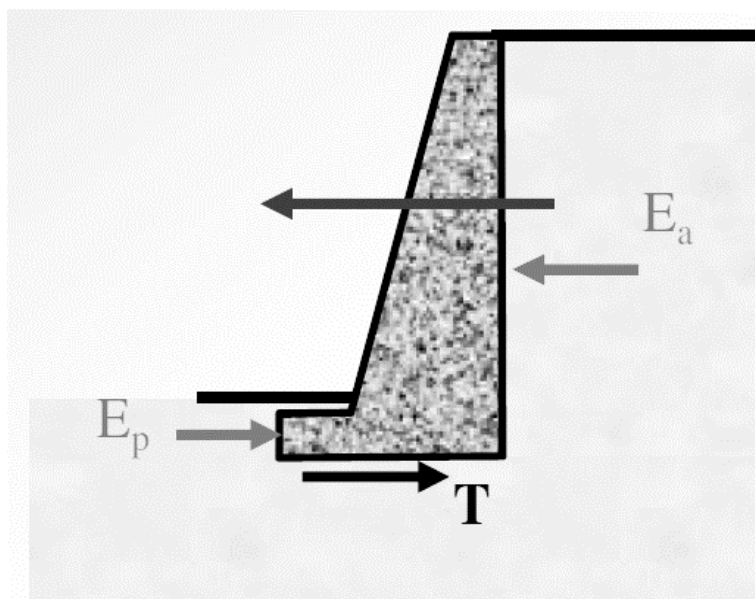


Figura 5.10 - Mecanismo de ruptura por deslizamento

- Verificação de tombamento:

Para que não ocorra o colapso da estrutura devido a uma rotação em torno em um ponto de apoio, adota-se um coeficiente de segurança de pelo menos 1,5. O mecanismo de colapso por tombamento está ilustrado na figura 5.11.

Então, temos que:

$$FS = \frac{\sum MR}{MS} \geq 1,5$$

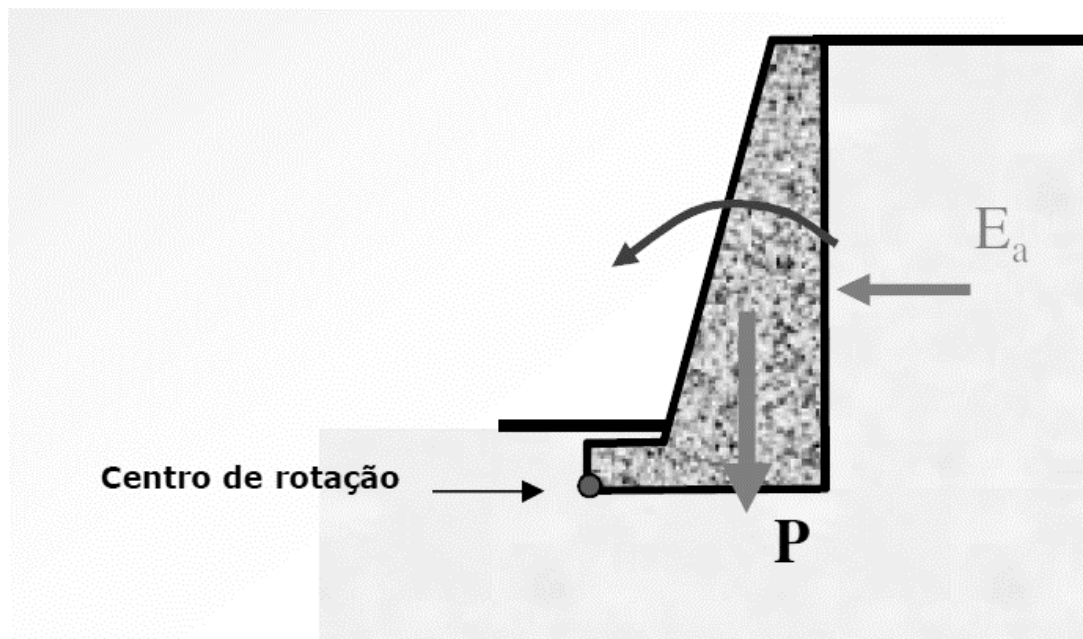


Figura 5.11 - Mecanismo de ruptura por tombamento

Embora menos utilizadas no projeto de encontros, para soluções em balanço, Craig (2004), sugere método de estimativa da profundidade D a partir do equilíbrio entre o empuxo ativo R_{ai} e o empuxo passivo R_{pi} em torno do centro de rotação O' . A solução é calculada através do método de tentativas, arbitrando-se valor para D . Fatores de segurança são aplicados ao empuxo passivo R_p e arbitrariamente o comprimento da ficha D é majorado em 20%. A contenção é estável se o equilíbrio estático entre os momentos em torno do centro de rotação seja atendido:

$$\sum \left(\frac{R_{pi}}{FS} \times y_{pi} \right) \geq \sum (R_{ai} \times y_{ai})$$

- Capacidade de carga:

A verificação da capacidade de carga é feita com o cálculo das tensões efetivas no solo causadas por forças verticais, que deve ser inferior à tensão admissível do solo. As tensões efetivas podem ser calculadas a partir dos parâmetros do solo, e a tensão admissível pode ser estimada, também, com base no ensaio da sondagem à percussão, com a utilização das formulações de Terzaghi. O mecanismo de ruptura por capacidade de carga está ilustrado na figura 5.12.

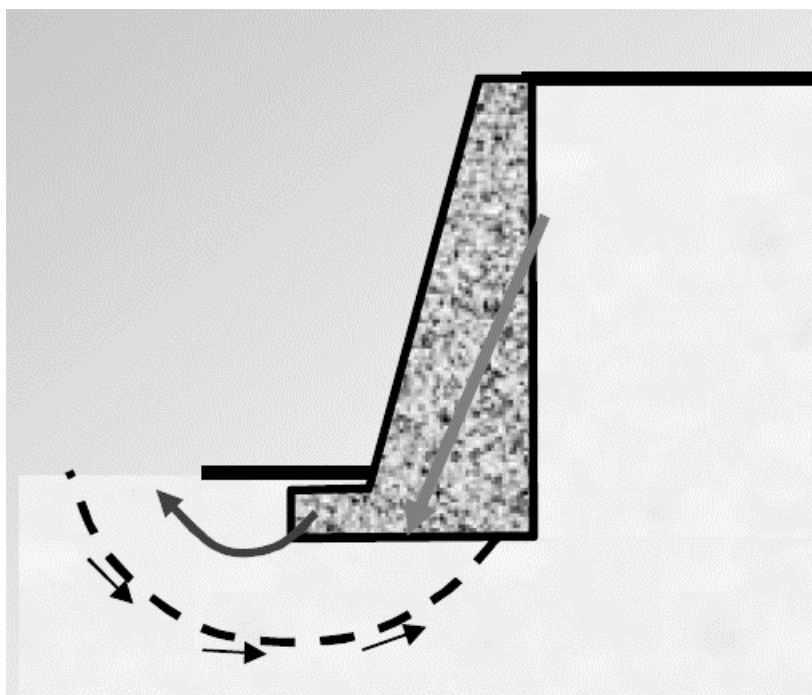


Figura 5.12 - Mecanismo de ruptura por capacidade de carga

- Métodos de análise de estabilidade:

A grande maioria dos métodos de análise de estabilidade baseiam-se na teoria do Equilíbrio. O equilíbrio limite é uma ferramenta utilizada pela teoria da plasticidade para análises do equilíbrio dos corpos, e são admitidas as seguintes hipóteses:

- Existência de uma linha de escorregamento de forma conhecida: plana, circular, espiral, logarítma ou mista, que delimita, acima dela, a massa de terra instável. Esta massa de solo desloca-se com um corpo rígido, devido a ação gravitacional;
- Existência de um critério de resistência que governe o equilíbrio ao longo da superfície de escorregamento, sendo normalmente empregada a envoltória de Mohr-Coulomb.

As equações da Mecânica dos Sólidos são adotadas para verificação do equilíbrio da parte de solo localizada acima desta superfície de deslizamento, sendo atuantes os esforços geradores do deslizamento e os esforços resistentes.

A limitação da teoria do equilíbrio limite está atrelada à desconsideração da relação tensão x deformação do solo, negligenciando o comportamento da estrutura de contenção em estados elevados de deslocamento, onde existe a manifestação da

perturbação do Equilíbrio Plástico. A figura 5.13 exibe o mecanismo de ruptura por estabilidade global. Os principais métodos de análise de estabilidade global são:

- Método de Fellenius;
- Método de Bishop simplificado;
- Método de Janbu;
- Método de Morgenstern e Price.

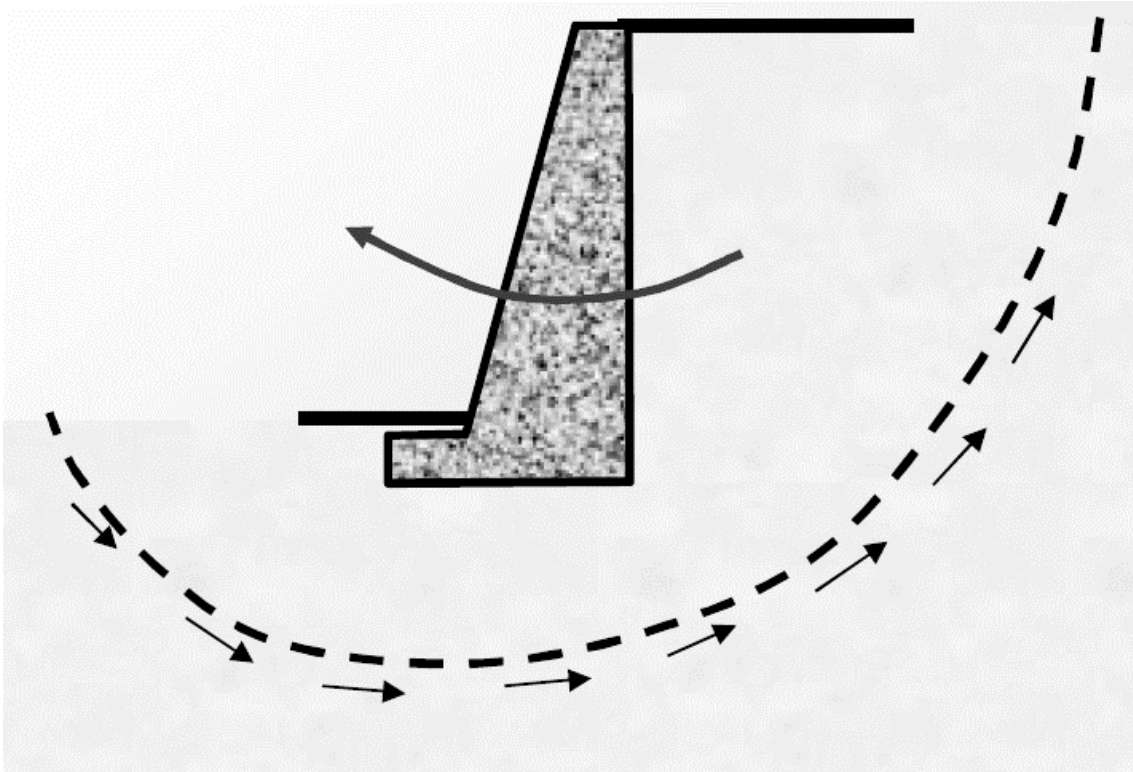


Figura 5.13 - Mecanismo de ruptura por estabilidade global

5.5.2 Estado limite de serviço

O estado limite de serviço está relacionado aos conceitos de durabilidade, aparência, conforto do usuário e funcionalidade de uma estrutura. Para o atendimento desses critérios nos encontros, devem ser observados os itens a seguir.

- Abertura de fissuras:

O risco de abertura de fissuras nos elementos de concreto depende essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento da armadura. Essa abertura de

fissuras deve ser limitada para que não tenham efeitos significativos de corrosão das armaduras. Por isso existem valores limites da abertura característica (w_k) das fissuras, visando garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão.

No entanto, devido à falta de conhecimento, de precisão e à alta variabilidade das grandezas envolvidas, esses limites são apenas critérios e recomendações para um projeto adequado de estruturas. Assim, não é esperado que as aberturas de fissuras reais correspondam exatamente aos valores estimados, ou seja, fissuras reais podem em alguns casos ultrapassar esses limites.

Normalmente os elementos do encontro são em concreto armado, então, de acordo com a NBR 6118:2014, seus limites para abertura de fissura dependem da classe de agressividade ambiental definida em projeto, usando a combinação frequente, os limites são $w_k \leq 0,4$ mm para Classe de Agressividade Ambiental I (CAA I), $w_k \leq 0,3$ mm para CAA II e CAA III e $w_k \leq 0,2$ mm para CAA IV.

Para calcular o valor característico da abertura de fissuras (w_k) é considerada uma área de concreto que envolve a armadura (A_{cr}) que consiste em um retângulo cuja distância dos lados ao centro da barra seja de no máximo $7,5\phi$, conforme a figura 5.14:

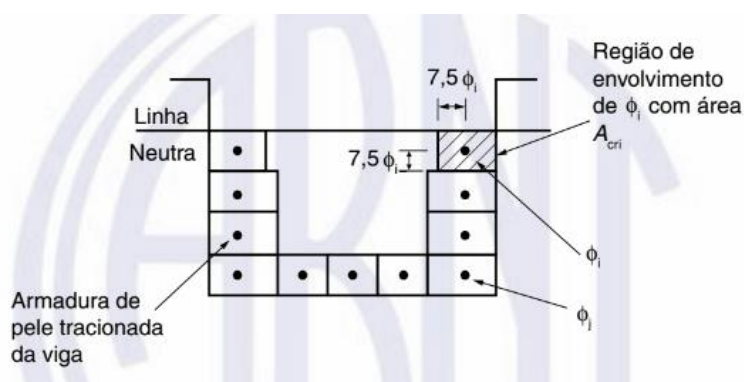


Figura 5.14 – Ilustração das áreas A_{cr} (NBR 6118, 2014)

Portanto, para cada barra de armadura na zona tracionada deve limitar a abertura de fissuras na área A_{cri} correspondente e que a distância entre eixos das barras não supere 15ϕ , de modo a cobrir toda a área superficial com essas áreas A_{cri} .

O cálculo de w_k para cada área é feito de duas formas e é adotado o menor valor entre eles:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde,

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra i ;

ϕ_i é o diâmetro da barra i ;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

Também é possível atender ao estado limite de fissuração dispensando o cálculo de w_k , mostrado anteriormente, caso os cobrimentos mínimos previstos em norma sejam atendidos, assim como as armaduras mínimas, e o diâmetro máximo e espaçamento máximo ($s_{m\acute{a}x}$) respeitem os valores indicados pela tabela da figura 5.15:

Tensão na barra	Valores máximos			
	Concreto sem armaduras ativas		Concreto com armaduras ativas	
σ_{si} ou $\Delta\sigma_{pi}$ MPa	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm
160	32	30	25	20
200	25	25	16	15
240	20	20	12,5	10
280	16	15	8	5
320	12,5	10	6	-
360	10	5	-	-
400	8	-	-	-

Figura 5.15 – Valores máximos para diâmetro e espaçamento (NBR 6118, 2014)

- Deslocamentos e Rotação:

Para garantir o bom desempenho do encontro de ponte, é necessário limitar seus deslocamentos para que não haja desconforto ao tráfego de veículos, e para que o deslocamento seja aceitável para os aparelhos de apoio. Por isso, de acordo com a NBR 6118:2014, o limite para deslocamento da estrutura que recebe o pavimento é de $L/600$,

sendo L o vão do elemento, e esse deslocamento considerado após a construção do pavimento.

Para se calcular esse deslocamento no pavimento, é necessário chegar ao deslocamento do berço e os deslocamentos da laje de transição. Para isso, são levados em conta os recalques de fundações (especialmente os diferenciais que tendem a provocar maior desconforto, alterando a sobre-elevação da pista), os deslocamentos verticais do paramento e cortina, bem como das alas.

Também devem ser considerados os efeitos em elementos estruturais, ou seja, caso os deslocamentos previstos sejam relevantes para afastamento das hipóteses de cálculo, a estrutura deve ser recalculada considerando essas alterações. Além disso, por um critério de aceitabilidade visual, a norma define um limite de $L/250$ para qualquer elemento isoladamente.

6 FUNDAÇÕES DE ENCONTROS

6.1 Generalidades

As fundações dos encontros constituem como parte do sistema de infraestrutura das pontes. As fundações das pontes se caracterizam por absorverem grandes esforços, sejam verticais ou horizontais, transmitidos pela super e meso estruturas (Manson, 1977). Ou seja, transmitir para o solo as solicitações atuantes na estrutura.

As fundações podem ser classificadas assim:

- Fundações diretas, ou superficiais, podendo ser em maciços semienterrados;
- Fundações profundas, incluindo fundações em estaca e em tubulões;
- Fundações especiais.

6.2 Fundações diretas

As fundações diretas mais comuns são de dois tipos: blocos e sapatas. O material empregado é quase sempre o concreto armado.

Os blocos podem possuir suas paredes inclinadas, ou em degraus, ou na vertical. A determinação do tipo de parede do bloco é feita a partir da tensão no solo e da resistência do concreto, que definirão sua forma e a necessidade de armadura.

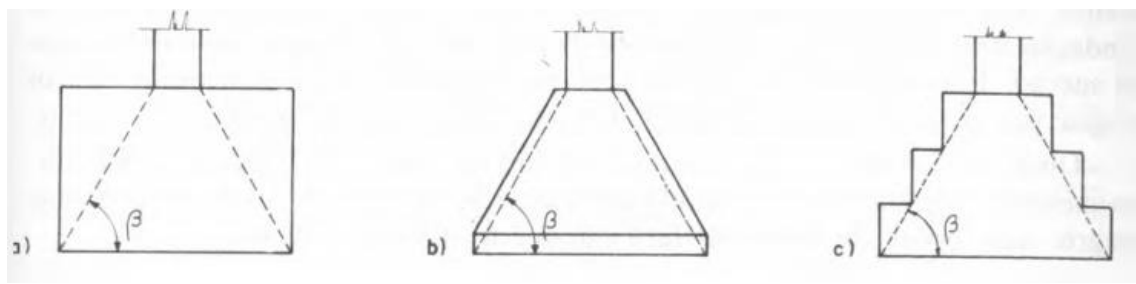


Figura 6.1 - Tipos de blocos de fundação, conforme as faces laterais: a) verticais; b) inclinadas; c) em degraus.

As armaduras de flexão no bloco podem ser dispensadas quando a tensão de tração no corpo do bloco for inferior à tensão admissível (σ_{ct}). A verificação da condição é dada:

$$\frac{tg \beta}{\beta} \leq \frac{p}{\sigma_{ct}} + 1$$

Onde:

p = tensão vertical no terreno;

σ_{ct} = tensão admissível a tração do concreto, a qual pode ser tomada igual à metade da resistência à tração.

$$\sigma_{ct} = \frac{1}{2} f_{ct} \cong \frac{1}{20} f_{ck}$$

As sapatas são projetadas com altura menor do que os blocos, por isso existe a necessidade de armadura. As sapatas podem ter alturas constantes ou variáveis:

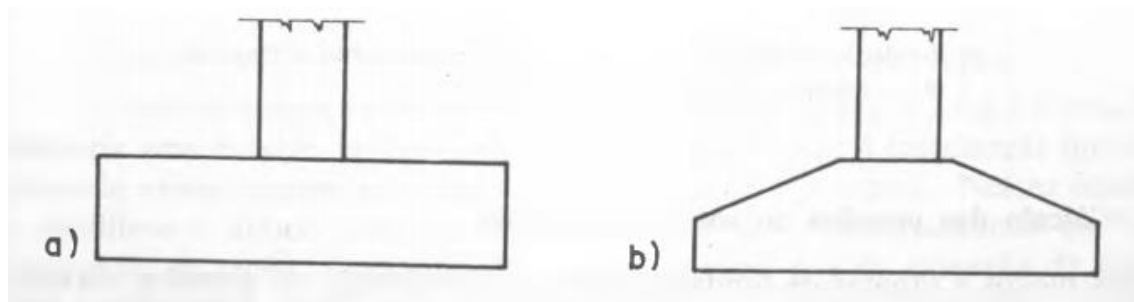


Figura 6.2 - Tipos de sapatas de fundação em concreto armado: a) altura constante; b) altura variável.

6.2.1 Processo construtivo

As fundações diretas são executadas dentro de escavações, procurando atingir a camada de apoio considerada satisfatória. Pode-se necessitar de escoramento das paredes e, caso o nível d'água esteja acima da cora da fundação, fazer o esgotamento por meio de bombas. Em grandes áreas, pode-se fazer o rebaixamento do lençol d'água por meio de poços filtrantes, bombas de sucção ou bombas submersas.

6.2.2 Cálculo das tensões no solo de fundações

A distribuição de tensões verticais na face do terreno depende da rigidez relativa da fundação e do solo. A análise é feita, adotando-se um diagrama convencional, calculando-se as tensões com as fórmulas de Resistência dos Materiais:

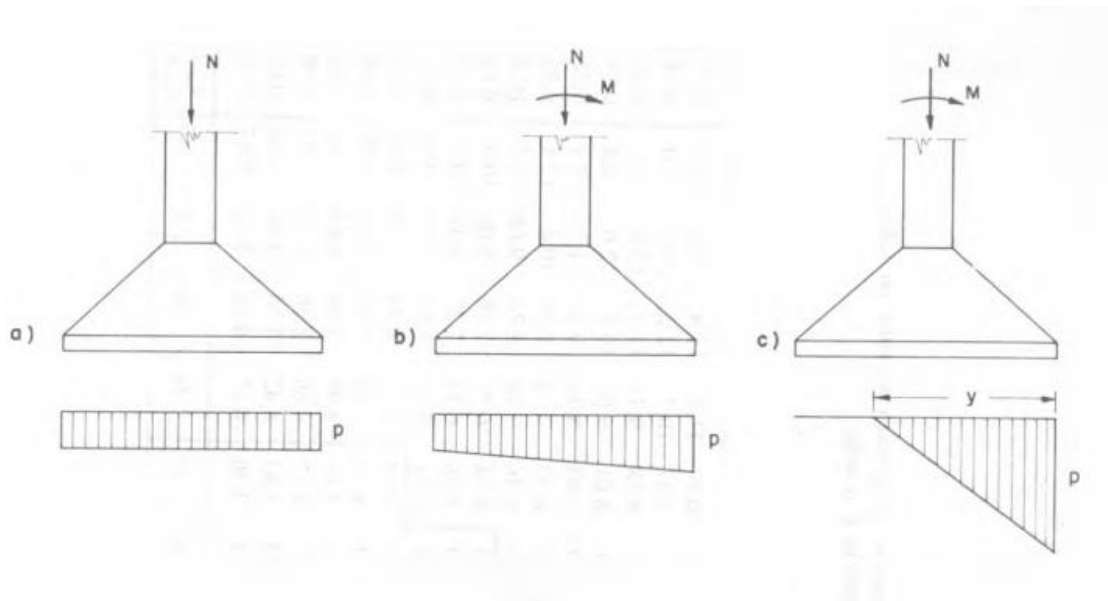


Figura 6.3 - Tensões verticais no terreno. Diagrama linear convencional: a) compressão centrada; b) compressão com pequena excentricidade; c) compressão com grande excentricidade.

Compressão centrada:

$$p = \frac{N}{A}$$

Compressão com pequena excentricidade:

$$p = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Onde:

A = área da superfície de apoio da sapata no terreno.

W = momento resistente da superfície de apoio da sapata no terreno.

No caso de grandes excentricidades, o equilíbrio é obtido a partir de um diagrama linear de tensões atuando em apenas em uma parte da seção. Pois se utilizarmos o método anterior, teríamos tensões negativas em um dos bordos, o que não existe. O cálculo da tensão máxima p , e da extensão da parte da área comprimida pode ser obtida por meio de tabelas numéricas a seguir (figuras 6.4 e 6.5)

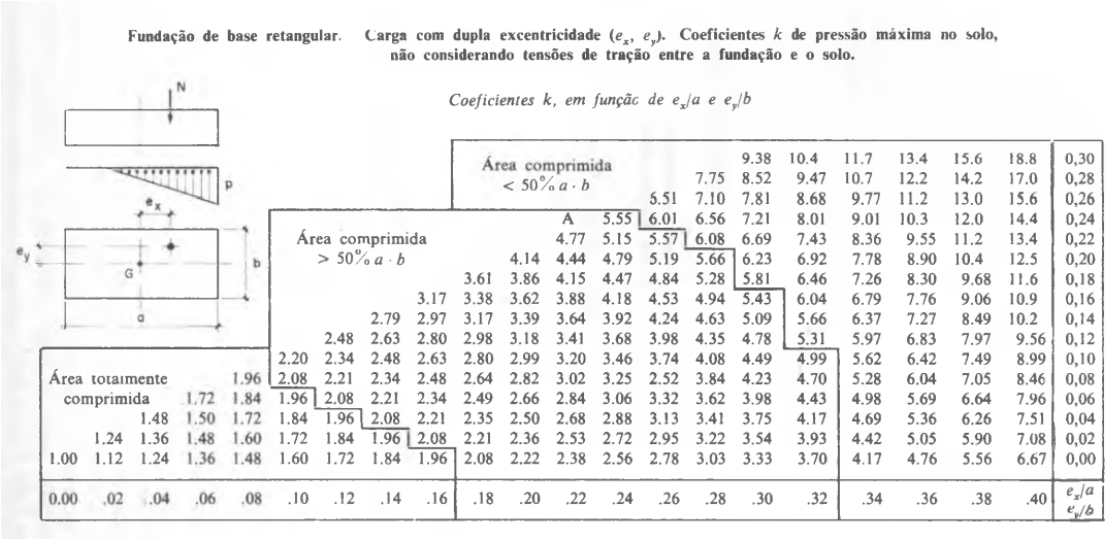


Figura 6.4 - Tabela de fundação de base retangular.

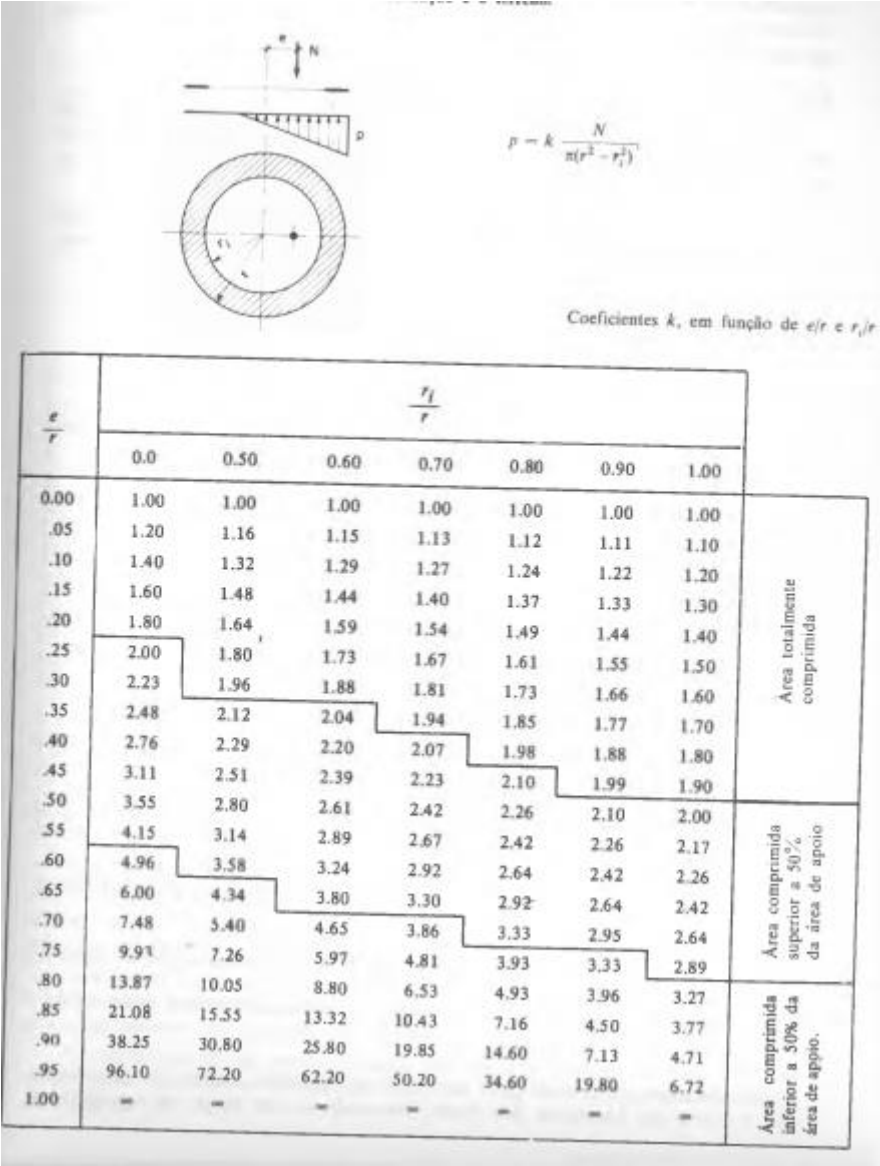


Figura 6.5 - Tabela para fundação de base circular.

Já no caso de área parcialmente carregada, recomenda-se que pelo menos a metade da sapata esteja comprimida, para evitar o risco de tombamento. Caso não se verifique a condição, deve-se aumentar as dimensões.

6.2.3 Tensão admissível nos solos

As tensões admissíveis podem ser determinadas por meio de sondagens, ensaios de penetração estática, ou corpo de prova direta sobre o terreno. Nos casos de terrenos rochosos ou pedregulhos, não é possível que se realize sondagem por percussão, então, adota-se sondagens rotativas.

6.2.4 Profundidades mínimas das fundações diretas. Efeito de erosão

A fim de se evitar efeitos de expansão dos solos devido à variação e umidade superficial, erosão de águas pluviais, deve-se construir fundações à certas profundidades mínimas da ordem de 1 metro.

6.2.5 Dimensionamento das sapatas de fundação, em concreto armado

As sapatas são dimensionadas pelas teorias correntes de concreto armado, no entanto, calcula-se as solicitações em certas seções de referência, determinada, empiricamente para atender à distribuição bidimensional das solicitações.

Para o dimensionamento à flexão, temos:

$$0,5 \leq (tg \beta = \frac{h}{l}) \leq 1,5$$

Se $\frac{h}{l} > 1,5$ caímos no caso de bloco, sendo em geral desnecessária uma armadura de cálculo. Quando $h/l < 0,5$ se pode calcular como laje em balanço.

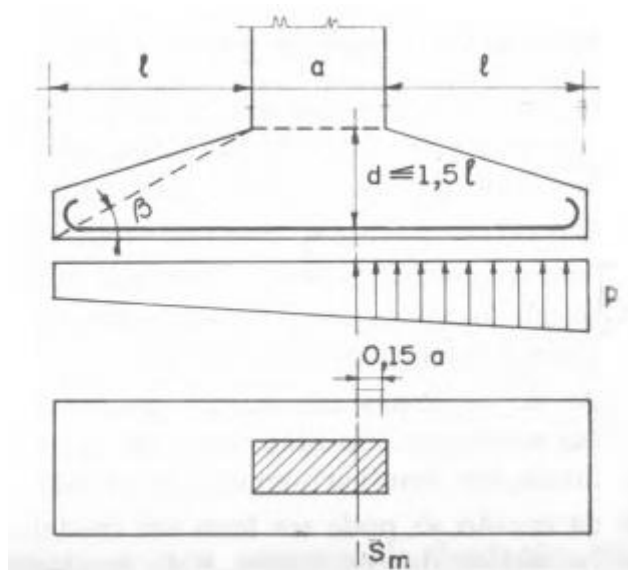


Figura 6.6 - Seção de referência S_m para o cálculo da armadura de flexão das sapatas retangulares.

Sapatas retangulares têm os momentos fletores calculados em cada direção principal, em uma seção referência S_m que se situa à $0,15a$ de distância da face da coluna. Determina-se a armação com a geometria da seção do pilar, limitando-se a altura a 1,5 vezes o comprimento da sapata medido a partir da face do apoio.

A armadura na direção secundária deve ser ao menos 20% da armadura principal. A armadura de flexão deve ser prolongada até a face da sapata e estar a distância mínima de h da face do pilar.

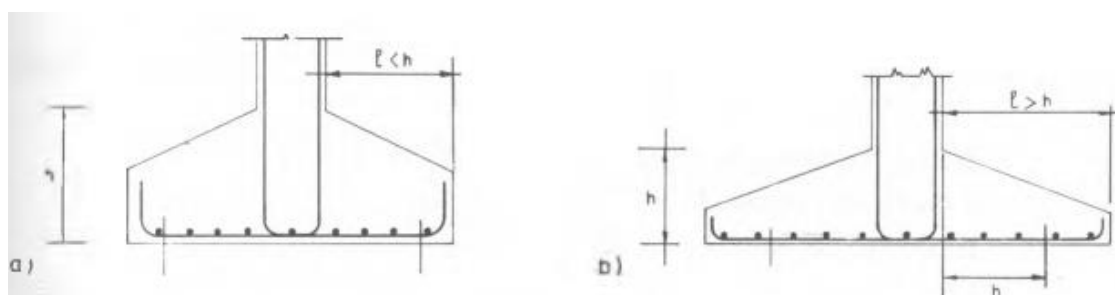


Figura 6.7 - Ancoragem das armações de sapata: a) para $l < h$, a armadura deve estar totalmente ancorada na vizinhança da face da sapata; b) para $l > h$, a armadura deve estar totalmente ancorada numa seção à distância h da face

A distribuição da armadura pode ser feita uniformemente em relação ao lado menor, já a de lado maior deve ter densidade maior numa faixa próximo ao pilar. Em sapata quadrada, as armaduras podem ser distribuídas uniformemente nas duas direções.

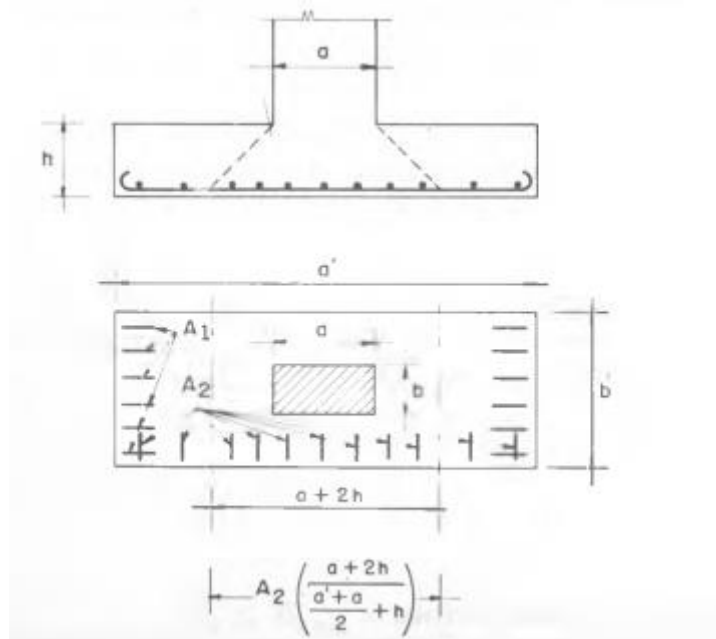


Figura 6.8 - Distribuição das armaduras em sapatas retangulares.

O momento fletor é calculado admitindo o diagrama linear de pressões no terreno. Este, na seção S_m , se determina a armadura A_s , em cada direção da sapata, sendo também necessário verificar a tensão de escorregamento da armadura, por se tratar de região de elevados esforços cortantes. A tensão de escorregamento, no estado limite de projeto, é dada por:

$$\tau_{bd} = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u_s}$$

V_d = esforço cortante de projeto na seção S_m de referência

n = número de barras de armação na seção

u_s = perímetro de uma barra da armação.

Barras de alta aderência, o valor τ_{bd} deve ficar abaixo do valor limite dado pela expressão:

$$\tau_{bd} \leq \tau_{bd\lim} = 1,8f_{ctd} \cong 1,1\sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

O limite supra é cerca de 70% do limite correspondente adotado para vigas, o cálculo de V_d admite distribuição uniforme da carga em toda a largura da sapata.

A verificação da sapata a cisalhamentos é determinada por duas condições, prevalecendo a mais desfavorável:

- Considerando a sapata como viga larga, adota-se em cada direção, a tensão nominal de cisalhamento na seção à distância d da face do apoio, com largura total da sapata. Será dispensável o emprego da armadura transversal se $\tau_{0d} \leq \tau_c$.
- Punção, verificada numa seção crítica perpendicular ao plano da laje, de perímetro mínimo, e distante pelo menos de $d/2$ da face do pilar. A tensão de punção é dada por:

$$\tau_d = \frac{V_d}{u * d}$$

Onde,

u é o perímetro da seção crítica;

d é a altura útil do pilar.

Nas sapatas alongadas, face aos esforços horizontais, a tensão de punção não é igual em todas as faces do pilar. Daí a conveniência de se verificar a punção na face mais desfavorável, calculando-se o esforço cortante numa seção crítica. A tensão a punção então será dada:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_v d_v}$$

Onde,

V_d é o esforço cortante de projeto na seção;

b_v é a largura da seção;

d_v é a altura útil da seção.

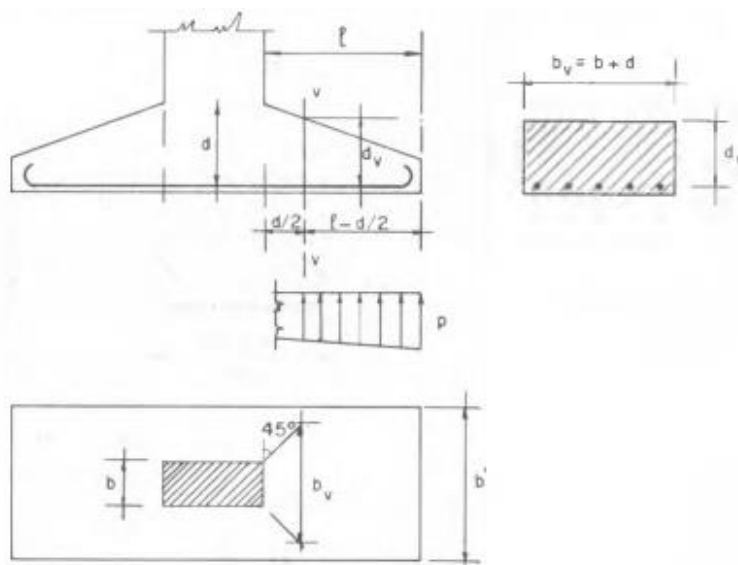


Figura 6.9 - Verificação de punção em uma sapata retangular alongada. A seção mais desfavorável (v, v') fica à distância $d/2$ da face do pilar, tendo largura $b_v = b + d$ e a altura d_v .

Será dispensável o emprego de armadura transversal quando a tensão τ_d for inferior a:

$$\tau_d \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Se o valor de tensão de punção ultrapassar o valor supra, deverá ser colocar uma armadura como a indicada na figura 6.10 a seguir, com capacidade de absorver um esforço cortante igual a $0,75V_d$, com a tensão de projeto $f_s \leq 3000 \text{ kgf/cm}^2$. A tensão de punção, nas seções de armadura transversal, fica limitada ao valor:

$$\tau_d \leq \tau_{d\text{lim}} = \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$



Figura 6.10 - Armadura transversal de punção em sapatas.

6.3 Estacas de fundação

As estacas mais utilizadas em obras de infraestrutura de pontes no Brasil são: estacas de aço e de concreto.

As estacas de aço são formadas por perfis laminados, simples ou compostos. Na figura 6.11 estão indicados alguns perfis.

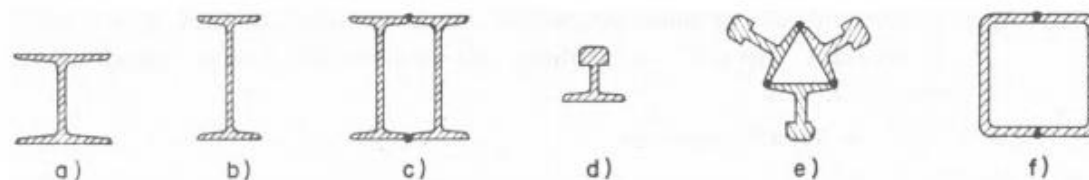


Figura 6.11 - Perfis de estacas de aço.

Após anos de análise, concluiu-se que estacas totalmente enterradas, quase não sofrem ataques por corrosão. No entanto, em fundações situadas em caixa de rio,

frequentemente, uma parte da estaca se encontre desenterrada, sendo necessário o encamisamento por concreto, para sua proteção.

As estacas de concreto dividem-se em dois grupos, moldados em loco e pré-fabricadas. As pré-fabricadas possuem perfis como os da figura 6.12.

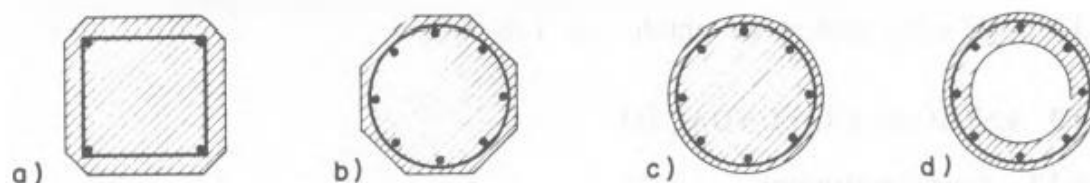


Figura 6.12 - Exemplos de perfis de estacas de concreto pré-moldado.

As estacas moldadas no local podem ser de camisa perdida ou recuperável. Na figura 6.13, temos alguns exemplos de camisas. As estacas com camisas perdidas (Fig. a, b, c) permitem inspeção visual das camisas antes do enchimento com concreto. As estacas com camisa recuperável (Fig. d) não permitem essa inspeção visual, de modo que sua execução exige cuidados especiais, a fim de se evitar descontinuidade do fuste.

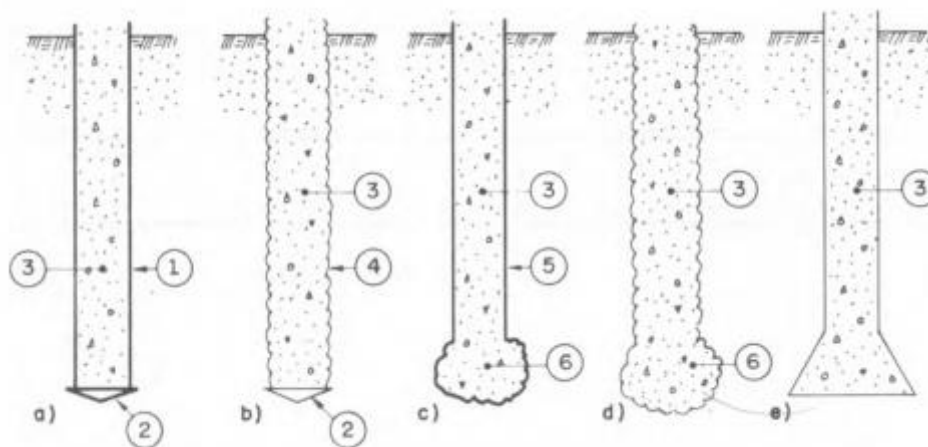


Figura 6.13 - Exemplos de estacas moldadas no local.

6.3.1 Instalação das estacas

As estacas são geralmente cravadas no solo, por percussão, com auxílio de equipamentos denominados bate-estacas. Eventualmente, são também utilizados perfuradores (estacas escavadas), macacos hidráulicos (estacas prensadas) ou

equipamentos vibratórios. Em terrenos arenosos, a cravação pode ser auxiliada por jato d'água.

O controle comparativo de cravação de diversas estacas é feito a partir do diagrama de cravação, onde se analisa o número de golpes para penetração de 10 cm, nos comprimentos crescentes de penetração no solo. O conceito de nega da estaca se refere a medida de resistência oferecida à penetração no terreno, no final da cravação. Ela é medida pelo número de golpes para a penetração de 1 cm.

6.3.2 Emendas de estacas

As emendas de estacas são necessárias quando não se atinge a resistência de cravação com o comprimento adotado para a estaca, ou no caso de estacas muito compridas que não podem ser fabricadas em seu comprimento total.

As estacas pré-moldadas de concreto podem ter emendas como na figura 6.14: concretando-se no local um pequeno trecho em estacas de concreto armado (a), anéis metálicos soldados, concreto protendido (b), cola epóxi, concreto protendido (c).

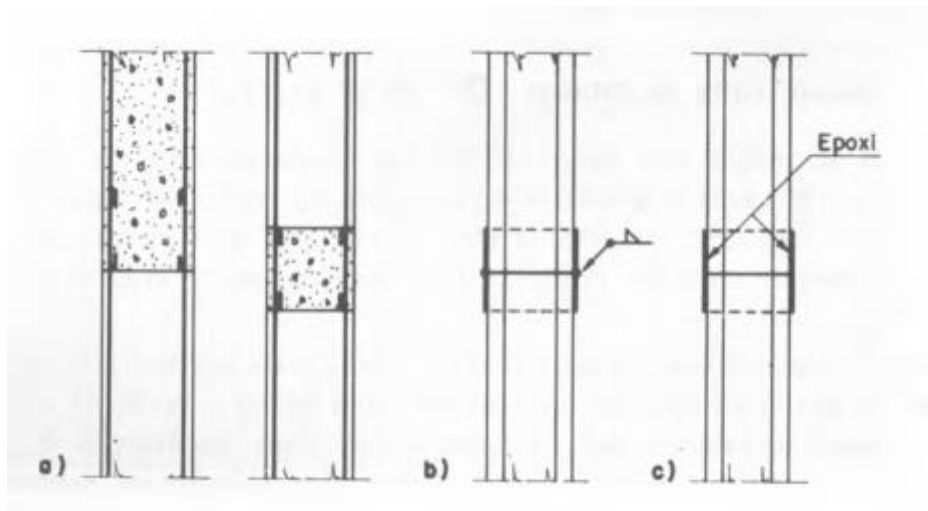


Figura 6.14 - Emendas de estacas de concreto pré-moldado.

As estacas metálicas são, em geral, emendadas com solda de topo, como na figura 6.15.

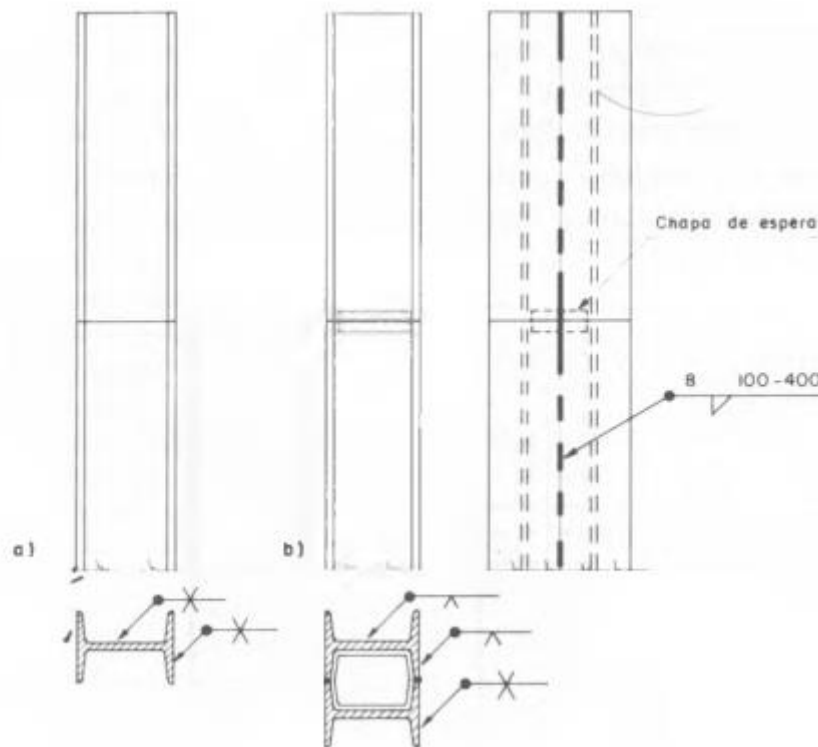


Figura 6.15 - Emendas de estacas metálicas.

6.3.3 Profundidade de cravação das estacas

As sondagens permitem estimar a profundidade de penetração das estacas no terreno. As profundidades indicadas pelo diagrama de cravação e pela nega, obtidas pelos equipamentos de cravação, com as previstas em projeto.

6.3.4 Capacidade de carga nas estacas

Os métodos Décourt e Quaresma e, Aoki e Velloso serão apresentados a seguir.

- Método Décourt e Quaresma:

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores N do ensaio SPT. Esse método, originalmente previsto para estacas de deslocamento, foi objeto de algumas extensões, objetivando adequá-lo para outros tipos de estacas e mais recentemente também para adequá-lo ao novo ensaio SPT-T, através do conceito de Nequivalente (N_{eq}), Décourt

(1982), Décourt (1987), Décourt (1991a), Décourt (1991b), Décourt (1991c), Décourt (1993), Décourt e Niyama (1994), Décourt (1995).

Os valores de N aqui indicados tanto podem ser os correspondentes ao SPT tradicional quanto os correspondentes ao Neq do SPT-T. Segundo Décourt (1991c), Neq é definido como o valor do torque T em kgf.m. dividido por 1,2.

$$N_{eq} = \frac{T(kgf.m)}{1,2}$$

Para a estaca padrão, tem-se:

$$Q_u = q_p * A_p + q_s * A_s$$

A tensão de ruptura da ponta é dada por:

$$q_p = K * N$$

Onde K é função do tipo de solo, como na tabela da figura 6.16.

Tipo de solo	K (kN/m ²)
argila	120
silte argiloso (solo residual)	200
silte arenoso (solo residual)	250
areia	400

Figura 6.16 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Considera-se a ruptura, quando a não está claramente definida, a convencional, ou seja, carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro. O atrito lateral unitário é dado por:

$$q_s = 10 * \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$q_s = \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \left[\frac{tf}{m^2} \right]$$

- Método Aoki e Velloso:

O método Aoki e Velloso avalia em função da tensão de ponta q_c do ensaio de penetração do cone (CPT), tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (q_p) quanto a de atrito lateral (q_s). Para se levar em conta as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) foram definidos os coeficientes F_1 e F_2 .

$$q_p = \frac{q_c}{F_1}$$

$$q_s = \frac{q_p}{F_2}$$

Na ausência de ensaios CPT, são utilizados os ensaios SPT segundo a seguinte correlação:

$$q_c = K * N$$

Os valores de K e de α em % são apresentados na tabela da figura 6.17. Sendo α o coeficiente estabelecido para correlacionar o atrito local do cone com ponteira BEGEMANN com a tensão de ponta q_c .

Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

Figura 6.17 - Coeficientes K e α .

Os valores de F_1 e F_2 para a estaca padrão são:

$$F_1 = 1,75 \text{ e } F_2 = 3,5.$$

Assim, temos:

$$q_p = \frac{q_c}{1,75}$$

$$q_s = \alpha * \frac{q_p}{3,5}$$

Segundo os autores, as expressões seriam válidas também para estacas metálicas. A maior dificuldade para a correta aplicação desse método é a necessidade da perfeita caracterização do tipo de solo envolvido, o que na prática é quase impossível de se conseguir.

6.3.5 Dimensionamento dos blocos de estacas

Os blocos de estacas devem ter altura suficiente para a distribuição das cargas entre as estacas, em geral, prescindindo a armadura transversal para o esforço cortante. Os blocos são geralmente de concreto armado.

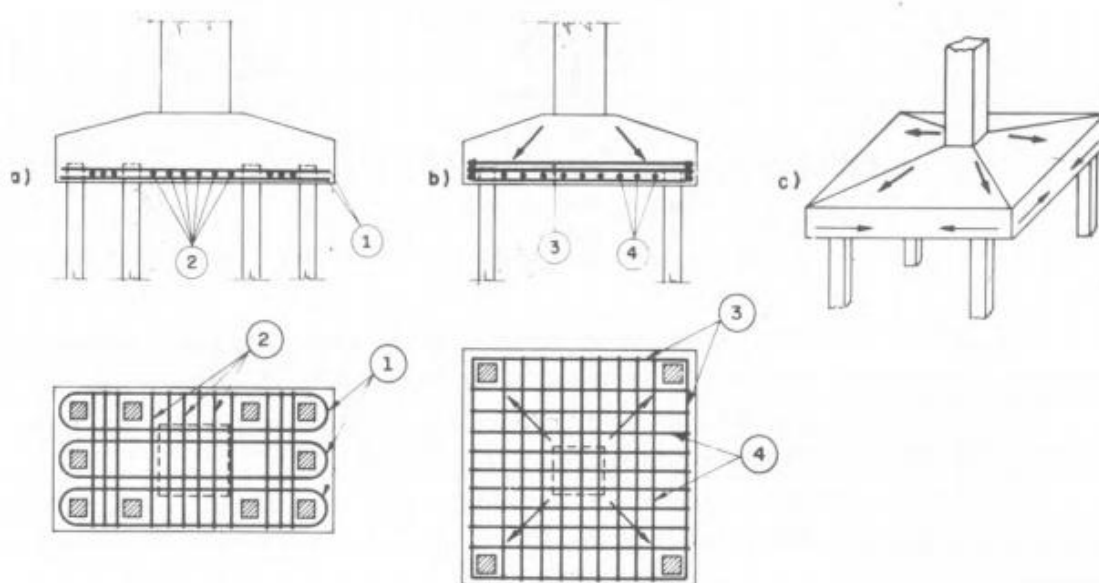


Figura 6.18 - Esquema de bloco de estacas.

Em blocos alongados, figura 6.18 a, com solicitações predominantes em uma direção, tem o cálculo da armadura principal feito nessa direção, ancorando-se a armadura por trás das estacas.

A figura 6.18 b, relata situação em que as barras são dispostas em várias camadas, formando laços superpostos em volta das mesmas.

Nos casos de estacas pré-moldadas ou moldadas no local, a ligação da estaca com o bloco pode-se fazer com penetração de 10 cm. Nesse caso, figura 6.18 c, coloca-se a armadura do bloco sobre a estaca.

O dimensionamento de blocos retangulares alongados se faz por meio de regras empíricas, análogas às indicadas para o dimensionamento de sapatas de fundação. Na figura 6.19, as seções referência para dimensionamento.

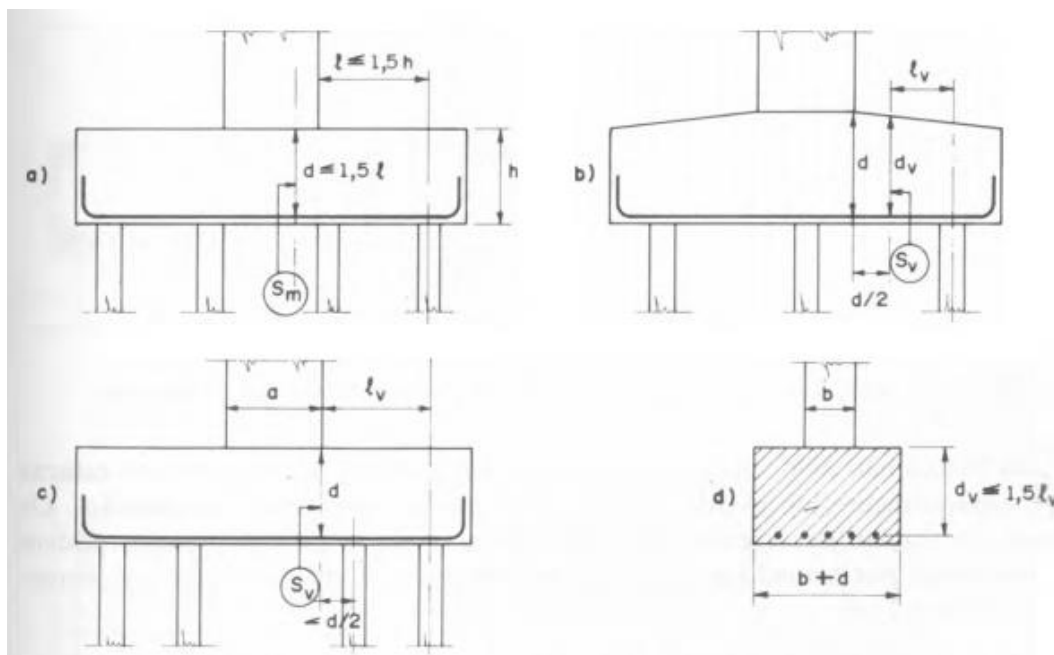


Figura 6.19 - Seções referência para dimensionamento de blocos retangulares.

O comprimento em balanço (l) do bloco é medido entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada.

A largura da seção de referência S_v é tomada igual $b + d$. E a tensão a punção nesta seção referência é dada por:

$$\tau_{0d} = \frac{V_d}{b_0 \cdot d_v} \leq \frac{8}{\gamma_c} \left(1 - \frac{l_v}{5d_v}\right) \sqrt{f_{ck}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em } \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}.$$

Estacas localizadas nos cantos de blocos (figura 6.20) verifica-se a resistência local ao cisalhamento, limitando-se a carga F na estaca:

$$F_d \leq \frac{4}{\gamma_c} b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em } \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}.$$

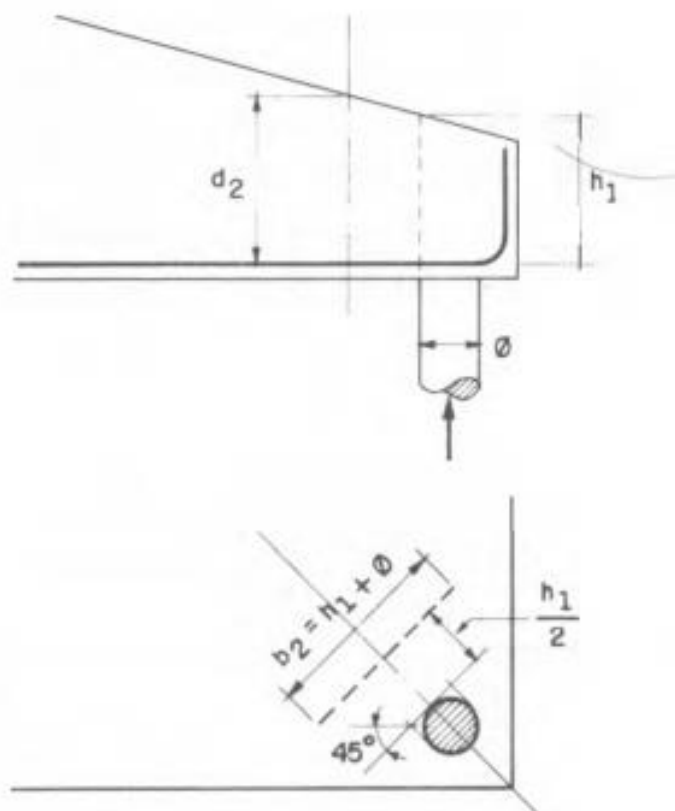


Figura 6.20 - Seção ideal $b_2 \geq d_2$, para verificação local ao cisalhamento.

A transmissão dos esforços do pilar para as estacas se faz especialmente, no estado limite, para blocos não alongados. Os esforços de tração podem ser absorvidos por armadura periférica, decorrentes da inclinação das bielas de compressão.

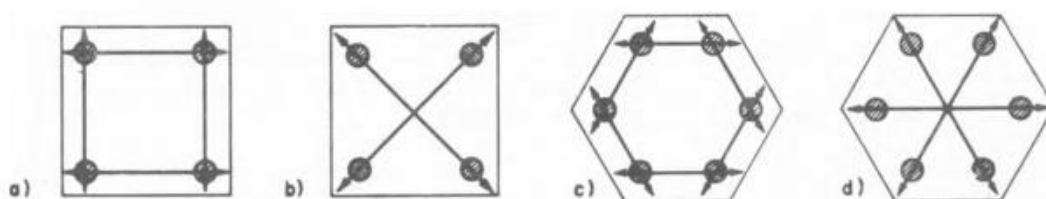


Figura 6.21 - Disposições possíveis de armaduras tracionadas, para absorver componentes horizontais das bielas comprimidas.

O cálculo dos esforços de tração nas armaduras se faz como treliça espacial, por simples decomposição de forças. Admitindo 80% dos esforços nas bielas comprimidas equilibrados por armadura perimetral, e o saldo por malha retangular, obtemos uma solução mista aceitável.

As extremidades das armaduras em malha, situadas nos espaços entre as estacas, devem ser ancoradas junto à face lateral do bloco, e ainda amarradas à face superior do mesmo, por meio de estribos verticais, ou prolongando a armação até a face superior (Figura 6.21). Essa armação é necessária, devido à maior rigidez das bielas formadas diretamente entre o pilar e as estacas; as bielas entre as estacas ficam sem apoio, devendo ser ancoradas na parte superior do bloco.

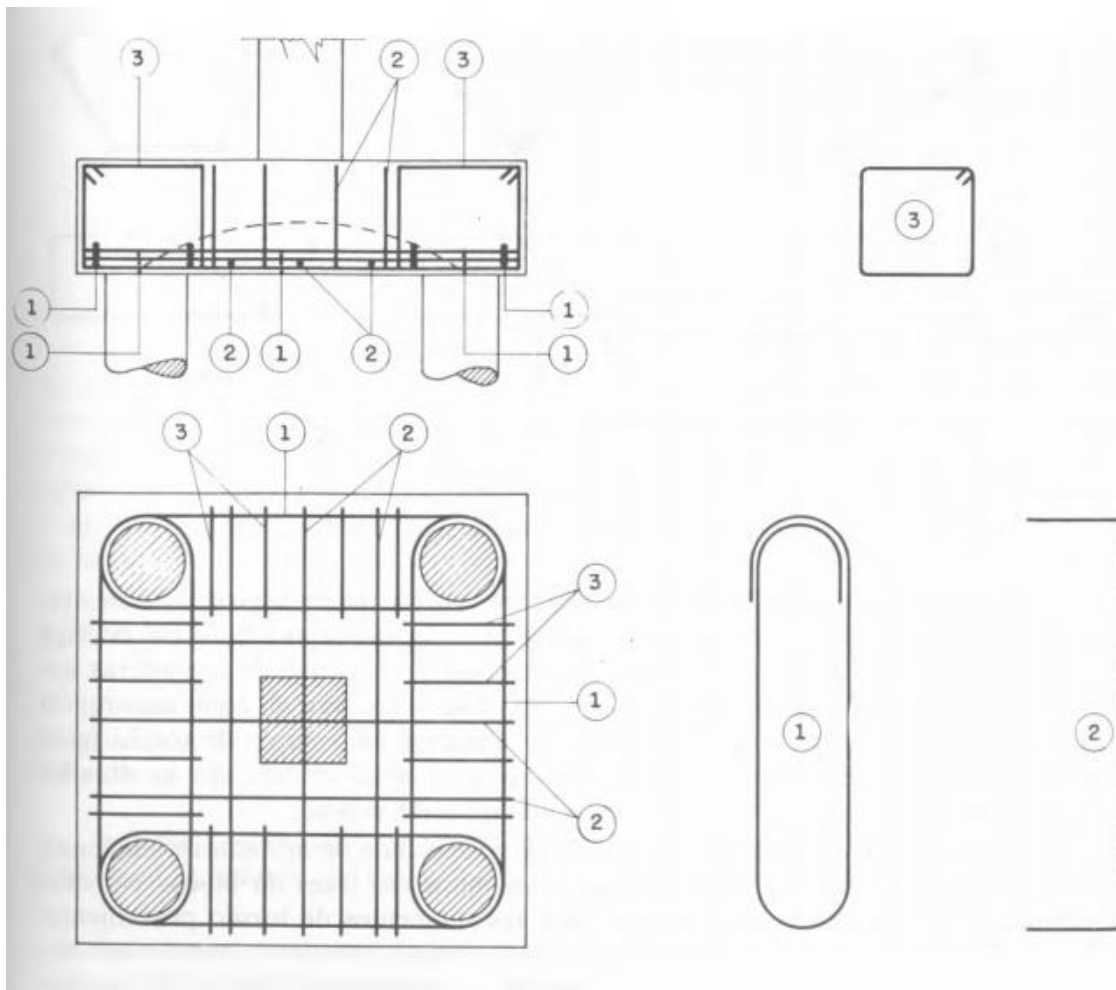


Figura 6.22 - Esquema de armadura de um bloco de base quadrada.

6.4 Tubulões

Os tubulões são elementos estruturais de fundação profunda construídos concretando-se um poço (revestido ou não) aberto no terreno, geralmente dotado de uma base alargada. Diferenciam-se das estacas porque em pelo menos na sua etapa final há descida de operário para completar a geometria da escavação ou fazer a limpeza de solo.

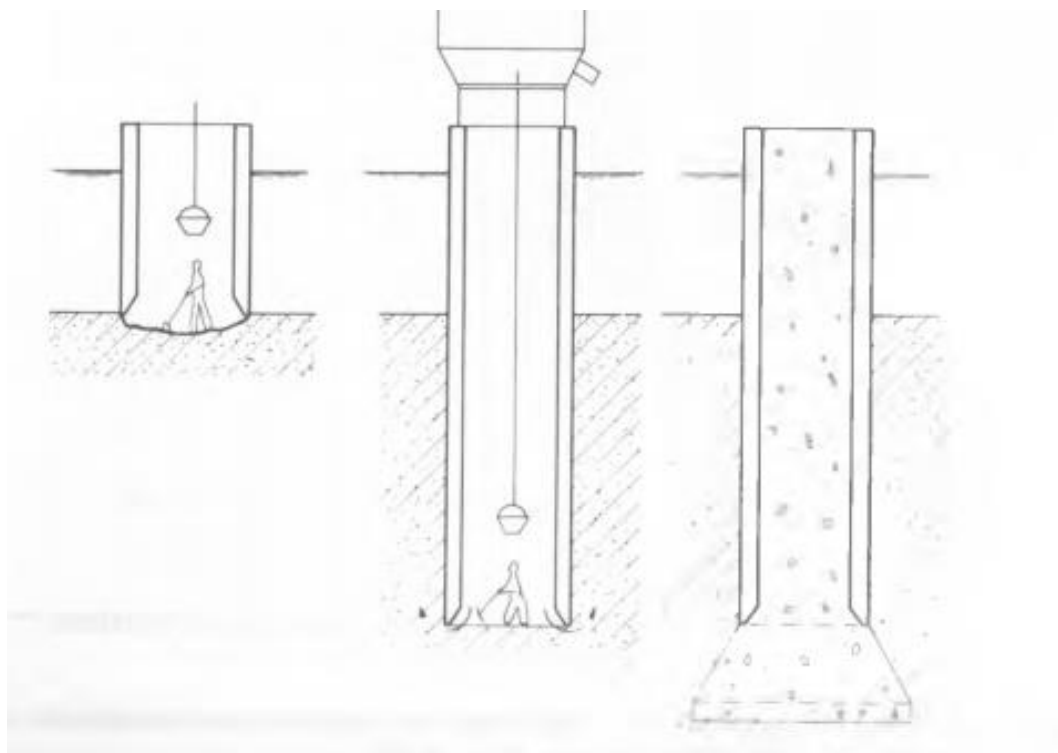


Figura 6.23 - Exemplo de tubulão

Os tubulões dividem-se em dois tipos básicos: a céu aberto (normalmente sem revestimento) e a ar comprimido (ou pneumático), estes sempre revestidos, podendo este revestimento ser constituído por camisa de concreto armado ou por camisa de aço (metálica). Neste caso, a camisa metálica pode ser perdida ou recuperada.

A base do tubulão deve ser dimensionada, segundo a NBR 6122/96, de modo a evitar alturas H superiores a 2m. As características do solo devem indicar se o alargamento da base é problemático, quando isso ocorrer, deve-se prever injeções, aplicações superficiais de cimento, ou mesmo o escoramento a fim de evitar desmoronamento da base.

Deve-se evitar que entre o término da execução de alargamento da base e a concretagem excedam 24h. Necessitando de uma nova inspeção caso o prazo seja ultrapassado. Caso em que o tubulão seja assente sobre rocha, a pressão admissível deve levar em conta a continuidade dessa. Sua inclinação e a influência da altitude da rocha sobre a estabilidade. Se a rocha for de superfície inclinada o assentamento da base deve ser precedido do preparo desta superfície de modo a evitar deslizamento.

Outra recomendação da NBR 6122/96 se faz sobre o cado de tubulões com bases assentes em cotas variáveis, esses deverão ser executados iniciando-se pelos mais profundos, depois os mais rasos. Deve-se evitar trabalhos simultâneos em bases alargadas

de tubulões, cuja distância, de centro a centro, seja inferior a duas vezes o diâmetro (ou dimensão) de maior base, valendo esta recomendação tanto para a escavação quando para a concretagem, sendo especialmente importante quando se tratar de tubulões a ar comprimido.

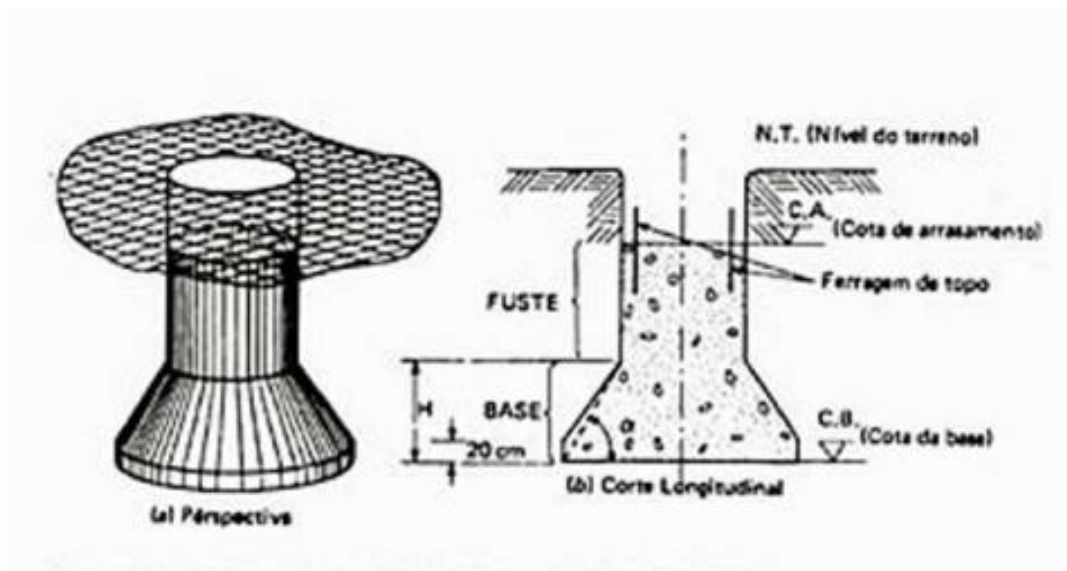


Figura 6.24 - Geometria de um tubulão.

6.5 Efeitos adicionais

6.5.1 Efeito Tschebotarioff

O efeito Tschebotarioff refere-se a flexão das estacas, que atravessam solos moles, devido a assimetria do carregamento.

Através do estudo de vários casos de muros de arrimo sobre estacas, Tschebotarioff (1962) desenvolveu um critério para a estimativa do acréscimo de momento fletor em tais elementos. A formulação é definida por um carregamento triangular solicitando a estaca por toda a extensão da camada de solo mole. O centro deste possui carregamento máximo, definido pela equação abaixo.

$$p_h = 2BK\gamma H$$

Onde,

B é a largura da estaca;

γH é a pressão do aterro;

K é o coeficiente de empuxo.

Para depósitos normalmente adensados, o K está situado entre 0,4 e 0,5.

A modelagem recomendada para a resolução do problema no caso indicado na figura 6.25, onde não há engaste da estaca no bloco é o dimensionamento da estaca como uma viga simplesmente apoiada.

Devido a este efeito, recomenda-se o uso de estacas com boa resistência a flexão, quando estas atravessaram trechos em solo mole com carregamentos diferenciados.

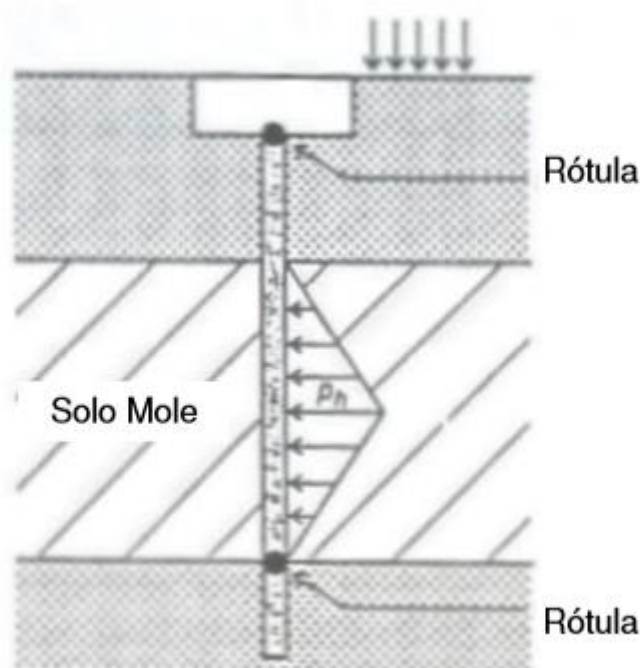


Figura 6.25 - Vinculação para modelagem do efeito, retirado de Velloso e Lopez

6.5.2 Atrito Negativo

O atrito negativo é o processo tido quando o terreno adjacente à estaca sofre recalques superiores ao da própria estaca. Esse fenômeno ocorre normalmente quando a cravação da estaca se dá em meio a aterros recentes sobre solos compressíveis. Alternativamente, o rebaixamento do lençol freático também pode ser uma causa do atrito negativo.

Essa inversão pode acarretar na diminuição significativa da parcela de resistência lateral do solo, uma vez que o atrito resistente se torna solicitante nesta nova configuração, indicada na figura 6.26.

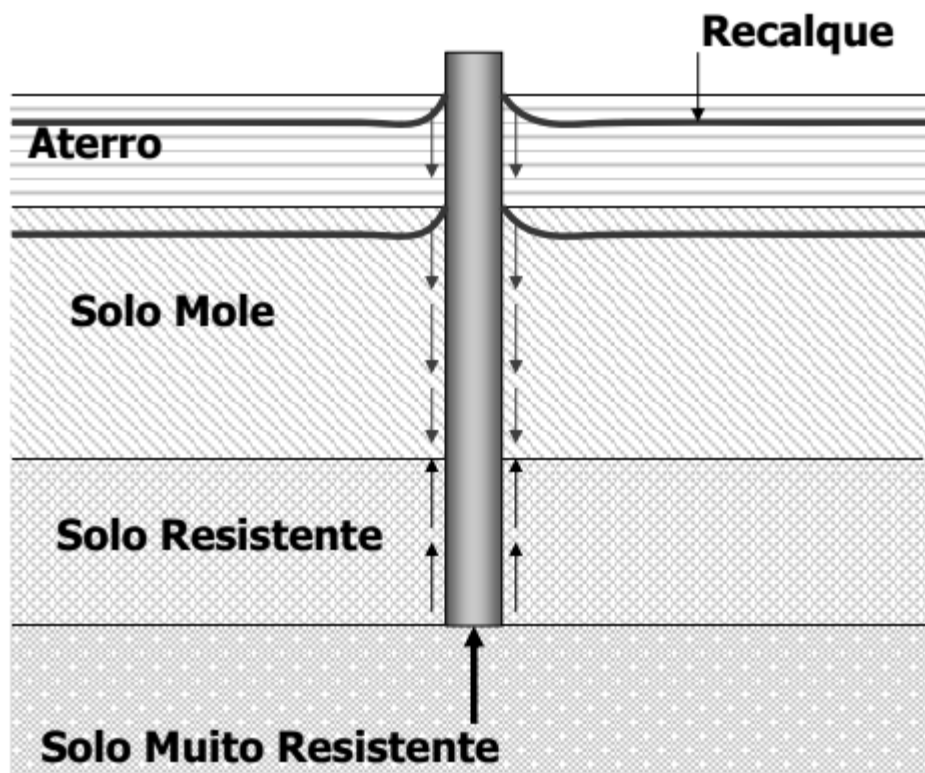


Figura 6.26 - Ilustração do efeito de atrito negativo

O cálculo convencional da intensidade do atrito lateral negativo pode ser feito pelos métodos tradicionais como o Aoki e Velloso, admitindo-se apenas a inversão de sentido das resistências calculadas. É uma estimativa questionável, tendo sido substituída, pela fórmula de Beer e Wallays, que apresenta resultados mais realistas.

A consideração do atrito negativo no dimensionamento da estaca varia de acordo com o coeficiente de segurança adotado para a parcela reversível do atrito lateral. Pode-se, através da manipulação do coeficiente de segurança, desde ignorar o efeito solicitante da parcela de atrito negativo até admitir-se folgas equivalentes aos das cargas permanentes.

A norma brasileira admite a utilização de um coeficiente de segurança reduzido para as solicitações de atrito negativo, visto identificar a natureza do problema como de recalque, e não de ruptura (Hachich, 1998).

A redução do atrito negativo é essencial em certos casos para a restrição da movimentação da fundação. Soluções usuais envolvem a pintura das estacas com materiais betuminosos nos trechos de solo compressível ou carregamento prévio da camada.

Kuwabara e Poulos (1989) destacam ainda a minimização dos efeitos de atrito negativo para grupos de estacas, onde os efeitos relatados são praticamente abolidos das estacas internas.

7 ESTUDO DE CASO

7.1 Visão geral

7.1.1 Introdução

Com a finalidade de melhorar a aplicação da metodologia, e para melhor entender os desafios de projeto, execução e manutenção de encontros de pontes, foi desenvolvido um estudo de caso, em que pretendeu-se analisar os dois encontros de um viaduto rodoviário, localizado na costa brasileira.

O estudo foi feito a partir do projeto padrão da ponte, utilizado para o cálculo das solicitações na estrutura, e do perfil do solo no local, com suas características obtidas a partir de ensaios de campo e de laboratório realizados pela empresa responsável pela obra.

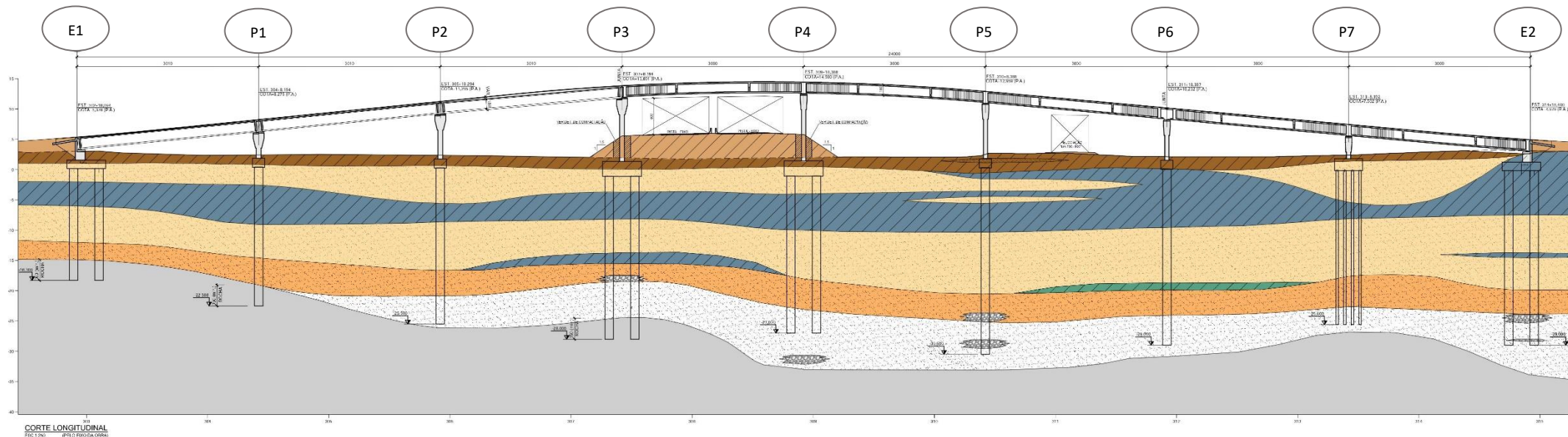
Foram analisados os ensaios do solo, de forma a estimar o comportamento do perfil de solo e a definir os parâmetros necessários, e foram analisadas as alternativas de projeto dos encontros, considerando-se os principais efeitos que afetam a segurança estrutural, de forma a garantir o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) da estrutura, identificando-se os possíveis problemas estruturais a serem analisados nesse caso específico.

Além disso, foi analisada a possibilidade de alteração da posição dos encontros, com o objetivo de reduzir o comprimento total do viaduto. Esta alternativa resulta em menores custos na construção do tabuleiro, porém traz alterações a outros elementos da obra, como na necessidade de maiores volumes de solo para aterro. Por isso, foi feita uma breve análise comparativa das diferenças de custos entre cada caso.

7.1.2 Obra estudada

A obra-de-arte estudada é um viaduto localizado na região da costa brasileira, construído com o sistema de vigas de concreto protendido. É formada por 8 vãos de 30 metros cada, com comprimento total de 240 metros, e largura de 12,6 m. Na figura 7.1 a seguir, está apresentado o perfil geológico da obra.

Nota-se que a estrutura possui dois encontros (E1 e E2), com sete pilares entre eles (P1 a P7), e que o vão entre P3 e P4 transpõe uma via de pista dupla.



- ARGILA CINZA ESCURO/CINZA ESVERDEADO
- ARGILA BEGE
- ATERRO/ARGILA AMARELA E MARROM
- AREIA MARROM
- AREIA BRANCA/CINZA - SPT < 20 golpes/30cm
- AREIA BRANCA/CINZA - SPT > 20 golpes/30cm
- MACIÇO ROCHOSO
- MATAÇÃO
- ATERRO COMPACTADO
- AREIA COM GRÂNULOS / SEIXOS
(AMOSTRAS EXTRAÍDAS NO TRECHO ROTATIVO)

Figura 7.1 - Perfil geológico da obra estudada

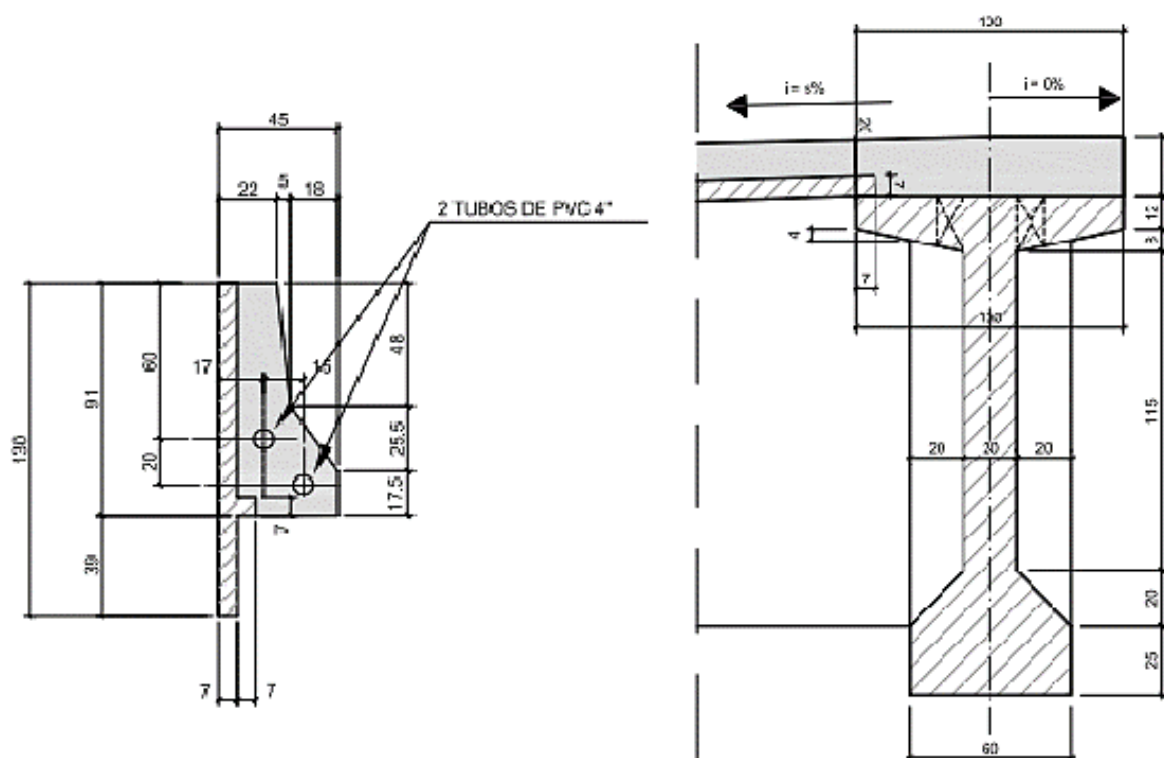


Figura 7.3 - Descrição geométrica do guarda-rodas e das longarinas, a partir do projeto padrão

- Caracterização do Encontro

Inicia-se a discussão do caso com a definição do encontro a ser utilizado. Como contemplado no Capítulo 3, a opção mais comum para encontros rodoviários é pelos chamados encontros aliviados. Alternativas leves e de custo reduzido, tais estruturas reduzem as solicitações de empuxo, podendo aliviando os esforços nas fundações.

A alternativa por um encontro de maior porte, com maior peso total, a qual se faz necessária em casos com grandes forças horizontais, acaba sendo dispensável no caso apresentado.

A figura 7.4 indica o arranjo geométrico geral arquitetado para os encontros da ponte. Atentou-se pelo alinhamento das cargas da superestrutura com o centro de gravidade do bloco da fundação, reduzindo-se o momento solicitante em tais.

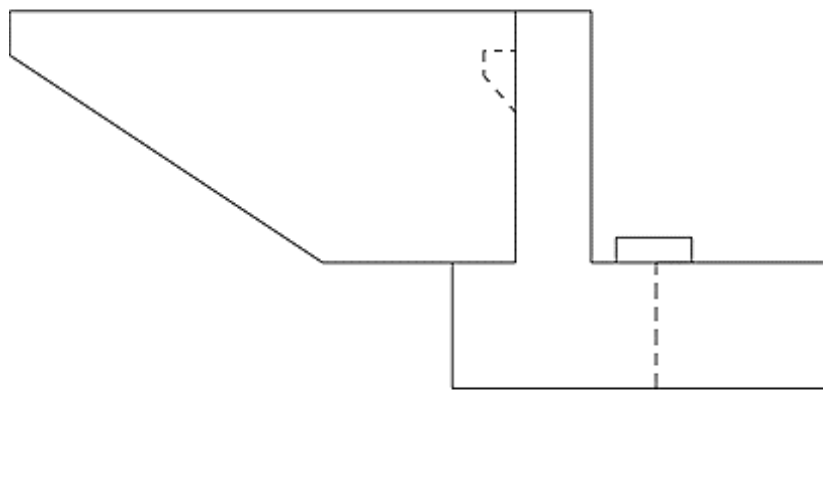


Figura 7.4 - Arranjo estrutural do encontro

As dimensões das alas, apresentadas na figura 7.5, foram estabelecidas a partir da norma apresentada no Capítulo 3. As medidas estão em centímetros. A espessura adotada para ala é de 40 centímetros e sua orientação é ortogonal ao plano transversal da ponte.

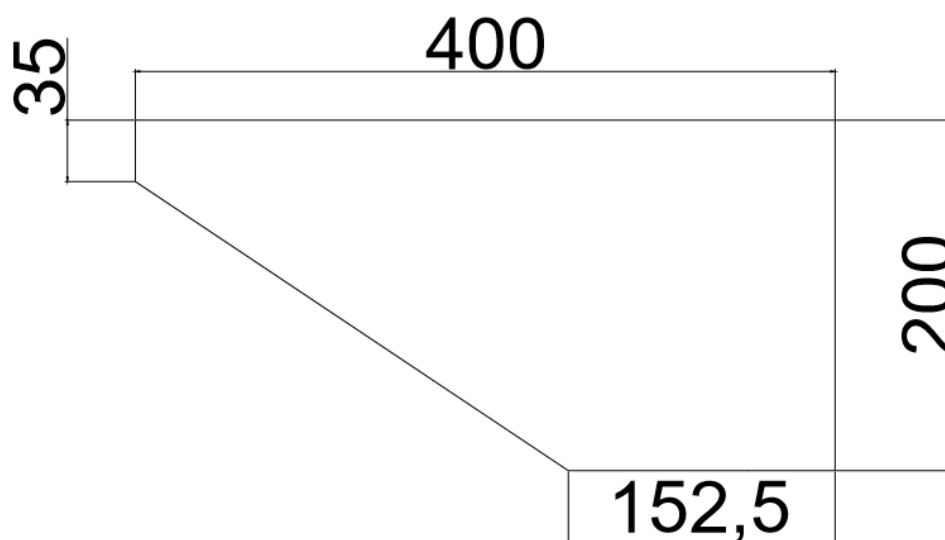


Figura 7.5 - Dimensões das Alas

Quanto ao encontro, seu dimensionamento obedeceu às exigências geométricas da superestrutura. A figura 7.6 apresenta as medidas do berço e da transversina final em centímetros.

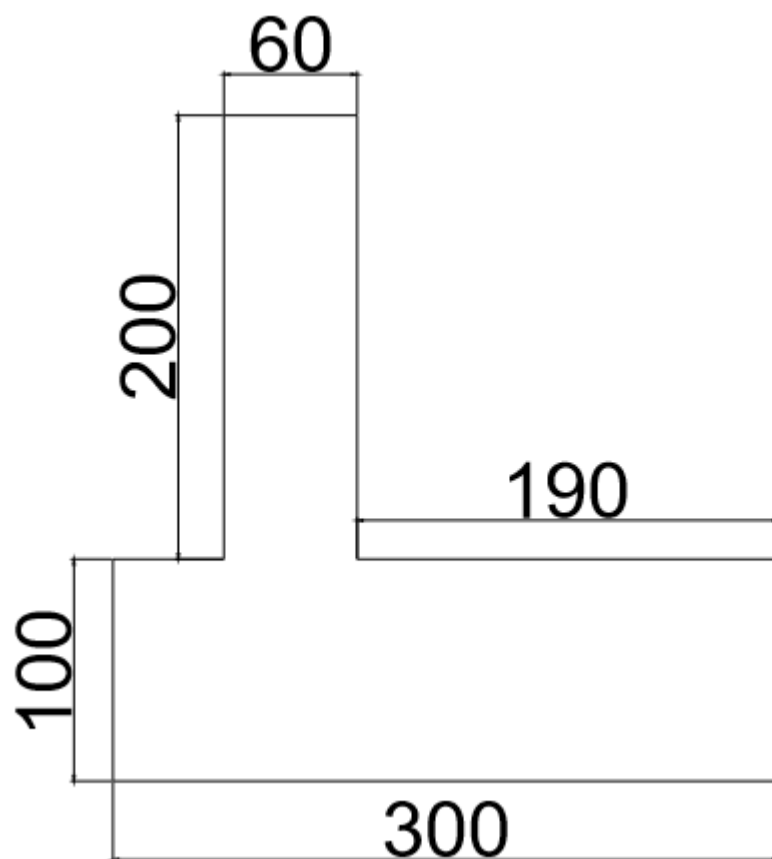


Figura 7.6 - Dimensão do Encontro

O detalhamento preciso dessas estruturas é fundamental para o cálculo das cargas atuantes e de seus braços de momento.

- Encontro 2:

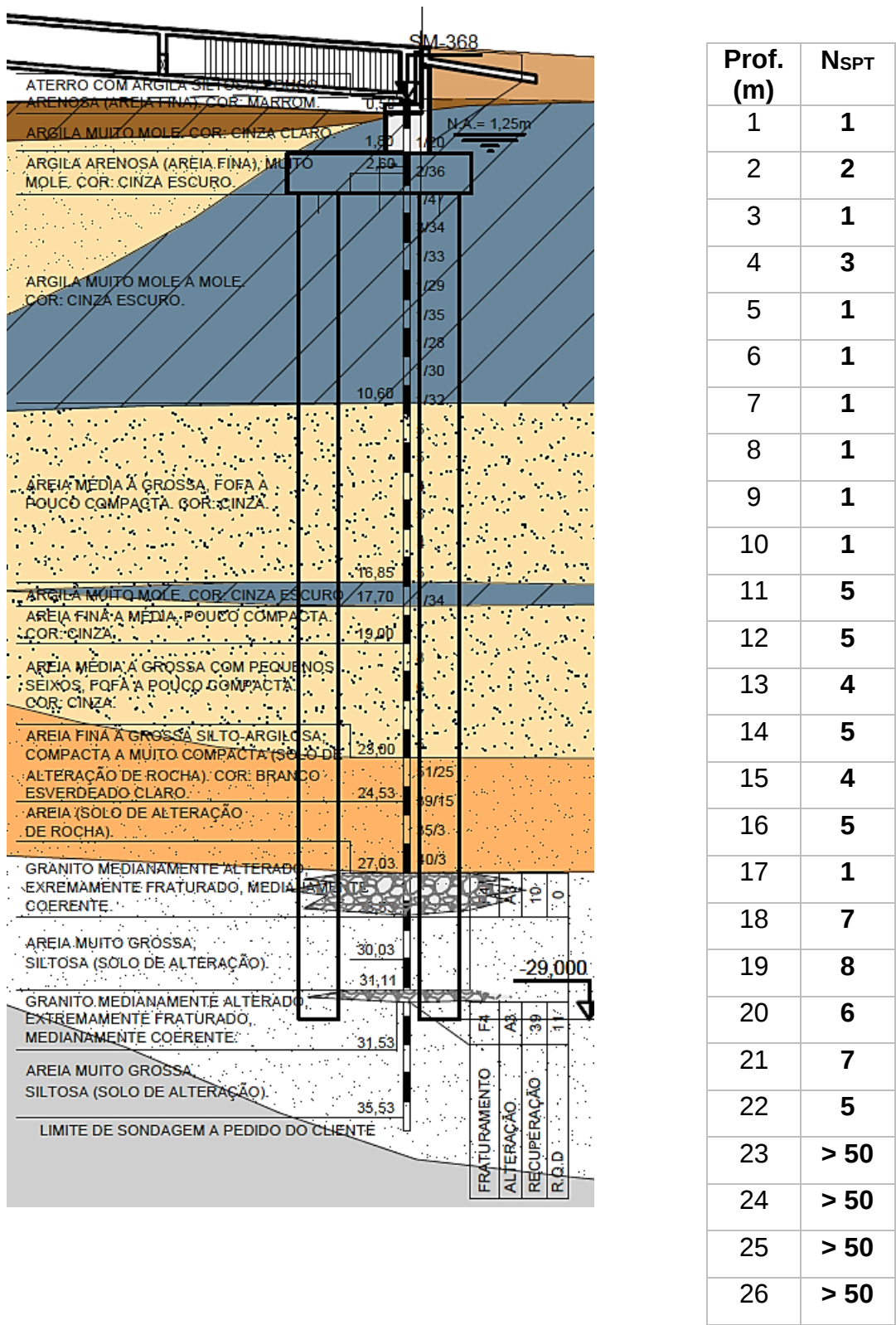


Figura 7.8 - Sondagem SPT para o encontro 2, com os valores de N_{SPT} encontrados

- Ensaio de penetração de piezocone (CPTU):

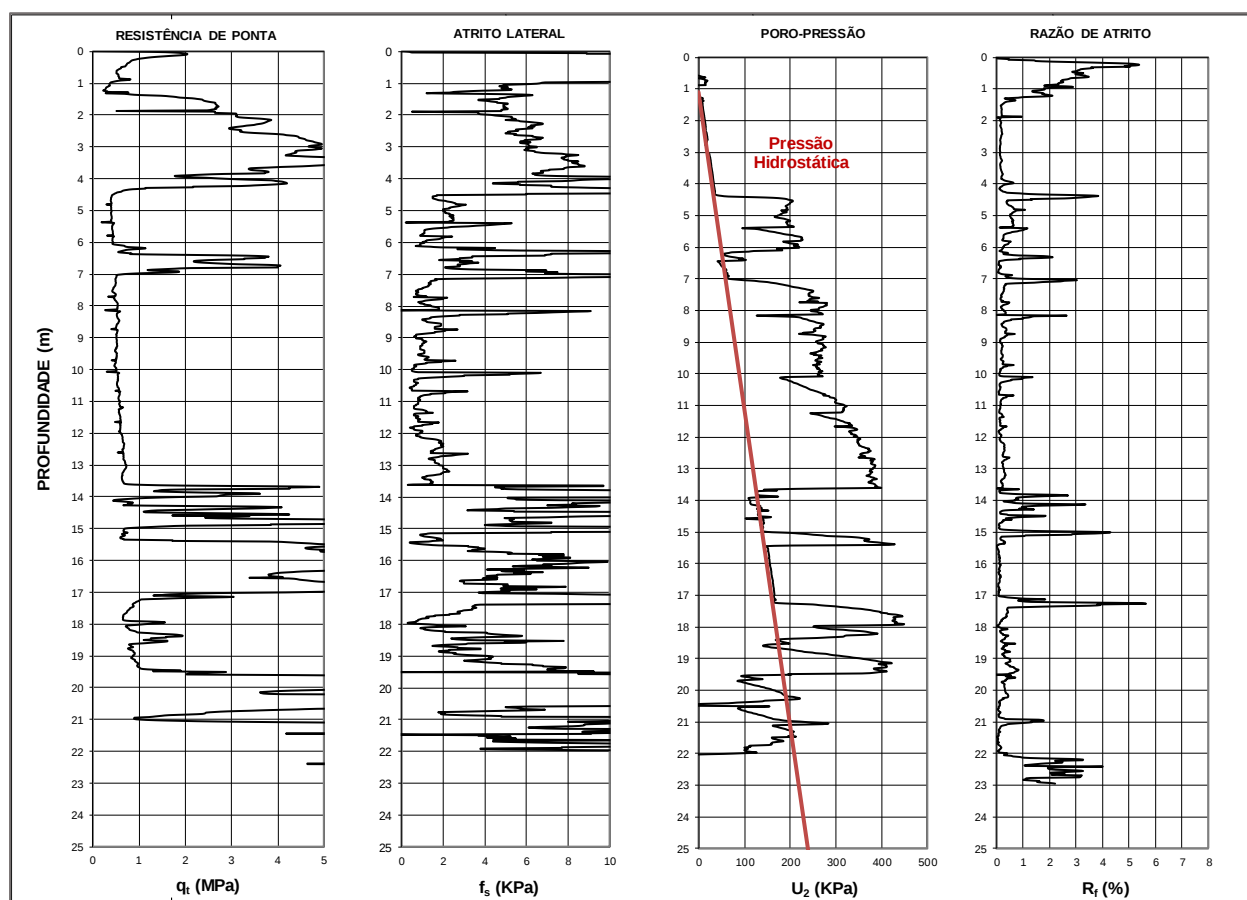


Figura 7.9 - Resultados do ensaio de campo CPTU

- Ensaio de palheta (Vane Test):

Ensaio realizado na camada de solo argiloso a quatro diferentes profundidades, com obtenção do S_u indeformado e amolgado, observados nas figuras seguintes.

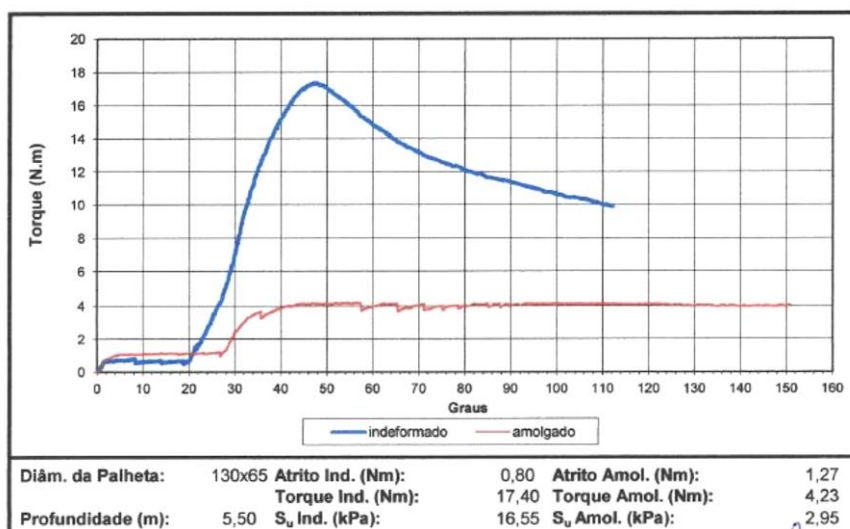


Figura 7.10 - Ensaio de palheta à profundidade de 5,5 metros.

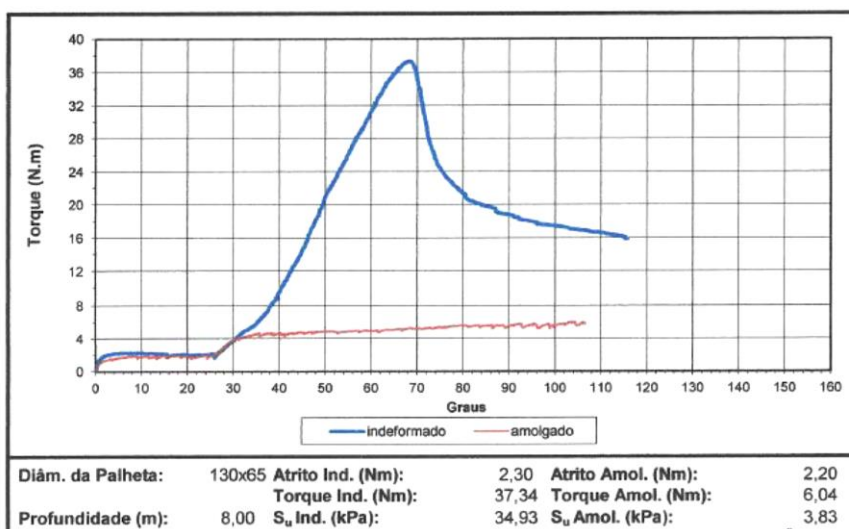


Figura 7.11 - Ensaio de palheta à profundidade de 8,0 metros.

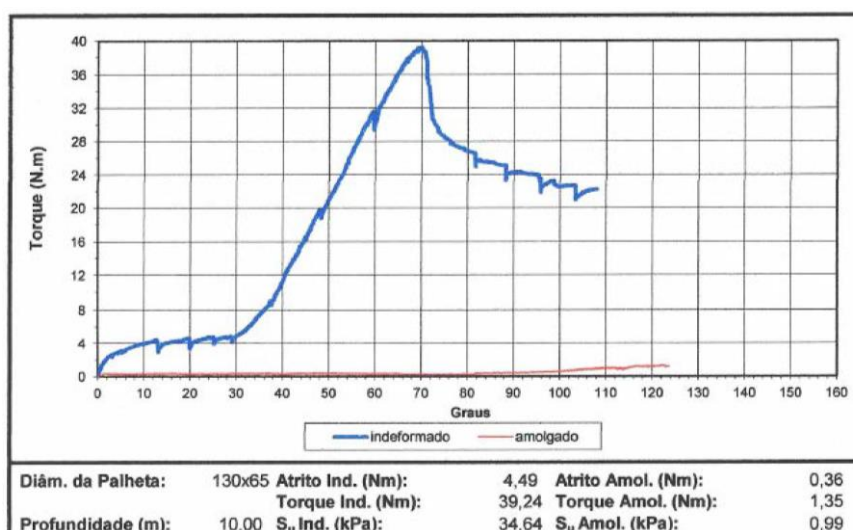


Figura 7.12 - Ensaio de palheta à profundidade de 10,0 metros.

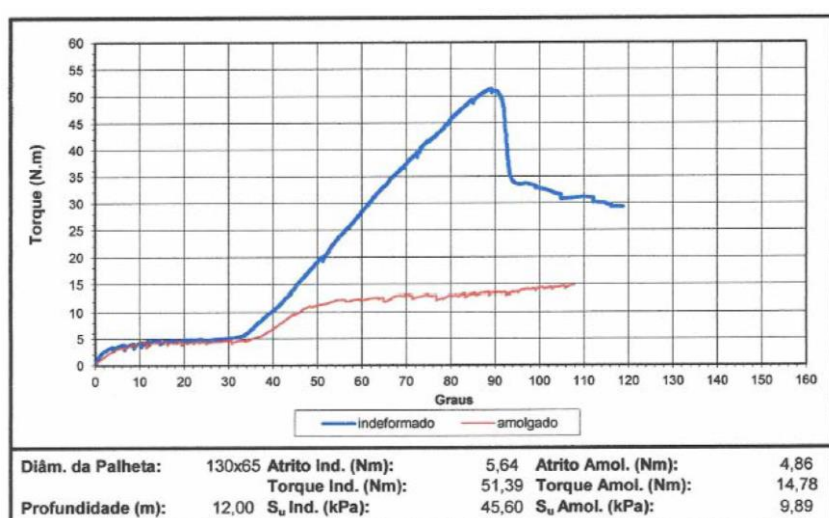


Figura 7.13 - Ensaio de palheta à profundidade de 12,0 metros.

- Ensaios de caracterização do solo:

Foram realizados os ensaios de laboratórios de análise granulométrica, massa específica dos grãos, e de determinação dos limites de liquidez e de plasticidade, com amostras retiradas da camada de solo argiloso. Estes estão mostrados nas figuras a seguir.

Profundidade:	5,10-5,90m	Data:	06/04/2016
Dados de ensaio			
Picnometro nº	2	2	
Peso do Picnometro vazio (g)	234,96	234,96	
Peso do Picnometro com solo umido (g)	334,96	334,96	
Peso do solo seco (g)	94,98	94,98	
Peso do Picnometro com agua (g)	1209,3	1209,3	
Peso do Picnometro mais agua mais solo seco (g)	1304,28	1304,28	
Peso do Picnometro mais solo imerso (g)	1267,3	1267,3	
Peso Deslocado (g)	36,98	36,98	
Massa Especifica dos grãos (g/cm³)	2,568	2,568	
Temperatura / coeficiente de correção (°C)	24	24	
Ceficiente de correção devido a temperatura	0,9973	0,9973	
Massa Especificados grãos corrigida (g/cm³)	2,568	2,568	
Massa especifica dos grãos (g/cm³)	2,568		
Determinação do teor de umidade higroscópico			
Umidade Higroscopica do solo (capsula nº)	42	202	
Peso solo umido + tara (g)	57,33	50,51	
Peso do solo seco + tara (g)	55,6	49,02	
Peso da tara (g)	22,32	21,24	
Peso da agua (g)	1,73	1,49	
Peso do solo seco (g)	33,28	27,78	
Umidade (%)	5,20	5,36	
Média (%)	5,28		
Coeficiente de correção da umidade	1,0528		

Figura 7.14 - Ensaio para determinação da massa específica dos grãos

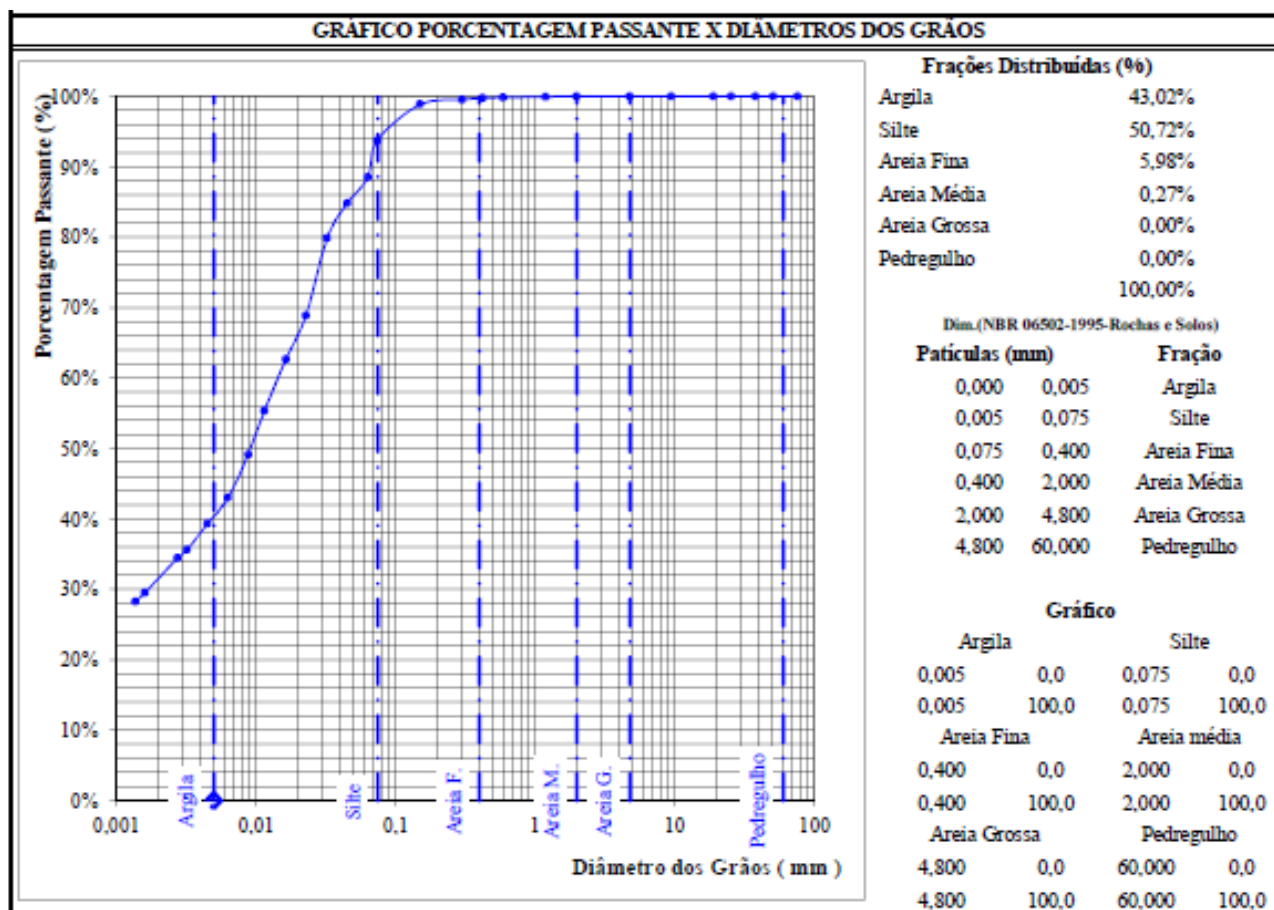


Figura 7.15 - Ensaio de análise granulométrica

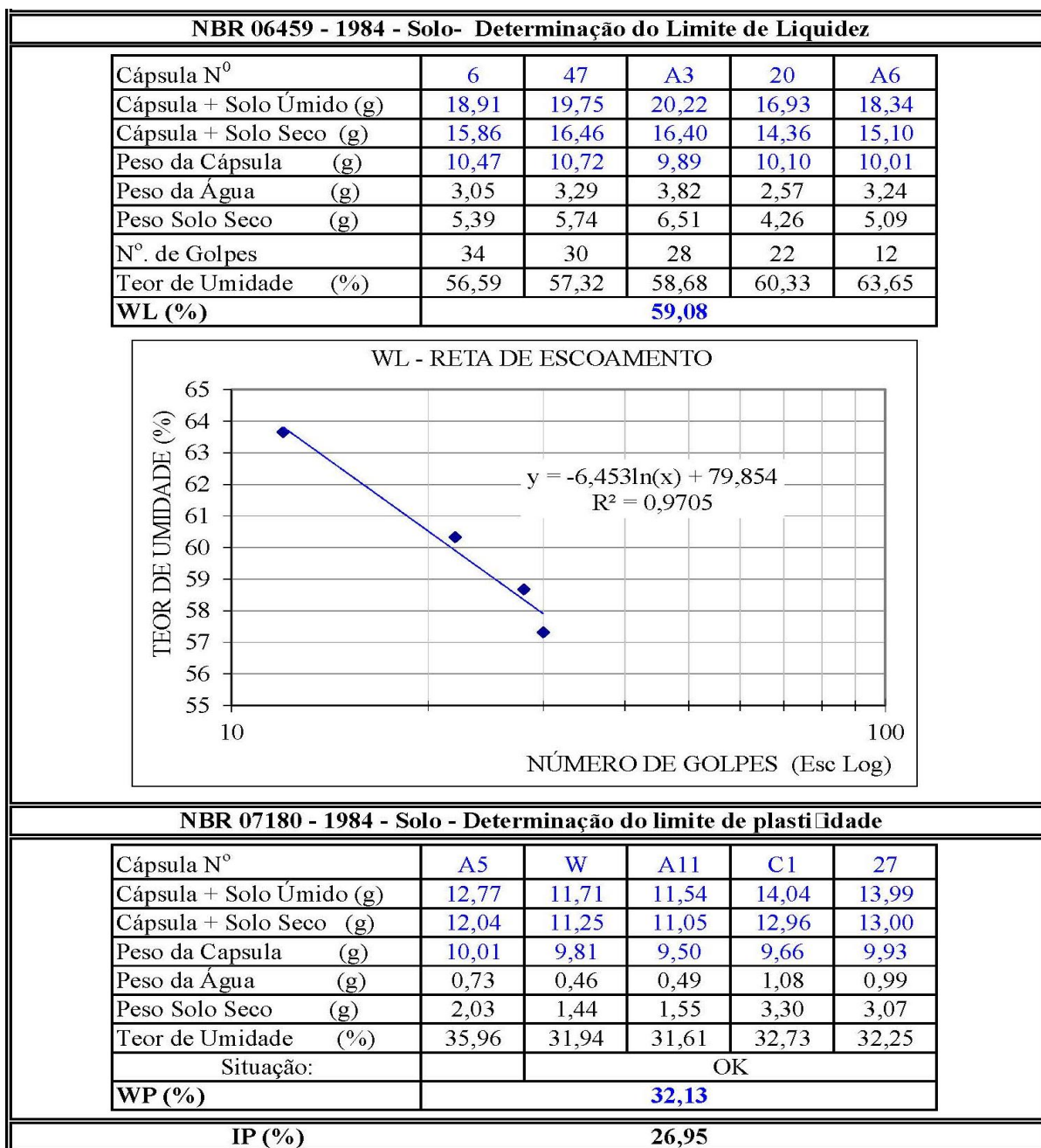


Figura 7.16 - Ensaio de determinação do índice de plasticidade da amostra

- Ensaio de adensamento:

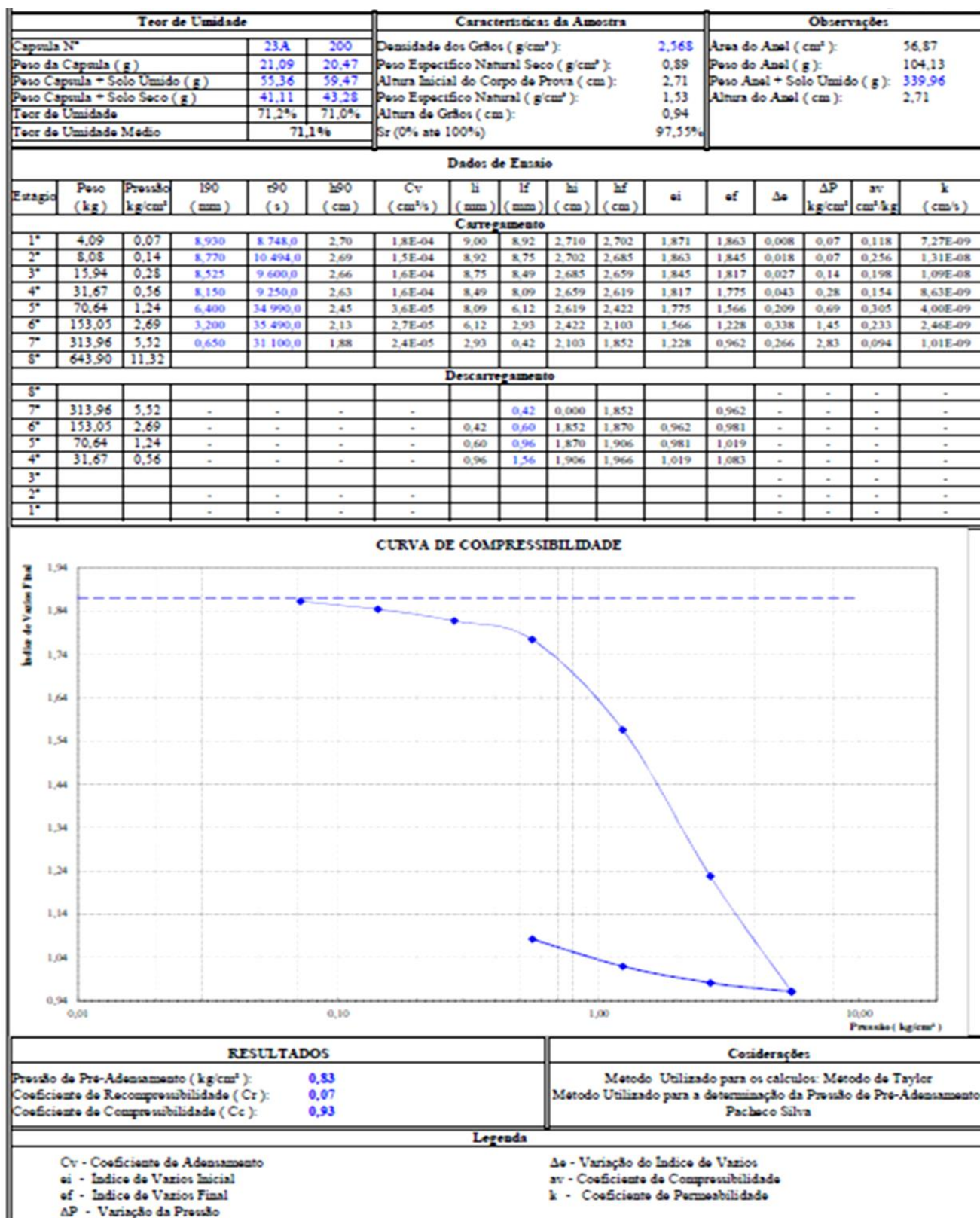


Figura 7.17 - Resultados do ensaio de adensamento

7.2 Descrição das análises realizadas

Com base nas informações disponíveis, mostradas anteriormente, o grupo realizou análises relativas aos projetos dos aterros e das fundações referentes aos encontros E1 e E2 da estrutura apresentada.

Ainda, foi considerada a alternativa de diminuição do comprimento total do viaduto, com a redução de um vão de cada lado, e com a alteração, portanto, da localização do encontro E1 para a posição do pilar P1, e com a localização do encontro E2, para P7.

Para as novas posições dos encontros do viaduto, foram realizadas as mesmas análises feitas para os encontros originais. Em seguida, foi feita uma breve análise comparativa das diferenças de custo entre o caso original e o caso alternativo, com o tabuleiro reduzido.

A seguir, estão descritos os roteiros de cálculo para as análises de aterro e fundações presentes nos itens 7.3 e 7.4 do trabalho, com a identificação dos possíveis problemas de projeto a serem considerados.

7.2.1 Roteiro para a análise dos aterros:

Os principais problemas, do ponto de vista de projeto, são referentes aos aterros construídos sobre solos moles, pois é preciso atentar-se a estabilidade dos aterros logo após a construção, e aos recalques dos aterros ao longo do tempo, originados do adensamento da camada de solo mole abaixo do aterro.

Enquanto o tabuleiro sofre recalques da ordem de centímetros, os aterros de encontro, da ordem do metro, e isso gera recalques diferenciais com a possibilidade de formação de "degraus" na transição entre obra-de-arte e obra de terra, além de introduzir esforços indesejados nas estacas, como empuxos de terra e atrito negativo.

Deste modo, a análise dos aterros do estudo de caso parte dos parâmetros obtidos a partir dos resultados dos ensaios para a camada de argila mole do solo. Em seguida, para os encontros E1 e E2, assim como para os novos encontros em P1 e P7, são calculadas as alturas críticas de aterro, e os recalques finais do solo mole. Então, a partir da teoria do adensamento, é calculado o tempo estimado para que esse recalque ocorra.

7.2.2 Roteiro para a análise das fundações:

O estudo de caso a seguir trará avaliações das alternativas encontradas para o projeto e execução da infraestrutura dos encontros da ponte estudada.

A primeira escolha considerada é o tamanho do vão e a localização dos encontros. Desta forma estuda-se os possíveis elementos de fundação em quatro regiões: as duas localidades atuais dos encontros e os solos abaixo dos pilares 1 e 7, no cenário em que se opta pelo encurtamento da superestrutura.

Continua-se o estudo dos encontros com o cálculo dos carregamentos impostos a fundação de tal, subsidiando a comparação entre as alternativas de fundação relevantes ao caso.

A espessa camada de argila mole, que percorre boa parte da extensão do terreno, tem seus efeitos calculados separadamente, discutindo-se possíveis soluções para a mitigação destes.

7.3 Análise dos aterros

Os parâmetros obtidos a partir dos resultados dos ensaios para a camada de argila mole são os seguintes:

$$c_0 = 16,55 \text{ kPa}$$

$$c_1 = 4,59 \text{ kPa/m}$$

$$e_1 = 1,87$$

$$\bar{\sigma}_a = 83 \text{ kPa}$$

$$C_c = 0,93$$

$$C_r = 0,07$$

$$c_v = 1,8 \text{ E-04 cm}^2/\text{s}$$

Assim, para o aterro necessário no encontro E1 da obra, temos os cálculos abaixo:

- Encontro E1:

Pelo projeto e perfil de solo, percebe-se que a altura do aterro necessário é de 2,8 m. Considerando a inclinação de 1:1,5 como usual, temos $d = 4,2 \text{ m}$, e, pelo perfil do solo, a espessura da camada de argila mole é $D = 4 \text{ m}$.

Aplicaremos os ábacos de Carlos Pinto, pois pelos resultados do ensaio de palheta em diferentes profundidades, percebe-se que a coesão varia com a profundidade, não valendo a fórmula de Fellenius. Com os ábacos, obtém-se a altura crítica, e usando a fórmula para D finito como explicada no capítulo 5, percebe-se que o maior valor para N_{co} é o valor encontrado considerando D infinito:

$$N_{co} = 6,1 + 2,1 * \frac{c_1 * d}{c_0}$$

$$N_{co} = 8,55$$

Deste modo, considerando peso específico do aterro como 18 kN/m^3 , temos:

$$H_c = \frac{N_{co} \cdot c}{\gamma_{at}}$$

$$H_{cr} = 7,86 \text{ m}$$

Considerando fator de segurança de 1,5:

$$H_{adm} = 5,24 \text{ m}$$

Portanto, é possível construir o aterro desejado sem necessidade de berma de equilíbrio.

- Cálculo do recalque:

Na camada de argila mole:

$$\bar{\sigma}_i = 66 \text{ kPa}$$

Com o aterro:

$$\bar{\sigma}_f = 116,4 \text{ kPa}$$

Com esses dados é possível calcular o recalque total pela fórmula geral descrita no capítulo 5:

$$\rho = \frac{H}{1 + e_1} \left(C_r * \log \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_i} + C_c * \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_a} \right)$$

$$\rho = 0,20 \text{ m}$$

A partir da teoria do adensamento será calculado também o tempo necessário para que esse recalque ocorra. Usualmente adota-se 90% do recalque como aceitável. Então, temos:

Para $U = 90\%$, pelo ábaco da curva de adensamento, o fator tempo (T) é 0,848.

O valor de H_d é metade da camada do solo argiloso, portanto 2 m, e assim o tempo necessário para ocorrência de 90% desse recalque é:

$$\frac{c_v * t}{H_d^2} = T$$

$$t = 6 \text{ anos}$$

Na execução, deve-se tomar alguma providência para acelerar esse recalque e que ele ocorra antes da execução das próximas fases da obra. Isto pode ser feito aplicando as técnicas que serão discutidas no item 7.6, de processos construtivos.

Analogamente aos cálculos do encontro E1, serão feitos a seguir os cálculos para o encontro E2.

- Encontro E2:

A altura do aterro necessário é 2 m, considerando inclinação de 1:1,5 como usual, temos $d = 3$ m, e, pelo perfil do solo, a espessura da camada de argila mole é $D = 10,1$ m.

Calculando N_{co} pelo ábaco de Carlos Pinto, tem-se:

$$N_{co} = 7,85$$

Portanto, considerando peso específico do aterro como 18 kN/m^3 :

$$H_c = \frac{N_{co} \cdot c}{\gamma_{at}}$$

$$H_{cr} = 7,20 \text{ m}$$

Considerando fator de segurança de 1,5:

$$H_{adm} = 4,80 \text{ m}$$

Como H_{adm} é maior que o H do aterro pretendido, não há necessidade de berma.

- Cálculo do recalque:

$$\bar{\sigma}_l = 62,5 \text{ kPa}$$

Com o aterro:

$$\bar{\sigma}_f = 98,5 \text{ kPa}$$

Calculando o recalque:

$$\rho = 0,28 \text{ m}$$

Calculando o tempo necessário para ocorrer 90% do recalque:

Para $U = 90\%$, pelo ábaco da curva de adensamento, o fator tempo (T) é 0,848.

O valor de H_d é metade da camada do solo argiloso, portanto 5,05 m, e assim o tempo necessário para ocorrência de 90% desse recalque é:

$$\frac{c_v * t}{H_d^2} = T$$

$$t = 38 \text{ anos}$$

- Novo encontro E1:

Para a posição alternativa do encontro E1, onde se localizava antes o pilar P1, a altura do aterro necessária é de 5,4 m. Considerando inclinação de 1:1,5 como usual, temos $d = 8,1$ m, e, pelo perfil do solo, a espessura da camada de argila mole é $D = 6,5$ m. Calculando N_{co} pelo ábaco de Carlos Pinto, tem-se:

$$N_{co} = 10,15$$

Portanto, considerando peso específico do aterro como 18 kN/m^3 :

$$H_c = \frac{N_{co} \cdot c}{\gamma_{at}}$$

$$H_{cr} = 9,33 \text{ m}$$

Considerando fator de segurança de 1,5:

$$H_{adm} = 6,22 \text{ m}$$

Como H_{adm} é maior que o H do aterro pretendido, não há necessidade de berma.

- Cálculo do recalque:

$$\bar{\sigma}_i = 74,4 \text{ kPa}$$

Com o aterro:

$$\bar{\sigma}_f = 171,6 \text{ kPa}$$

Calculando o recalque:

$$\rho = 0,68 \text{ m}$$

Calculando o tempo necessário para ocorrer 90% do recalque:

O valor de H_d é metade da camada do solo argiloso, portanto $3,25$ m, e assim o tempo necessário para ocorrência de 90% desse recalque é:

$$\frac{c_v * t}{H_d^2} = T$$

$$t = 16 \text{ anos}$$

- Novo encontro E2:

Para a posição alternativa do encontro E2, onde se localizava antes o pilar P7, a altura do aterro necessária é de 4,8 m. Considerando inclinação de 1:1,5 como usual, temos $d = 7,2$ m, e, pelo perfil do solo, a espessura da camada de argila mole é $D = 2,7$ m. Calculando N_{co} pelo ábaco de Carlos Pinto:

$$N_{co} = 10,30$$

Portanto, considerando peso específico do aterro como 18 kN/m^3 :

$$H_c = \frac{N_{co} \cdot c}{\gamma_{at}}$$

$$H_{cr} = 9,47 \text{ m}$$

Considerando fator de segurança de 1,5:

$$H_{adm} = 6,31 \text{ m}$$

Como H_{adm} é maior que o H do aterro pretendido, não há necessidade de berma.

- Cálculo do recalque:

$$\bar{\sigma}_i = 81,2 \text{ kPa}$$

Com o aterro:

$$\bar{\sigma}_f = 167,6 \text{ kPa}$$

Calculando o recalque:

$$\rho = 0,27 \text{ m}$$

Calculando o tempo necessário para ocorrer 90% do recalque:

O valor de H_d é metade da camada do solo argiloso, portanto $1,35$ m, e assim o tempo necessário para ocorrência de 90% desse recalque é:

$$\frac{c_v * t}{H_d^2} = T$$

$$t = 2,7 \text{ anos}$$

7.4 Análise das fundações

7.4.1 Cálculo dos Carregamentos

A avaliação das opções de fundação disponíveis para os encontros necessita da compreensão da intensidade e da natureza dos carregamentos a que está sujeita. Para o desenvolvimento deste estudo, foram consideradas tanto esforços permanentes quanto móveis.

Para solicitações permanentes, calculou-se as seguintes componentes:

- Peso próprio do encontro
- Peso próprio das alas
- Peso próprio das vigas
- Carga da laje
- Carga do pavimento
- Peso próprio do guarda-rodas
- Empuxo de terra

Para os carregamentos móveis, considerou-se:

- Carga de Multidão
- Carga de Veículos
- Solicitações devido aceleração e frenagem

Visando-se estabelecer a análise comparativa entre as alternativas de fundação para o caso, necessita-se estimar as cargas da superestrutura. Admitindo-se rigidezes similares para todos os pilares da ponte, as solicitações atuantes no encontro representam os carregamentos de metade do tabuleiro de 30 metros.

-Vigas:

A figura 7.18 ilustra as dimensões utilizadas para os cálculos dos volumes e do peso próprio das vigas.

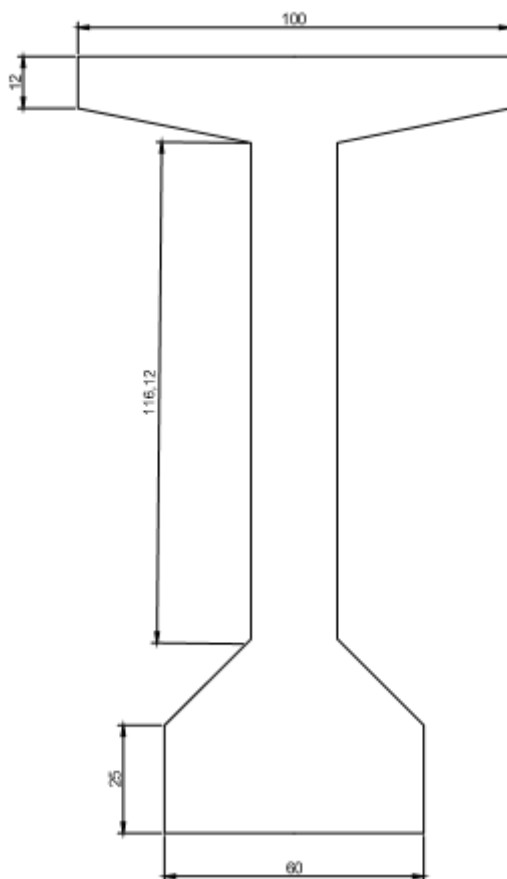


Figura 7.18 - Dimensões das Vigas

	Área Transversal (m ²)	Influência Encontro (m)	Volume (m ³)	Massa esp. (kN/m ³)	Peso Próprio (kN)	Quant idade	Carga Total (kN)
Viga	0,628	15	9,42	25	235,5	5	1177,5

-Laje e Pavimento:

As espessuras fornecidas para a laje e o pavimento são de 20cm e 7cm, respectivamente. Os cálculos dos volumes e do peso próprio são apresentados abaixo:

	Área Transversal (m ²)	Influência Encontro (m)	Volume (m ³)	Massa esp.(kN/m ³)	pp (kN)
Laje	2,52	15	37,8	25	945
Pavimento	0,882	15	13,23	9,9	130,977

- Guarda-rodas:

A figura 7.19 ilustra a caracterização geométrica deste elemento. A tabela abaixo mostra o cálculo das cargas de peso próprio do guarda-rodas.

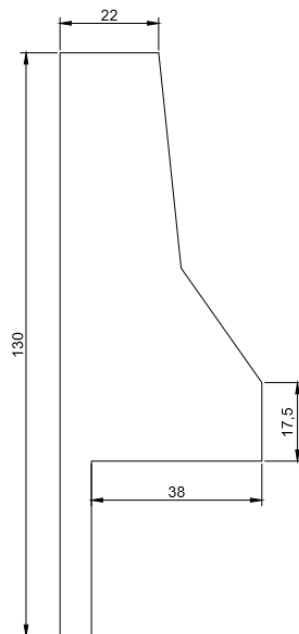


Figura 7.19 - Desenho do guarda-rodas

	Área Transversal(m ²)	Influência Encontro (m)	Volume (m ³)	Massa esp.(kN/m ³)	pp (kN)	Quantidade	pp2 (kN)
<i>Viga</i>	0,312	15	4,68	25	117	2	234

- Peso próprio do encontro:

A tabela abaixo indica o cálculo dos pesos próprios dos elementos do encontro.

	Área Transversal (m ²)	Transversal (m)	Volume (m ³)	Massa esp.(kN/m ³)	pp (kN)
<i>Transversina</i>	1,2	12,6	15,12	25	378
<i>Bloco</i>	3	12,6	37,8	25	945
<i>Ala</i>	5,96	0,4	2,38325	25	59,58

- Empuxo:

Os esforços de empuxo foram calculados para o aterro confinado atrás da cortina do encontro. Admitiu-se as recomendações do DNIT para as características do aterro, sendo este avaliado em 18kN/m^3 de densidade, ângulo de atrito de 30° e coeficiente de empuxo de 0,33.

Além do peso próprio do aterro, considerou-se a sobrecarga do mesmo pelos pesos próprios da laje de transição e da camada de pavimento.

A ilustração 7.20 mostra a disposição dos esforços de empuxo no encontro.

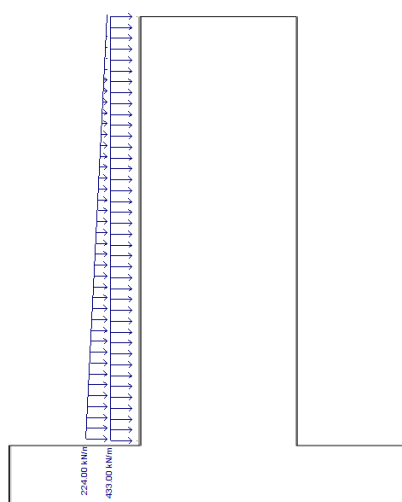


Figura 7.20 - Esforços de empuxo no encontro

A tabela abaixo mostra os resultados obtidos para a resultante da solicitação de empuxo.

	NO TOPO DO ENCONTRO (kN/m)	NA BASE DO ENCONTRO (kN/m)	Resultante (kN)
<i>Empuxo</i>	433,1	657,7	1636,3

- Cargas móveis:

Seguindo as recomendações da NBR 7188, para pontes do tipo I, calculou-se as cargas móveis. A carga móvel rodoviária padrão utilizada foi o TB-450, de 450kN , com área de ocupação de 18m^2 .

Para o cálculo das ações por veículos, estabeleceu-se o Coeficiente de Impacto Vertical em 1,265 para vãos de 30 metros; o Coeficiente de Número de Faixas em 0,9 para quatro faixas de tráfego e o Coeficiente de Impacto Adicional em 1,25 para obras de concreto.

Para o cálculo das cargas de multidão, utilizou-se da carga uniformemente distribuída de 3kN/m² para o passeio. Já para as solicitações de aceleração e frenagem foram calculadas baseadas nos valores obtidos para os carregamentos de veículos.

Os resultados obtidos são mostrados a seguir:

	q (kN)
<i>Multidão</i>	117,1
<i>Veículo Tipo</i>	2095,5
<i>Aceleração e Frenagem</i>	331,3

- Composição dos carregamentos:

Computando-se todas as parcelas utilizadas, e majorando-as pelo coeficiente de segurança recomendado para obras de concreto definitivas de 1,4, obtemos os esforços solicitantes no centro de gravidade do bloco de fundação. Os valores são apresentados abaixo:

	Esforços Solicitantes
<i>Horizontais</i>	2.754,2 kN
<i>Verticais</i>	7.132,4 kN
<i>Momento</i>	3.786,9 kNm

7.4.2 Escolha do tipo de fundação

Os projetistas têm um leque de opções para a escolha da fundação de certa obra. De acordo com as peculiaridades do problema e com as exigências da situação, suas alternativas vão se restringindo. Avaliando-se apenas o lado técnico, no cenário usual, obtêm-se uma pluralidade de soluções viáveis. Neste ponto, são fatores econômicos bem como a experiência e especialidade do engenheiro e da construtora que decidem a fundação escolhida.

Atualmente, de modo geral, os tipos de fundação normalmente avaliados são as sapatas, as brocas, as estacas Strauss, as estacas pré-moldadas, as estacas Franki, a estaca em hélice contínua e os estacões, além do tubulão executado ou a céu aberto e ou a ar comprimido. De maneira resumida, indica-se a adequação de cada um destes tipos a situação analisada.

- As sapatas são fundações rasas, econômicas e normalmente de baixo custo total. Dependendo de boa resistência das camadas superficiais do solo, essa opção (aparentemente inadequada, dada larga camada de argila mole presente), será estudada brevemente a seguir, para a confirmação de tal hipótese.
- As brocas são estacas de baixa capacidade nominal (da ordem de 50 a 100 kN) e pequenos comprimentos, não sendo adequadas para a situação apresentada.
- As estacas Strauss apresentam dificuldades executivas abaixo do nível da água. Assim o elevado nível da água apresentado no problema impede seu uso efetivo.
- As estacas pré-moldadas, com alta faixa de carga e comprimento, são boas opções para este estudo de caso. Assim serão analisadas com mais detalhes posteriormente.
- As estacas Franki possuem também boa faixa de carga. Seu uso não vai ser analisado devido a dificuldade de execução de tal em argila mole, pela necessidade de constante reforço do solo com areia ou armadura longitudinal.
- As estacas em hélice contínua não serão estudadas devido a sua limitação de comprimento, variável extremamente crítica pela baixa capacidade de carga do solo.

Por fim, a opção por “estacões” vai ser visitada. Sua alta capacidade de carga e grandes profundidades serão necessárias para a composição da fundação do encontro avaliado.

A seguir, afere-se a validade da utilização de sapatas, de estacas pré-moldadas e de estacões para a fundação dos encontros reais da ponte. Adicionalmente, estende-se tais estudos para as alternativas de encurtamento do vão da ponte, analisando-se o emprego destas alternativas de fundação para os solos de P1 e P7.

- Sapata:

Representando uma fundação econômica, as sapatas são uma opção relativamente comum em pontes de pequeno porte ou em solos com boas resistências na região do bulbo de tensões. No entanto, neste caso, as verificações a seguir são meras formalidades para qualquer projetista com a mínima experiência. Os ensaios de SPT nas camadas superficiais revelam resistências quase nulas ao longo de grande parte da extensão do terreno ensaiado, inviabilizando fundações rasas.

Utilizaremos para a verificação do solo para a utilização de sapatas, a tabela mostrada na figura 7.21, retirada de Pfeil (1979).

Pressões admissíveis para fundações diretas em solos (Valores indicativos).

<i>Tipo de solo</i>	<i>Resistência à penetração (SPT) Número de golpes N</i>	<i>Resistência à compressão simples (kgf/cm²)</i>	<i>Pressão admissível (kgf/cm²)</i>
Argila muito mole	< 2	< 0,25	
Argila mole	2 a 4	0,25 a 0,50	
Argila média	4 a 10	0,50 a 1,0	1,0 a 2,0
Argila rija	10 a 15	1 a 2	2,0 a 3,5
Argila dura	> 15	> 2	4,0
Areia fofa fina	5	—	1,0
Areia fofa grossa	5	—	1,5
Areia média fina	5 a 10	—	1,0 a 2,5
Areia média grossa	5 a 10	—	1,5 a 3,0
Areia compacta fina	10 a 25	—	2,5 a 5,0
Areia compacta grossa	10 a 25	—	3,0 a 5,0
Areia muito compacta	> 25	—	6,0

Figura 7.21 - Pressões admissíveis para fundações diretas, retirado de Pfeil (1979)

A sapata a ser verificada terá a dimensão de 12,6 metros por 4 metros, enquanto que para a descrição do solo será feita uma síntese das camadas existentes dentro do bulbo de tensões, até 6 metros de profundidade (1,5 vezes a largura da sapata).

Tem-se abaixo, portanto, a capacidade de carga necessária para o solo, calculada através das formulações disponíveis no Capítulo 6 e dos carregamentos calculados no item anterior.

	Normal (kN)	Área (m²)	Momento (kNm)	W (m³)	Tensão Máxima (kN/m²)
<i>Sapata</i>	7132,4	50,4	3786,9	134,4	169,7

- E1

Para E1, tem-se predominantemente a presença da argila mole, com resultados de SPT entre 2 e 3. A pressão admissível para fundação direta pode ser aproximada, pela tabela apresentada, em 0,35 kgf/cm², ou seja, 34 kN/m². O valor é inferior a tensão máxima calculada, impossibilitando a fundação em sapata.

- E2

Em E2, observa-se uma camada única de argila mole no bulbo de tensões da sapata. Com resultados de N_{SPT} nulos, o solo não é adequado a construção de sapatas.

Para os novos encontros:

- Em P1

Para P1, identifica-se duas camadas distintas de solo: uma areia fina de N_{SPT} médio 7 e a argila muito mole de N_{SPT} nulo. Enquanto pode-se estimar para a parcela de areia uma pressão admissível em torno de 1,5kgf/cm², a enorme camada de argila evidentemente interfere com este valor. De qualquer forma, o valor não é suficiente para resistir a tensão calculada.

- Em P7

Na região do bulbo da sapata em P7, tem-se apenas solos com N_{SPT} inferior a 3, impossibilitando a fundação em sapata, para as tensões máximas estabelecidas pela estrutura.

-Estacas Pré-Moldadas:

A opção por estacas pré-moldadas de concreto é interessante para fundações de encontros. A combinação dos altos esforços horizontais com a baixa resistência a flexão de tais estacas torna a alternativa usual a inclinação das estacas. Essa possibilidade é

estudada a seguir. Adicionalmente, estuda-se os esforços decorrente dos recalques diferenciais nos dois lados da estaca devido ao aterro construído em cima do solo mole. Esse efeito é verificado através da formulação de Tschebotarioff.

Inicia-se a análise para os encontros existentes e estende-se tais estudos para as alternativas propostas.

- Capacidade de Carga do Solo:

- E1

Utilizou-se do método de Aoki e Velloso para a determinação da capacidade de carga do solo. a seguir é mostrada a planilha onde foi desenvolvido os cálculos de resistência lateral e da resistência de ponta da estaca. Os coeficientes K e α , necessários para o método, foram retirados da figura 6.17 do Capítulo 6, a partir da descrição das camadas de solo.

	D (cm)	33	Área (cm ²)	855,30	Perímetro (cm)	103,67
Encontro	E1					
Prof(m)	K	α	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				536,99	222,24	759,23
1	3	2,8	-			
2	8	2	4		18,60	
3	10	1,4	3		12,20	
4	10	1,4	3		12,20	
5	2	6	2		6,97	
6	2	6	2		6,97	
7	2	6	3		10,46	
8	2	6	3		10,46	
9	8	2	4		18,60	
10	8	2	2		9,30	
11	8	2	3		13,95	
12	7	2,4	5		24,41	
13	7	2,4	16	536,99	78,11	

Como observado na tabela, temos que uma estaca de 33 centímetros de diâmetro e 12 metros de comprimento, possui uma capacidade de carga no solo de 759,23 kN no solo de E1.

- E2

A partir dos ensaios de SPT, conduziu-se novamente o método de Aoki e Velloso para a determinação da capacidade de carga das estacas para o solo de E2. A planilha seguinte indica os resultados obtidos.

	D (cm)	42	Área (cm ²)	1385,44	Perímetro (cm)	131,95
Encontro	E2					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				55,92	250,47	306,38
1	2	6			0,00	
2	2	6			0,00	
3	2	6			0,00	
4	2	6			0,00	
5	2	6			0,00	
6	2	6			0,00	
7	2	6			0,00	
8	2	6			0,00	
9	2	6			0,00	
10	2	6			0,00	
11	9	1,75	5		29,12	
12	9	1,75	5		29,12	
13	9	1,75	4		23,30	
14	9	1,75	5		29,12	
15	9	1,75	4		23,30	
16	9	1,75	5		29,12	
17	2	6			0,00	
18	9	1,75	7		40,77	
19	9	1,75	8	55,92	46,60	

A opção para o solo de E2 foi por estacas de ϕ 42 atingindo 18 metros de profundidade, obtendo-se uma capacidade de carga de 306 kN.

- P1

A tabela abaixo mostra o cálculo da capacidade de carga para as estacas no solo de P1, através do método de Aoki e Velloso.

	D (cm)	33	Área (cm ²)	855,30	Perímetro (cm)	103,67
Encontro	P1					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				76,71	281,28	357,99
1						
2	6	3	7		36,61	
3	6	3	9		47,07	
4	6	3	4		20,92	
5	2	6			0,00	
6	2	6			0,00	
7	2	6			0,00	
8	2	6			0,00	
9	2	6			0,00	
10	2	6			0,00	
11	2	6			0,00	
12	2	6			0,00	
13	6	3	2		10,46	
14	6	3	3		15,69	
15	6	3	2		10,46	
16	6	3	4		20,92	
17	6	3	5		26,15	
18	8	2	20	76,71	92,99	

O método determina que as estacas de ϕ 33, com 17 metros de comprimento possuem 357 kN de capacidade de carga no solo de P1.

- P7

Os cálculos para a capacidade de carga do solo de P7 foram realizados pelo método de Aoki e Velloso e são demonstrados na tabela abaixo:

	D (cm)	33	Área (cm ²)	855,30	Perímetro (cm)	103,67
Encontro	P7					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				99,25	218,15	317,40
1						
2	6	3,00			0,00	
3	6	3			0,00	
4	6	3			0,00	
5	6	3			0,00	
6	5	2,8	3		12,20	
7	9	1,75	2		9,15	
8	2	6			0,00	
9	2	6			0,00	
10	2	6			0,00	
11	9	1,75	4		18,31	
12	9	1,75			0,00	
13	9	1,75	5		22,88	
14	9	1,75	2		9,15	
15	9	1,75			0,00	
16	9	1,75	9		41,19	
17	9	1,75	23	99,25	105,26	

Assim, tem-se que as estacas de ϕ 33, com comprimentos de 16 metros tem capacidade de carga de 317 kN, no solo sobre P7.

- Determinação do Bloco de Fundação:

- E1

Baseado nas solicitações calculadas e na capacidade do solo estabelecida, projetou-se o bloco de fundação para o encontro em E1. O bloco apresenta 12,60 metros de comprimento e 3 metros de largura.

A concepção do bloco, mostrado na figura 7.22, inclui três eixos de estacas inclinadas. O primeiro eixo trabalhando a tração, enquanto os dois restantes com esforços de compressão.

Hachich (1998) estabelece que a capacidade de carga lateral do solo para tração é da ordem de 70% da sua capacidade de carga lateral calculada pelo método de Aoki e Velloso. Adicionalmente, a tração admissível para a estaca de concreto é de 13,8tf (Catálogo da Benaton Fundações, 2012). Neste caso, a última condição é mais restrigente.

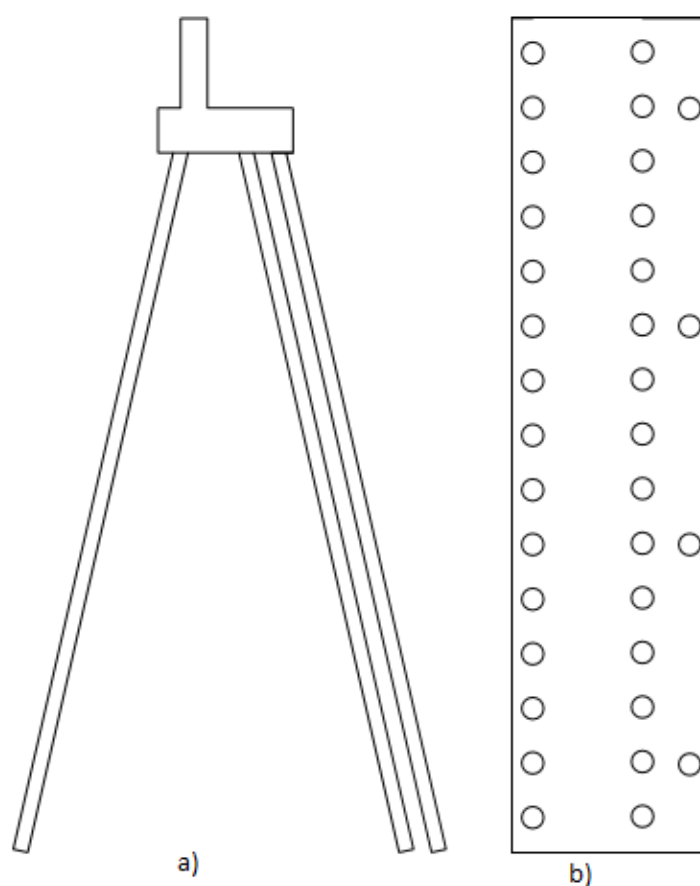


Figura 7.22 - Bloco de fundação do encontro E1

Verificou-se a solução proposta através das equações de equilíbrio. Obtém-se assim os resultados apresentados na tabela abaixo para as forças normais no topo das estacas. A inclinação adotada para todas as estacas é de 12,5 graus.

	Normal
<i>Limite para Tração</i>	-135 kN
<i>Limite para Compressão</i>	759 kN
<i>Eixo 1</i>	-130 kN
<i>Eixo 2</i>	550 kN
<i>Eixo 3</i>	309 kN

- E2

Novamente explorou-se a configuração do bloco com estacas em três eixos. Desta vez, no entanto, devido ao maior diâmetro das estacas e visando respeitar as folgas mínimas entre estacas e entre a estaca e o limite do bloco, aumentou-se o bloco para 15,6 metros de comprimento e 3 metros de largura.

A concepção para o bloco obtida é indicada na figura 7.23. Novamente, optou-se por um eixo trabalhando tracionado, respeitando os limites de carga do solo e da estaca para tração.

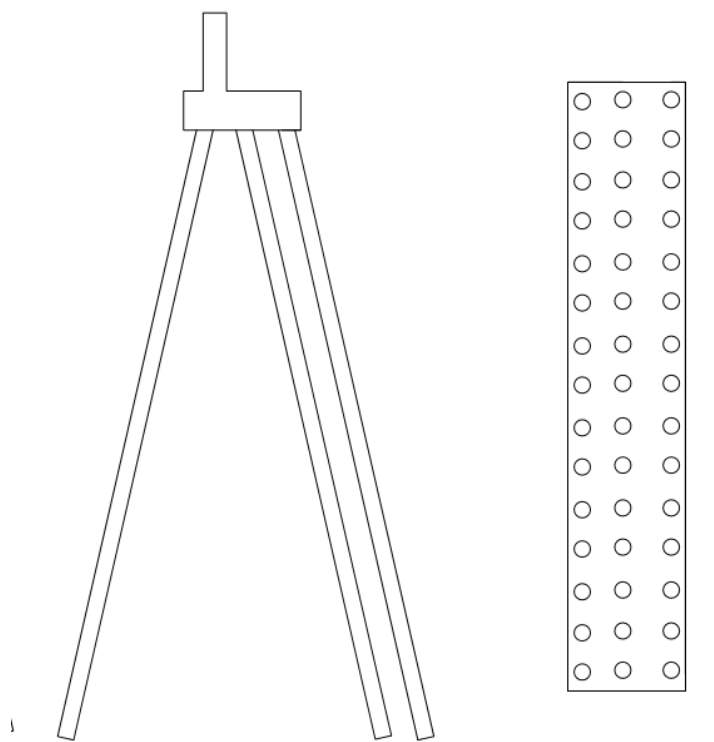


Figura 7.23 - Bloco de fundação do encontro E1

A solução foi verificada através das equações de equilíbrio, observando os valores indicados abaixo para as forças normais no topo das estacas.

	Normal
<i>Limite para Tração</i>	-135 kN
<i>Limite para Compressão</i>	306 kN
<i>Eixo 1</i>	-115 kN
<i>Eixo 2</i>	304 kN
<i>Eixo 3</i>	306 kN

- P1

A configuração do bloco conta com três eixos para as estacas, sendo um destes trabalhando a tração. As dimensões do bloco são 12,6 metros por 3 metros. A imagem 7.24 mostra a concepção escolhida.

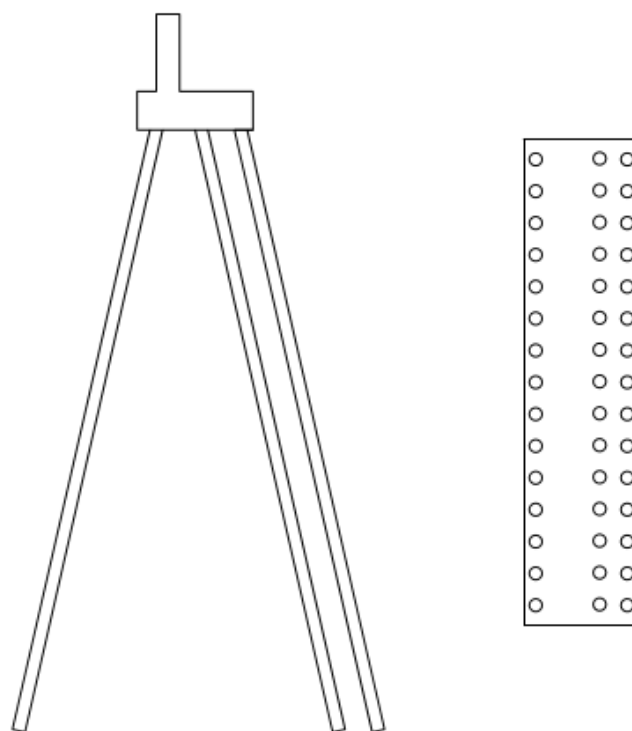


Figura 7.24 - Bloco de fundação do novo encontro E1

Verificou-se a validade da solução através das equações de equilíbrio, obtendo-se os seguintes valores para as forças normais na estaca. Os resultados obtidos são mostrados abaixo:

Força Normal	
Limite de Tração	-135 kN
Limite de Compressão	358 kN
Eixo 1	-130 kN
Eixo 2	332 kN
Eixo 3	301 kN

- P7

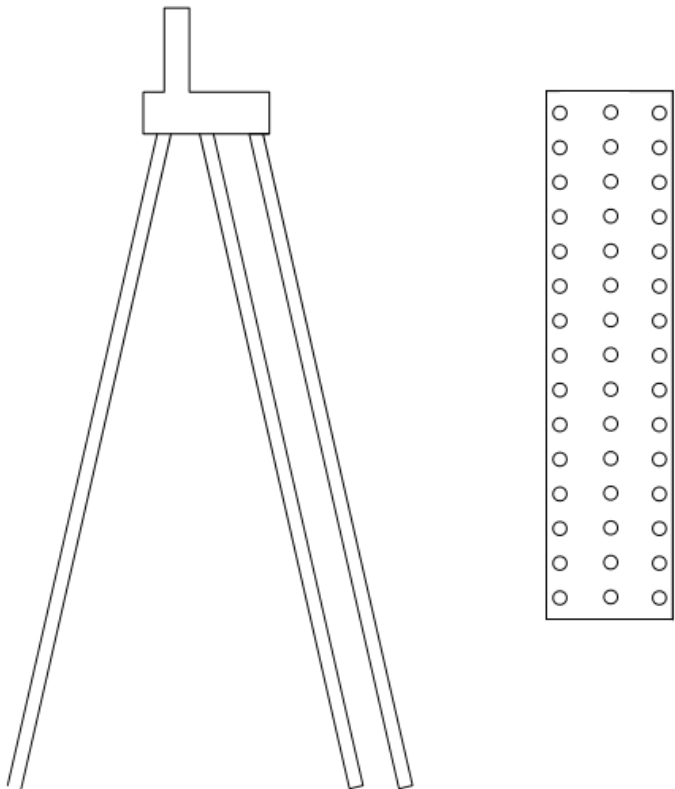


Figura 7.25 - Bloco de fundação do novo encontro E2

Normal	
Limite de Tração	-135 kN
Limite de Compressão	317 kN
Eixo 1	-130 kN
Eixo 2	317 kN
Eixo 3	314 kN

- Verificação do efeito Tschebotarioff:

O efeito Tschebotarioff é comum em fundações de encontros de pontes sobre solos moles, devido a execução do aterro em apenas um dos lados do encontro criar a situação de carregamentos assimétrico geradora do efeito.

- E1

Avaliou-se o acréscimo de momento fletor em uma das estacas no eixo mais próximo do aterro. Estas estacas estão tracionadas, segundo os resultados obtidos no item anterior. Conhecendo-se o comportamento das estacas pré-moldadas de concreto, reconhecemos que esta situação é crítica, uma vez que o momento fletor resistente de tais é minimizado quando a estaca está tracionada.

A Figura 7.26 mostra o gráfico relacionando a força normal e o momento fletor resistente na estaca de ϕ 33, retirado do catálogo da Benaton Fundações.

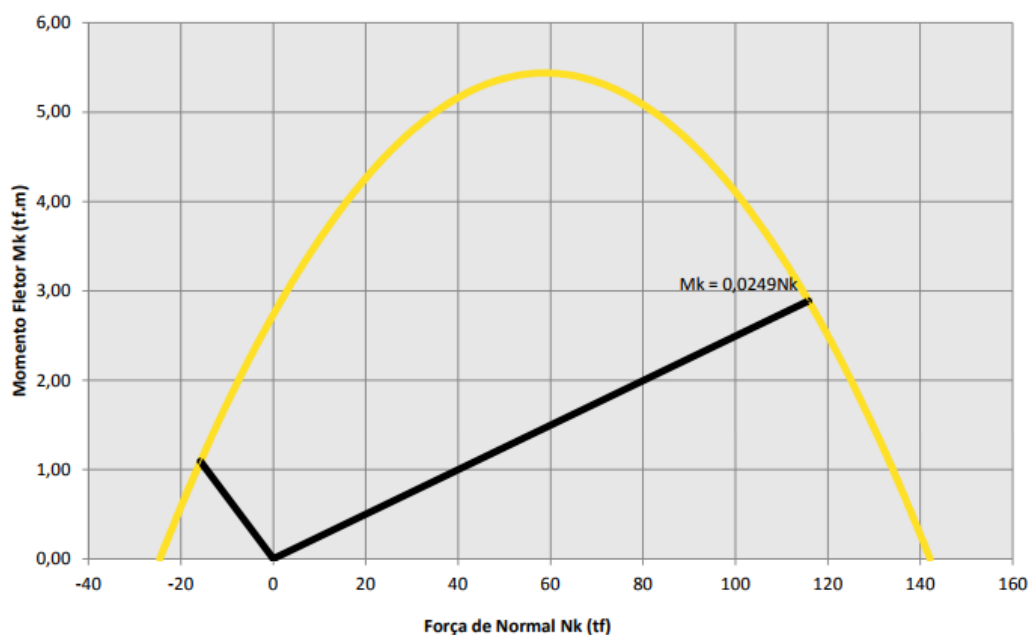


Figura 7.26 - Gráfico do momento fletor resistente da estaca de ϕ 33, retirado do catálogo da Benaton Fundações

A parábola descrita na imagem acima obedece a equação seguinte:

$$M_k = -0,0008N_k^2 + 0,092N_k + 2,736$$

Desta forma tem-se que o momento fletor resistente para a barra analisada é de 13,5 kNm.

Calculou-se a intensidade do carregamento triangular, pelo método desenvolvido por Tschebotarioff, especificado no capítulo 6.

A figura 7.27 mostra a vinculação do problema, o carregamento triangular imposto e o momento solicitante pelo efeito Tschebotarioff.

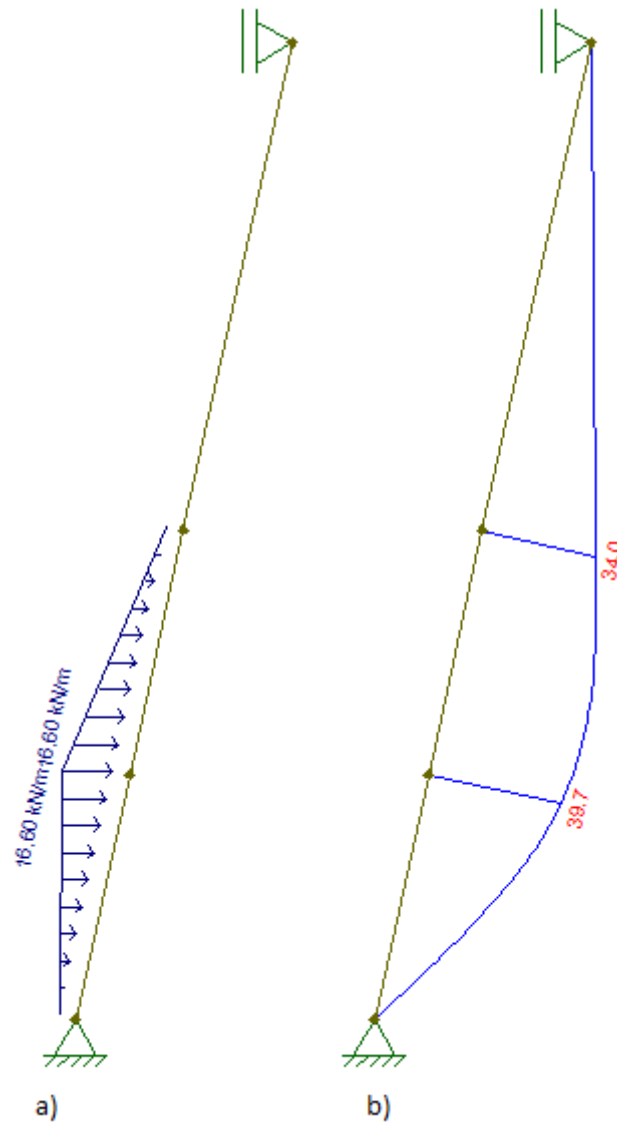


Figura 7.27 - a) Carregamento triangular na estaca pelo efeito Tschebotarioff, b) Momento fletor solicitante em kNm

O momento fletor solicitante máximo é de $39,8 \text{ kNm}$ é superior ao momento fletor resistente calculado de $13,5 \text{ kNm}$.

- E2

A figura 7.28 indica o carregamento triangular equivalente ao efeito Tschebotarioff. O momento máximo solicitado é 142,8 kNm.

A partir da equação disponibilizada no item anterior, sabe-se que o momento fletor resistente da seção analisada é de 15,3 kNm, sendo este valor quase apenas 10 por cento de seu equivalente solicitante.

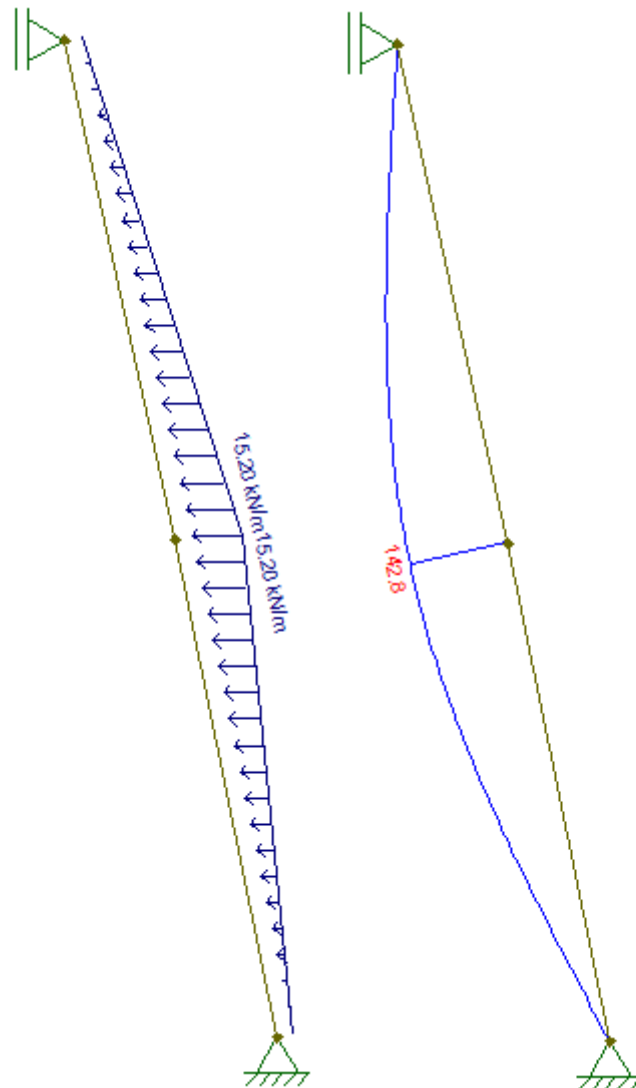


Figura 7.28 - a) Carregamento triangular na estaca pelo efeito Tschebotarioff, b) Momento fletor solicitante em kNm

- P1

O momento fletor resistente máximo da seção estudada é, a partir da equação disponibilizada anteriormente, 13,5 kNm.

A modelagem da figura 7.29, revela momento solicitantes da ordem de 181,9 kPa, vastamente superiores as capacidades resistivas da estaca selecionada.

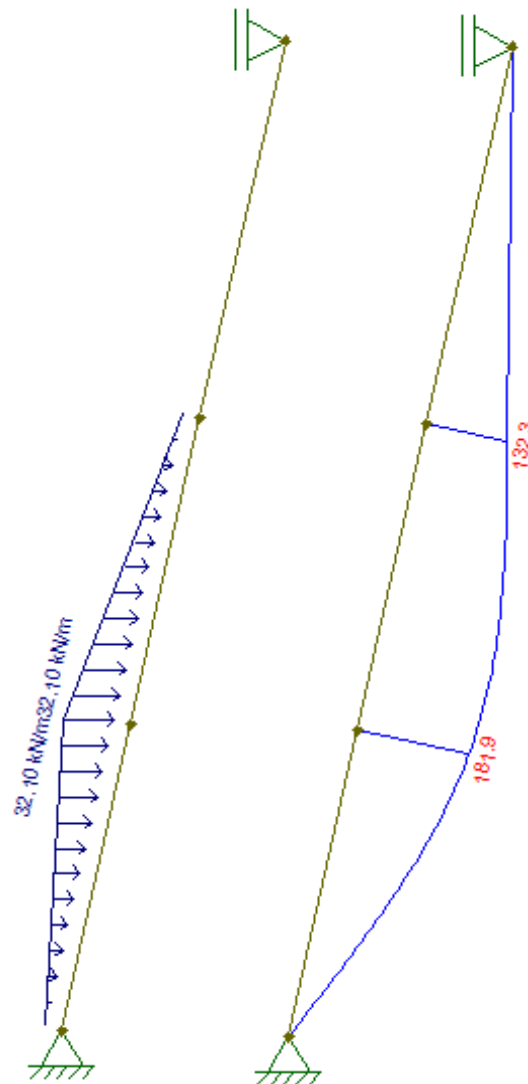


Figura 7.29 - a) Carregamento triangular na estaca pelo efeito Tschebotarioff, b) Momento fletor solicitante em kNm

- P7

A verificação do aumento do momento fletor devido ao efeito Tschebotarioff indica um aumento das solicitações da ordem de 47 kNm para a seção central da camada de solo comprimível, como indicado na figura 7.30. No entanto, sabe-se da limitação que a seção estudada de estaca pré-moldada é capaz de resistir apenas a solicitações de 13,5 kNm.

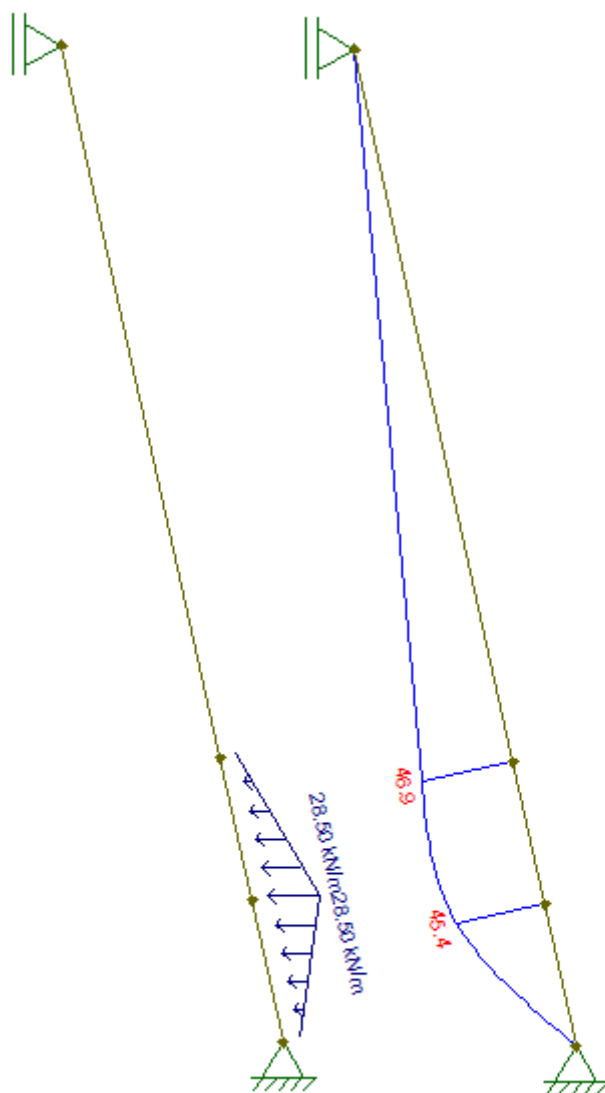


Figura 7.30 - a) Carregamento triangular na estaca pelo efeito Tschebotarioff, b) Momento fletor solicitante em kNm

As verificações do efeito Tschebotarioff processadas foram em estacas trabalhando a tração. As estacas pré-moldadas de concreto funcionando neste regime tem limitadas resistências ao momento fletor. Assim um redesenho estrutural ou a mudança de material das estacas para um material com características mais amigáveis as

solicitações impostas são necessárias. Pode-se analisar estacas mais custosas como as metálicas, com bom funcionamento a solicitações de tração ou de momentos fletores.

Tendo em vista que se trata de um problema advindo da camada de solo mole, medidas de mitigação devem ser feitas.

- Estacas Escavadas (“Estação”):

A última opção estudada é a fundação em estacas escavadas. Os estacões, e suas armaduras, devem ser dimensionadas para flexocompressão.

- Capacidade de carga do solo e projeto dos blocos de fundação:

- E1

Inicia-se a análise com a determinação de capacidade de carga do solo pelo método de Aoki Velloso, indicado abaixo:

	D (cm)	120	Área (cm ²)	11309,73	Perímetro (cm)	376,99
Encontro	E1					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				7100,70	808,12	7908,83
1	3	2,8	-			
2	8	2	4		67,62	
3	10	1,4	3		44,37	
4	10	1,4	3		44,37	
5	2	6	2		25,35	
6	2	6	2		25,35	
7	2	6	3		38,03	
8	2	6	3		38,03	
9	8	2	4		67,62	
10	8	2	2		33,81	
11	8	2	3		50,71	
12	7	2,4	5		88,75	
13	7	2,4	16	7100,70	284,02	

Com esta informação projetou-se o bloco de fundação capaz de responder as solicitações desejadas. Abaixo, mostra-se o arranjo escolhido (figura 7.31).

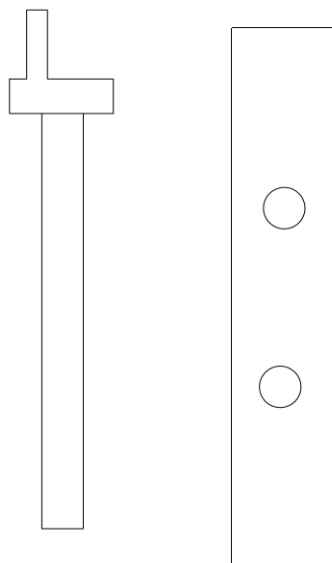


Figura 7.31 - Vista de topo e lateral da fundação em estaca escavada em E1

- E2

O estudo de capacidade de carga para o solo de E2 foi conduzido pelo método de Aoki e Velloso, indicado na tabela abaixo.

Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				6.339,91	1.543,50	7.883,42
1	2	6			-	
2	2	6			-	
3	2	6			-	
4	2	6			-	
5	2	6			-	
6	2	6			-	
7	2	6			-	
8	2	6			-	
9	2	6			-	
10	2	6			-	
11	9	1,75	5		83,21	

12	9	1,75	5		83,21	
13	9	1,75	4		66,57	
14	9	1,75	5		83,21	
15	9	1,75	4		66,57	
16	9	1,75	5		83,21	
17	2	6			-	
18	9	1,75	7		116,50	
19	9	1,75	8		133,14	
20	9	1,75	6		99,85	
21	9	1,75	7		116,50	
22	9	1,75	5		83,21	
23	10	0,5	50		264,16	
24	10	0,5	50		264,16	
25	20,00	0,50	50,00	6.339,91	528,33	

Com os comprimentos e diâmetros das estacas escavadas utilizadas, podemos desenhar o bloco de fundação utilizado, respeitando os esforços solicitantes requeridos de tais estruturas. A figura 7.32 indica o arranjo proposto.

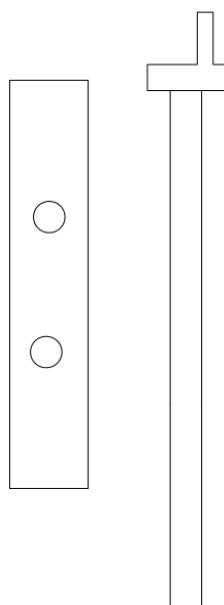


Figura 7.32 - Vista de topo e lateral da fundação em estaca escavada em E2

- P1

O estudo de capacidade de carga para o solo de P1 foi feito pelo método de Aoki e Velloso, mostrado abaixo:

	D (cm)	120	Área(cm ²)	11309,73	Perímetro(cm)	376,99
Encontro	P1					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				1775,17	1614,56	3389,74
1						
2	6	3	7		133,14	
3	6	3	9		171,18	
4	6	3	4		76,08	
5	2	6			0,00	
6	2	6			0,00	
7	2	6			0,00	
8	2	6			0,00	
9	2	6			0,00	
10	2	6			0,00	
11	2	6			0,00	
12	2	6			0,00	
13	6	3	2		38,04	
14	6	3	3		57,06	
15	6	3	2		38,04	
16	6	3	4		76,08	
17	6	3	5		95,10	
18	8	2	20		338,13	
19	8	2	35	1775,18	591,73	

Com a definição geométrica dos estações utilizados, traçou-se o bloco de fundação, proposto na figura 7.33.

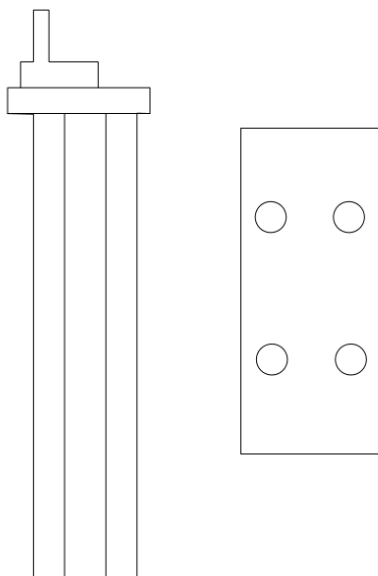


Figura 7.33 - Vista de topo e lateral da fundação em estaca escavada em P1

- P7

	D(cm)	120	Área(cm ²)	11309,73	Perímetro(cm)	376,99
Encontro	P7					
Prof(m)	K	alpha	SPT	qc (kN)	qs (kN)	qc + qs (kN)
				2168,25	2414,71	4582,96
1						
2	6	3			0,00	
3	6	3			0,00	
4	6	3			0,00	
5	6	3			0,00	
6	5	2,8	3		44,38	
7	9	1,75	2		33,28	
8	2	6			0,00	
9	2	6			0,00	
10	2	6			0,00	
11	9	1,75	4		66,57	
12	9	1,75			0,00	
13	9	1,75	5		83,21	

14	9	1,75	2		33,28	
15	9	1,75			0,00	
16	9	1,75	9		149,78	
17	9	1,75	23		382,77	
18	9	1,75	6		99,85	
19	6	3	23		437,45	
20	6	3	57	2168,25	1084,13	

Desta forma, a figura 7.34 indica o arranjo proposto para a fundação em P7.

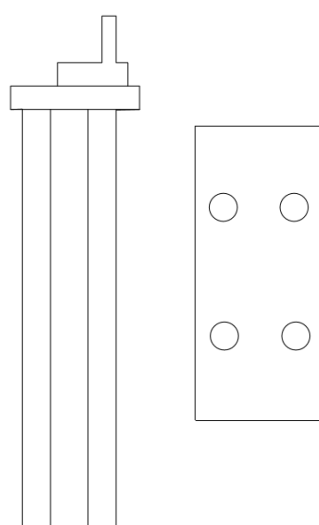


Figura 7.34 - Vista de topo e lateral da fundação em estaca escavada em E2

- Verificação do efeito Tschebotarioff:

Contando com carregamentos assimétricos sobre solos compressíveis, a situação analisada deve ser verificada para os esforços fletores adicionais devido ao efeito Tschebotarioff. Diferentemente das estacas pré-moldadas, as estacas escavadas podem atingir altas resistências de momento, através da armação adequada. Nos itens adiante, mostra-se os momentos solicitantes pelo efeito Tschebotarioff para cada estação projetado.

- E1

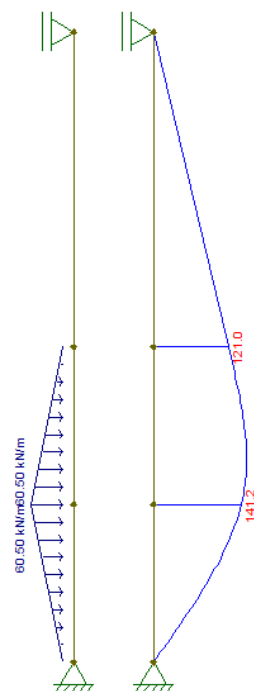


Figura 7.35 - Cargas e momento fletor devido ao efeito Tschebotarioff em E1

- E2

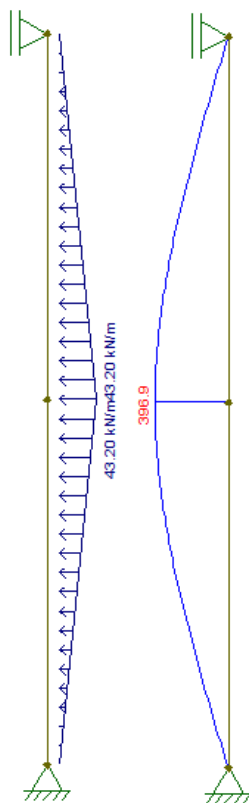


Figura 7.36 - Cargas e momento fletor devido ao efeito Tschebotarioff em E2

- P1

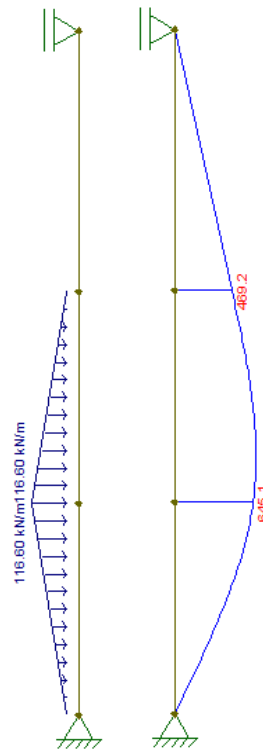


Figura 7.37 - Cargas e momento fletor devido ao efeito Tschebotarioff em P1

- P7

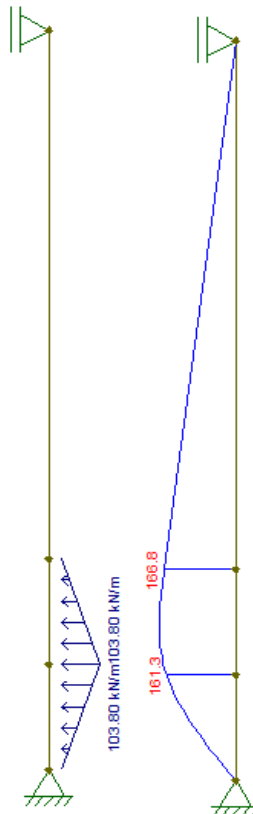


Figura 7.38 - Cargas e momento fletor devido ao efeito Tschebotarioff em P7

7.5 Comparativo: alternativa de redução do tabuleiro

Considerando-se as análises e verificações pertinentes realizadas, temos que uma escolha possível de solução para as fundações dos encontros é a seguinte:

- Encontro E1: fundação composta de 2 estações de 1,20 m de diâmetro, com 25 metros de comprimento.
- Encontro E2: fundação composta de 2 estações de 1,20 m de diâmetro, com 50 metros de comprimento.

Para os novos encontros, na alternativa de redução do tabuleiro, temos:

- Encontros em P1 e em P7: fundação composta de 4 estações de 1,20 m de diâmetro, com 72 metros de comprimento.

A seguir, é descrito um breve comparativo de custos entre as alternativas, considerando-se os custos de aterro, da fundação, e do tabuleiro.

	COMPRIMENTO ESTACÃO (M)	QUANTIDADE ESTACÕES	CUSTO POR METRO*	CUSTO TOTAL
E1	25	2	R\$ 1.878,70	R\$ 93.935,00
E2	50	2	R\$ 1.878,70	R\$ 187.870,00
P1	72	4	R\$ 1.878,70	R\$ 541.065,60
P7	72	4	R\$ 1.878,70	R\$ 541.065,60

Deste modo, o aumento de custo com fundação é de aproximadamente R\$ 800 mil. Para o aterro, o aumento do volume de aterro com a alternativa foi calculado pela geometria da ponte e do perfil de solo, e vale 2.801 m³ para o encontro 1 e 1.692 m³ para o encontro 2.

O custo unitário para o aterro compactado é de R\$ 64,82, de acordo com a tabela de custos da Seinfra (Secretaria de Estado da Infraestrutura), e, portanto, o aumento de custo com aterro é de aproximadamente R\$ 290 mil.

Em relação ao tabuleiro, a diminuição da área no caso da alternativa foi calculada pela geometria da ponte e vale 758 m², e o custo unitário, de acordo com o DNIT, é de R\$ 4.788,00. Logo, a redução de custo é de aproximadamente R\$ 3,63 milhões.

Com isso, comparando a redução de custo de tabuleiro com o aumento de custo da fundação e aterro, a alternativa ficaria R\$ 2,54 milhões mais barata.

7.6 Processos construtivos

7.6.1 Aterros sobre solos moles

No caso de aterros nos encontros de pontes a serem construídos sobre solo mole, o principal problema são os recalques. No processo construtivo, portanto, é preciso garantir que os recalques ocorram, quase que totalmente, durante a execução da obra.

Quando é realizado o lançamento dos aterros sobre o solo natural, sem um tratamento anterior do solo mole, passa a ser necessário conviver com os problemas de estabilidade durante a construção, e com os recalques, na fase operacional. Isto significa a obrigatoriedade da realização de serviços periódicos de manutenção, a fim de evitar-se o efeito de solavanco na transição entre aterro e tabuleiro.

Como alternativas ao lançamento direto dos aterros sobre o solo natural, pode-se considerar a remoção da camada de solo mole, ou a utilização de soluções para aceleração de recalques, melhorando as propriedades do solo.

- Remoção dos solos moles:

A remoção total de solo mole é possível para espessuras da ordem de 4 a 5 metros, e o máximo, de 7 metros (Massad, 2010). Ela pode ser feita com a utilização de equipamentos drag-lines, para escavação mecânica, ou com explosivos, que causam a liquefação do solo, que pode, então, ser expulso pelo solo do aterro.

Quando se trata da remoção parcial do solo mole, podem ser empregados processos como o do “colchão de areia” (Vargas, 1973). Remove-se o solo até cerca de 3 a 5 metros de profundidade, e substitui-se por areia lançada hidraulicamente, formando o colchão, como visto na figura 7.39.

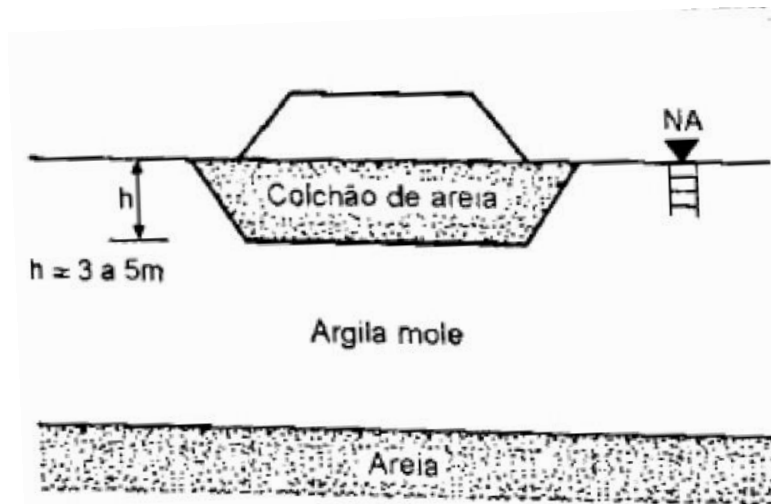


Figura 7.39 - Remoção parcial do solo mole (Massad, 2010)

- Soluções para aceleração de recalques:

Não sendo viável a remoção, constrói-se o aterro sobre a camada mole. A construção pode ser feita em uma única etapa, caso o fator de segurança quanto a ruptura seja aceitável, ou em várias etapas, caso se deseje permitir o ganho contínuo de resistência da camada de argila mole durante cada etapa. Também podem ser utilizados materiais geotêxteis na interface entre o solo natural e o solo de aterro, para aumentar o fator de segurança contra a ruptura.

- Pré-carregamento:

O uso de sobrecargas temporárias tem o objetivo alcançar rapidamente o recalque final previsto para o aterro, antes de sua entrega ao tráfego, e consiste na colocação sobre o mesmo de uma camada extra durante o tempo necessário para que o recalque final previsto seja alcançado. Após este período de tempo, a sobrecarga é retirada, deixando-se o aterro no greide de projeto.

- Drenos verticais:

Quando a espessura do solo argiloso é tal que o tempo necessário para o adensamento desejado é incompatível com os prazos da obra, ou quando há a necessidade de acelerar a ocorrência dos recalques, como nos casos de aterro com sobrecarga temporária e de aterro construído em etapas, podem ser empregados drenos verticais.

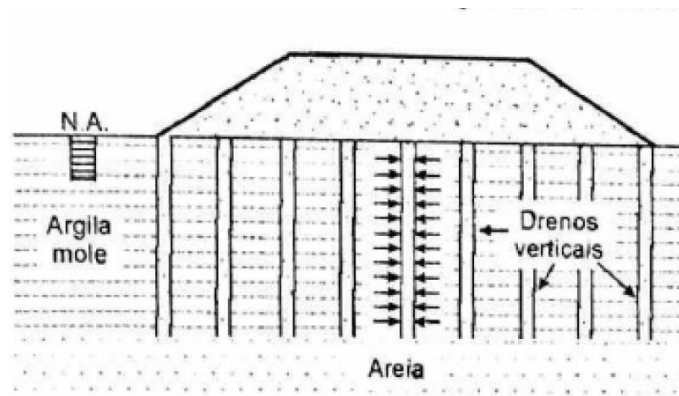


Figura 7.40 - Drenos verticais para acelerar recalques (Massad, 2010)

- Estacas de alívio:

Nesta solução, o aterro é inteiramente suportado por estacas e, como o subsolo não é solicitado, não ocorrem recalques. As cargas são transferidas para as partes mais profundas do subsolo, que geralmente apresentam menores compressibilidades. É uma solução adequada para superar os problemas de empuxos laterais de aterros sobre a argila mole junto a encontros de pontes, porém é de custo muito elevado.

7.6.2 Proteção de Talude

Taludes costumam apresentar muitos problemas com rupturas (parciais ou totais) que ocorrem na cabeceira de pontes. Essas rupturas são causadas usualmente por desequilíbrios nos maciços de terra e suas descontinuidades, infiltração de água e erosão causada pelo rio. Sendo esses problemas devidos principalmente à falta de proteção ou proteção inadequada dos taludes nos trechos adjacentes da ponte.

Essa ruptura de aterro de acesso pode comprometer a estabilidade da própria ponte em algumas situações mais críticas, gerando grandes prejuízos econômicos e sociais. Para se evitar ou pelo menos diminuir a chance de isso ocorrer, é importante um bom projeto de proteção, uma execução correta e manutenção frequente.

De acordo com o “Manual de projeto de obras-de-arte especiais” do DNER/DNIT (1996), o projeto de pontes deve prever, sempre, proteção superficial dos taludes nos trechos da rodovia adjacentes às obras-de-arte especiais, cujos comprimentos não deverão ser inferiores a três vezes as alturas dos aterros de acesso. Sendo assim, são identificados dois trechos em que deve existir a proteção de talude: trecho sob a ponte, que seria

caracterizado por não ser alcançado diretamente pelos raios solares, e os trechos laterais, para os quais a proteção dos taludes pode ser feita por vegetação de forma adequada.

A partir dessa recomendação e de práticas comuns para a proteção de taludes do encontro de pontes serão apresentadas as soluções mais comuns para essa proteção:

- Vegetação:

A proteção de taludes com vegetação é a forma mais simples e antiga de proteção de talude, ocorrendo inclusive de forma natural, sendo, portanto, a forma mais barata e preferível para solução e recomendada pelo DNIT. No entanto, não se pode esquecer de sua limitação para taludes de pontes, uma vez que a própria estrutura cria uma região de sombra que atrapalha o crescimento da vegetação e muitas vezes inviabiliza, no entanto é uma boa solução para trechos laterais.



Figura 7.41 - Aplicação das placas de grama (Central da Grama, 2015)

Em casos de dificuldade do plantio de vegetação por inclinações elevadas ou presença de solos áridos, outra forma do uso de gramíneas é a “grama armada”. Para essa técnica, a montagem deve ser feita de cima para baixo para cima, usando fixação imediata de tela geossintética presa por grampos de aço comum, e, uma vez concluída a aplicação da tela, adiciona-se terra vegetal para melhor desenvolvimento da grama aplicada.

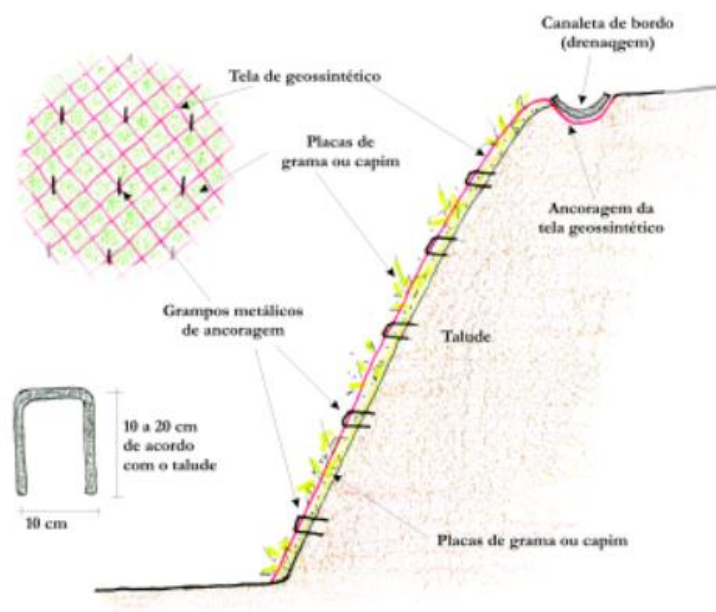


Figura 7.42 - Sistema construtivo de grama armada em geossintético (FIDEM, 2003)

- Placas de concreto:

Para a solução em placas de concreto pré-moldadas, usualmente são fabricadas placas com dimensões de 40x40cm que são aplicadas sobre o talude previamente preparado com uso de argamassa. No entanto, essa solução pode apresentar baixa condição de travamento do solo, sendo recomendada para taludes não muito íngremes, pois é relativamente comum o deslocamento das placas para taludes em situação de umidade, criando riscos de acidentes. Por isso, deve estar sempre associada a uma solução adequada de drenagem.

Por recomendação do DER-SP (2006) nas especificações técnicas, o concreto a ser usado nessas placas pré-moldadas deve ter um $f_{ck} \geq 20$ MPa e deve ser armado com aço CA-25 ou CA-50, e deve ser controlado com relação às dimensões, esconsidades e seu alinhamento controlado por instrumentos topográficos. Deve ser implantado imediatamente após a terraplenagem para evitar a erosão.



Figura 7.43 - Proteção com placas pré-moldadas (Gerutti, 2017)

- Casos especiais:

Existem ainda outras soluções, menos comuns, para casos especiais que também são aplicadas na proteção do talude de pontes. Dentre elas destacam-se a aplicação de calda de cal, concreto projetado e geossintéticos.

A solução com calda de cal aplica a técnica denominada cal-jet que consiste na pulverização de calda de cal sobre a superfície do talude. Entre suas vantagens destaca-se que pode ser aplicada em taludes de qualquer inclinação, não requer regularização da superfície, baixo custo e facilidade de execução. Pode apresentar problemas no caso de existência de minerais argilosos expansivos, sendo recomendado um teste antes de aplicação em larga escala. Para a execução é necessário umedecer o talude antes da aplicação e depois feita a calda com 1kg de cal de pintura para 3L de água e algum aditivo caso necessário, e então aplicar com uso de pulverizadores manuais ou motorizados no sentido de cima para baixo e com distância entre o bico e a superfície entre 0,5L e 1L usualmente em duas demãos.



Figura 7.44 - Aplicação da calda de cal com pulverizador motorizado (Téchne, 2011)

Já as soluções em concreto projetado são aliadas a outras técnicas como solo grampeado ou tirantes, e preveem a aplicação de concreto bombeado e jateado na superfície do talude para sua proteção. Há duas vias de projeção: seca e úmida, na seca o concreto é bombeado a seco e a água é injetada pelo cabeçote do mangote de projeção, enquanto na via úmida o concreto é bombeado já misturado com água (a via seca é mais comum por seu menor custo). Na sua aplicação normalmente se usa uma tela metálica que serve como uma espécie de armadura, ajudando também na fixação. É uma solução mais cara e complexa e por isso costuma ser usada apenas quando as soluções mais simples não são viáveis e deve ser previsto um sistema de drenagem associado.

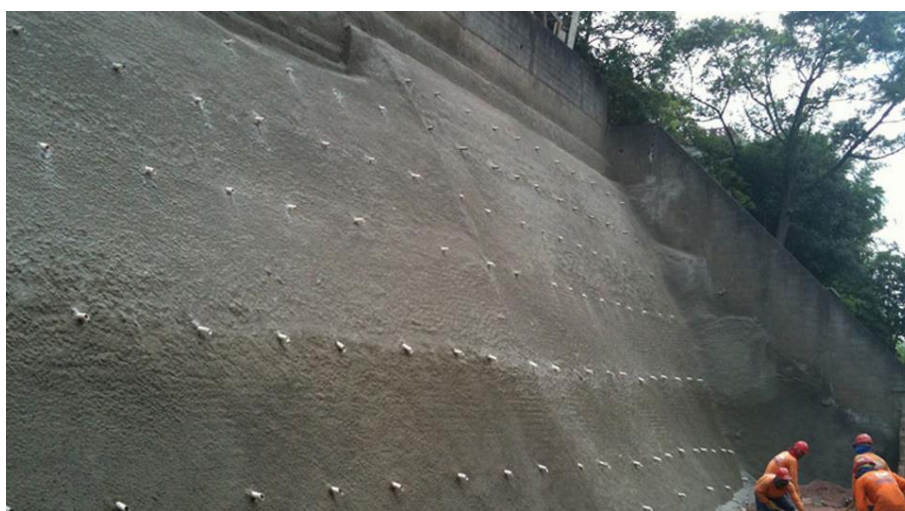


Figura 7.45 - Proteção em concreto projetado (Solofort, 2017)

Recentemente as soluções com geossintéticos vem ganhando força e aparecem em inúmeras formas, dentre as quais pode-se citar: solo envelopado com geotêxtil tecido, geocélulas e reforço com geogrelhas. Em geral as soluções com geossintéticos apresentam fácil e rápida execução e, apesar de custos mais elevados inicialmente, apresentam menores custos de manutenção e elevada vida útil. As geocélulas são uma solução interessante pois permitem preenchimento das células com materiais diferentes, como pedra, concreto e solo, permitindo plantação de gramíneas quando preenchida por terra e possibilita menor consumo de concreto dependendo do enchimento previsto em projeto.



Figura 7.46 - Proteção de talude com Geocélulas - StrataWeb (Geosoluções, 2013)

8 CONCLUSÕES

O trabalho consistiu na obtenção de bibliografia para a análise de encontros de pontes rodoviárias e seus sistemas. A pesquisa desempenhada permitiu a reunião dos aspectos relevantes para o projeto de encontros, levando em conta a consideração de aspectos de execução e de manutenção, e foi de profunda importância para a realização da etapa subsequente, quando o grupo analisou o projeto dos encontros de um caso real de obra-de-arte.

A interdisciplinaridade do sistema forneceu uma ilustração prática de como funciona o dimensionamento de um encontro e suas adversidades.

Com os objetivos específicos, pôde ser percebida a complexidade do elemento estrutural oportunamente, e compreendidas as particularidades do mesmo em relação a outras estruturas estudadas em disciplinas cursadas ao longo dos estudos na Escola Politécnica.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 - **Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 7187 - **Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2003

BRIAUD, J.L., JAMES, R.W., HOFFMAN, S.B. **Settlement of Bridge Approaches (the bump at the end of the bridge)**, NCHRP synthesis 234, Transportation Research Board, Washington, EUA, 1997.

BURKE, M.P., JR., NCHRP Report 141: **Bridge Deck Joints**, Transportation Research Board, Washington, DC, 1989.

CAPUTO, H.P., **Mecânica Dos Solos e Suas Aplicações**; Editora LTC. Rio de Janeiro, 1988.

CHEN, B.S.Y; MAYNE, P.W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, 1996.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N., **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2010.

CRAIG, R.F., **Craig's soil mechanics**. 7.ed. Londres: Taylor & Francis Group. 2004. 447p.

DAMIEN, D., BURDET, O., MUTTONI, A., **Transition Slabs of Integral Abutment Bridges**, EPFL-IBETON, Lausanne, Switzerland, 2010.

DER-SP, **Especificação técnica: elemento em concreto pré-moldado**, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, São Paulo, 2006.

DER-SP, **Manual de Taludes de Rodovias Orientação para Diagnóstico e Soluções de Seus Problemas**, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, São Paulo, 1991.

DNER. **Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica, Rio de Janeiro, 1996.

DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Diretoria Planejamento e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 2004.

DNIT. **Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários**, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Diretoria Planejamento e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 2010.

FIDEM, **Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife**, Fundação de Desenvolvimento Municipal, Recife, 2003.

GEO SOLUÇÕES, **Catálogo – Aplicações**, Geo Soluções – Strata, São Paulo, 2016.
GERUTTI, **Portifólio**, Gerutti – Construções e Comércio, site acessado em 2017.

HACHICH, W. *et al.*, **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998.

HAMBLY, E.C. **Bridge Deck Behaviour**, 2a ed., Span Press, New York, 1991.

HAMBLY, DR E.C., BURLAND, DR J.B. **Bridges Foundations and Substructures**, Building Research Establishment Report, Department of the Environment, Her Majesty's Stationary Office, London, 1979.

HOPPE, E.J. **Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs**, Transportation Research Council, VTRC00-R4, Virginia, EUA, 1999.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto, v.6: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**; tradução de João Luís Escosteguy Merino - Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LONG, J.H., OLSON, S.M., STARK, T.D. **Differential Movement at Embankment/Bridge Structure Interface in Illinois**, Transportation Research Record No 1633, transportation Research Board of the National Academies, D.C., EUA, 1998.

MANSON, J. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**, Princípio do Projeto e Cálculo, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 1977.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**, Editora Bulcher, São Paulo, 2008.

MASSAD, F., **Obras de Terra - Curso Básico de Geotecnia**, 2ª ed; Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

MENDES, P.T.C., **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. 234 f. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MILLER, R.A., CASTRODALE, R., MIRMIRAN, A., HASTAK, M., NCHRP Report 519, **Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity**, Transportation Research Board, Washington, DC, 2004.

PAIVA, C.E.L, TRENTIN, L.C. **Considerações na Execução de Aproximações de Obra de Arte Especial**, CONINFRA 2011 – 5º congresso de infraestrutura de transportes, São Paulo, 2011.

PARDIM, R., **Qual o melhor tipo de grama para plantar em talude?**, Central da grama, 2015.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**, Elementos de Projeto Solicitações Dimensionamento, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 1979.

PRETTI, B.M. **Pontes em Pórticos de Pequenos Vãos com Superestrutura Formada de Elementos Pré-moldados**, Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 1995.

PINHO, M.F, ARAÚJO, E.R, REGIS, P.A. **Pontes de encontros integrais – Conceito e aspectos de projeto**, ABECE, 2011

PINTO, C.S, **Curso básico de mecânica dos solos**, Oficina de Textos, São Paulo, 2001.

PRITCHARD, B., **Bridge Design for Economy and Durability – Concepts for New, Strengthened and Replacement Bridges**, Thomas Telford Ltd., London, 1992.

PROJAR, **O que é hidrossemeadura em taludes e para que serve?** , Projar – Engenharia Ambiental, 2016.

SAES, J.L.; STUCCHI, F.R.; MILITITSKY, J., **Concepção de obras de contenção**. São Paulo, 1998.

SANTOS, A. R, **Proteção de taludes contra a erosão com pulverização de calda de cal**, Revista Técnica, Editora Pini, São Paulo, 2011.

SOLOFORT, **Concreto projetado**, Solofort - tecnologia em contenções, acessado pelo site em 2017.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S., **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. São Paulo, 1998

VITÓRIO, J. A. P, **Acidentes estruturais em pontes rodoviárias: Causas, diagnósticos e soluções**. II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2007.

VITÓRIO, J. A. P, **Fundamentos da erosão nas fundações de pontes e nos aterros de acesso**, Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, 2015.

VITÓRIO, J.A.P., **Pontes Rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão**. Recife, CREA-PE, 2002.