



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

TAIANNE ELLIS JO PEREIRA

**ANÁLISE E DETALHAMENTO DE ENCONTROS PARA PONTES
INTEGRAIS**

RECIFE, 2017

TAIANNE ELLIS JO PEREIRA

**ANÁLISE E DETALHAMENTO DE ENCONTROS PARA PONTES
INTEGRAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado por
TAIANNE ELLIS JÓ PEREIRA, ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco,
como parte dos requisitos para obtenção do título de
Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. ÉZIO DA ROCHA ARAÚJO

RECIFE, 2017

Catalogação na fonte
Bibliotecária: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

P436a Pereira, Taianne Ellis Jo.
Análise e detalhamento de encontros para pontes integrais / Taianne Ellis Jo Pereira. – Recife, 2017.
98 f.: il., fig. tab.

Orientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil, 2017.
Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Pontes Integrais. 3. Encontros Integrais. 4. Encontros semi-integrais. 5. Interação solo-estrutura. 6. Pontes. I. Araújo, Ézio da Rocha (Orientador). II. Título.



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO
DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL**

CANDIDATO(S): 1 – Taianne Ellis Jó Pereira

2 –

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: Ézio da Rocha Araújo

Examinador 1: MAURÍCIO FERNANDO PINHO

Examinador 2: LILIANE DE ALLAN FONSECA

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

ANÁLISE E DETALHAMENTO DE ENCONTROS PARA PONTES INTEGRAIS

LOCAL: Centro de Tecnologia e Geociências – UFPE, Recife/PE.

DATA: 24/07/2017 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 16:45h.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: 10,0 (deixar ‘Exame Final’, quando for o caso).

1) aprovado(s) (nota $\geq 7,0$), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, $3,0 \leq \text{nota} < 7,0$, será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado aprovado com exame final.

2) reprovado(s). (nota $< 3,0$)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 24 de Julho de 2017.

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Fátima e Pereira Neto, por todas as oportunidades que me deram e que continuam me dando, pelo apoio, pelo amor e pela confiança que sempre demonstraram.

Ao meu irmão, que me incentivou e auxiliou em vários momentos desta jornada, e assim como meus pais, sempre demonstrou o seu carinho por mim.

Aos meus queridos amigos, que são para todas as horas, e em várias situações me dirigiram palavras motivadoras em momentos de necessidade. Um agradecimento especial à Mateus, que me acompanhou em todas as etapas deste trabalho, sempre acreditando na minha capacidade e me apoiando de maneira única.

Ao Professor Ézio Araújo, por ter me guiado e ajudado no decorrer deste trabalho, sempre com paciência e disponibilidade.

RESUMO

Apesar dos aparelhos de apoio e juntas de dilatação acomodarem os movimentos horizontais das pontes, evitando tensões excessivas na estrutura, sua vida útil é muito reduzida quando comparada à da obra, necessitando de manutenções e em alguns casos substituições, resultando em custos elevados para manter a estrutura da ponte em boas condições, além de transtornar os usuários, pois na realização desses reparos o tráfego necessita ser interditado. Logo com a motivação de eliminar estes problemas, o conceito integral, onde as pontes são contínuas e integrais com seus encontros, vem sendo reintegrado na sociedade nas últimas décadas. Com a ausência destes dispositivos, os deslocamentos horizontais das pontes acabam por se manifestar nos encontros, através de movimentos de expansão e contração, implicando no surgimento de pressões no solo, sendo estas de difícil previsão, e assim constituindo a complexa interação solo-estrutura. Dessa interação resultam problemas que podem comprometer o comportamento em serviço do aterro de transição e da ponte, como o assentamento diferencial, que surge entre o encontro e o solo, e o aumento da rigidez do solo ao final de cada ciclo. Neste trabalho são apresentadas informações sobre os encontros integrais e semi-integrais, como suas limitações, métodos de análise e de projeto adotados em alguns países, e por final uma análise simplificada da ponte Haavistonjoki foi realizada, que permitiu uma melhor compreensão do tema, assim como foi possível verificar para quais aspectos o modelo escolhido é indicado.

Palavras-Chave: *Pontes Integrais. Encontros Integrais. Encontros Semi-Integrais. Intereração Solo-Estrutura. Pontes.*

ABSTRACT

Although the joints and bearings accommodate the horizontal displacements of the bridges, avoiding excessive stresses in the structure, their service life are very reduced when compared to the work, requiring maintenance and in some cases replacements, resulting in high costs to keep the bridge structure in good condition, as well as upset users, because in performing these repairs the traffic needs to be interdicted. With the motivation to eliminate these problems, the integral concept, where the bridges are continuous and integral with their abutments, has been reintegrated into society in the last decades. With the absence of these devices, the horizontal displacements of the bridges end up manifesting in the abutments, through expansion and contraction movements, implying the emergence of soil pressures, which are difficult to predict, and thus constitute the complex soil-structure interaction. This interaction results in problems that may compromise the service behavior of the approach embankments and the bridge, such as the differential settlement, which arises between the abutment and the soil, and the increase of soil rigidity at the end of each cycle. In this study are present information about the integral and semi-integral abutments, such as their limitations, methods of analysis and design adopted in some countries, and finally a simplified analysis of the Haavistonjoki bridge was carried out, which allowed a better understanding of the theme, as well as it was possible to verify to which aspects the chosen model is indicated.

Keywords: *Integral Abutment Bridges. Integral Abutments. Semi-Integral Abutments. Soil-Structure Interaction. Bridges.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Ilustração simplificada de uma ponte com encontros integrais (adaptado do ARSOY, 1999).....	17
Figura 2.2 – Encontro integral com fundação em estaca e fundação direta (PINHO, 2011) ..	18
Figura 2.3 – Encontro semi-integral com fundação em estaca e fundação direta (PINHO, 2011).	18
Figura 2.4 – Junta danificada no viaduto Procurador Paulo Lutterback Abreu em Belo Horizonte (foto SINAENCO).....	19
Figura 2.5 – Junta danificada no viaduto do Mutuca-Antigo em Belo Horizonte (foto Dnit).	19
Figura 2.6 – Rotação do tabuleiro no plano horizontal em pontes integrais esconsas (AKIYAMA, 2008)	21
Figura 2.7 – Efeito da variação térmica em ponte integral curva.....	21
Figura 2.8 – Ponte do Gard, situada no sul da França (adaptado Google Imagens).	22
Figura 2.9 – Teens Run Bridge, 1995, Ohio, Estados Unidos (adaptado Google Imagens). ...	23
Figura 2.10 – Happy Hollow Creek Bridge, Tennessee, EUA (adaptado Google Imagens). ..	24
Figura 2.11 – Detalhes de encontros integrais: a) Illinois; b) Tennessee; c) Ohio (LAN, 2012).	25
Figura 2.12 – Detalhe de encontros integrais do <i>New York State DOT</i> (1999): a) com vigas de concreto protendido; b) com vigas de aço;	26
Figura 2.13 – Percentual de pontes integrais no Reino Unido até 2005 (ILES, 2006).....	27
Figura 2.14 – Tipos de encontros integrais definidos no <i>Design Manual of Roads and Bridges</i> (HIGHWAYS AGENCY, 2003).	28
Figura 2.15 – Tipos de encontros integrais e semi-integrais definidos no <i>Bridge Structures Design Criteria</i> (ALBERTA TRANSPORTATION, 2017).	29
Figura 2.16 - The Leduån Bridge, Suécia (adaptado Google Imagens).	30
Figura 2.17 – Detalhe de típico encontro integral utilizado na Suécia (LAN, 2012).....	30

Figura 2.18 - Koitogawa Bridge (Prefeitura de Chiba, Japão).....	31
Figura 2.19 – Elevação da Koitogawa Bridge (Prefeitura de Chiba, Japão).....	32
Figura 2.20 – Encontros típicos australianos: a) semi-integral; b) integral (CONNAL, 2004).	32
Figura 2.21 – Detalhe de encontro integral e placa de transição enterrada (CONNAL, 2004).	33
Figura 2.22 - Gillies Street Bridge (CONNAL, 2004).....	34
Figura 2.23 – Comportamento típico de um encontro integral com e sem laje de transição (ARSOY et al., 1999).	34
Figura 2.24 – Tipo de ligação entre placa de transição e ponte, realizando a conexão: a) no encontro (adaptado de Ohio DOT, 2003); b) na extensão do tabuleiro (adaptado de Missouri DOT, 2003); c) simplesmente apoiada no topo do encontro (adaptado de Iowa DOT, 2004). 35	35
Figura 2.25 – Utilização da <i>sleeper slab</i> em uma placa de transição (adaptado de Missouri DOT, 2003).....	36
Figura 2.26 – Soluções de tratamento de aterros: a) solo reforçado com geogrelha; b) aterro de blocos de poliestireno expandido (adaptado de HORVATH, 2000).....	37
Figura 2.27 – Impedimento do movimento longitudinal da ponte em alas paralelas com fundações em estaca (WHITE, 2008).....	38
Figura 2.28 – Ponte com alas na configuração paralela (KEROKOSKI; LAAKSONEN, 2005).	39
Figura 2.29 – Encontro integral com estacas orientadas com: a) eixo fraco na direção do movimento longitudinal; b) eixo forte na direção do movimento longitudinal.....	39
Figura 2.30 – Estacas metálicas envoltas por tubos de plástico utilizadas em encontro integral no Reino Unido (ILES, 2010).....	40
Figura 3.1 – Troca de calor entre uma ponte e o ambiente em um período diurno (adaptado de HUANG, 2004).	42
Figura 3.2 – Representação das componentes da variação de temperatura (adaptado do CEN, 2003).....	42
Figura 3.3 – Efeito da expansão térmica em uma ponte integral (PINHO, 2011).....	43

Figura 3.4 – Parcelas de deformação devido à fluência (ARAÚJO, 2010).....	44
Figura 3.5 - Deslocamentos e momentos de restrição devidos à fluência em pontes integrais construídas com vigas pré-moldadas protendidas e laje moldada no local (PINHO, 2011). ...	45
Figura 3.6 - Deslocamentos e momentos de restrição devidos à retração diferencial em pontes integrais construídas com vigas pré-moldadas e laje moldada no local (PINHO, 2011).	46
Figura 3.7 - Desenvolvimento da retração autógena e da retração por secagem ao longo do tempo para concretos de resistência normal (a) e concretos de alto desempenho (b) (SAKURA; SHIMOMURA, 2004 apud GRIBNIAK; KAKLAUSKAS; BACINSKAS, 2008).....	47
Figura 3.8 – Deformação de uma ponte ferroviária com encontros integrais devido à frenagem (FELDMANN, 2010).	48
Figura 4.1 – Definições das pressões em repouso, ativa e passiva, considerando o muro sem atrito.....	51
Figura 4.2 – Encontro integral a) com fundação em sapada; b) com fundação profunda.	51
Figura 4.3 – Relação entre os coeficientes de empuxo e o deslocamento da estrutura (adaptado de RHODES, 2014).	52
Figura 4.4 – Distribuição das pressões de terra de acordo com o <i>Swedish Bridge Design Code</i> (FLENER, 2004).	54
Figura 4.5 – Encontro com cortina de extremidade: a) semi-integral; b) integral (HIGHWAYS AGENCY, 2003)	55
Figura 4.6 – Distribuição das pressões do solo para encontros em pórtico (HIGHWAYS AGENCY, 2003).	56
Figura 4.7 - Distribuição das pressões do solo para encontros com paredes engastadas no terreno (HIGHWAYS AGENCY, 2003).	56
Figura 4.8 – Coeficiente de empuxo passivo recomendado pelo <i>Massachusetts Department of Transportation</i>	58
Figura 4.9 – Barra com base engastada e livre no topo na posição: a) indeformada; b) deformada.	59
Figura 4.10 – Tensões do solo sobre uma estaca antes e após o carregamento (PINHO; ASHFORD, 2005).	60

Figura 4.11 – Tensões do solo sobre uma estaca inserida em perfil tubular metálico, preenchido com material granular solo.	60
Figura 4.12 – Modelos de interação solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994)	61
Figura 4.13 – Modelo estrutural em elementos finitos 3D no programa LUSAS (adaptado de RHODES, 2014).....	62
Figura 4.14 – Variação do coeficiente de reação horizontal do solo: a) solos coesivos sobre adensados; b) solos granulares e argilas e siltes normalmente adensados (PINHO; SHARMA, 1990).....	63
Figura 4.15 – Curvas p-y para cada camada do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca (PINHO; LOPES, 2010).	64
Figura 4.16 – Configuração das curvas p - y para: a) argilas moles submersas submetidas à carregamento cíclico; b) argilas rijas submersas submetidas à carregamento cíclico (REESE; IMPE, 2001)	64
Figura 4.17 – Configurações das curvas p - y para areias submetidas à carregamentos estáticos e cíclicos (REESE; IMPE, 2011)	65
Figura 4.18 – Modelos estruturais para estacas de acordo com o <i>Método Racional</i> : a) engastada no topo (encontro integral); b) rotulada no topo (encontro semi-integral) (PINHO; GREIMANN, 1988)	65
Figura 5.1 – Vista lateral da ponte Haavistonjoki (KEROKOSKI; LAAKSONEN, 2004)....	66
Figura 5.2 – Vista e corte do encontro da ponte Haavistonjoki (adaptado de KEROKOSKI, 2006).....	66
Figura 5.3 – Seção transversal do tabuleiro da ponte Haavistonjoki (KEROKOSKI, 2006)...	67
Figura 5.4 – Vista lateral do modelo estrutural da ponte Haavistonjoki (adaptado de KEROKOSKI, 2006).....	67
Figura 5.5 – Vista em 3D do modelo estrutural da ponte Haavistonjoki no software SAP 2000.	68
Figura 5.6 – Relação entre o ângulo de atrito, de um solo não coesivo, e o coeficiente de reação lateral, n_h . (FinnRA, 2000).....	69
Figura 5.7 – Localização das molas no encontro.....	71

Figura 5.8 – Vista superior com localização das seções do tabuleiro.	72
Figura 5.9 – Seção transversal da estaca.	73
Figura 5.10 – Definição das seções transversais dos vãos e do encontro.	74
Figura 5.11 – Definição da seção do pilar.	74
Figura 5.12 – Definição da seção transversal das estacas.	75
Figura 5.13 – Fatores de modificação utilizados na definição da seção transversal das estacas.	75
Figura 5.14 – Momentos fletores nos elementos do encontro e do tabuleiro no SAP 2000....	76
Figura 5.15 – Localização da seção cortada no encontro e valores fornecidos, para obtenção do momento médio na junta encontro-tabuleiro.	77
Figura 5.16 – Pontos no encontro e seus respectivos rótulos.	78
Figura 5.17 - Localização da seção cortada no encontro e valores fornecidos, para obtenção do momento médio acima da estaca do encontro.	78
Figura 5.18 – Instrumentos de medição de tensões em quatro níveis instalados na superfície dos perfis tubulares de aço. (KEROKOSKI, 2006).	80
Figura 5.19 – Seção da estaca com momento resultante (SAP 2000) e instrumento: a) nº 5 na profundidade $z=6,25m$; b) nº 2 na profundidade $z=8,25m$	81
Figura 5.20 – Momento longitudinal no SAP 2000, para profundidade $z=6,25m$	82
Figura 5.21 - Momento longitudinal no SAP 2000, para profundidade $z=8,75m$	82
Figura 5.22 – Momentos fletores na estaca abaixo do encontro na direção longitudinal (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 53).	83
Figura 5.23 – Esforços cortantes na estaca abaixo do encontro na direção longitudinal. (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 53).	83
Figura 5.24 - Momentos fletores no pilar ($z = 0m-12m$), e na estaca ($z = 12m-18m$) (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 54).	84
Figura 5.25 - Esforços cortantes no pilar ($z = 0m-12m$), e na estaca ($z = 12m-18m$) (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 55).	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Constantes das molas localizadas na Estaca T3.	70
Tabela 5.2 – Constantes das molas localizadas na Estaca T4.	70
Tabela 5.3 – Constantes das molas localizadas no encontro.	71
Tabela 5.4 – Momentos fletores na parte central do encontro.....	77
Tabela 5.5 - Resultados de cálculo referentes às tensões nas estacas, para a profundidade z=6,25m.	79
Tabela 5.6 - Resultados de cálculo referentes às tensões nas estacas, para a profundidade z=8,75.	79
Tabela 5.7 – Cálculo da pressão média atuante no encontro, para z = 1,0m.....	85
Tabela 5.8 – Cálculo da pressão média atuante no encontro, para z = 2,0m.....	86
Tabela 5.9 – Momentos fletores e deslocamentos de interesse nas estacas.	87

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Justificativa e motivação	15
1.2	Objetivos gerais e específicos.....	15
2	ENCONTROS INTEGRAIS E SEMI-INTEGRAIS.....	17
2.1	Vantagens da utilização dos encontros integrais	18
2.2	Limitações na utilização dos encontros integrais.....	20
2.3	Histórico	22
2.4	Prática corrente	24
2.4.1	Estados Unidos da América.....	24
2.4.2	Reino Unido.....	27
2.4.3	Canadá	28
2.4.4	Suécia	29
2.4.5	Japão	30
2.4.6	Austrália	32
2.5	Placa de transição	34
2.6	Aterros	36
2.7	Alas.....	38
2.8	Fundações	39
3	AÇÕES ATUANTES NAS PONTES.....	41
3.1	Temperatura	41
3.2	Fluênciа e Retração	43
3.2.1	Fluênciа	44
3.2.1.1	<i>Fatores que afetam a fluênciа</i>	45
3.2.2	Retração	46

3.2.2.1 Fatores que afetam a retração	47
3.3 Aceleração e Frenagem	48
4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	49
4.1 Empuxos laterais de terra nos encontros	50
4.1.1 Modelos de distribuição de empuxos laterais.....	53
4.2 Interação solo-estaca	58
4.2.1 Modelos de análise	60
5 ANÁLISE DA PONTE HAAVISTONJOKI.....	66
5.1 Modelo estrutural	67
5.1.1 Interação solo-estrutura	68
5.1.2 Seções transversais dos elementos	72
5.2 Resultados de cálculo e análise comparativa	75
5.2.1 Momentos fletores no tabuleiro e no encontro da ponte	76
5.2.2 Tensões na estaca localizada abaixo do encontro.....	78
5.2.3 Momentos e esforços cortantes nas estacas e no pilar.....	83
5.2.4 Empuxos no encontro	85
5.2.5 Análise dos resultados	86
5.2.6 Comparação entre a estaca original e uma estaca de concreto	87
6 CONCLUSÕES.....	88
REFERÊNCIAS	90

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa e motivação

Um dos grandes desafios na elaboração e implantação de um projeto de pontes integrais são os seus encontros. Normalmente, os encontros de pontes convencionais, mesmo pontes estaiadas ou suspensas de grandes vãos, são os principais, ou um dos principais, responsáveis pela absorção dos esforços horizontais. Para isso são instaladas numerosas estacas horizontais, que transmitem estes esforços ao solo por atrito lateral e efeito de ponta. O conceito de encontros integrais muda radicalmente essa concepção. No lugar de encontros pesados sobre estacas inclinadas, prevalecem os encontros leves sobre estacas verticais, flexíveis, dimensionados para absorver os esforços horizontais com movimentos e deformações, e não com fortes reações horizontais. Um exemplo clássico e extremo desse conceito está nos clássicos encontros leves em balanço. O balanço, entretanto, introduz problemas de funcionamento que aumentam progressivamente com o tempo, exigindo um alto custo de manutenção dos seus acessos.

As novas soluções para encontros integrais dão preferência à utilização apenas de estacas verticais. Sendo as estacas elementos de pouca resistência à flexão, elas devem ter uma grande flexibilidade horizontal, levando à criação de outros elementos que possam absorver essa desejada flexibilidade, e outros elementos ainda para absorver os esforços horizontais produzidos por frenagem e aceleração, fluência e retração, e variações de temperatura diárias e sazonais.

Nesse sentido, a resistência lateral do solo passa a ser a grande responsável pela absorção dos esforços horizontais das pontes. Tratando-se de pontes integrais, sem juntas, mesmo na conexão com os encontros, as reações horizontais resultantes do solo são maximizadas. A flexibilidade dos encontros termina por distribuir os esforços horizontais necessários ao equilíbrio por todas as fundações das pontes. Desta maneira, os encontros integrais se constituem em um grande desafio à técnica criativa da engenharia moderna.

1.2 Objetivos gerais e específicos

Este trabalho tem por objetivo principal o estudo da tipologia de encontros integrais, dos critérios de análise e de projeto, incluindo os resultados das observações e mensurações de obras realizadas, com o intuito de produzir um documento que possa ser utilizado pela comunidade

de projetistas nacionais, e principalmente, regionais, dado que as melhores soluções vão depender, principalmente, do ambiente natural.

Dentre os objetivos específicos desta dissertação:

- Classificar, tipificar, os encontros integrais e semi-integrais com descrições disponíveis na literatura, com ênfase aos realizados e observados ou medidos.
- Estabelecer os critérios de projeto e métodos de análise estrutural que são utilizados em alguns países.
- Fornecer programas de dimensionamento como exemplos de dimensionamento.
- Compreender melhor e descrever os complexos mecanismos da interação entre os encontros integrais e o solo que o circunda.

A expectativa é que o documento possa ser divulgado entre projetistas nacionais no intuito de promover a aplicação, a regionalização e o desenvolvimento de soluções interessantes desse item de pontes integrais, e que contribuam para a melhoria da qualidade dos projetos das pontes nacionais, diminuindo os seus custos de manutenção, aumentando a sua vida útil e enfatizando a melhor estética produzida pelas leveza produzida pelas pontes integrais, mantendo ainda os elementos pré-fabricados, típicos da sociedade moderna.

2 ENCONTROS INTEGRAIS E SEMI-INTEGRAIS

No geral, as pontes são construídas com aparelhos de apoio e juntas expansivas, que facilitam a acomodação dos movimentos do tabuleiro, que são induzidos por variações de temperatura, diárias e sazonais, frenagem e aceleração, e ainda pela retração e fluênciia. Apesar deste método ser conceitualmente simples, ele é caracterizado por custos significativos de construção e manutenção, pois o tempo de vida útil dos dispositivos é inferior ao da ponte. Devido à estas e outras implicações, que serão detalhadas posteriormente, a utilização de pontes integrais começou a ser adotada em vários locais do mundo.

Pontes integrais são obras em que a ligação entre a superestrutura e a infraestrutura é realizada direta e monoliticamente, ou seja, sem aparelhos de apoio ou juntas expansivas.

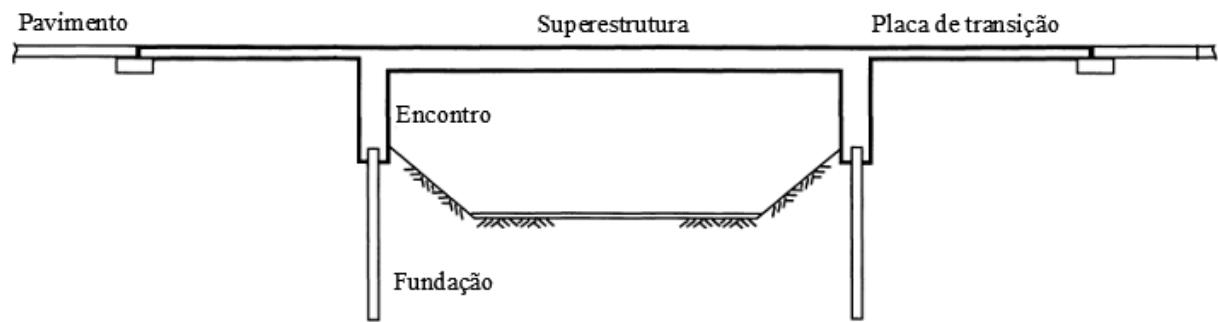


Figura 2.1 - Ilustração simplificada de uma ponte com encontros integrais (adaptado do ARSOY, 1999).

Quanto aos encontros, estes podem ser integrais ou semi-integrais. Nos encontros integrais não são utilizados quaisquer dispositivos auxiliares, enquanto nos semi-integrais são utilizados aparelhos de apoio, implicando em juntas horizontais. O encontro semi-integral acomodará melhor as movimentações que surgirem, porém serão necessárias manutenções na região do apoio, o que pode se tornar difícil devido às condições de acesso. Segundo PINHO (2011), estes tipos de encontros são indicados para pontes extensas, pontes esconsas e nos casos de encontros rígidos, como é o caso daqueles com fundações diretas ou estaqueamentos pouco flexíveis.

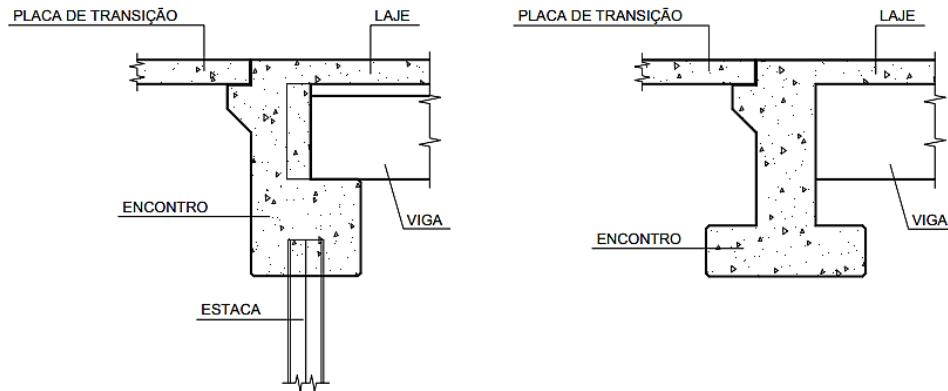


Figura 2.2 – Encontro integral com fundação em estaca e fundação direta (PINHO, 2011).

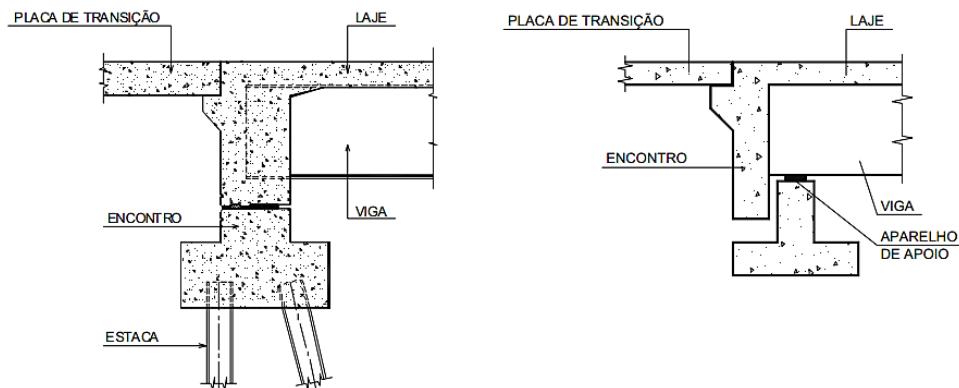


Figura 2.3 – Encontro semi-integral com fundação em estaca e fundação direta (PINHO, 2011).

2.1 Vantagens da utilização dos encontros integrais

A deterioração das juntas nas pontes é algo muito comum, que pode ocorrer devido às intempéries, movimentações da estrutura, forças resultantes do tráfego de veículos e também pela má execução das juntas, que muitas vezes não recebem a atenção necessária. Estes fatores reduzem a vida útil do dispositivo, levando à necessidade de manutenção e, em certos casos, substituição das juntas, resultando em custos elevados para manter a estrutura da ponte em boas condições, além de transtornar os usuários das pontes, pois na realização desses reparos o tráfego necessita ser interditado.

Segundo um estudo realizado por BURKE (1989), os danos causados pelas juntas na estrutura, chegam a ser maiores do que os danos das tensões secundárias que elas têm a função de evitar. Logo, uma das principais vantagens na utilização dos encontros integrais, é a eliminação das juntas, que, a longo prazo, reduz os custos da obra, sendo o fator que teve a maior influência na busca pela utilização de pontes integrais.



Figura 2.4 – Junta danificada no viaduto Procurador Paulo Lutterback Abreu em Belo Horizonte (foto SINAENCO).



Figura 2.5 – Junta danificada no viaduto do Mutuca-Antigo em Belo Horizonte (foto DNIT).

Devido à sua estrutura monolítica, o sistema possui maior capacidade de redistribuir esforços no caso de sobrecargas, como por exemplo, cargas geradas por abalos sísmicos, levando a uma maior eficiência estrutural. Outras vantagens podem ser observadas com relação a estética da

ponte e o conforto no tráfego, tendo em vista que a pista de rolamento se torna mais uniforme na ausência das juntas.

Além das vantagens mencionadas, a utilização de encontros integrais pode auxiliar aumentando o intervalo de comprimentos de tabuleiros que podem ser adotados para cada vão, pois em pontes de múltiplos vãos deve-se respeitar uma relação de comprimento entre os vãos externos e os internos. Essa relação surge, pois um vão externo não pode ser muito longo, implicando em um alto momento fletor positivo, e por outro lado não pode ser reduzido demasiadamente, com relação ao vão interior, para que não ocorra o seu levantamento. Logo ao utilizar encontros integrais, o comprimento dos tabuleiros pode ter uma maior redução, pois a ligação monolítica do encontro com a superestrutura funciona como contrapeso, assim como pode ter um aumento significativo, devido ao momento negativo que irá surgir no encontro, equilibrando o momento positivo atuante no vão externo.

2.2 Limitações na utilização dos encontros integrais

Sempre que viáveis, os encontros integrais deveriam ser adotados, respeitando as suas limitações, para que suas vantagens possam ser devidamente aproveitadas e a segurança estrutural não seja afetada. Devido às incertezas relativas à interação estrutura-solo e suas limitações, a adoção deste sistema estrutural se torna pouco generalizada. Os principais fatores que devem ser considerados no estudo de viabilidade são:

Comprimento da ponte

A temperatura e seu movimento de contração e expansão, geram forças e movimentos no encontro, talude de aproximação, estacas que suportam o encontro e solo da fundação, com grande probabilidade de levar à assentamentos diferenciais, formar vazios no solo e reduzir a resistência à carga axial das estacas. Como os deslocamentos originados das variações térmicas são diretamente proporcionais ao comprimento da ponte, esse fator se torna de elevada importância, podendo levar a inviabilidade da adoção dos encontros integrais.

Geometria da ponte

Quanto à geometria da ponte, devem ser observadas com mais cautela as pontes esconsas, caracterizadas por encontros não perpendiculares ao eixo do tabuleiro, e as pontes de eixos curvos no plano horizontal. No caso das pontes enviesadas, quando a expansão térmica do tabuleiro ocorre e o solo reage, surge um impulso onde as componentes transversais, caso não

sejam equilibradas, podem formar um binário, provocando rotação da ponte no plano horizontal. Quanto mais enviesada for a ponte, maiores serão as componentes transversais do empuxo do solo, logo o ângulo deve ser limitado. Esta limitação normalmente varia entre 0° a 45°, de acordo com a localização da ponte, porém a maior parte da literatura técnica adota um limite de 30°.



Figura 2.6 – Rotação do tabuleiro no plano horizontal em pontes integrais esconsas (AKIYAMA, 2008).

Quando for inevitável um ângulo de viés alto, outras alternativas podem ser analisadas, como adotar uma abordagem semi-integral, que forneceria uma menor restrição e consequentemente um empuxo transversal reduzido, ou adotar um encontro perpendicular ao eixo da ponte, porém essa alternativa não é comumente adotada, devido às questões de estética e economia.

Nas pontes curvas o movimento originado das ações térmicas também gera um empuxo do solo, porém, aliado à força da gravidade, surge um momento de torsão no tabuleiro, além do binário de forças que atua no plano horizontal, que juntos provocam um deslocamento radial na ponte, implicando em uma redução de esforços no encontro, porém deformando os pilares no plano transversal, sendo necessário que estes pilares tenham a flexibilidade requerida para permitir que o deslocamento no seu topo aconteça.

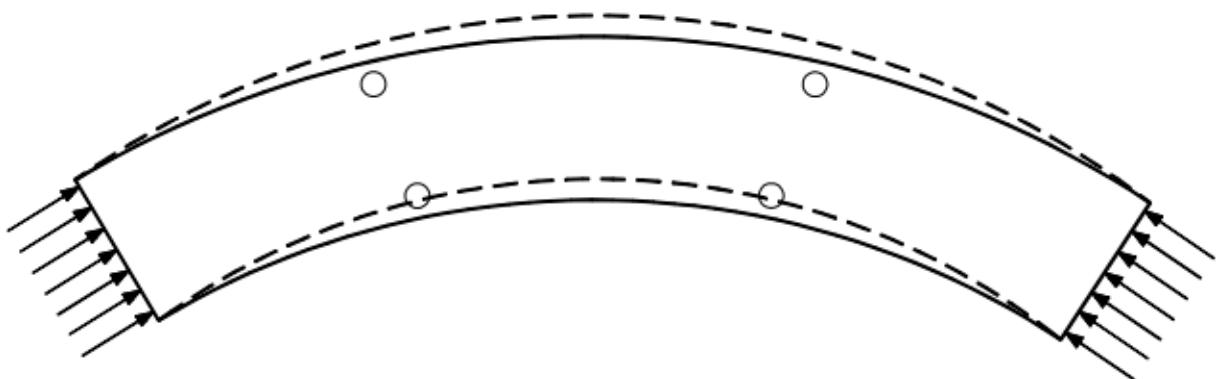


Figura 2.7 – Efeito da variação térmica em ponte integral curva

Fundações

O tipo de fundação que será utilizada tem grande influência na escolha do encontro, uma vez que encontros semi-integrais são preferíveis em fundações de elevada rigidez e incompatíveis com os deslocamentos e rotações previstos, pois fornecem menor restrição do que os encontros integrais, devido aos seus aparelhos de apoio. A questão dos recalques e assentamentos diferenciais também deve ser cuidadosamente analisada, pois pode inviabilizar a utilização dos encontros integrais.

Todos estes fatores devem ser analisados em conjunto, tendo em vista que estão interligados, além de levar em consideração, ao longo do estudo, questões como materiais e métodos construtivos, características regionais da área, tipo de rodovia, topografia, etc.

2.3 Histórico

A utilização de pontes de encontros integrais não é algo recente, podendo ser observada a existência delas desde o século I a.C., época em que a Ponte do Gard, França, provavelmente foi construída pelos romanos, além de outras obras significativas como a Ponte de Alcântara, na Espanha, executada entre 104 e 106 d.C.



Figura 2.8 – Ponte do Gard, situada no sul da França (adaptado Google Imagens).

Como naquela época os materiais mais utilizados eram pedras, rochas ou madeiras, que possuem coeficiente de dilatação linear relativamente baixos, e as distâncias à serem vencidas não eram tão grandes, as pontes integrais eram muito generalizadas, porém com o passar dos anos e com o desenvolvimento do concreto armado, e o surgimento do concreto protendido, foi

possível vencer vãos maiores, levando a adoção de juntas de dilatação e aparelhos de apoio, para então acomodar os movimentos que se intensificaram devido ao elevado comprimento das pontes.

Ao longo do tempo, o elevado custo de manutenção desses dispositivos foi sendo reconhecido, e se iniciou a busca pela utilização das pontes integrais. Um dos primeiros registros dessa utilização, segundo um estudo realizado em 2009 pela *University of Maryland*, foi no Colorado 1920, seguido por Massachusetts em 1930 e Kansas e Ohio em 1938. A ponte de Ohio, Teens Runs Bridge, se destaca por ser a mais extensa dessas pontes iniciais, e pode-se considerar que foi tomada como base para centenas de pontes similares que vieram depois.



Figura 2.9 – Teens Run Bridge, 1995, Ohio, Estados Unidos (adaptado Google Imagens).

A Happy Hollow Creek Bridge (Figura 2.10), é a ponte com encontros integrais mais extensa já construída, localizada no estado Tennessee, Estados Unidos da América, com 358 metros, distribuídos ao longo de 9 vãos de vigas de concreto pré-moldadas e protendidas, onde cada vão varia entre 38,8 e 42,2 metros de comprimento. Construída em 1938, a ponte tem mostrado performance satisfatória.

Apesar do crescimento que ocorreu na adoção deste sistema estrutural, e de inúmeras pontes apresentarem comportamento satisfatório e duradouro, algumas pontes nos Estados Unidos apresentam problemas, que provavelmente têm relação com a necessidade de uma melhor compreensão da interação solo-estrutura e sua imprevisibilidade. Uma pesquisa realizada em 2004 pela *Federal Highway Administration* (FHWA), indicou que nos estados analisados, os problemas mais recorrentes eram referentes ao assentamento e fissuração da placa de transição e fissuração dos encontros.



Figura 2.10 – Happy Hollow Creek Bridge, Tennessee, EUA (adaptado Google Imagens).

2.4 Prática corrente

Apesar de trazer muitos benefícios, as pontes integrais não têm uso generalizado no Brasil, devido ao desconhecimento da existência dessa alternativa, e principalmente pela ausência de estudos mais específicos sobre a concepção estrutural relacionando-a com as características climáticas e geológicas, tanto nacionais quanto regionais. Unindo os fatores citados e o fato da norma técnica brasileira para projeto de pontes (NBR 7187:2003) ser bastante vaga, a expansão nacional desse modelo estrutural se torna difícil, existindo apenas algumas pontes integrais de pequenas extensões no território brasileiro.

Com as pesquisas que se iniciaram na década de 90 e sua intensificação com o passar dos anos, as pontes integrais puderam ser adotadas com mais confiança, e os estudos possibilitaram reformular conceitos existentes sobre esse tipo de construção, tendo uma ampla utilização em alguns países, onde cada país ou estado, tem seu próprio critério de análise e de projeto. A seguir comenta-se sobre a adoção da construção integral em alguns países.

2.4.1 Estados Unidos da América

Os Estados Unidos vêm utilizando este conceito estrutural há bastante tempo, e cada vez mais comprovando as vantagens das pontes integrais, sendo o país onde a maior ponte integral está construída, a Happy Hollow Creek, mencionada anteriormente. Nos EUA as decisões referentes à projeto, construção e manutenção de obras de arte é responsabilidade do DOT (*Department of Transportation*) de cada estado, o que explica as diferenças entre as exigências relacionadas às pontes integrais existentes no país, ou como o estado do Arizona, nem sequer permite sua

utilização. Segundo uma pesquisa realizada em 2009 pela *University of Maryland*, dos 50 estados, 41 são adeptos a utilização de encontros integrais, dos 9 restantes, três nunca realizaram este tipo de obra (Alabama, Delaware e Louisiana), três interromperam a utilização devido à sérios problemas (Alaska, Arizona e Mississippi), e os restantes não consideravam a alternativa vantajosa, comparada ao conceito estrutural convencional que usavam, (Florida e Texas) ou era preferida a utilização de encontros semi-integrais (Washington).

Assim cada estado determina suas limitações, e às atualiza com o passar do tempo tomando como base obras anteriores bem-sucedidas, o que pode ser bem conservativo. Quanto à algumas considerações na etapa de análise estrutural, uma pesquisa realizada pela *Federal Highway Administration*, em 2004, mostrou que, dos estados analisados, apenas 72% consideravam a variação de temperatura, enquanto apenas 33% e 44% consideravam a fluência e a retração, respectivamente, o que evidencia a individualidade das regulamentações de cada estado.

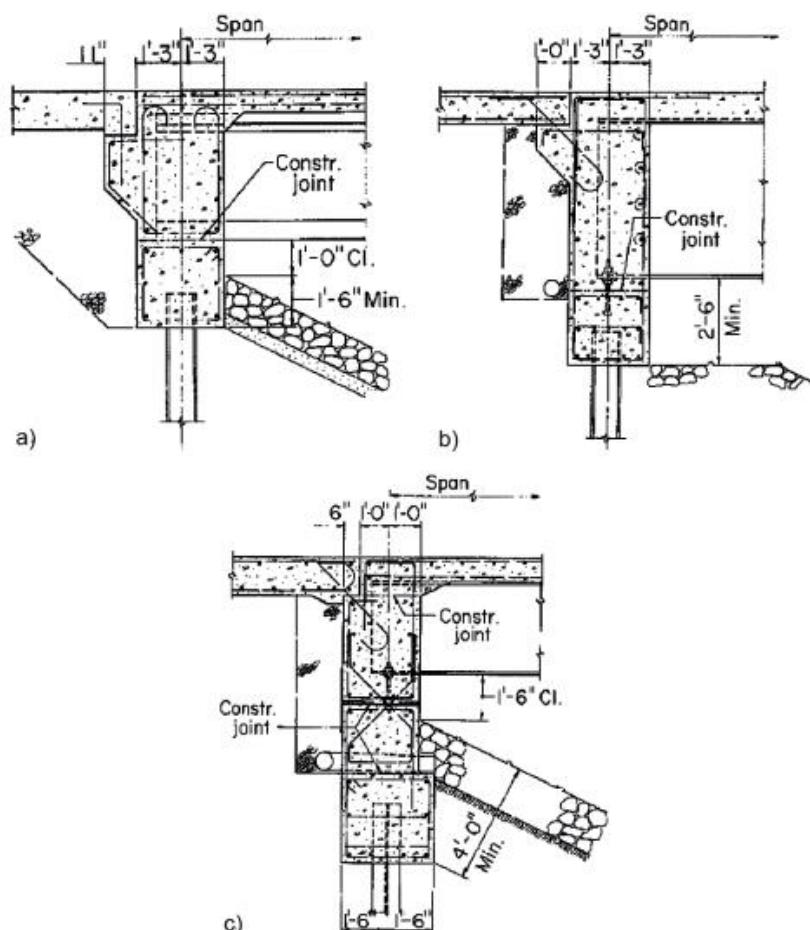


Figura 2.11 – Detalhes de encontros integrais: a) Illinois; b) Tennessee; c) Ohio (LAN, 2012).

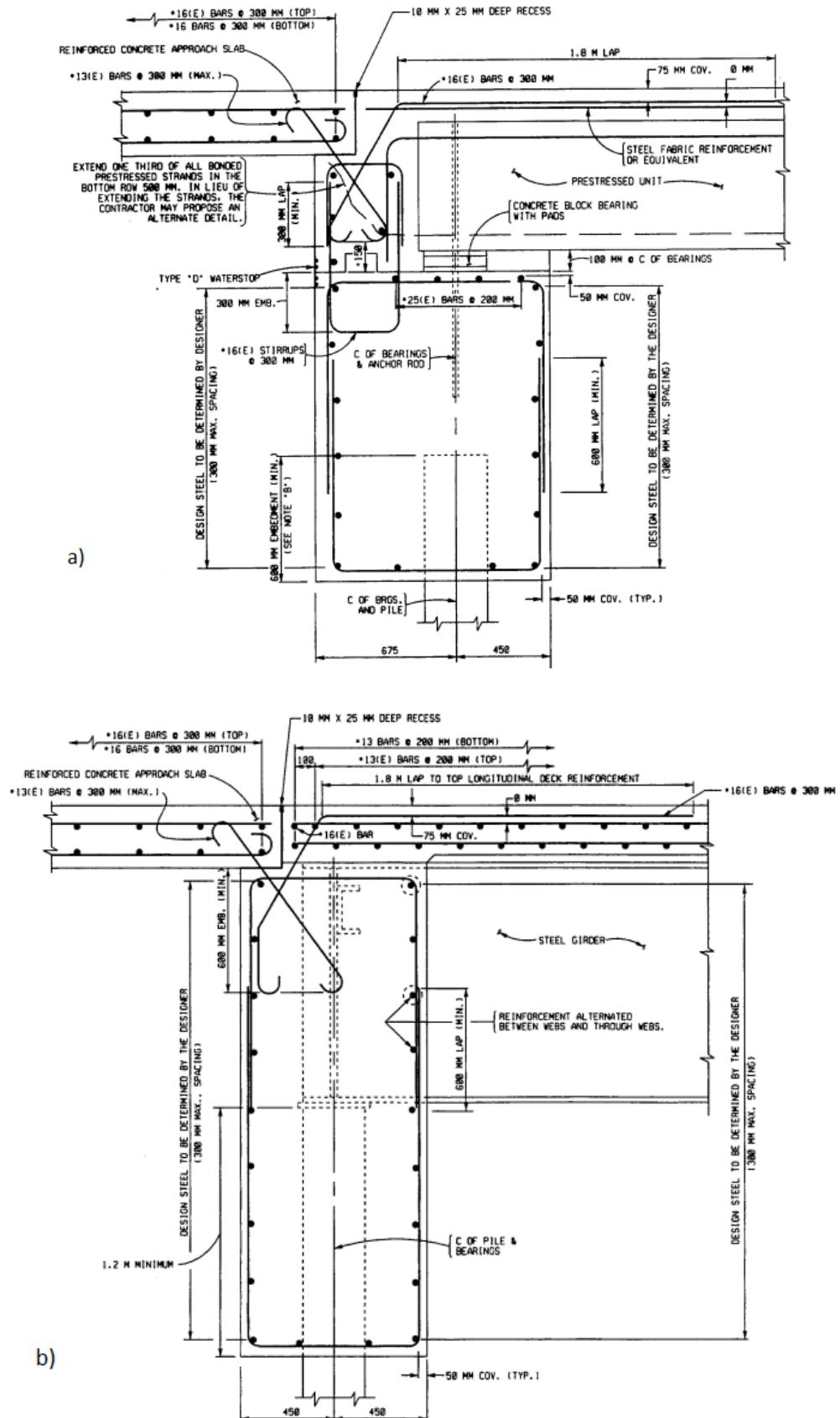


Figura 2.12 – Detalhe de encontros integrais do *New York State DOT* (1999): a) com vigas de concreto pretendido; b) com vigas de aço;

2.4.2 Reino Unido

O Reino Unido foi o pioneiro na utilização de pontes integrais na Europa, importando o conceito dos E.U.A. em torno da década de 60, e seu uso foi intensificado após publicação do *Design Manual of Roads and Bridges*, pela *Highways Agency*, constando no volume 1, seção 3, que pontes de até 60 metros de comprimento e esconsidate inferior ou igual à 30°, devem ser contínuas e integrais com seus encontros, sendo válidas para pontes de aço, de concreto pré-moldado e protendido e pontes mistas, respeitando a deformação longitudinal máxima de $\pm 20\text{mm}$, em um período de 120 anos, devido aos movimentos cíclicos gerados pela expansão térmica. Uma vez que a nova exigência foi feita, no período de 2000 a 2005 cerca de quase metade das pontes eram integrais (Figura 2.13), onde as que utilizavam o conceito convencional, normalmente eram devido ao longo comprimento ou elevada esconsidate.

O manual contém indicações quanto ao solo à ser utilizado no aterramento, recomendando que seja um material granular bem compactado, visando reduzir o recalque decorrente do movimento cíclico exercido pelo encontro, e recomenda que em pontes de comprimento superior a 40 metros, o material do aterro não deve possuir ângulo de atrito interno maior que 45°. Ao serem analisados os empuxos passivos, estes devem ser considerados como carga permanente, com coeficientes de segurança iguais a 1,5 para estado limite último, e 1,0 para estado limite de serviço. Quanto às fundações, o país não torna obrigatória a utilização de estacas nos encontros integrais, o que é uma contradição às exigências de alguns estados americanos. O manual também faz recomendações relativas à temperatura, drenagem, pavimentação, alas, etc. e define alguns tipos de encontros.

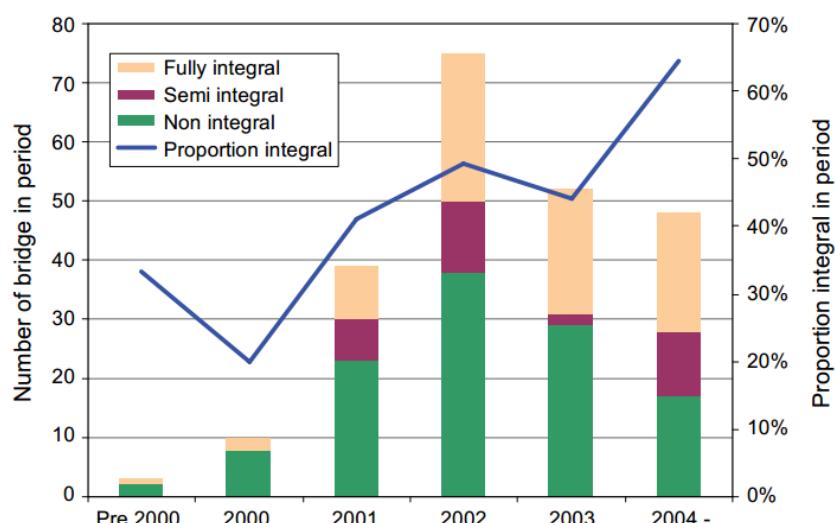


Figura 2.13 – Percentual de pontes integrais no Reino Unido até 2005 (ILES, 2006).

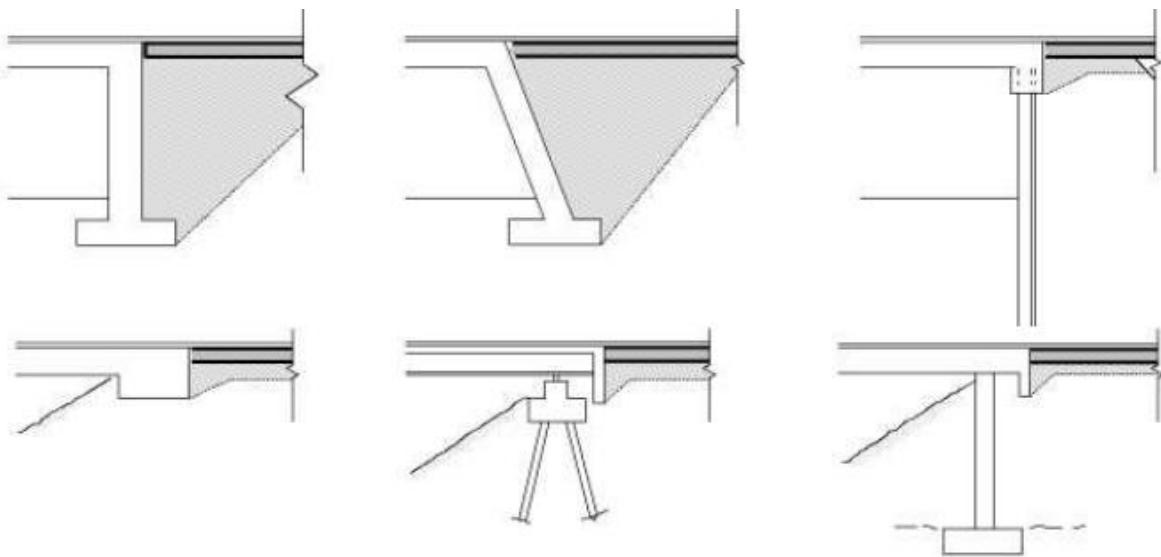


Figura 2.14 – Tipos de encontros integrais definidos no *Design Manual of Roads and Bridges* (HIGHWAYS AGENCY, 2003).

2.4.3 Canadá

Das dez províncias do Canadá, quatro apresentam uso significativo do conceito de ponte integral, são estes Alberta, Ontário, Quebec e Nova Escócia, sendo a província de Ontário, a primeira a construir uma ponte integral no país. O Ministério de Transporte de Alberta publica o *Bridge Structures Design Criteria*, que contém itens que a engenharia considera importante para a construção das pontes na província de Alberta, com a última atualização, até a data, em abril de 2017. No apêndice A deste documento, constam as informações relevantes sobre as pontes integrais e seus encontros, sem apresentar um caráter restritivo, de forma a impedir inovações, e sim buscando guiar a utilização do conceito integral.

Através do documento, o Ministério de Transporte de Alberta faz algumas recomendações, como:

- As pontes de 100 metros ou menos, devem ser construídas de forma contínua e integrais com seus encontros, desde que seja viável.
- No geral, deve-se evitar pontes integrais com esconsidate maior do que 20°.
- Encontros integrais devem ser evitados quando forem previstos recalques excessivos do aterro de aproximação, pois isso acarretará em um assentamento significativo da parte livre da placa de transição, causando um desnivelamento e impedindo o funcionamento apropriado do encontro, tendo em vista que a placa de transição terá dificuldade em se movimentar longitudinalmente.

- Realizar drenagem e compactação do solo apropriadas, para se ter uma estrutura eficaz e durável.
- Utilizar estacas suficientemente flexíveis, através de uma única fileira de estacas de aço em perfil H, orientadas de forma a se curvarem em torno do eixo fraco.

A província de Ontário faz as mesmas recomendações, e tem adquirido experiência considerável nos últimos anos, apresentando resultados satisfatórios com relação as pontes de comprimento igual ou inferior a 100 metros.

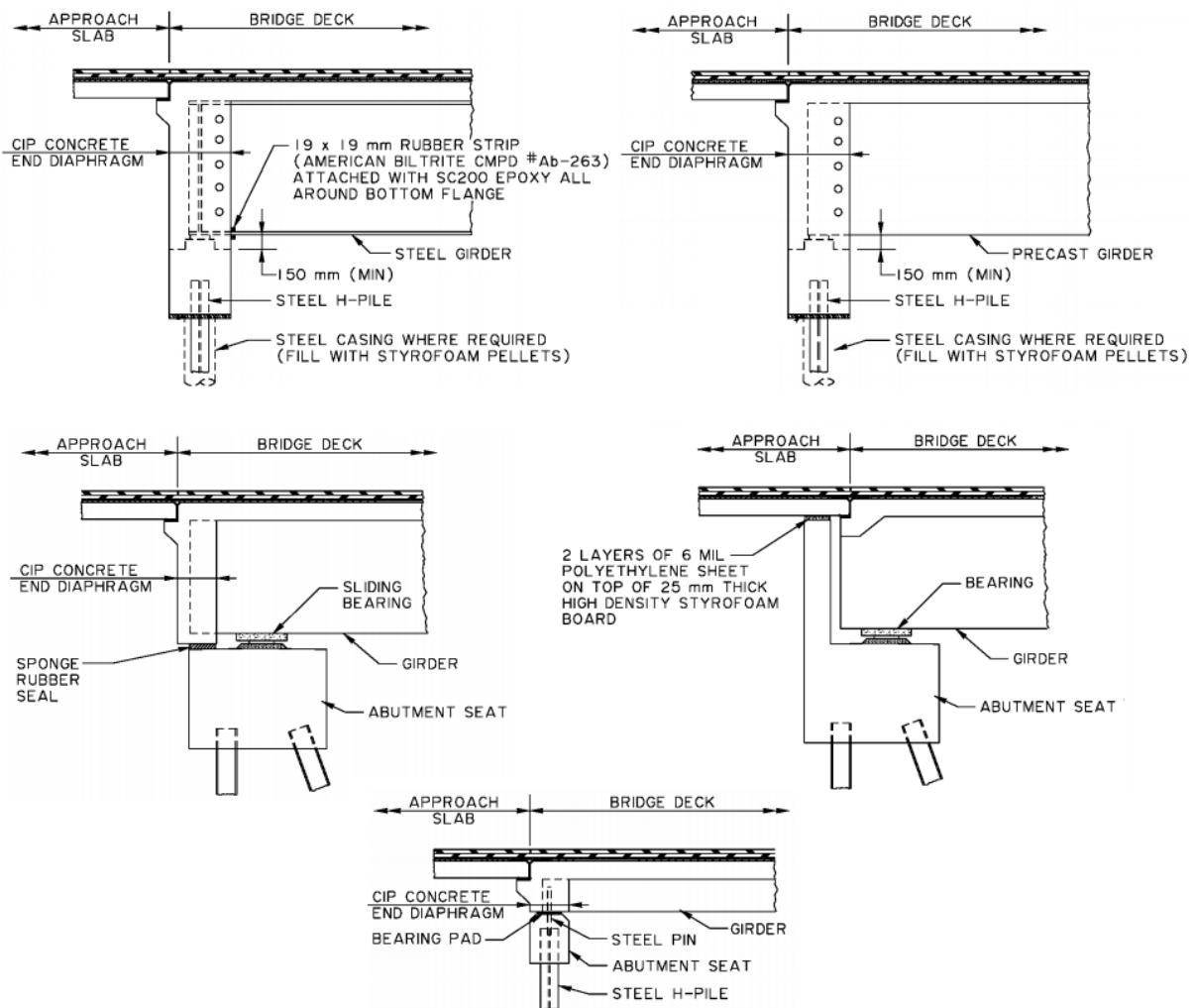


Figura 2.15 – Tipos de encontros integrais e semi-integrais definidos no *Bridge Structures Design Criteria* (ALBERTA TRANSPORTATION, 2017).

2.4.4 Suécia

Na Suécia a utilização de pontes integrais é bem difundida, porém restringe-se à pequenos comprimentos, geralmente em torno de 20 metros, provavelmente devido ao caráter conservativo que a *Swedish National Road Administration* apresenta com relação ao tema,

sendo preferível a utilização de encontros semi-integrais em pontes de comprimento mediano, em torno de 20 a 60 metros. Entretanto, nos últimos anos foram construídas algumas pontes integrais, o que indica interesse do país no conceito estrutural.

Graças às pesquisas realizadas na *Luleå University of Technology*, os critérios de análise e de projeto das pontes contínuas e integrais com seus encontros estão sendo desenvolvidos e atualizados na Suécia, um exemplo pode ser observado na *The Leduån Bridge*, construída com o propósito de pesquisar e estudar o conceito integral.



Figura 2.16 - The Leduån Bridge, Suécia (adaptado Google Imagens).

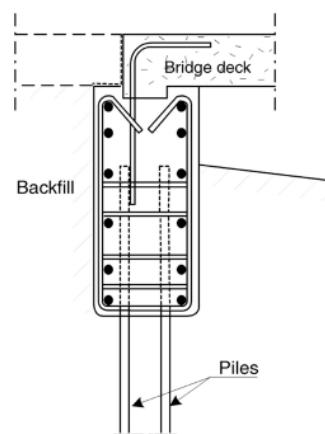


Figura 2.17 – Detalhe de típico encontro integral utilizado na Suécia (LAN, 2012).

2.4.5 Japão

Em 1996 foi construída a primeira ponte integral no Japão, e apesar de sua utilização não ser tão grande quando comparada com os países norte americanos ou com o Reino Unido, as vantagens que o conceito estrutural traz tem impulsionado sua generalização no país. O *Structures Design Manual for Highways and Railways*, responsável por estabelecer padrões e guiar a construção de rodovias e ferrovias de Hong Kong, até sua edição de 2013, não menciona pontes ou encontros integrais, entretanto os companhias *East, Central and West Nippon*

Expressway Corporation, publicaram algumas especificações envolvendo limite de esconsidate, que deve ser 0°, e quando for inevitável a construção de pontes enviesadas, que o ângulo de viés não ultrapasse 15°, utilização do modelo de coulomb para analisar os esforços exercidos pelo solo, detalhes construtivos específicos, entre outros.

No mesmo ano em que foram publicadas as diretrizes mencionadas acima, 2004, foi publicado outro manual por responsabilidade da *Public Works Research Centre* e da *Nippon Steel Corporation*, contendo especificações para utilização de pontes integrais de aço, como evitar pontes esconsas e a utilização do conceito de integral em pontes com mais de 50 metros, sugere detalhes construtivos e modelo estrutural de análise específico, e também recomenda que as fundações dos encontros sejam formadas por estacas alinhadas em uma única fileira.

Apesar do conceito integral apresentar maior redundância, redistribuindo com mais eficácia sobrecargas que possam atuar na ponte, o Japão ainda não realizou estudos que simulasse terremotos de grande escala, nível 4 (LAN, 2012). A *Koitogawa Bridge*, uma das maiores pontes integrais do Japão com 120,8 metros, constituída por uma superestrutura celular de concreto protendido, pilares robustos nas fundações e aterro de aproximação composto por solo tratado com cimento, que auxilia na contenção dos recalques nas proximidades do encontro além de proporcionar um alívio dos empuxos do solo, e devido à esses fatores, esta ponte foi dimensionada com análise sísmica para terremotos de nível 2, onde normalmente eram considerados abalos sísmicos de nível 1 (AKIYAMA, 2008).



Figura 2.18 - Koitogawa Bridge (Prefeitura de Chiba, Japão).

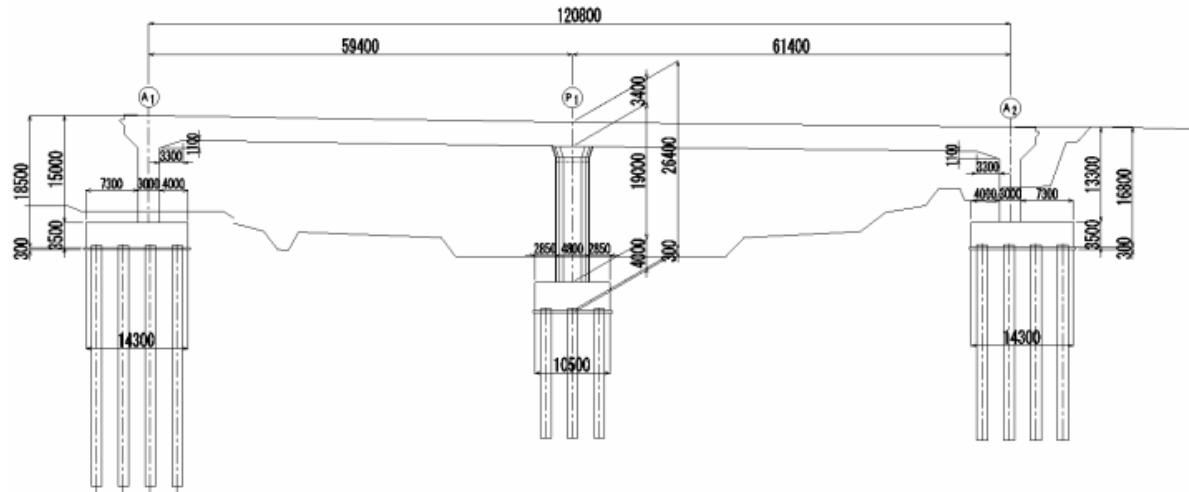


Figura 2.19 – Elevação da Koitogawa Bridge (Prefeitura de Chiba, Japão).

2.4.6 Austrália

A utilização do conceito integral na Austrália não é tão popular, tendo em vista que as condições climáticas do país são relativamente benignas, onde as estradas australianas raramente são atingidas por neve ou congelamentos, o que torna raro o uso de sais para descongelar os pavimentos, implicando em menores danos nas juntas das estruturas, o que explica o fato de não existirem documentos oficiais contendo diretrizes para execuções de pontes integrais na Austrália, e suas construções serem baseadas em especificações gerais do *The Australian Bridge Design Code* e literatura relevante da área, normalmente norte americana ou europeia.

Os típicos encontros integrais australianos, são suportados por uma única fileira de estacas de aço, perfil H, orientadas de forma a se curvarem em torno do eixo fraco (menor momento de inércia), porém estacas de concreto pré-moldadas já foram adotadas no país.

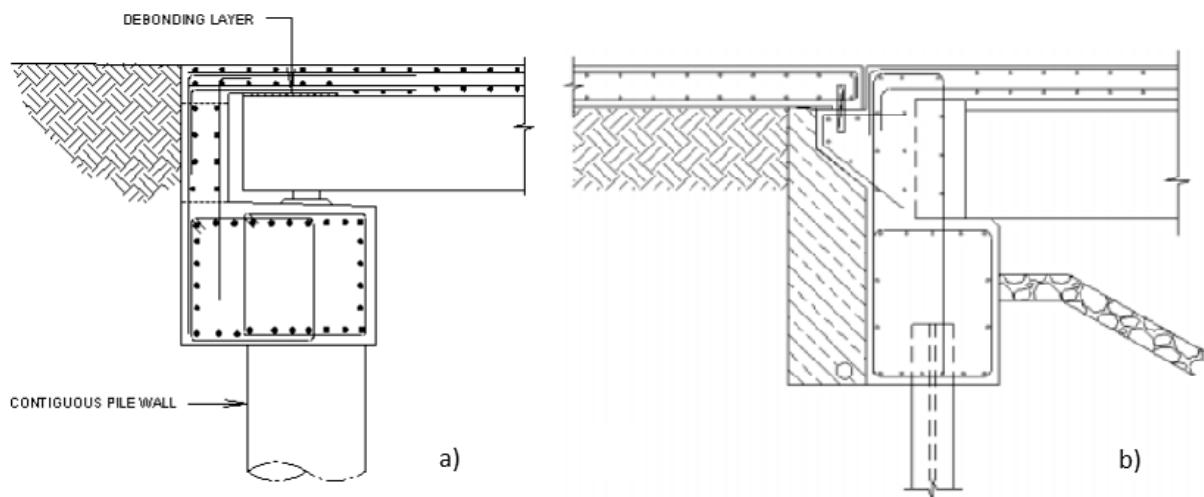


Figura 2.20 – Encontros típicos australianos: a) semi-integral; b) integral (CONNAL, 2004).

Um estudo foi conduzido em uma ponte australiana, a *Gillies Street Bridge*, que foi construída em 1995, com 59 metros de comprimento, dois vãos, 10° de esconsidade, material granular com ângulo de atrito interno em torno de 30° à 35° e uma placa de transição enterrada, abaixo do nível do pavimento como mostra a Figura 2.21.

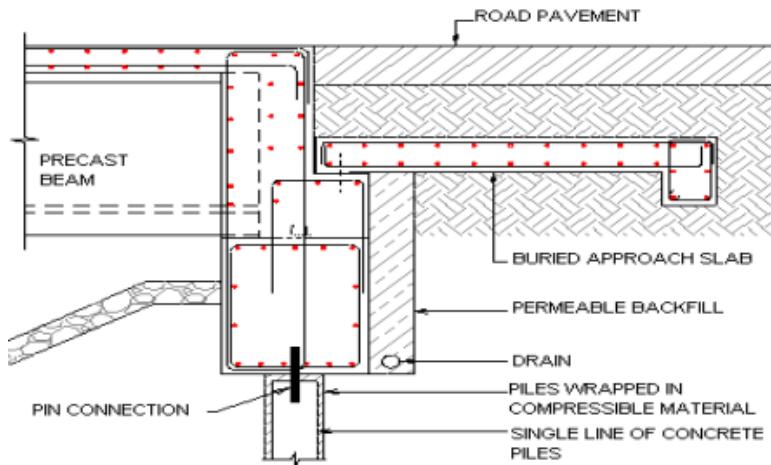


Figura 2.21 – Detalhe de encontro integral e placa de transição enterrada (CONNAL, 2004).

Através do estudo da *Gillies Street Bridge*, foi concluído que:

- Pontes integrais de concreto protendido de até 60m têm performance eficaz.
- Os efeitos da retração e secagem causaram um encolhimento da superestrutura, que foi maior do que a expansão causada pelas forças térmicas.
- A necessidade de acomodação dos movimentos dos encontros é melhor atendida por uma placa de transição no nível do pavimento, do que por uma placa enterrada.
- Os momentos nas estacas podem ser bastante reduzidos com a utilização de pinos na conexão com os encontros.
- São preferíveis alas pequenas e compactas, e quando for inevitável que seu tamanho seja grande, que elas sejam construídas separadamente dos encontros, para não dificultar sua movimentação.

Apesar do surgimento de rachaduras na parte de trás do encontro, a ponte tem apresentado comportamento satisfatório, sem levar à maiores problemas ou afetar a sua segurança estrutural.



Figura 2.22 - Gillies Street Bridge (CONNAL, 2004).

2.5 Placa de transição

A placa de transição foi idealizada com o objetivo de amenizar os efeitos dos recalques diferenciais entre os encontros das pontes e os aterros adjacentes, proporcionar uma transição confortável e prover uma melhor proteção contra infiltrações e erosão do material do aterro. Apesar de todas as pontes estarem sujeitas a estes problemas, as que são projetadas com o conceito integral estão em desvantagem, pois são mais afetadas pelas variações diárias de temperatura, submetendo o solo à carregamentos laterais cíclicos (ARSOY, 1999).

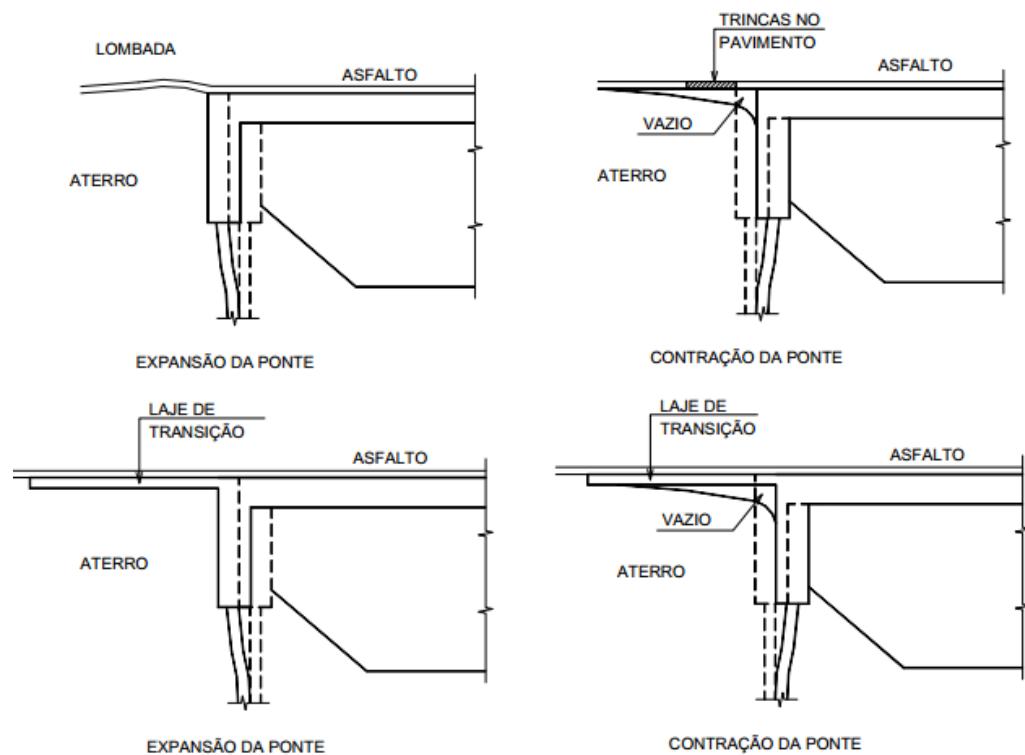


Figura 2.23 – Comportamento típico de um encontro integral com e sem laje de transição (ARSOY et al., 1999).

Segundo um estudo realizado pela *Iowa State University* em 2005, a maioria dos DOTs (*Departments of Transportation*) utilizam dois tipos de conexões entre as placas de transição e as pontes. A primeira forma consiste na ligação entre a placa e o encontro, ou uma extensão do tabuleiro, e a segunda se trata do apoio da placa na parte superior do encontro (Figura 2.2).

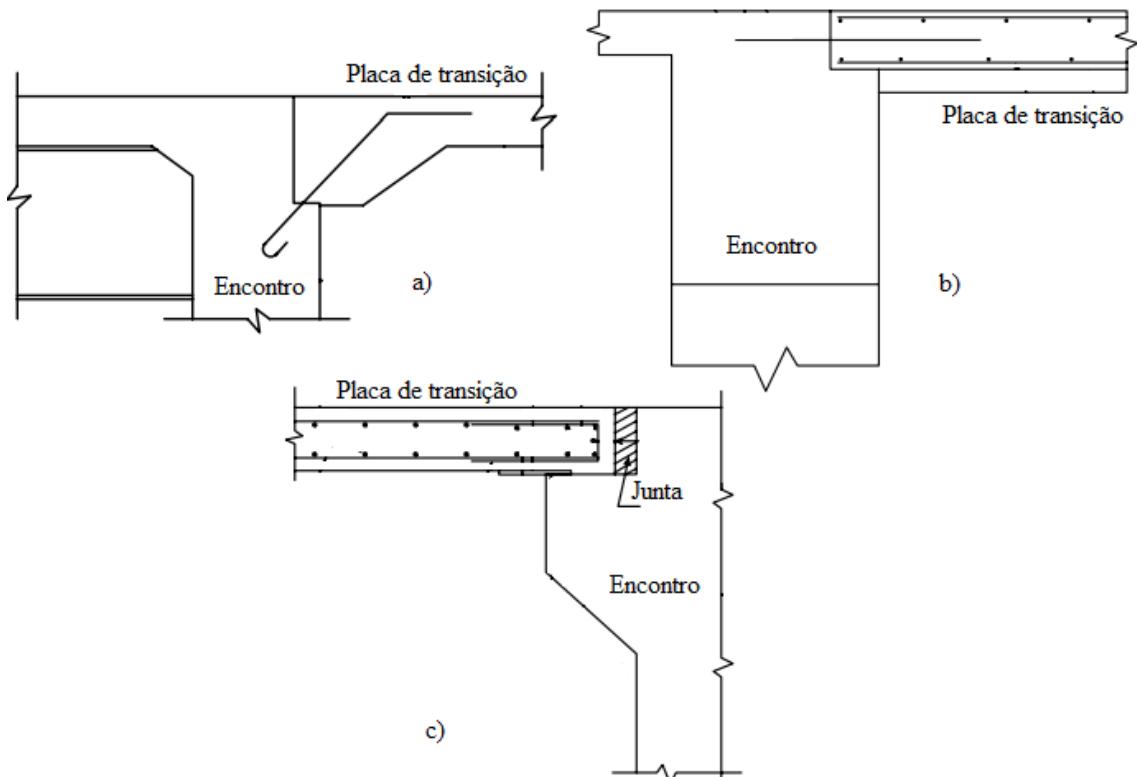


Figura 2.24 – Tipo de ligação entre placa de transição e ponte, realizando a conexão: a) no encontro (adaptado de Ohio DOT, 2003); b) na extensão do tabuleiro (adaptado de Missouri DOT, 2003); c) simplesmente apoiada no topo do encontro (adaptado de Iowa DOT, 2004).

Apesar do método de conexão do tipo b, indicado na figura acima, auxiliar na transferência dos carregamentos, é comum o aparecimento de rachaduras na área, pois o movimento cíclico que é gerado nos encontros é dificultado pela ligação rígida com a placa, além desta última rotacionar, devido ao assentamento do solo. Se a placa fosse simplesmente apoiada nos consolos do encontro, a rotação seria permitida, porém surgiria outro problema. Com o passar do tempo, a expansão e contração da ponte, levaria ao afastamento gradativo da placa do seu suporte, podendo chegar ao ponto de assentar com o solo e não ser capaz de exercer as funções para qual foi dimensionada. Tendo em vista os fatores citados, a conexão mais favorável, seria a exemplificada no tipo a (Figura 2.24), pois permitiria a rotação e não estaria sujeita ao problema do afastamento.

A maioria dos estados nos E.U.A. requerem que sejam construídas placas de transição quando forem utilizados encontros integrais, e quase 46% desses estados reportaram problemas de

manutenção referentes aos assentamentos (Maruri e Petro, 2005). Segundo uma pesquisa realizada por Hoppe (1999) com 39 DOTs, os comprimentos das lajes de transição variavam entre 3 e 12 metros e espessura de 20 a 44cm. Enquanto na Europa, as lajes de transição não são requeridas quando forem construídos encontros integrais, porém quando utilizam, preferem que o comprimento da placa seja em torno de 3 a 8m. Para determinação das dimensões das placas de transição, as recomendações são baseadas em construções anteriores, simulações com elementos finitos e métodos de cálculo aproximados (ARSOY, 1999).

De forma geral, a eficiência das placas de transição irá depender das suas dimensões, da sua armação, do tipo de conexão entre ela e a ponte e da utilização da *sleeper slab*, que se trata de uma base de concreto armado para apoio da extremidade da placa localizada no aterro, que tem como função distribuir melhor as pressões no solo, consequentemente reduzindo os recalques e a infiltração de água abaixo da placa de transição, na junta entre esta e o pavimento.

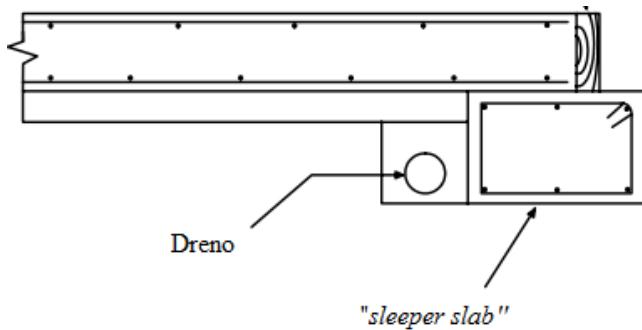


Figura 2.25 – Utilização da *sleeper slab* em uma placa de transição (adaptado de Missouri DOT, 2003).

2.6 Aterros

Devido à complexidade da interação solo-estrutura, o solo utilizado no aterro adjacente ao encontro deve ser escolhido cuidadosamente, assim como sua disposição (preferencialmente formando 45° com a base do encontro) e sua compactação, onde esta última não deve ser excessiva, representando elevada rigidez e dificultando a movimentação dos encontros, assim como não deve ser nula, pois apesar de aliviar as pressões horizontais, estaria deixando o aterro sujeito à fuga de material, e possível entupimento dos drenos, logo a situação mais favorável seria através de um equilíbrio entre as duas situações.

Um material ideal para utilização no aterro deveria ser elástico, resistente à erosão e fácil de se compactar, o que pode ser atendido por solos granulares, que têm comportamento mais elástico do que os solos argilosos. Segundo Whals (1990), materiais com menos de 5% passando na peneira número 200, são mais fáceis de se compactar com vibradores de pequeno porte,

recomendando a utilização de solos com essa característica e com índices de plasticidade menores que 15%.

Em situações onde o uso do conceito integral seja inviável devido à elevadas pressões laterais ou assentamentos excessivos, como em pontes muito enviesadas ou de grande extensão, existe a opção de realizar o tratamento do aterro, onde Horvath (2000) deu maior atenção à duas soluções específicas. A primeira solução consiste no reforço do aterro através de uma geogrelha ou material geotêxtil, dando uma maior estabilidade ao solo, e para acomodar o movimento dos encontros, alguns sugeriram que fosse deixado um espaço vazio entre estes e o solo, da ordem de 10cm ou mais (EDGAR et al. 1989), entretanto não há garantia de que este espaço não seja preenchido por outros materiais, carreados por infiltrações ou processos erosivos, logo é preferível a utilização de uma inclusão compressível, normalmente de poliestireno expandido (Geofoam EPS), que fornece certa confiabilidade, previsibilidade e praticidade.

A segunda solução consiste na utilização da inclusão compressível e na substituição de parte do solo por blocos de geofoam EPS, que diferentemente dos utilizados na solução anterior, devem ter rigidez elevada para serem capazes de suportar as cargas rodoviárias e o peso da placa de transição sem deformações excessivas. Esta alternativa é particularmente atrativa em solos muitos compressíveis, a densidade dos blocos, em torno de 1% da densidade do solo, minimiza consideravelmente os assentamentos e reduz as pressões nos encontros e nas fundações. Para a proteção dos blocos é recomendada a utilização de material geotêxtil abaixo da placa de transição.

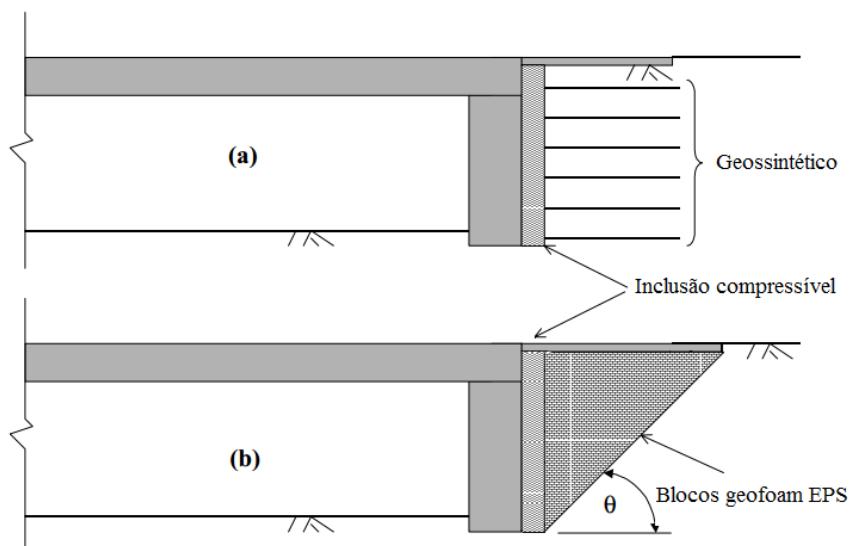


Figura 2.26 – Soluções de tratamento de aterros: a) solo reforçado com geogrelha; b) aterro de blocos de poliestireno expandido (adaptado de HORVATH, 2000).

2.7 Alas

As alas são estruturas adjacentes aos encontros, que tem o propósito de reter o solo do aterro, evitando fuga de material e garantindo a estabilidade na zona de aproximação da ponte. A orientação das alas pode ser paralela, formato “U”, ortogonal ou inclinada, e pode afetar a magnitude das pressões laterais. Segundo testes realizados por Thomson e Lutenneger (1998), quando as alas estiverem orientadas paralelamente às longarinas, “U”, surgem elevadas pressões no aterro, quando comparadas com as ortogonais. Apesar desta vantagem da configuração ortogonal, nas pontes integrais, onde terão movimentos mais significativos dos extremos da ponte, a área de contato entre a ala e o solo é maior nesta situação, originando uma força total resultante do empuxo lateral maior, o que pode tornar a orientação “U” mais viável em certos casos, que também tem o benefício de reduzir os assentamentos na zona de aproximação.

Quanto às dimensões das alas, os limites variam muito, normalmente ficam entre 3 e 4 metros, quando as alas forem construídas integralmente com os encontros, e caso passem do limite são requeridas que sejam executadas independentes, em suas próprias fundações e isoladas dos movimentos dos encontros. Embora não seja comum, alguns países permitem a utilização de estacas abaixo das alas, entretanto a grande maioria dos locais não permitem esta concepção. Nos E.U.A., 66% dos estados envolvidos em uma pesquisa feita por Kunin (1999), relataram que permitiam o uso de alas paralelas, porém não permitiam estacas na fundação, para possibilitar a translação e rotação do encontro e evitar o surgimento de forças na estrutura que não foram consideradas na etapa de projeto.

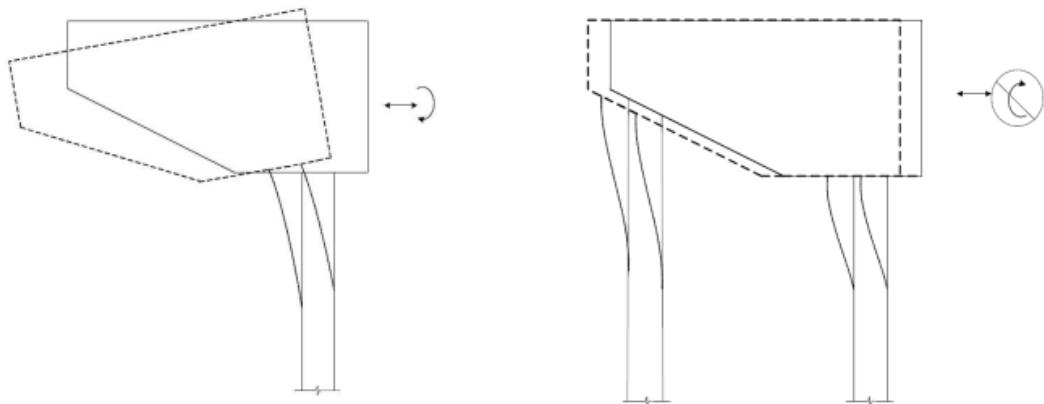


Figura 2.27 – Impedimento do movimento longitudinal da ponte em alas paralelas com fundações em estaca (WHITE, 2008).



Figura 2.28 – Ponte com alas na configuração paralela (KEROKOSKI; LAAKSONEN, 2005).

2.8 Fundações

Normalmente em encontros comuns, são utilizadas várias linhas de estacas inclinadas, que transmitem os esforços para o solo através do atrito lateral e efeito de ponta, porém esta concepção apresenta grande rigidez, se tornando mais viável a utilização de estacas verticais, flexíveis, que possibilitem os movimentos longitudinais da ponte. Segundo um estudo realizado por Arsoy em 2002, onde foi estudado o desempenho de estacas metálicas, em perfil H e tubulares, e também estacas de concreto protendidas, sob ação de deslocamentos laterais cíclicos, as estacas que apresentaram os melhores resultados foram as em perfil H, que são comumente orientadas com o eixo forte (maior inércia) no mesmo sentido do movimento longitudinal, figura 2.29(b), pois para uma mesma deflexão, esta configuração gera menos tensões do que se fosse posicionada com o eixo fraco (menor inércia) em igual posição, figura 2.29(a).

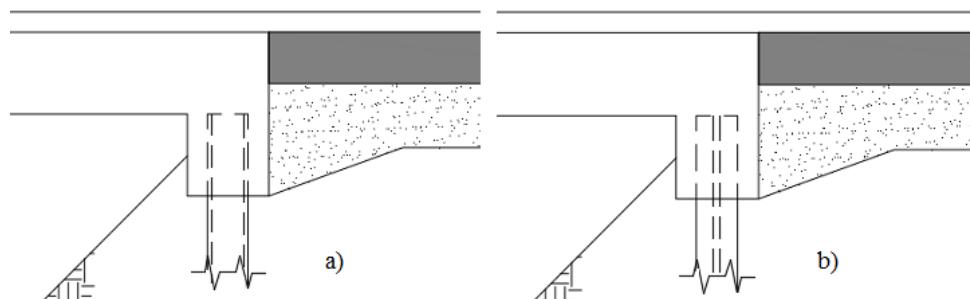


Figura 2.29 – Encontro integral com estacas orientadas com: a) eixo fraco na direção do movimento longitudinal; b) eixo forte na direção do movimento longitudinal.

Já as estacas de concreto protendido não são tão populares, pois existem preocupações relativas à sua flexibilidade e grande probabilidade de aparecimento de fendas no concreto. Segundo uma pesquisa realizada por Abendroth, e outros, em 2007, apenas algumas agências permitiam

a utilização de estacas de concreto pretendido, enquanto a maioria não utilizava e nem teria planos de adotar este tipo de fundação para encontros integrais, relatando como motivos a falta de ductilidade da concepção, escassez de estudo na área, fatores econômicos, contratantes não preferirem sua utilização, etc. Apesar destes fatores, as poucas agências que responderam à pesquisa, quando questionadas sobre a performance das estacas, relataram que suas expectativas foram atendidas, sem o aparecimento de grandes problemas.

Fundações superficiais também podem ser utilizadas, são preferíveis quando os encontros forem semi-integrais, pois a falta de flexibilidade poderá ser compensada pelos aparelhos de apoio, entretanto alguns países as utilizam nos encontros integrais, pois esta concepção permite que a ponte assente mais do que com fundações profundas, acompanhando o aterro, e assim reduzindo os recalques diferenciais. Vale ressaltar que quando as fundações diretas forem utilizadas nos encontros integrais, deve-se garantir que o solo tenha capacidade adequada, sendo preferivelmente granular, para permitir as movimentações da ponte, e evitar apoiá-las sob rochas (AASHTO, 2007).

Alguns lugares como Inglaterra e Suécia, utilizam tubos em volta das estacas metálicas e deixam um comprimento livre para acomodar os deslocamentos que surgem durante a translação da superestrutura. Esta solução requere que os perfis metálicos possuam maior momento de inércia para acomodar o trecho que está sem suporte do solo.



Figura 2.30 – Estacas metálicas envoltas por tubos de plástico utilizadas em encontro integral no Reino Unido (ILES, 2010).

3 AÇÕES ATUANTES NAS PONTES

Para realizar a análise estrutural de qualquer tipo de ponte, deve-se conhecer todas as ações que possam vir a produzir efeitos significativos na estrutura, levando em conta suas possíveis combinações, através dos estados limite último e de serviço. Segundo a NBR 8681, as ações são classificadas segundo a sua variabilidade no tempo podendo ser permanentes, variáveis ou excepcionais. No estudo da utilização de encontros integrais e semi-integrais, as ações variáveis, especificamente variações térmicas, aceleração e frenagem, assim como os efeitos gerados pela retração e fluência, ações permanentes indiretas, devem ser analisados com maior atenção, tendo em vista que geram forças horizontais ao longo do eixo da ponte, que se manifestam através dos deslocamentos nas suas extremidades. Estes deslocamentos devem ser estimados da forma mais precisa possível, pois é um fator decisivo no dimensionamento da superestrutura, da infraestrutura e do sistema de transição.

3.1 Temperatura

As pontes são sujeitas à vários ciclos de ação térmica durante sua vida útil, que variam diariamente e sazonalmente, de forma a se expandir quando a temperatura aumentar e contrair quando a temperatura diminuir. No caso das pontes integrais, que não possuem descontinuidades, surgirão deslocamentos cíclicos nos encontros e consequentemente no solo adjacente.

A intensidade das ações térmicas e seu gradiente térmico ao longo da profundidade da seção transversal, dependem de vários fatores, como da radiação térmica, temperatura ambiente, velocidade dos ventos, grau de nebulosidade da atmosfera, assim como depende de fatores construtivos, como geometria da ponte e sua orientação com relação ao sol, características da superfície, propriedades do material da seção transversal, incluindo cor, forma, densidade e condutividade térmica.

A radiação é uma forma de energia transmitida através do ar ou não, como uma onda eletromagnética (radiação solar) ou partículas, que varia de intensidade ao longo do ano e do dia. A convecção é o processo de transmissão de calor em que a energia térmica se propaga através do transporte de matéria, devido à diferença de densidade e a ação da gravidade, que neste caso ocorre entre a ponte e o ar, sendo influenciada pela temperatura ambiente, pelo grau de nebulosidade e pelas características dos ventos e das correntes de ar. A condução é a

propagação do calor por meio do contato de moléculas de duas ou mais substâncias com temperaturas diferentes, ocorrendo no interior da ponte pela interação dos seus componentes. Estes três mecanismos têm papel fundamental na determinação da temperatura da ponte, e contribuem para o surgimento do gradiente térmico ao longo da seção transversal.

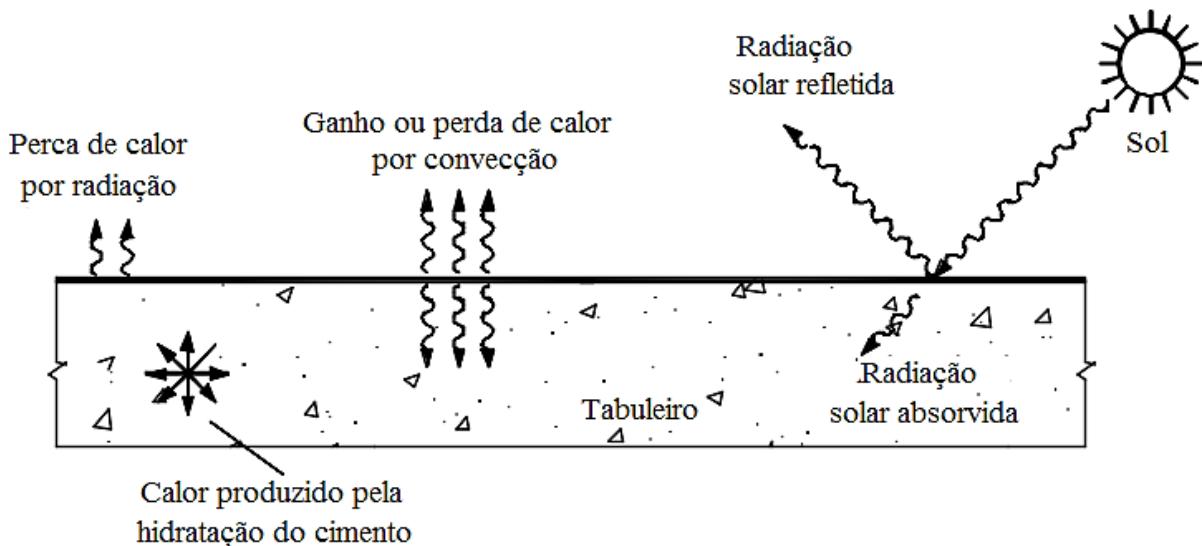


Figura 3.1 – Troca de calor entre uma ponte e o ambiente em um período diurno (adaptado de HUANG, 2004).

O EN1991-1-5 afirma que a distribuição de temperatura em um elemento estrutural pode ser dividida em quatro componentes (Figura 3.2), correspondendo à variação uniforme, variação linear em torno do eixo z , variação linear em torno do eixo y e uma variação não-linear que gera uma distribuição de tensões auto equilibrada. Segundo PINHO (2011), a componente ΔT_{My} normalmente é desconsiderada, pois sua amplitude é muito baixa em comparação às outras variações. A variação em torno do eixo y , surge principalmente devido à exposição da superfície superior à radiação solar, enquanto a parte inferior se encontra na sombra durante o dia. Ao se determinar estas componentes, é possível estimar o deslocamento nas extremidades da ponte que irão surgir.

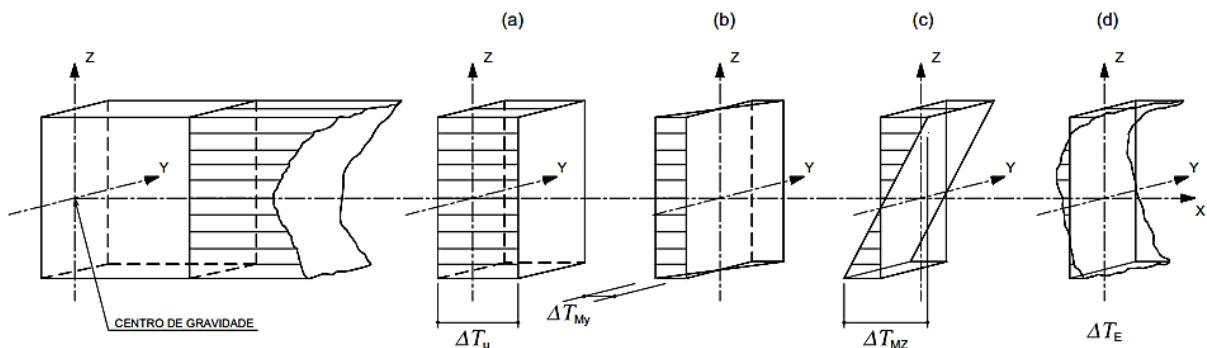


Figura 3.2 – Representação das componentes da variação de temperatura (adaptado do CEN, 2003).

Os métodos para se estimar as temperaturas e assim calcular os deslocamentos provocados pela expansão térmica, variam de acordo com o local onde a ponte será construída. Nos Estados Unidos da América as especificações são as definidas pela *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, enquanto na Europa o *Eurocode* define as diretrizes para a maioria das pontes. No Brasil a NBR 7187:2003, que se trata do projeto de pontes em concreto armado e protendido, indica que seja consultada a NBR 6118:2003 (Projeto de Estruturas em Concreto) quando for necessário avaliar os efeitos da temperatura, e caso a estrutura seja metálica, as diretrizes devem ser procuradas na NBR 8800:2008 (Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto para Edifícios) ou em normas estrangeiras.

De forma geral, o efeito da expansão térmica, incluindo variação uniforme e diferencial da temperatura, numa ponte integral pode ser observado na Figura 3.3, onde os deslocamentos são parcialmente restringidos pelos encontros, pois estes se movem junto com a superestrutura.

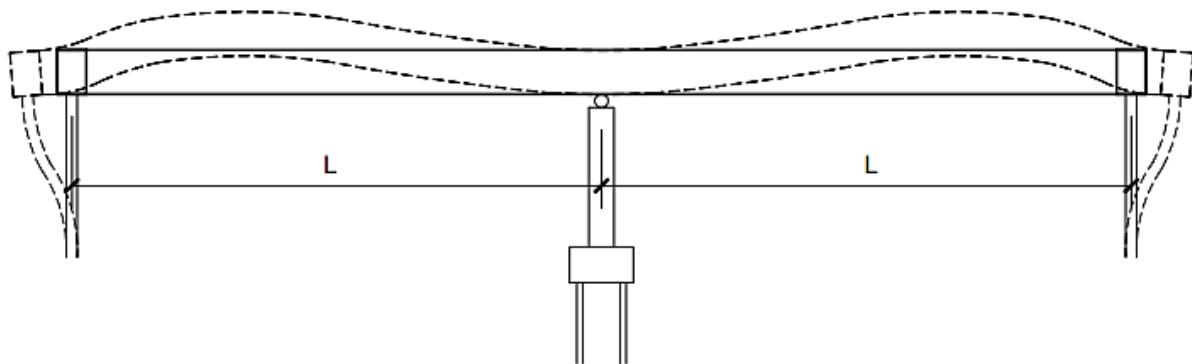


Figura 3.3 – Efeito da expansão térmica em uma ponte integral (PINHO, 2011).

3.2 Fluênci a e Retração

As deformações do concreto que são dependentes do tempo, normalmente são divididas em fluênci a e retração, e assim como a temperatura, influenciam nos deslocamentos das extremidades da ponte, e devem ser analisadas, preferencialmente em conjunto. De forma geral, a deformação total em um instante t , $\varepsilon_c(t)$, de um elemento de concreto carregado no instante t_0 , com uma tensão constante, σ_c é dada por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t)$$

Sendo:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$: deformação instantânea na aplicação da carga;

$\varepsilon_{cc}(t)$: deformação devida à fluênci a (creep);

$\varepsilon_{cs}(t)$: deformação devida à retração (shrinkage);

$\varepsilon_{cT}(t)$: deformação térmica.

Notando que as parcelas de deformações térmicas e de retração são independentes da tensão aplicada, sendo denominadas componentes de deformação não mecânica, enquanto as duas primeiras dependem da tensão e podem ser chamadas de componentes de deformação mecânica. Apesar das deformações tenderem a se estabilizar com o passar do tempo, estas devem ser sempre consideradas pois têm grande importância para as pontes integrais.

3.2.1 Fluênciа

Denomina-se fluênciа o crescimento de deformações à uma tensão constante. O mecanismo da fluênciа também se relaciona com a troca de umidade com o ar, podendo ser classificada em fluênciа básica e por secagem. A fluênciа básica ocorre sem a troca de umidade, devido à uma redistribuição de capilaridade da água dentro da estrutura da pasta de cimento e deslocamento de partículas em gel (Bazant 1982).

Quanto às deformações causadas pela fluênciа, foi verificado experimentalmente que uma parcela da deformação é recuperável e outra é irrecuperável, denominadas deformação elástica diferida e deformação plástica diferida, respectivamente. Na figura 3.4 observa-se que a deformação revertida ao descarregar o corpo de prova, no tempo t_1 , é praticamente igual à deformação inicial (instantânea), ε_{ci} , e com o passar do tempo outra parcela é recuperada, ε_{ed} , enquanto a última é irreversível, ε_{pd} .

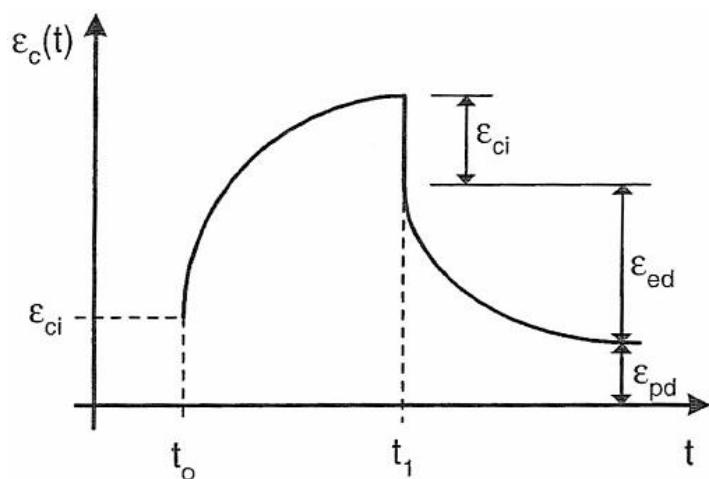


Figura 3.4 – Parcelas de deformação devido à fluênciа (ARAUJO, 2010).

Para as pontes de concreto protendido, onde o elemento estrutural já se encontra comprimido, o fenômeno da fluência irá intensificar esta contração e provocar maiores deformações ao longo do tempo, e no caso das pontes integrais, estruturas hiperestáticas, provocará também uma redistribuição de esforços. A fluência também causa perdas de protensão, reduzindo as forças nos cabos e as tensões que elas apresentam, o que deve ser levado em conta no dimensionamento das estruturas protendidas. Devido a estes fatores surgem momentos fletores hiperestáticos nas pontes integrais, como pode-se ver na figura 3.5.

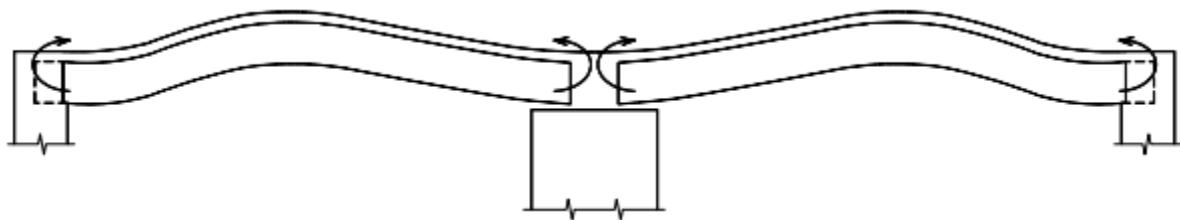


Figura 3.5 - Deslocamentos e momentos de restrição devidos à fluência em pontes integrais construídas com vigas pré-moldadas protendidas e laje moldada no local (PINHO, 2011).

3.2.1.1 Fatores que afetam a fluência

Vários fatores afetam a fluência, como o tipo de agregado, umidade do ar, resistência do concreto, tensão aplicada, espessura fictícia do elemento, idade de aplicação da carga, tempo de aplicação da carga, entre outros. Entretanto a análise desses fatores individualmente é muito difícil, tendo em vista que na dosagem de concreto, ao se alterar um componente algum outro acaba tendo que ser modificado em conjunto.

A umidade relativa do ar influencia de forma significativa a fluência, podendo-se dizer que quanto menor a umidade maior será a fluência. Entretanto, na prática, o que realmente influencia é o processo de secagem, pois uma umidade relativamente baixa, favorecerá este processo, implicando no aumento da fluência e também da retração por secagem.

O aumento do teor em volume da pasta de cimento hidratado, implica em um aumento na fluência, tendo em vista que o processo ocorre na pasta, e os agregados também têm um papel importante, uma vez que funcionam como contenção do processo, onde, quanto maior o módulo de elasticidade, maior a contenção oferecida por ele à possível fluência. A porosidade facilita a troca de umidade no interior do concreto, e por isto também deve ser analisada.

A resistência e a idade do concreto durante o seu carregamento são inversamente proporcionais à fluência, enquanto a tensão aplicada é diretamente proporcional, até um certo limite de

intensidade da tensão. Pelo fato da resistência aumentar com a idade do concreto, deve-se evitar carregar as estruturas com pouca idade, podendo levar a elevadas deformações. Além dos fatores citados pode-se observar a questão da espessura do elemento estrutural, quanto mais esbelto este for, mais fácil será o processo de troca de água, logo, maiores serão a fluência e a retração. O formato do elemento também influencia nas deformações, sendo mais prática a análise através de uma espessura fictícia.

3.2.2 Retração

A retração do concreto se trata da redução gradual do seu volume, durante o processo de endurecimento, devido à diminuição do volume de água dos poros, sendo medida à temperatura constante e na ausência de cargas aplicadas. A retração que ocorre sem perda de água para o ambiente, é denominada autógena, onde a redução do volume ocorre através da hidratação do cimento, enquanto a retração por secagem, ou hidráulica, que representa a maior parcela deste fenômeno nas estruturas de concreto, ocorre através da perda de água para o ambiente. Além dos tipos mencionados, o concreto também sofre retração devido a reações químicas, como na carbonatação, que surge de uma reação entre a pasta de cimento hidratado com o dióxido de carbono presente no ar.

Nas pontes integrais moldadas in loco, o fenômeno da retração provoca um encurtamento do tabuleiro e os seus encontros se movimentam em direção ao interior da ponte. Nas pontes construídas com vigas pré-moldadas e lajes moldadas no local, ou com vigas metálicas e lajes de concreto, surge a retração diferencial. No primeiro caso este tipo de retração surge porque uma parcela do fenômeno ocorre na viga pré-moldada antes da concretagem da laje, e no segundo devido à restrição imposta pela viga de aço. Devido ao impedimento das movimentações que o encontro integral fornece, surgem momentos de restrição e deslocamentos que podem ser observados na figura abaixo.

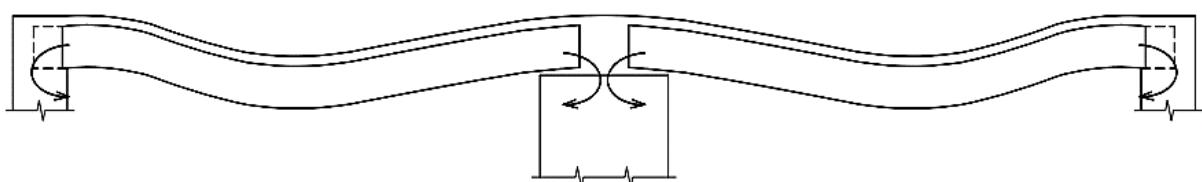


Figura 3.6 - Deslocamentos e momentos de restrição devidos à retração diferencial em pontes integrais construídas com vigas pré-moldadas e laje moldada no local (PINHO, 2011).

3.2.2.1 Fatores que afetam a retração

A relação água/cimento tem grande influência neste fenômeno. O aumento dessa relação resulta em uma menor resistência e módulo de elasticidade, assim como um maior volume de água é armazenado no concreto, devido à quantidade de poros capilares, e assim implicando em uma maior retração por secagem. Por outro lado, o aumento desta relação, resulta em uma maior retração autógena, pois a estrutura dos poros capilares se torna mais refinada, aumentando as tensões capilares que surgem durante a migração da água dos poros. Pelo fato da retração por secagem representar a maior parte da retração em estruturas de concretos de resistência normal, considera-se que quanto maior a relação a/c maior será a retração, entretanto esse fator deve ser analisado em concretos de alto desempenho, com adições minerais como a sílica ativa, o metacaolim, as pozolanas e a escória de auto-forno, que tornam a estrutura do concreto mais refinada, onde a magnitude da retração autógena pode se igualar à retração por secagem.

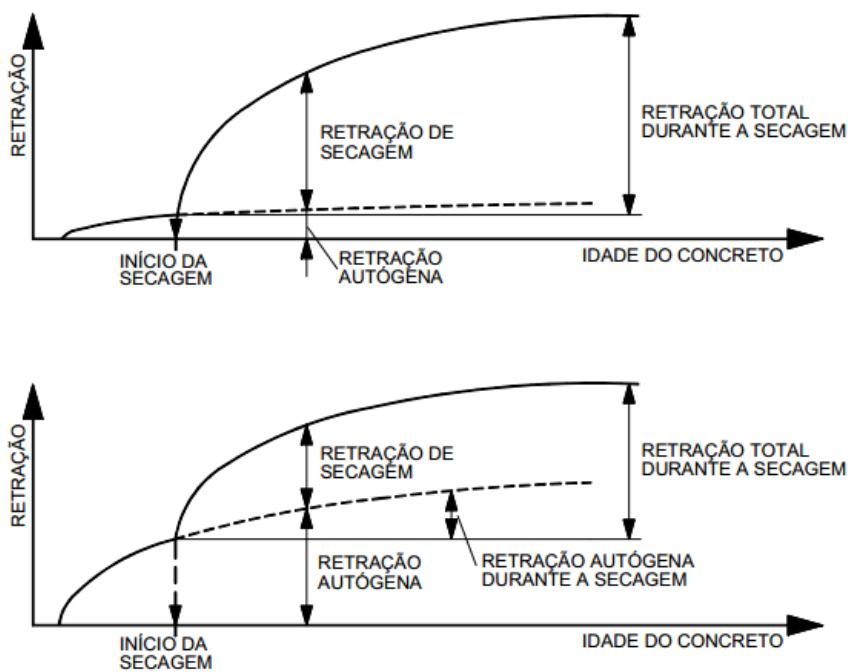


Figura 3.7 - Desenvolvimento da retração autógena e da retração por secagem ao longo do tempo para concretos de resistência normal (a) e concretos de alto desempenho (b) (SAKURA; SHIMOMURA, 2004 apud GRIBNIAK; KAKLAUSKAS; BACINSKAS, 2008)

Características dos agregados, como diâmetro máximo, granulometria, textura e forma, também influenciam na retração, pois acabam por interferir na quantidade de água necessária para a mistura. Outros fatores como a geometria do elemento estrutural, a temperatura, a umidade relativa do ar e o vento afetam significativamente este fenômeno, de forma similar à maneira que afeta a fluência.

3.3 Aceleração e Frenagem

Os veículos ao serem acelerados ou freados numa ponte, irão produzir sobre esta última, forças horizontais ao longo de seu eixo. Em uma ponte comum, a distribuição destes esforços para a infraestrutura irá depender do arranjo dos aparelhos de apoio, em uma ponte integral, devido à sua continuidade, a capacidade de redistribuir estes esforços será maior, e levará à uma maior eficiência estrutural, porém devido ao fato da acomodação ocorrer através do encontro e do aterro adjacente, a sua análise não será tão simples.

A habilidade de transmitir grandes forças horizontais para o solo de maneira eficiente e ordenada que as pontes com encontros integrais proporcionam, se torna de elevada importância para pontes ferroviárias, pois são dimensionadas para suportar sobrecargas consideráveis devido aos freios de emergência dos trens.

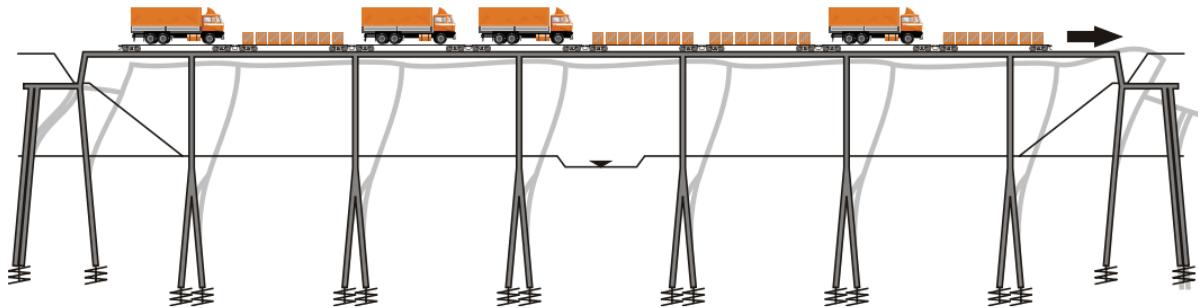


Figura 3.8 – Deformação de uma ponte ferroviária com encontros integrais devido à frenagem (FELDMANN, 2010).

A NBR 7187:2003, recomenda que o valor característico desta força longitudinal seja tomado como uma fração das cargas móveis consideradas sem impacto. Nas pontes rodoviárias será aplicada na superfície de rolamento e corresponderá ao maior valor entre: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo. Nas pontes ferroviárias a força longitudinal deverá ser aplicada no topo dos trilhos e corresponder ao maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para a frenagem ou 25% do peso dos eixos motores para a aceleração. A possibilidade de mais de um veículo frear no mesmo momento também deve ser considerada.

De forma geral, vários fatores irão influenciar as ações que atuam nas pontes, ressaltando que para obter uma estrutura estável e eficiente, além de se estimar com relativa precisão as deformações que surgem devido à estas ações, também deverão ser levados em consideração os procedimentos que serão adotados na execução da estrutura.

4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Nas pontes comuns, as juntas de dilatação e aparelhos de apoio possibilitam a movimentação da estrutura, reduzindo as tensões indesejáveis que surgem devido às ações que atuam na construção, desta forma os deslocamentos que ocorrem nos encontros são mínimos, logo o solo não exerce pressões elevadas na estrutura. Entretanto, como foi comentado anteriormente, a deterioração destes dispositivos pode levar à danos significativos, tornando necessária a execução de uma manutenção ou substituição destas peças, o que implica em maiores gastos.

Nas pontes contínuas e integrais com os seus encontros, todos os deslocamentos da superestrutura irão se manifestar nas fundações e nas paredes dos encontros, e estes, por sua vez, irão dissipá-los através do solo. Esse movimento, quando observado ao longo de determinado período de tempo, apresenta características cíclicas, inerentes à ação térmica. Analisando a interação em um intervalo de 24 horas observa-se que durante o dia ocorre a expansão da ponte, compactando o solo, e durante a noite a ponte se contrai, e o solo é liberado. O conjunto se comporta de forma similar para as estações de verão e inverno durante o ano.

A cada ciclo que se passa a rigidez do solo e as pressões exercidas nos encontros aumentam, sendo esta última de difícil previsão, pois para sua obtenção, é requerida a determinação de alguns parâmetros do solo, e estes irão variar ao longo da vida útil da obra devido a compactação sofrida pelo solo, que altera alguns parâmetros como ângulo de atrito e módulo de deformabilidade.

Segundo Hambly (1991), o dimensionamento das pontes integrais se torna um desafio pois na análise de distribuição de carregamentos os encontros, tabuleiros, fundações, pilares, terreno e aterros devem ser considerados como um único sistema, buscando representar da forma mais realística possível as rigidezes dos elementos. Desta forma a interação solo-estrutura se torna de elevada importância, assim como a escolha de como as pressões exercidas pelo solo serão representadas.

De maneira geral o conceito de encontros integrais irá trazer muitos benefícios e evitar algumas dificuldades na estrutura, porém apresenta uma incerteza quanto ao seu dimensionamento referente a determinação da reação do solo nas paredes dos encontros e nas proximidades dos pilares de sua fundação. A reação do solo apresenta um comportamento não linear, que depende diretamente dos deslocamentos nos encontros, onde estes podem rotacionar e transladar, desta

forma constituindo o fenômeno da interação solo-estrutura, onde a natureza do solo e seus empuxos e as deformações e tensões da estrutura são mutualmente dependentes.

4.1 Empuxos laterais de terra nos encontros

Os empuxos laterais de terra podem ser definidos como as ações horizontais produzidas por um maciço de solo sobre as obras com ele em contato. A determinação destes empuxos e sua representação, deverão ser consideradas com precisão adicional nos casos de encontros integrais com paredes de contenção e com fundações diretas, onde grande parte da interação solo-estrutura se dará pelo encontro.

Para uma melhor compreensão dos tipos de empuxos existentes, será realizada a seguir uma consideração referente ao livro *Fundamentos de Engenharia Geotécnica* do Braja M. Das, 6^a edição. Considerando uma massa de solo limitada por um muro sem atrito de altura AB , e um elemento de solo localizado a uma profundidade z submetido a uma pressão efetiva vertical σ_v' e a uma pressão efetiva horizontal σ_h' . Não havendo tensões de cisalhamento nos planos vertical nem horizontal do elemento do solo. Definindo a relação entre σ_v' e σ_h' como uma quantidade adimensional K , que será denominada de coeficiente de empuxo, tem-se:

$$K = \frac{\sigma_v'}{\sigma_h'} \quad (4.1)$$

De acordo com a movimentação do muro três casos poderão surgir, são estes:

- a) O muro é estático, não se move para direita ou esquerda, e a massa do solo se encontra em equilíbrio estático (Figura 4.1a). Nesse caso, σ_h' é denominada *pressão de terra em repouso* e o K da equação 4.1 será chamado de coeficiente de empuxo em repouso (K_0).
- b) O muro se distancia do solo, até uma posição $A'B$, deixando uma massa de solo triangular, ABC' , em equilíbrio plástico que se romperá deslizando para baixo segundo o plano BC' (Figura 4.1b). Nesse momento a tensão efetiva horizontal, $\sigma_h' = \sigma_a'$, será chamada de *pressão ativa* e o K da equação 4.1 será chamado de coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a).
- c) O muro se aproxima do solo, comprimindo-o, até uma posição $A''B$, deixando uma massa de solo triangular, ABC'' , em equilíbrio plástico que se romperá deslizando para cima segundo o plano BC'' (Figura 4.1c). Nesse momento a tensão efetiva horizontal, $\sigma_h' = \sigma_p'$, será chamada

de *pressão passiva* e o e o K da equação 4.1 será chamado de coeficiente de empuxo passivo do solo (K_p).

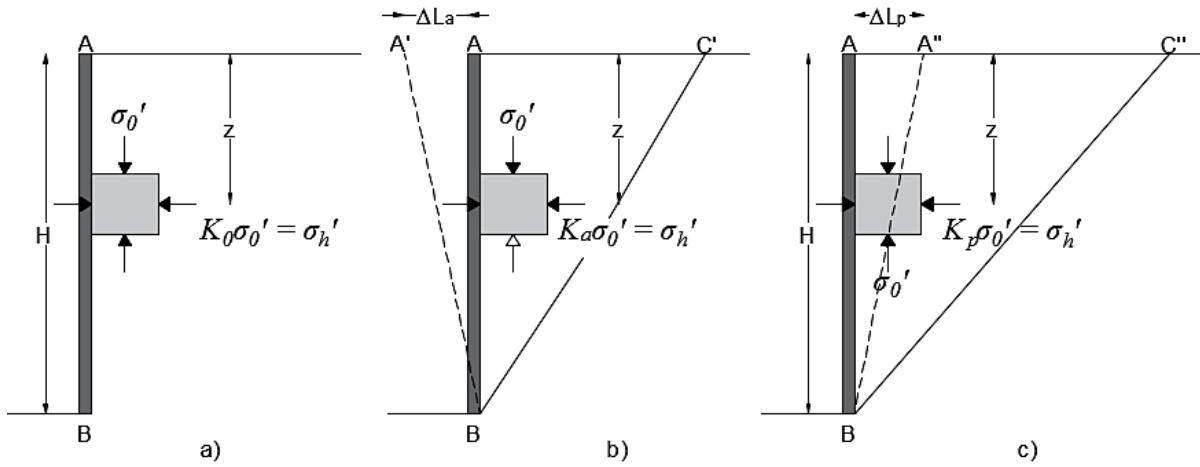


Figura 4.1 – Definições das pressões em repouso, ativa e passiva, considerando o muro sem atrito.

A pressão passiva do solo normalmente é significativamente superior à pressão de repouso, para a qual os encontros das pontes convencionais são usualmente dimensionados. A movimentação do muro se assemelha com a da solução estrutural referente a um encontro integral com fundação direta (Figura 4.2a), onde ocorreria um movimento de rotação em torno da sapata, e se diferencia mais no caso das fundações profundas (Figura 4.2b), que teria a componente de rotação e de translação.

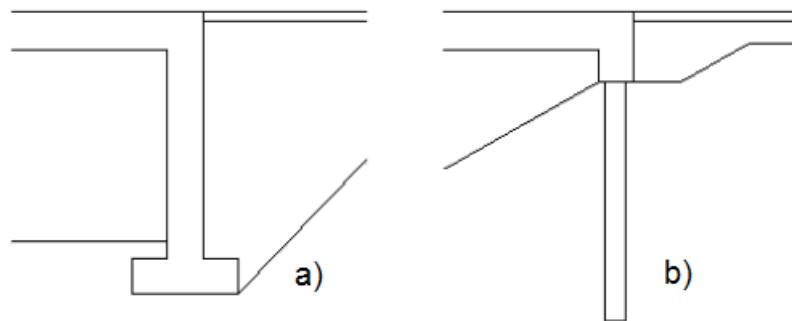


Figura 4.2 – Encontro integral a) com fundação em sapada; b) com fundação profunda.

Durante a expansão, que ocorre no verão, da superestrutura de uma ponte integral, a pressão exercida pelo solo nos encontros pode alcançar o estado teórico passivo, especialmente na parte superior do encontro, onde o deslocamento é de maior amplitude, porém isto não é comum, pois os deslocamentos laterais da estrutura, normalmente são bem menores do que os necessários para mobilizar integralmente o empuxo passivo. Ao final de cada ciclo de expansão e contração, essa pressão passiva irá aumentar, devido à compactação do solo, este fenômeno também é conhecido como “*ratcheting*”.

Apesar do estado de empuxo ativo, durante a contração da ponte, ser mobilizado para um deslocamento menor (Figura 4.2), as pressões geradas são muito pequenas com relação às pressões passivas, o que leva alguns países a optar pela sua desconsideração, como no Reino Unido. Observa-se que a Figura 4.2 também representa a relação entre o deslocamento da estrutura e o empuxo lateral, por associação ao coeficiente de empuxo do solo, pois este relaciona a pressão lateral com a tensão vertical atuante.

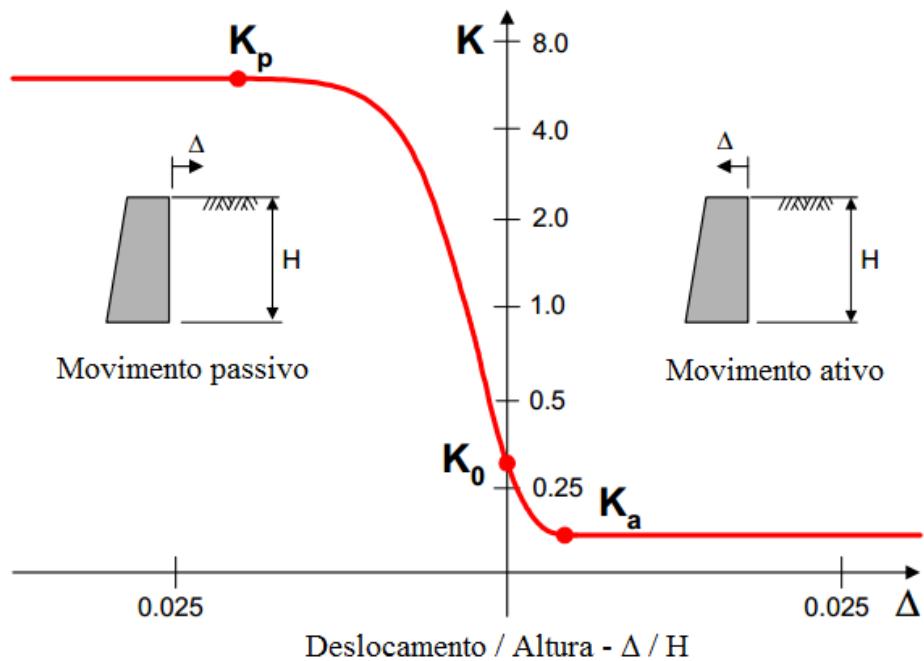


Figura 4.3 – Relação entre os coeficientes de empuxo e o deslocamento da estrutura (adaptado de RHODES, 2014).

Teoria de Rankine

A teoria de Rankine, desenvolvida em 1857, faz algumas considerações iniciais para os primeiros passos da análise da resistência ao cisalhamento das massas dos solos. Assume que o aterro é composto por areia pura seca (sem coesão), que a superfície superior do aterro é horizontal, sem sobrecargas, e não existe atrito entre o parâmetro vertical do plano de contenção e o solo. Sob estas condições, são definidos os coeficientes de empuxo ativo e passivo em função do ângulo de atrito interno do solo, φ .

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (4.2)$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (4.3)$$

Mantendo-se a mesma conceituação quanto aos coeficientes de empuxo, e saindo das considerações iniciais, as pressões máximas ativa e passiva, mobilizadas por um aterro seco e sem sobrecargas, porém com coesão, podem ser obtidas pelas expressões a seguir:

$$\sigma_a = K_a \gamma z - 2c \sqrt{K_a} \quad (4.4)$$

$$\sigma_p = K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p} \quad (4.4)$$

Onde:

σ = pressão máxima ativa e passiva

γ = peso específico do solo

c = coesão do solo

Apesar de ser uma solução analítica de fácil utilização, os valores dos coeficientes de empuxo são superdimensionados, devido às condições iniciais ideais que são impostas, o que, segundo PINHO (2011), para o conceito das pontes integrais não é interessante, pois uma superestimação dos empuxos passivos leva à uma avaliação incorreta nos esforços da estrutura como um todo.

4.1.1 Modelos de distribuição de empuxos laterais

Nos parágrafos a seguir serão abordadas as metodologias existentes para estimativa dos empuxos passivos de terra em alguns países que adotam o conceito integral.

Suécia

De acordo com o regulamento Sueco, *Swedish Bridge Design Code Bro 2002*, o empuxo passivo que surge quando a ponte se expande deve ser considerado no dimensionamento dos encontros, e determina dois casos para sua estimativa. No primeiro caso a pressão total a ser considerada é composta por uma parcela referente ao estado de pressão em repouso e outra que representa a reação do solo ao movimento horizontal da estrutura (Δ_p), sendo indicado para pontes em pórtico. O acréscimo de pressão é definido de acordo com a expressão, sendo válida até a profundidade $H_a / 2$:

$$\Delta_p = C \cdot \gamma_s \cdot z \cdot \frac{\delta}{H_a} \quad (4.5)$$

Onde γ_s representa o peso específico do solo (kN/m^3), H_a é a altura do encontro, z a profundidade e δ equivale ao carregamento no seu topo, em metros. Quanto ao coeficiente C , este poderá ser 300 ou 600, dependendo da hipótese de carregamento. Os efeitos da variação de temperatura são considerados desvantajosos e então C é tomado como 600, e quando forem analisados carregamentos devido frenagem e aceleração, parte das tensões será resistida pela estrutura, tornando a situação vantajosa, e C é tomado como 300.

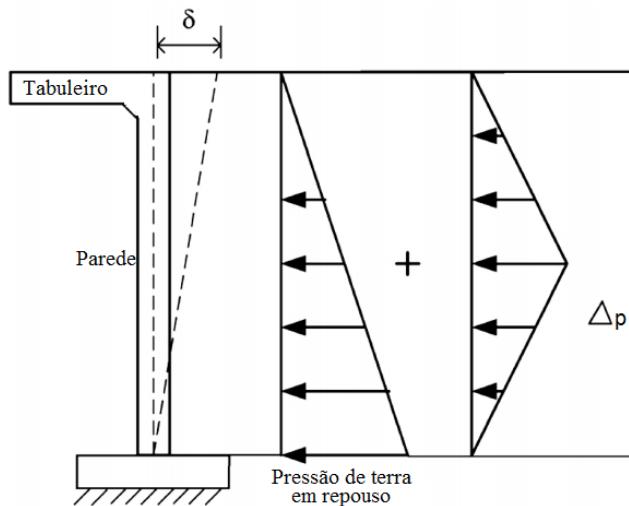


Figura 4.4 – Distribuição das pressões de terra de acordo com o *Swedish Bridge Design Code* (FLENER, 2004).

O segundo caso se aplica para encontros integrais com cortinas de extremidade, e a pressão total que atua na cortina é estimada pelas expressões a seguir:

$$\begin{aligned}
 P &= P_0 && \text{se } \delta = 0 \\
 P &= P_0 + C_1 \cdot \delta \cdot \frac{200}{H_e} \cdot P_1 && \text{se } 0 < \delta < \frac{H_e}{200} \\
 P &= P_0 + C_1 \cdot P_1 && \text{se } \delta > \frac{H_e}{200}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

Onde:

P = esforço horizontal total devido ao empuxo de terra;

$C_1 = 1,0$ ou $0,5$ dependendo da hipótese de carregamento a ser considerada;

P_0 = esforço horizontal devido ao empuxo de terra em repouso;

δ = deslocamento do topo do encontro;

P_p = esforço horizontal devido ao empuxo de terra passivo;

$P_1 = P_p - P_0$;

H_e = altura da cortina.

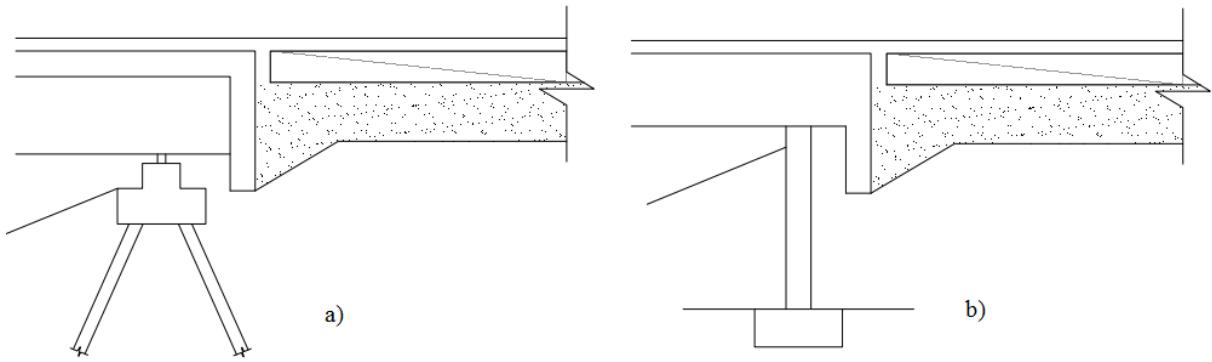


Figura 4.5 – Encontro com cortina de extremidade: a) semi-integral; b) integral (HIGHWAYS AGENCY, 2003)

Reino Unido

Um resumo das modelagens propostas para a determinação dos empuxos laterais em algumas formas estruturais, é apresentado na BA 42/96 (HIGHWAYS AGENCY, 2003), que também é utilizada na Irlanda. A primeira solução estrutural é referente à encontros de pequena altura, Figura 4.2b, e encontros com cortinas de extremidade, Figura 4.5, limitando a altura destes em até 3 metros. A equação a seguir é utilizada para calcular o coeficiente de empuxo lateral, K^* , relacionando-o com a altura do encontro, H , e com o deslocamento, δ , devido às ações térmicas em seu topo.

$$K^* = K_0 + K_p \cdot \left(\frac{\delta}{0,025 \cdot H} \right)^{0,4} \quad (4.7)$$

Onde:

K_0 = coeficiente de empuxo em repouso

K_p = coeficiente de empuxo passivo, considerando o atrito entre o solo e o muro igual à $\varphi/2$

A segunda solução estrutural é referente à encontros em pórtico com alturas maiores que três metros. A distribuição sugerida compreende um valor uniforme de K^* , para a metade superior do encontro, e a partir deste ponto reduz para o valor K_0 , permanecendo constante. Sendo estes valores calculados através das expressões:

$$K^* = K_p \cdot \left(\frac{\delta}{0,05 \cdot H} \right)^{0,4} \quad \text{Para paredes engastadas na base} \quad (4.8)$$

$$K^* = K_0 + K_p \cdot \left(\frac{\delta}{0,03 \cdot H} \right)^{0,6} \quad \text{Para paredes rotuladas na base} \quad (4.9)$$

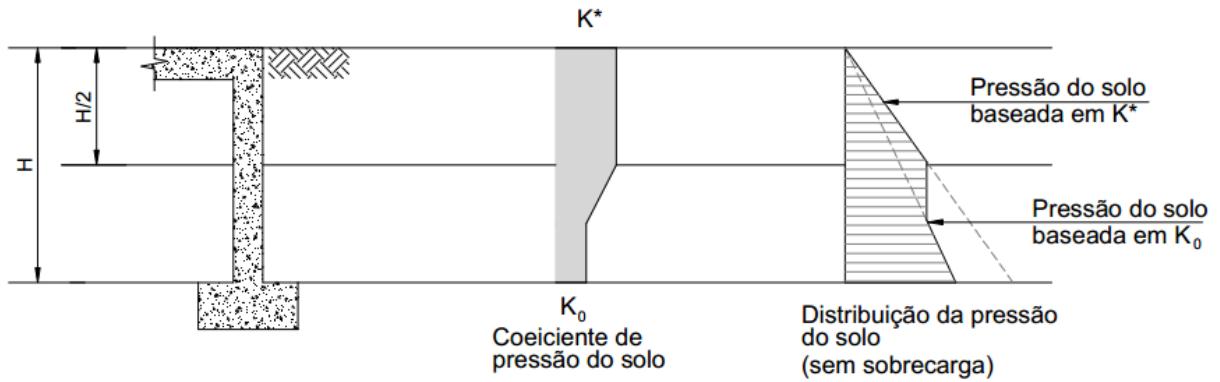


Figura 4.6 – Distribuição das pressões do solo para encontros em pórtico (HIGHWAYS AGENCY, 2003).

Apesar dessas equações serem derivadas de experimentos estáticos, e levarem a uma subestimação das pressões em situações cíclicas, este fator é compensado ao adotar parâmetros adequados para o solo. Entretanto o valor K^* , não deve ser tomado como menor do que $K_0 = 0,6$, que corresponde ao estado de repouso.

A terceira solução estrutural se refere à encontros com as paredes embutidas no terreno. A distribuição sugerida compreende um valor uniforme de K^* , para dois terços da altura do encontro que não está enterrada, e a partir deste ponto reduz para o valor K_0 , permanecendo constante. O coeficiente K^* , deve ser estimado através da equação 4.8.

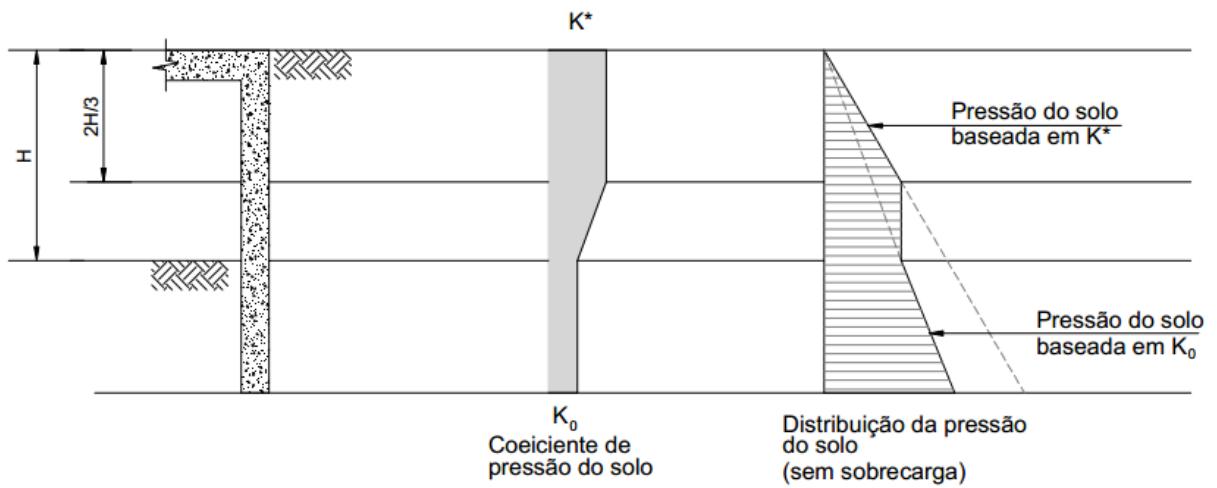


Figura 4.7 - Distribuição das pressões do solo para encontros com paredes engastadas no terreno (HIGHWAYS AGENCY, 2003).

Estados Unidos

A grande maioria das pontes integrais nos E.U.A. são dimensionadas de acordo com a *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, entretanto esta norma não contém diretrizes específicas para abordagem de pressões passivas de terra nos encontros, provocadas pela expansão da ponte, de forma que a decisão de considerar essas pressões varia de acordo com as agências estatais de transportes.

Segundo uma pesquisa realizada em 2004 com todos os estados do país, pela *Federal Highway Administration (FHWA)* juntamente com o *Constructed Facilities Center (CFC)*, a maioria das agências respondeu que utilizava o empuxo passivo total, normalmente com base na teoria de Rankine, enquanto outras não consideravam as pressões laterais ao dimensionar as pontes ou utilizavam métodos que relacionavam as deformações nos encontros com as pressões passivas, porém não contabilizavam o comportamento cíclico do solo.

Segundo BURKE (2009), a grande maioria dos encontros integrais nos Estados Unidos da América são de pequena altura e fundação em estacas, o que implica em empuxos passivos relativamente baixos, e por esta razão são desprezados em alguns dimensionamentos. O autor também comenta que para pontes de tamanhos intermediários deve-se considerar um empuxo passivo equivalente a 1/3 ou 2/3 do máximo, que pode ser calculado através da expressão de Rankine, equação 4.4, tomando a profundidade, z , igual à altura, H .

Resultados de pesquisas realizadas pela *University of Massachusetts Amherst* revelaram resultados razoáveis para predição dos empuxos passivos do solo obtidos através de curvas similares à Figura 4.8. Esse estudo serviu de base para a regulamentação do estado de Massachusetts, que recomenda que o coeficiente de empuxo passivo seja obtido pela seguinte expressão:

$$K_h = 0,43 + 5,7 \cdot \left[1 - e^{-190 \cdot \left(\frac{\delta}{H} \right)} \right] \quad (4.10)$$

Onde δ , equivale ao deslocamento, a certa profundidade, e H à altura do encontro. Entretanto a equação 4.10 é válida apenas para solos específicos com parâmetros iniciais especificados na regulamentação.

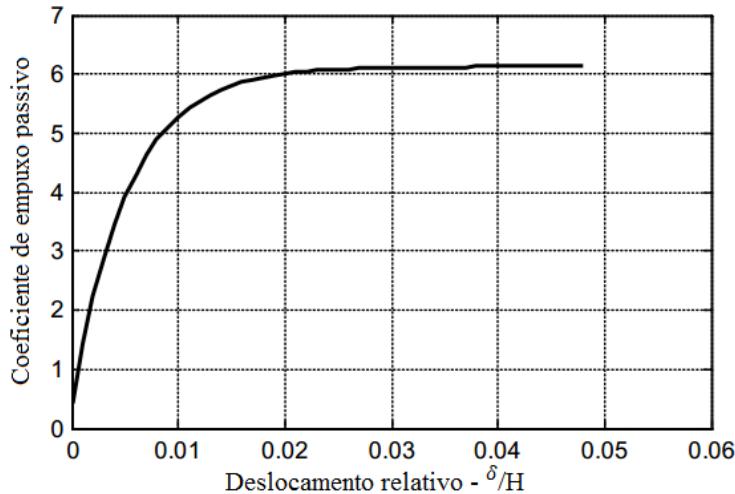


Figura 4.8 – Coeficiente de empuxo passivo recomendado pelo *Massachusetts Department of Transportation*.

4.2 Interação solo-estaca

Como comentado anteriormente, nas pontes integrais, a rigidez e a flexibilidade das estacas passam a ter maior importância. Nas pontes convencionais, costumam-se utilizar estacas inclinadas nas fundações dos encontros, pois desta maneira a capacidade axial da estaca é bem aproveitada assim como reduz os deslocamentos no encontro. Porém, no caso dos encontros integrais esta solução não é viável, tendo em vista que as estacas devem apresentar flexibilidade suficiente para possibilitar a movimentação do encontro, ao mesmo tempo de que devem ser rígidas o suficiente para resistir às pressões do solo, logo as estacas são comumente dispostas verticalmente em fileiras abaixo dos encontros.

Nas situações em que existe a ação simultânea de ações verticais e horizontais, como no caso das estacas utilizadas nas pontes integrais, são gerados deslocamentos horizontais no seu topo, onde quanto maior forem estes deslocamentos maiores serão as tensões atuantes e menor será a capacidade resistente da estaca. Assumindo-se que o elemento fica em equilíbrio na posição deformada, surgem os esforços solicitantes adicionais de segunda ordem. Definem-se como efeitos de 1^a ordem os deslocamentos e esforços internos solicitantes obtidos com a análise do equilíbrio da estrutura estudado com a configuração geométrica inicial, enquanto os efeitos de 2^o ordem são obtidos com a análise do equilíbrio considerando a configuração deformada da estrutura.

Para uma melhor compreensão destes efeitos e como eles influenciam no caso das estacas nos encontros integrais, pode-se considerar a situação em que há apenas transmissão de esforço

axial e transverso para a estaca, de forma a se assemelhar com a Figura 4.9, que representa uma barra engastada em sua base e livre no topo, sob ações verticais e horizontais. Na situação indeformada, observa-se que o momento fletor na base equivale à $M = V.L$, e a carga P , não produz momento fletor algum. Quando o deslocamento que surge devido à força horizontal é então considerado, o momento fletor se torna $M = V.L + P.\Delta$. Logo os deslocamentos que surgem com as variações de temperatura e efeitos diferidos internos, além de causarem uma reação do solo também intensificam os esforços atuantes nas estacas sob o ponto de vista da excentricidade que surge entre a estaca e o ponto de aplicação da carga vertical.

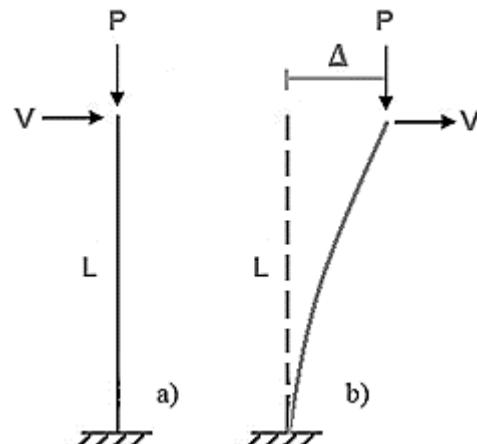


Figura 4.9 – Barra com base engastada e livre no topo na posição: a) indeformada; b) deformada.

Na configuração comentada acima, a curvatura que a estaca irá apresentar irá depender da sua rigidez à flexão e da rigidez do solo. Enquanto nos encontros integrais, onde haverá transmissão de momento, a rigidez do tabuleiro e dos encontros também devem ser considerados, pois se movimentam e fletem de forma conjunta.

A forma como o solo se comporta com relação às estacas depende de vários fatores, como intensidade do carregamento e duração do carregamento, tipo de solicitação, (estática, cíclica, etc.) e da forma e dimensão da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010). Considerando uma estaca de seção circular (Figura 4.10), no momento anterior à aplicação das cargas, o solo se encontra em um estado de tensão uniforme ao longo do comprimento da estaca. Quando o carregamento é aplicado e a estaca se desloca, o estado de tensões do solo também se altera, aumentando sua intensidade na parte que o solo é comprimido e reduzindo na parte que é tracionado, tendo em vista que o lado tracionado não acompanha a estaca, pois os solos não resistem à tração.

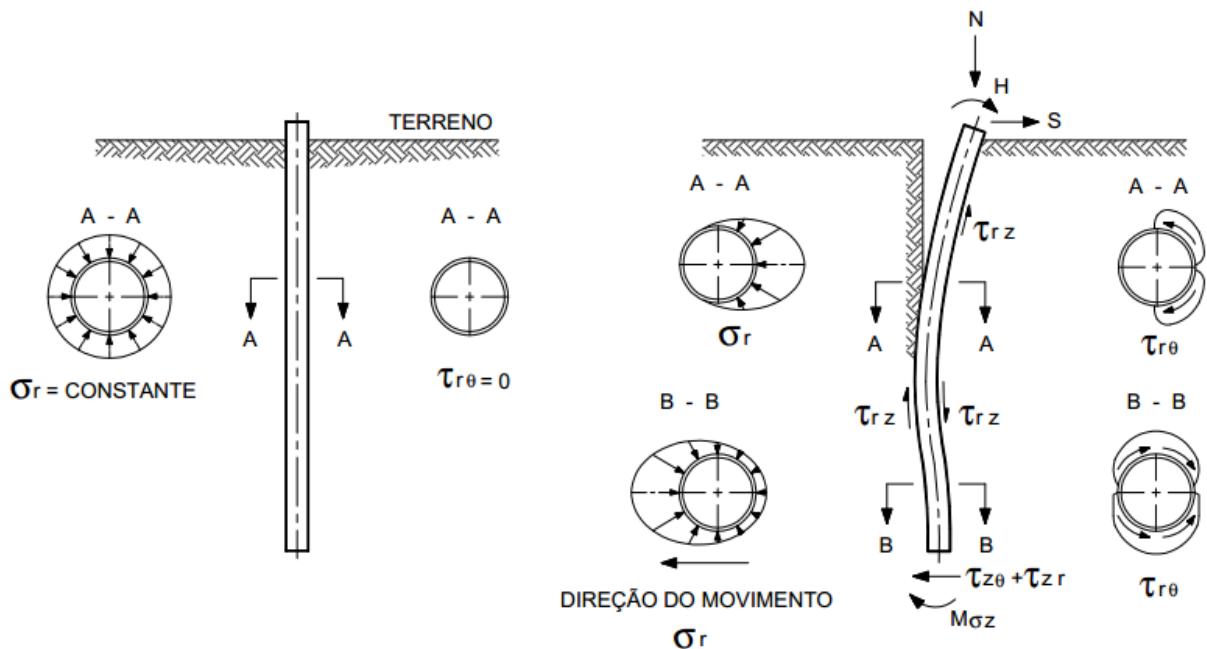


Figura 4.10 – Tensões do solo sobre uma estaca antes e após o carregamento (PINHO; ASHFORD, 2005).

Visando aumentar a flexibilidade lateral e rotacional da parte superior das estacas, costuma-se inseri-las em um perfil tubular metálico, posicionado em furos executados previamente e então preenche-los com material granular solto, onde a deformação da estaca dentro deste material, garante uma menor reação do solo, reduzindo as curvaturas a que estará sujeita. A distribuição de tensões neste tipo de solução pode ser observada na figura 4.11, notando-se que é possível que ocorra um deslocamento, δ , de até determinada amplitude, sem que a distribuição de tensões deixe de ser uniforme.

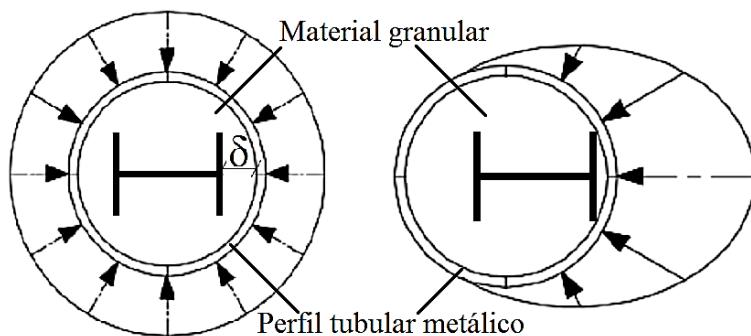


Figura 4.11 – Tensões do solo sobre uma estaca inserida em perfil tubular metálico, preenchido com material granular solo.

4.2.1 Modelos de análise

Vários métodos surgiram ao longo dos anos para o dimensionamento das estacas sujeitas à esforços horizontais, e na maioria destes métodos a estaca é caracterizada como um elemento linear com dada flexão EI, onde a principal diferença entre os métodos se observa na

representação do solo envolvente. Basicamente a modelação poderá ser feita através de modelos do meio contínuo e de modelos do meio discreto, como mostra a figura a seguir.

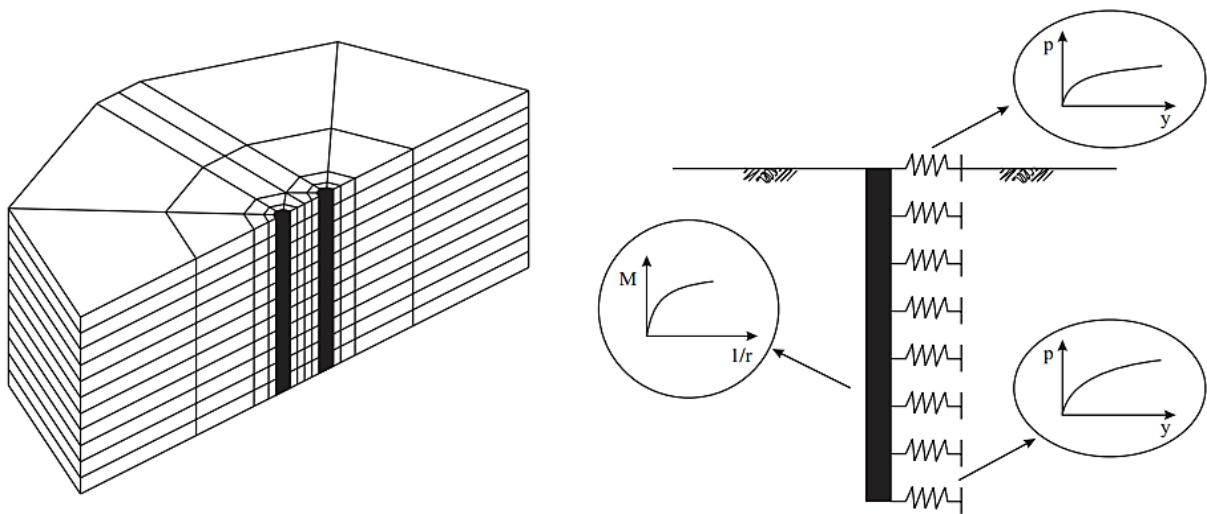


Figura 4.12 – Modelos de interação solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994)

Os modelos de meio contínuo consideram o solo como um meio elástico contínuo, e apesar sua utilização ter se tornado possível com a evolução dos computadores e softwares ao longo dos anos, a caracterização geotécnica dos solos não tem acompanhado essa evolução e em alguns casos podem faltar parâmetros para a definição do solo nestes modelos de análise, se tornando preferível a abordagem de modelos de meio discreto.

Nos modelos de meio discreto o solo é representado através de molas independentes com comportamento elástico e linear (Winkler) ou elástico não linear com as curvas $p-y$, que variam de características com a profundidade. Apesar de alguns autores criticarem este tipo de modelação, pelo fato das curvas $p-y$, se basearem muito na experiência empírica adquirida em números restritos de ensaios de carga, este método é bastante generalizado, dada a sua simplicidade.

De maneira geral, a escolha da abordagem a ser utilizada, seja tridimensional, bidimensional, modelagem do solo por meio contínuo ou discreto, estará intimamente ligada com a complexidade da estrutura, onde em obras mais elaboradas, como de elevada esconsidate e curvatura horizontal ou com grandes vãos, entre outras particularidades, podem vir a necessitar de uma análise mais elaborada com elementos finitos, enquanto para obras mais simples, a análise com modelos bidimensionais tem se mostrado suficiente.

A análise com elementos finitos consiste em discretizar o sistema sob análise em vários elementos, em quais propriedades do material e das deformações são especificadas. Quanto aos softwares, o *FB Multiplier* é bastante utilizado nos Estados Unidos para a análise de pontes integrais, possuindo um diferencial quanto a análise da interação solo-estrutura, pois incorpora diversos modelos de curvas $p-y$, curvas não lineares como $t-z$ (atrito lateral) e $Q-z$ (resistência de ponta) e possibilita que o usuário defina seus próprios modelos. Outros softwares utilizados da área são o *LUSAS Bridge*, *Abaqus* e o *SOFISTIK*, todos com abordagem em elementos finitos disponível. Outra opção é o *SAP2000*, programa que também atende os requisitos necessários para a análise estrutural.

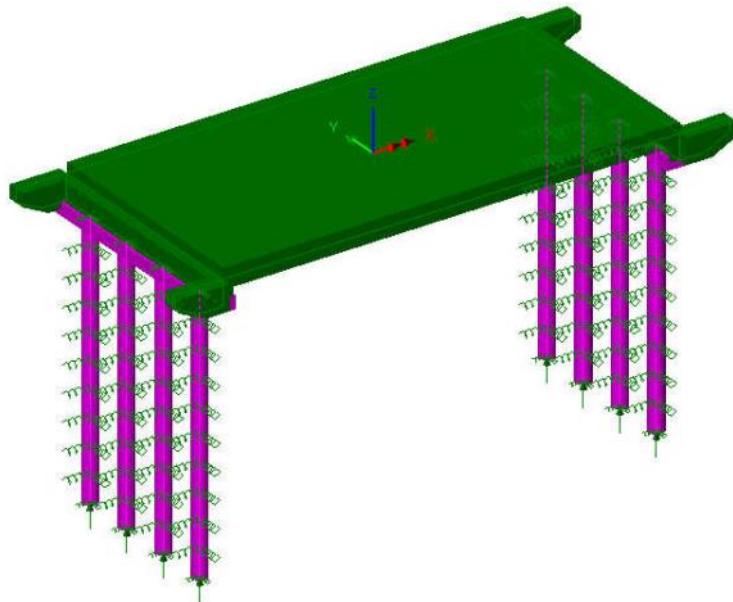


Figura 4.13 – Modelo estrutural em elementos finitos 3D no programa LUSAS (adaptado de RHODES, 2014)

Um dos métodos utilizados para análise da interação estaca-solo em pontes integrais é o modelo de Winkler. Este modelo assume que o solo pode ser representado por uma série de molas verticais e laterais ao longo da estaca com comportamento elástico e linear, e também assume que não existe interação entre molas distintas enquanto a estaca se desloca, ou seja que o deslocamento de um ponto não influencia o deslocamento de outro ponto. A rigidez das molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão e o deslocamento, denominando-se coeficiente de reação horizontal k_h .

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (4.11)$$

onde:

k_h = coeficiente de reação horizontal do solo (dimensão FL^{-3});

p = tensão normal horizontal do solo na estaca (dimensão FL^{-2});

y = deslocamento horizontal da estaca.

Segundo Terzaghi (1995), no caso de solos coesivos sobreadensados, tipicamente argilas sobreadensadas, o coeficiente de reação horizontal pode ser tomado como constante com a variação da profundidade, enquanto, para solos granulares e argilas e siltes normalmente adensados, o coeficiente deve ser adotado como proporcional à profundidade. Podendo ser determinado pela seguinte expressão (POULOS, 1980 e PRAKASH; SAMSHA, 1990):

$$k_h(z) = k_h \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (4.12)$$

onde:

$k_h(z)$ = coeficiente de reação horizontal do solo no ponto z (dimensão FL^{-3});

k_h = coeficiente de reação horizontal do solo na ponta da estaca (dimensão FL^{-3});

z = qualquer ponto ao longo da profundidade da estaca;

n = coeficiente igual ou maior que zero;

L = comprimento da estaca.

O coeficiente n , é adotado como 1 para areia e argilas e siltes normalmente adensados, e igual à 0 para argilas sobre adensadas.

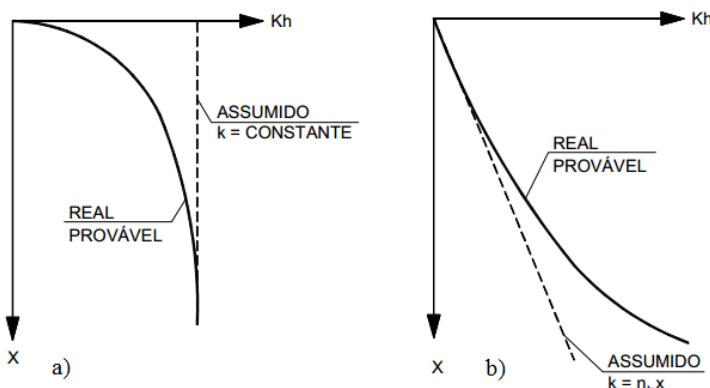


Figura 4.14 – Variação do coeficiente de reação horizontal do solo: a) solos coesivos sobre adensados; b) solos granulares e argilas e siltes normalmente adensados (PINHO; SHARMA, 1990)

O modelo de Winkler apresenta algumas limitações, destacando-se o fato de admitir um comportamento elástico e linear para o solo, onde na realidade a variação do deslocamento y em função da pressão p não é linear. Buscando alternativas que melhor representassem o comportamento do solo, foram surgindo alterações do modelo de Winkler, e então foi elaborado o método das curvas p - y .

O conceito das curvas $p-y$ foi inicialmente desenvolvido por McClelland e Fotch em 1956 (CHENG LAN, 2012). Este método consiste basicamente em curvas que expressam o comportamento não linear dos solos, definidas para cada profundidade, tornando possível considerar diferentes níveis de mobilização a resistência lateral do solo em função do deslocamento da estaca.

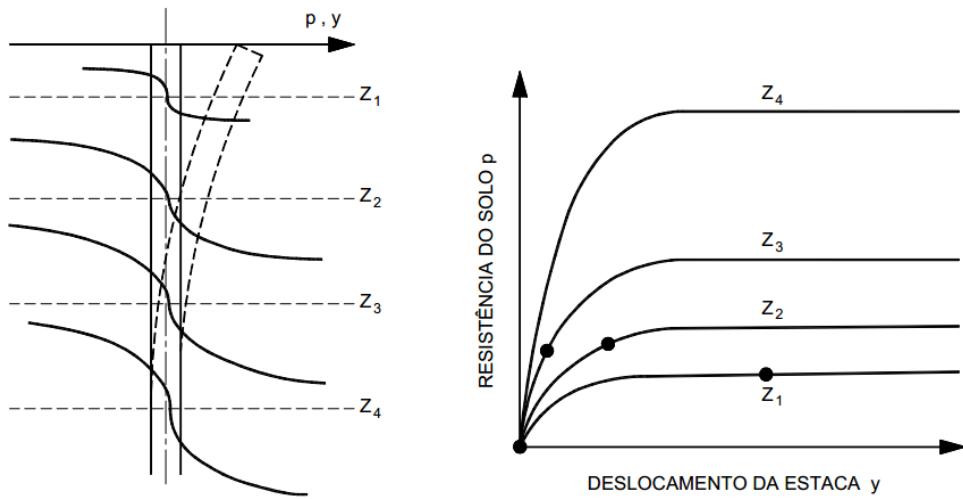


Figura 4.15 – Curvas $p-y$ para cada camada do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca (PINHO; LOPES, 2010).

A determinação destas curvas ocorre através de ensaios de carregamento lateral nas estacas em escala real, envolvendo a definição do diagrama de momentos da estaca com instrumentação, e então, através de uma dupla integração, obter a curvatura do elemento assim como determinar a resistência do solo. Estas curvas foram definidas para carregamentos estáticos e cílicos, e para vários tipos de solo, como argilas moles submersas, argilas rijas, submersas e acima do nível d'água, areias e solos com coesão e atrito de maneira geral.

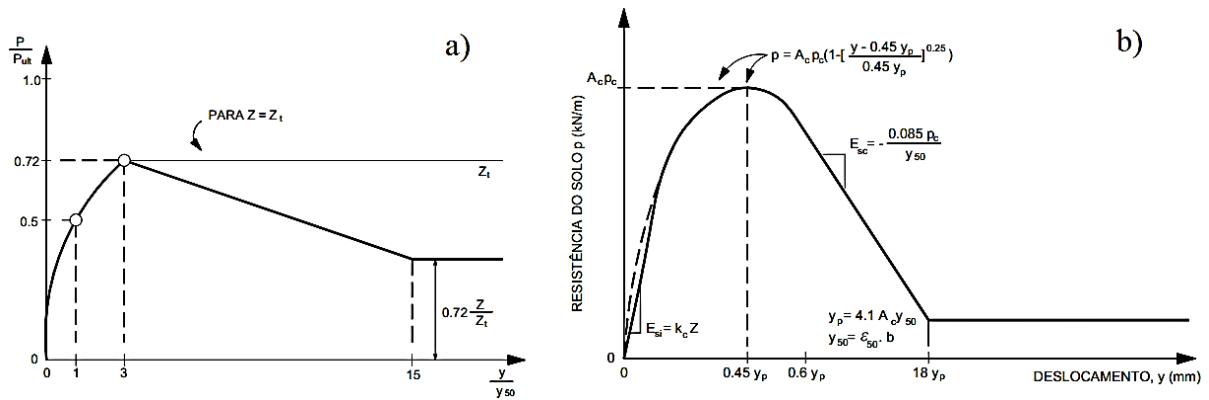


Figura 4.16 – Configuração das curvas $p-y$ para: a) argilas moles submersas submetidas à carregamento cílico; b) argilas rijas submersas submetidas à carregamento cílico (REESE; IMPE, 2001)

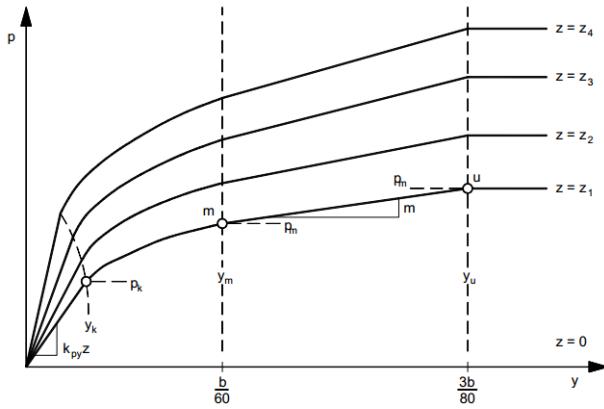


Figura 4.17 – Configurações das curvas p - y para areias submetidas à carregamentos estáticos e cíclicos (REESE; IMPE, 2011)

Além dos métodos comentados, destaca-se o método Racional, também conhecido como *equivalente cantilever method* ou “método do balanço equivalente”, que se baseia em estudos analíticos e de elementos finitos, consistindo basicamente em modelar a estaca como uma haste engastada equivalente em função da rigidez horizontal do solo e da estaca. Este método fornece duas alternativas para o projeto das estacas, onde uma compreende uma abordagem elástica convencional enquanto a outra equivale à uma abordagem não elástica, que considera o princípio da redistribuição quando as estacas possuem ductilidade adequada. Simulações através da modelagem em elementos finitos, indicam que as duas alternativas se apresentam conservadoras e segundo TLUSTOCHOWICZ (2005), este método não considera os efeitos da interação entre os encontros e o aterro de aproximação.

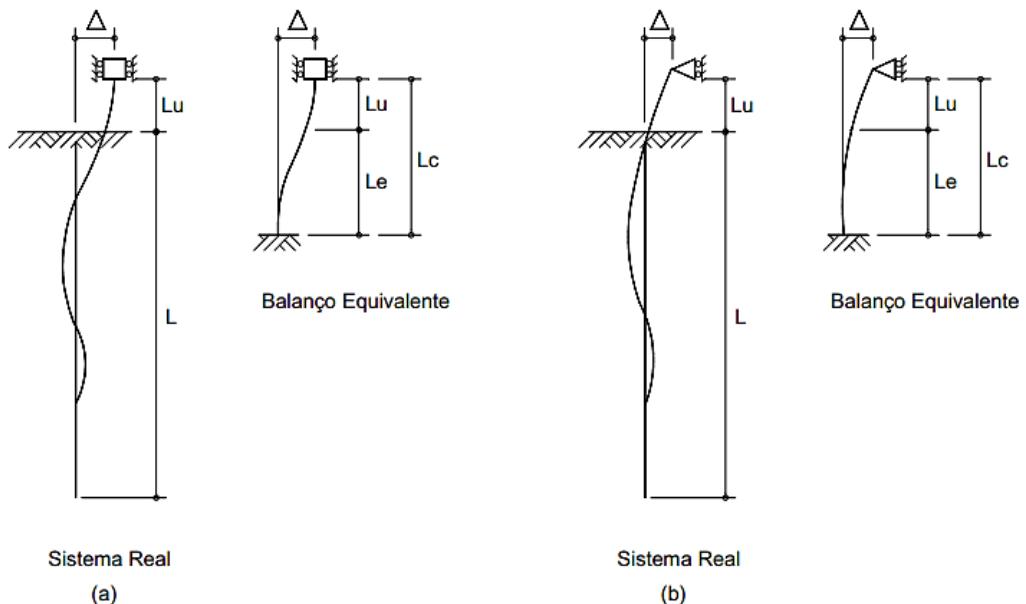


Figura 4.18 – Modelos estruturais para estacas de acordo com o *Método Racional*: a) engastada no topo (encontro integral); b) rotulada no topo (encontro semi-integral) (PINHO; GREIMANN, 1988)

5 ANÁLISE DA PONTE HAAVISTONJOKI

A ponte Haavistonjoki localiza-se na Finlândia, e possui 56m de comprimento, que são distribuídos ao longo de três vãos contínuos. Possui placas de transição, com 5m de comprimento nas duas extremidades, quatro pilares e dois encontros de concreto, que são suportados por estacas de tubulares de aço preenchidas com concreto.

A escolha desta ponte para a análise estrutural teve como principal motivo o fato da estrutura ter sido acompanhada por um período consideravelmente longo, obtendo várias informações sobre os seus deslocamentos, tensões, momentos, etc. Ao longo deste capítulo serão comparados alguns resultados da análise realizada no *SAP 2000*, com a realizada por Kerokoski (2006) no *Abaqus*, e com os dados obtidos através da instrumentação em campo.

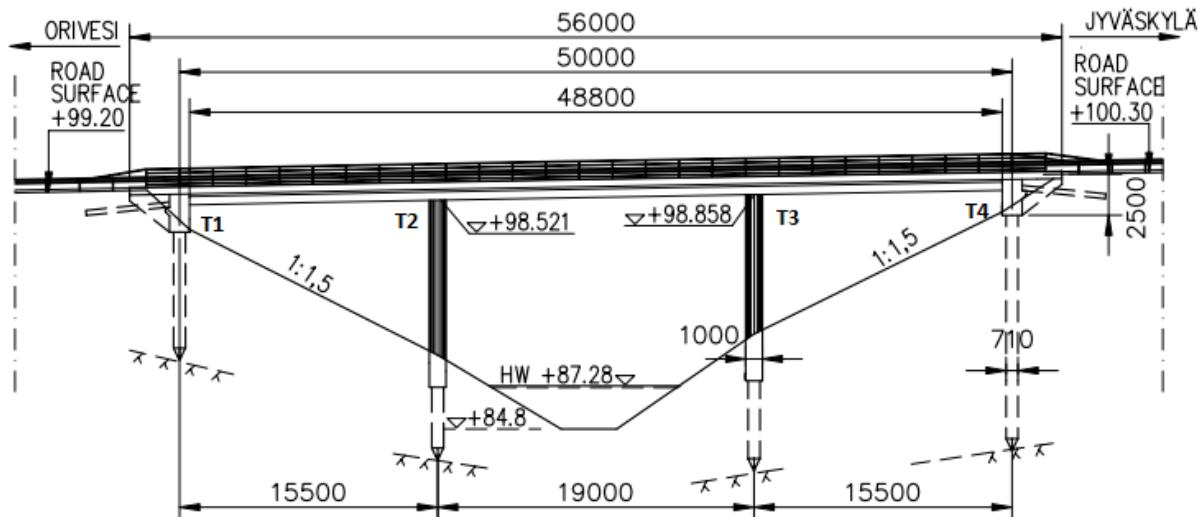


Figura 5.1 – Vista lateral da ponte Haavistonjoki (KEROKOSKI; LAAKSONEN, 2004).

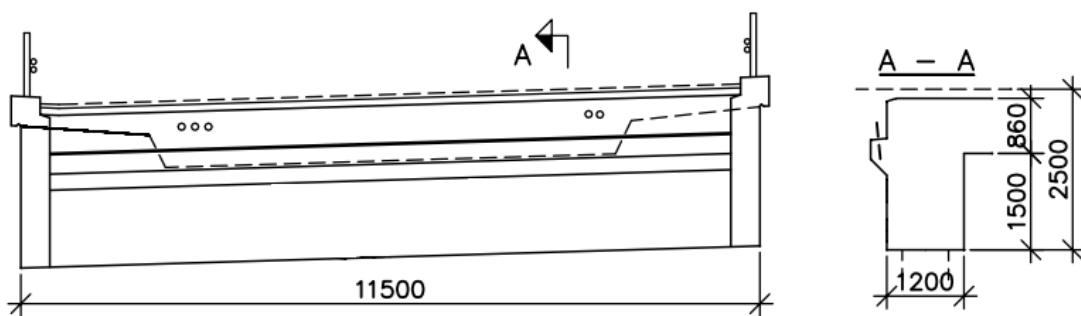


Figura 5.2 – Vista e corte do encontro da ponte Haavistonjoki (adaptado de KEROKOSKI, 2006).

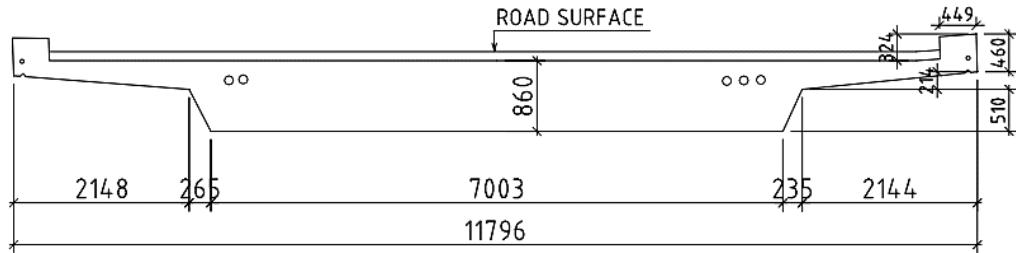


Figura 5.3 – Seção transversal do tabuleiro da ponte Haavistonjoki (KEROKOSKI, 2006).

5.1 Modelo estrutural

Com auxílio do software SAP 2000, versão 14.2.0, foi utilizado o modelo apresentado abaixo, sendo analisado apenas para a expansão da ponte, aplicando-se uma variação térmica de 31°C para o tabuleiro e 12°C para o pilar. Tendo em vista que a ponte é simétrica nas duas direções horizontais, apenas um quarto da estrutura foi modelado, inserindo restrições de deslocamentos e rotações nas divisões para representar o restante da estrutura.

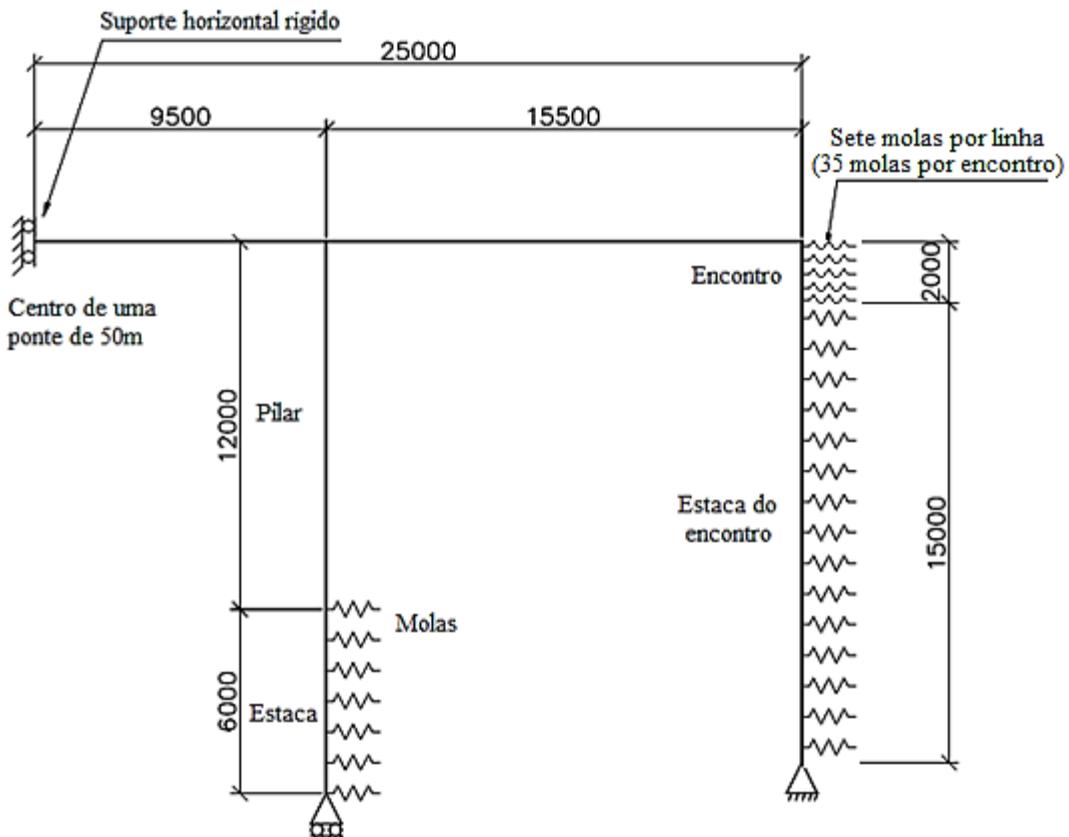


Figura 5.4 – Vista lateral do modelo estrutural da ponte Haavistonjoki (adaptado de KEROKOSKI, 2006).

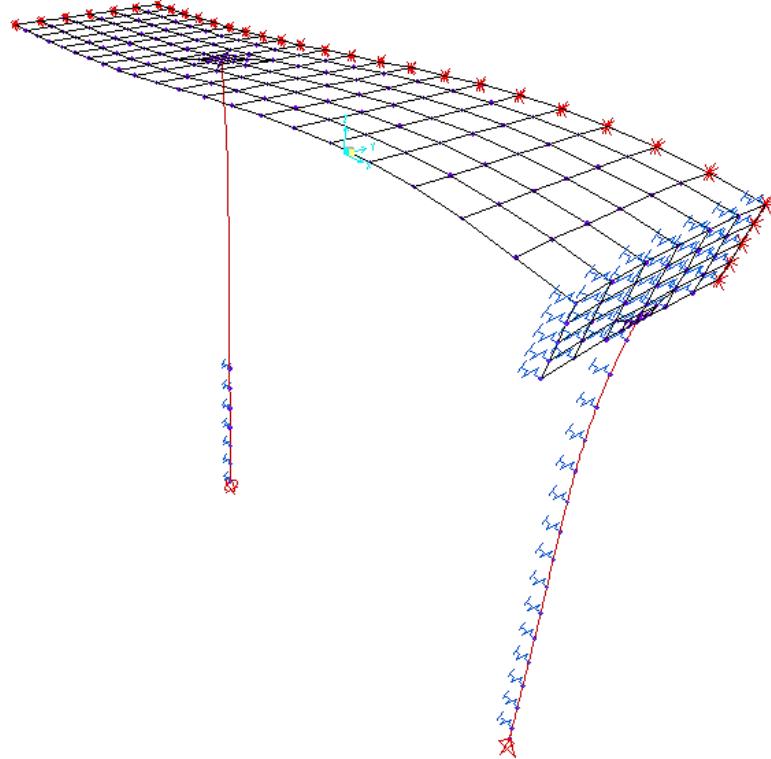


Figura 5.5 – Vista em 3D do modelo estrutural da ponte Haavistonjoki no software SAP 2000.

A malha tem 25m de comprimento na direção x e 5,9m na direção y, sendo divididos respectivamente, em 21 e 6 elementos nestas direções. Para se obter resultados com maior precisão, na região do pilar e da estaca que se localiza abaixo do encontro, foram adotados elementos de menor precisão.

5.1.1 Interação solo-estrutura

A interação solo-estrutura foi representada por molas lineares, de acordo com procedimentos da norma finlandesa. Os dados do solo foram retirados da *Finnish National Road Administration - Guidelines for Foundations of Bridges*, onde, para solos bem compactados, tem-se um ângulo de atrito igual a 38° . A partir deste dado pôde-se obter o coeficiente de empuxo passivo (Equação 4.6) e o coeficiente de reação lateral, aqui denominado n_h , através da figura 5.6, que para este ângulo de atrito foi estimado como $7,5 \text{ MN/m}^3$.

O solo ao redor das estacas e no talude de aproximação, foi considerado apenas como solo não coesivo, tendo em vista que houve uma substituição do solo nesta região, com peso específico equivalente a 21 kN/m^3 .

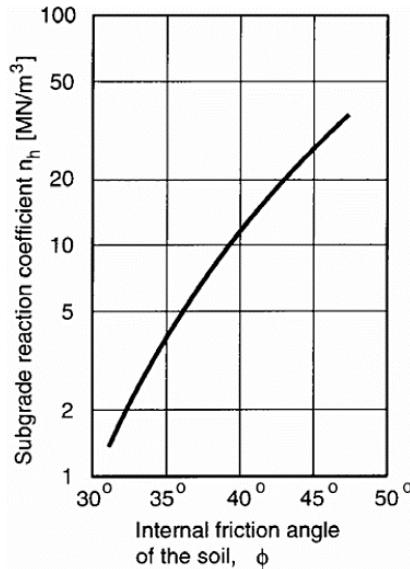


Figura 5.6 – Relação entre o ângulo de atrito, de um solo não coesivo, e o coeficiente de reação lateral, n_h . (FinnRA, 2000).

Abaixo do nível d'água, o coeficiente n_h corresponderá à 60% dos valores apresentados na figura 5.6. Para determinação das constantes das molas foram utilizadas as expressões a seguir:

$$K_s = n_h \cdot \frac{z}{d} \quad (5.1)$$

$$K_m = K_s \cdot d \cdot s \quad (5.2)$$

Onde:

K_s = módulo de reação horizontal (MN/m³);

d = diâmetro da estaca (m);

z = profundidade (m);

K_m = constante da mola (MN/m);

s = comprimento de influência do solo sobre a estaca para determinada mola (m);

Substituindo a equação 5.1 na 5.2, obteve-se a expressão a seguir, que foi utilizada na obtenção das molas das estacas.

$$K_m = n_h \cdot z \cdot s \quad (5.3)$$

Segundo a norma finlandesa (FinnRA, 2000), em solo não coesivo, é esperado que o módulo de reação horizontal do solo K_s , cresça linearmente até a profundidade Z_{max} , sendo esta igual a $10.d$, e deste ponto em diante permaneça constante. Logo, para o diâmetro 0,7m, a profundidade máxima é igual a 7m. A seguir serão detalhados os cálculos das constantes das molas.

Estaca do suporte T3

Como a estaca do suporte T3 está abaixo do nível d'água, seu coeficiente de reação lateral será 60% do que foi estimado anteriormente, logo será igual a 4,5 MN/m³. Como pode-se observar na figura 5.1 a estaca se encontra um pouco abaixo do nível do solo, com profundidade inicial estimada de 2m.

Tabela 5.1 – Constantes das molas localizadas na Estaca T3.

Estaca T3				
Mola	Z (m)	nh (MN/m ³)	s (m)	Km (MN/m)
1	2	4,5	0,5	4,5
2	3	4,5	1	13,5
3	4	4,5	1	18
4	5	4,5	1	22,5
5	6	4,5	1	27
6	7	4,5	1	31,5
7	8	4,5	0,5	15,75

Estaca do suporte T4

Para estas estacas do suporte T4 foi utilizado o coeficiente de reação lateral igual a 7,5 MN/m³.

Tabela 5.2 – Constantes das molas localizadas na Estaca T4.

Estaca T4				
Mola	Z (m)	nh (MN/m ³)	s (m)	Km (MN/m)
1	2	7,5	1	15
2	3	7,5	1	22,5
3	4	7,5	1	30
4	5	7,5	1	37,5
5	6	7,5	1	45
6	7	7,5	1	52,5
7	8	7,5	1	52,5
8	9	7,5	1	52,5
9	10	7,5	1	52,5
10	11	7,5	1	52,5
11	12	7,5	1	52,5
12	13	7,5	1	52,5
13	14	7,5	1	52,5
14	15	7,5	1	52,5
15	16	7,5	1	52,5

Encontro

As constantes das molas foram obtidas pela equação 5.2, porém neste caso d , não será o diâmetro da estaca, e sim a largura de influência do solo sobre o encontro, para cada mola. Para as duas primeiras linhas, observadas na figura 5.7, o K_s será igual a $15,9 \text{ MN/m}^3$, para as duas últimas linhas será igual à $37,1 \text{ MN/m}^3$, valores obtidos em Kerokoski (2006, p. 46). Para a linha intermediária foi adotado um valor correspondente à média destes dois valores, logo, igual à $26,5 \text{ MN/m}^3$.

Tabela 5.3 – Constantes das molas localizadas no encontro.

Encontro				
Mola	Km (MN/m ³)	d (m)	s (m)	Km (MN/m)
1	15,9	0,492	0,25	1,954
2	15,9	0,492	0,5	3,909
3	26,5	0,492	0,5	6,515
4	37,1	0,492	0,5	9,120
5	37,1	0,492	0,25	4,560
6	15,9	0,983	0,25	3,909
7	15,9	0,983	0,5	7,818
8	26,5	0,983	0,5	13,029
9	37,1	0,983	0,5	18,241
10	37,1	0,983	0,25	9,120

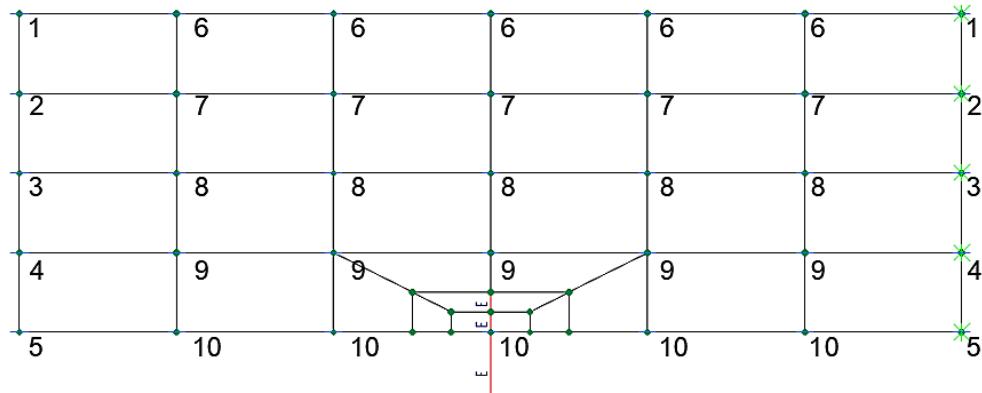


Figura 5.7 – Localização das molas no encontro.

Assumindo a altura, H , do encontro igual à 2,4m, sua largura, B , igual 11,5m, foi estimada uma pressão passiva com força total igual a:

$$P = 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B = 2924 \text{ kN}$$

onde:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 4,2$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

Segundo a FinnRA (1999, p. 50), esta pressão passiva é mobilizada para um deslocamento igual a $0,002 \cdot H$, considerando a altura do encontro ainda igual à 2,4m, o deslocamento necessário é igual a 4,8mm.

5.1.2 Seções transversais dos elementos

A seção transversal dos vãos está representada na figura 5.3, e visando simplificar a análise, foram adotados dois tipos de elementos no software, correspondendo à uma espessura média para a extremidade livre e outra para a parte central da seção, com espessuras iguais a, respectivamente, 35cm e 86cm. A definição da seção no SAP 2000 pode ser observada na figura 5.8.

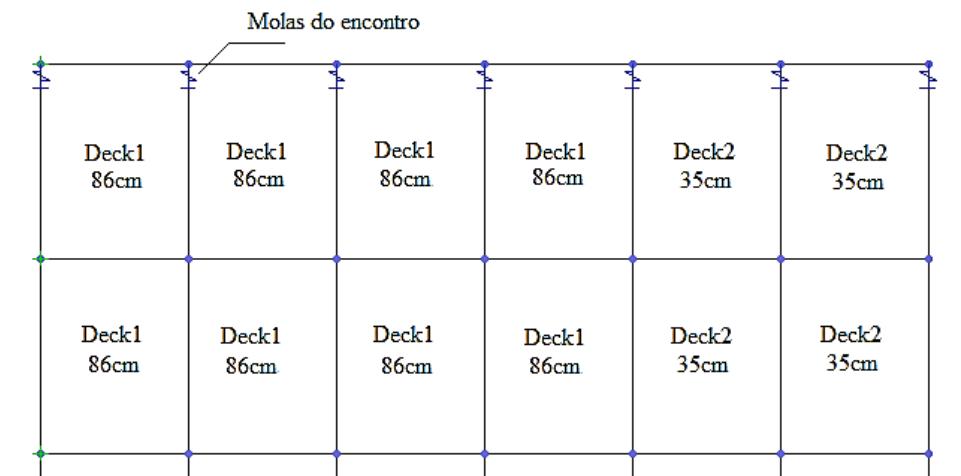


Figura 5.8 – Vista superior com localização das seções do tabuleiro.

O pilar possui seção circular, com diâmetro equivalente à 1m. Quanto ao encontro, este foi modelado com 2m de altura, sendo composto por vários elementos de espessura igual a 1,2m (Figura 5.10). O material utilizado para todos os componentes citados acima, assim como para as estacas, foi o concreto, com f_{ck} igual a 20MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,2 e coeficiente de dilatação térmica igual a $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Entretanto, as estacas são compostas por aço e concreto, e para representar a seção de maneira mais realista, foram calculados uma área e um momento de inércia equivalentes. O cálculo é demonstrado a seguir.

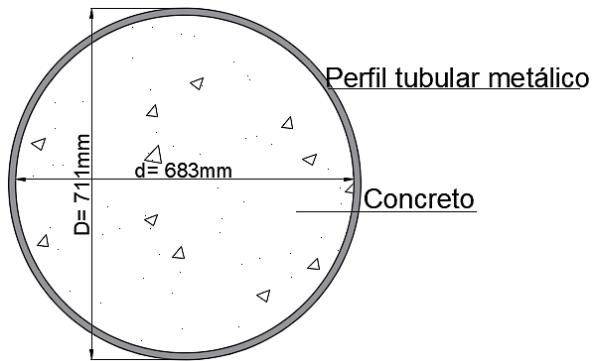


Figura 5.9 – Seção transversal da estaca.

$$A_{eq} = A_c + n \cdot A_s = 0,3664 + 10 \cdot 0,03066 = 0,673 \text{ m}^2$$

$$I_{eq} = I_c + n \cdot I_s = 0,010682 + 10 \cdot 0,00186235 = 0,02931 \text{ m}^4$$

Onde:

A_{eq} = área equivalente (m^2);

I_{eq} = momento de inércia equivalente (m^4);

A_c = área de concreto (m^2);

A_s = área de aço (m^2);

I_c = momento de inércia do concreto (m^4);

I_s = momento de inércia do aço (m^4);

$n = E_s/E_c$.

Considerando-se $E_s=200\text{GPa}$ e $E_c=20\text{GPa}$, tem-se n igual a 10.

$$A_c = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 0,3664 \text{ m}^2$$

$$A_s = \pi \cdot \frac{(D^2 - d^2)}{4} = 0,03066 \text{ m}^2$$

$$I_c = \pi \cdot \frac{d^4}{64} = 0,010682 \text{ m}^4$$

$$I_s = \pi \cdot \frac{(D^4 - d^4)}{64} = 0,00186235 \text{ m}^4$$

Através destes cálculos, foram obtidos fatores de modificação, dividindo-se A_{eq} e I_{eq} , pela área e o momento de inércia que foram calculados pelo SAP 2000, respectivamente.

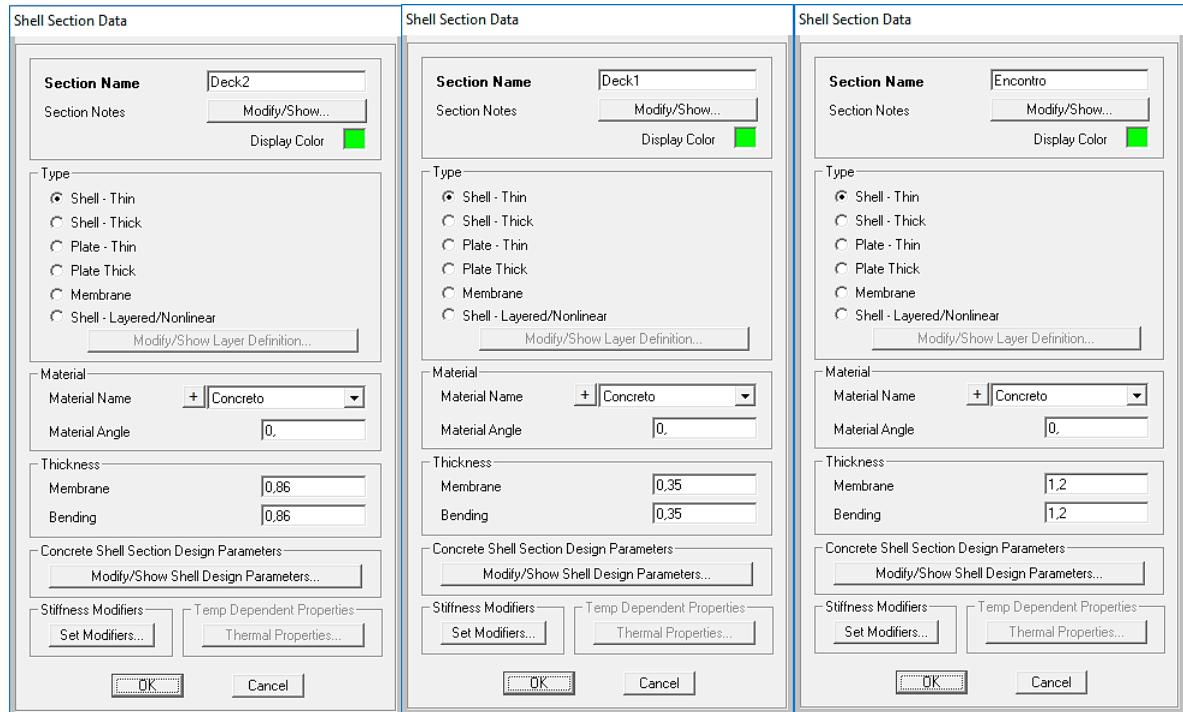


Figura 5.10 – Definição das seções transversais dos vãos e do encontro.

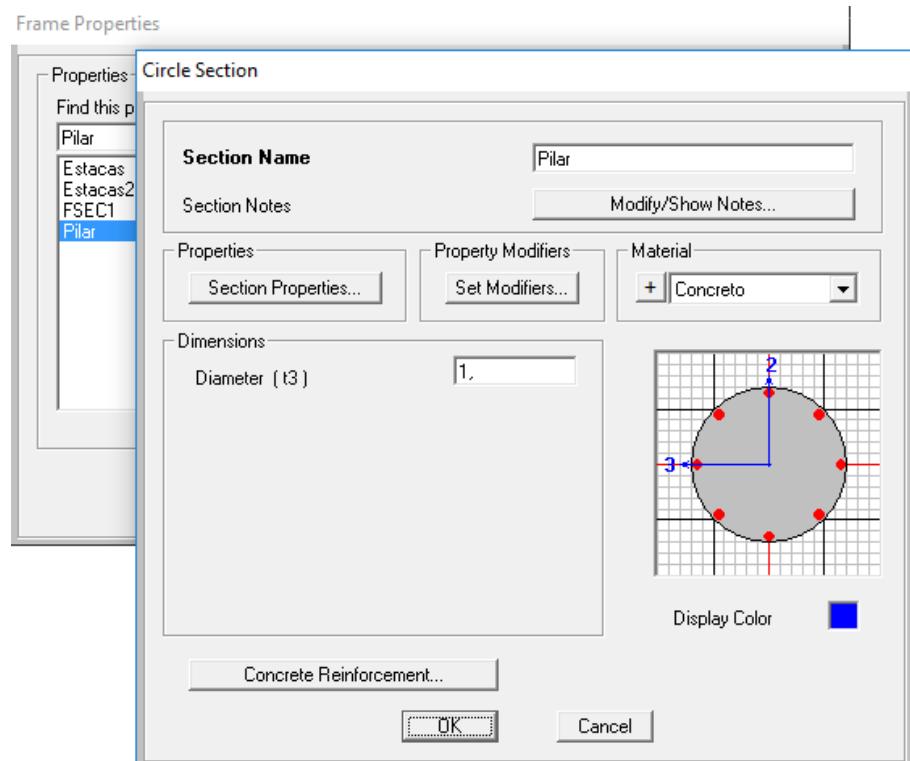


Figura 5.11 – Definição da seção do pilar.

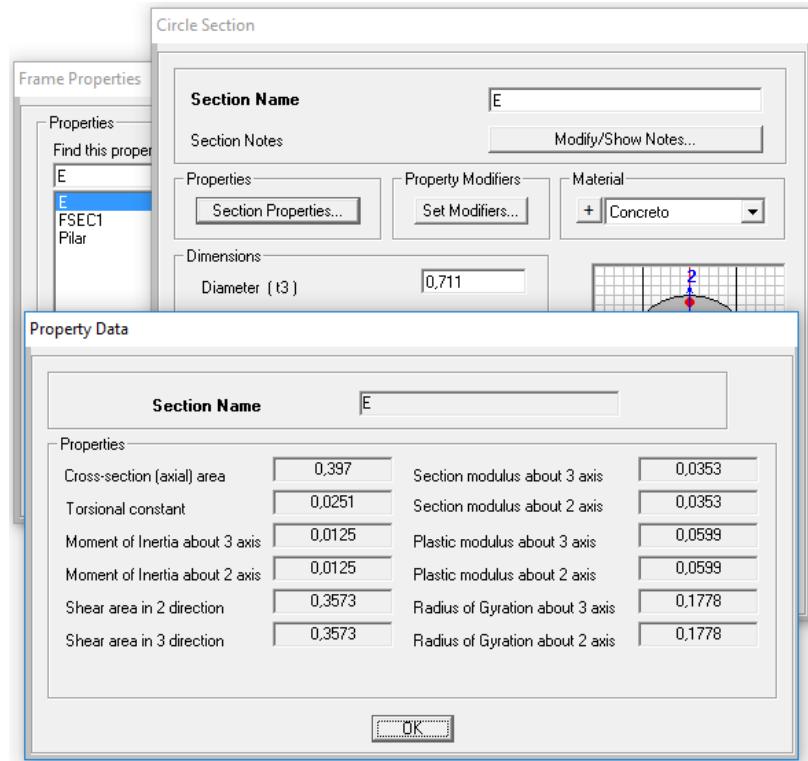


Figura 5.12 – Definição da seção transversal das estacas.

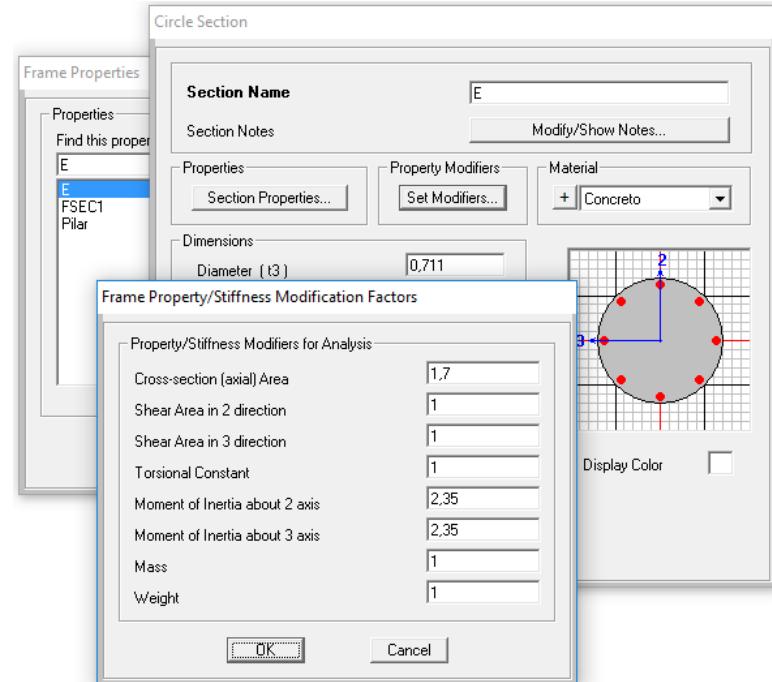


Figura 5.13 – Fatores de modificação utilizados na definição da seção transversal das estacas.

5.2 Resultados de cálculo e análise comparativa

Na tese de doutorado elaborada por Olli Kerokoski em 2006, foi realizada uma comparação entre três modelos de análise referentes à ponte Haavistonjoki. O primeiro caso foi analisado

através de molas lineares, com as propriedades do solo obtidas na norma finlandesa. O segundo caso obteve as propriedades do solo de maneira similar, porém este foi representado através de molas não lineares. O terceiro caso manteve a representação não linear do solo, e utilizou para sua caracterização, propriedades adquiridas através de ensaios em campo e em laboratório. Desta maneira o primeiro caso seria o que mais se aproxima da análise desenvolvida neste trabalho, portanto, o escolhido para realizar as comparações a seguir.

5.2.1 Momentos fletores no tabuleiro e no encontro da ponte

Os momentos fletores obtidos através da análise no SAP 2000, são mostrados na figura abaixo.

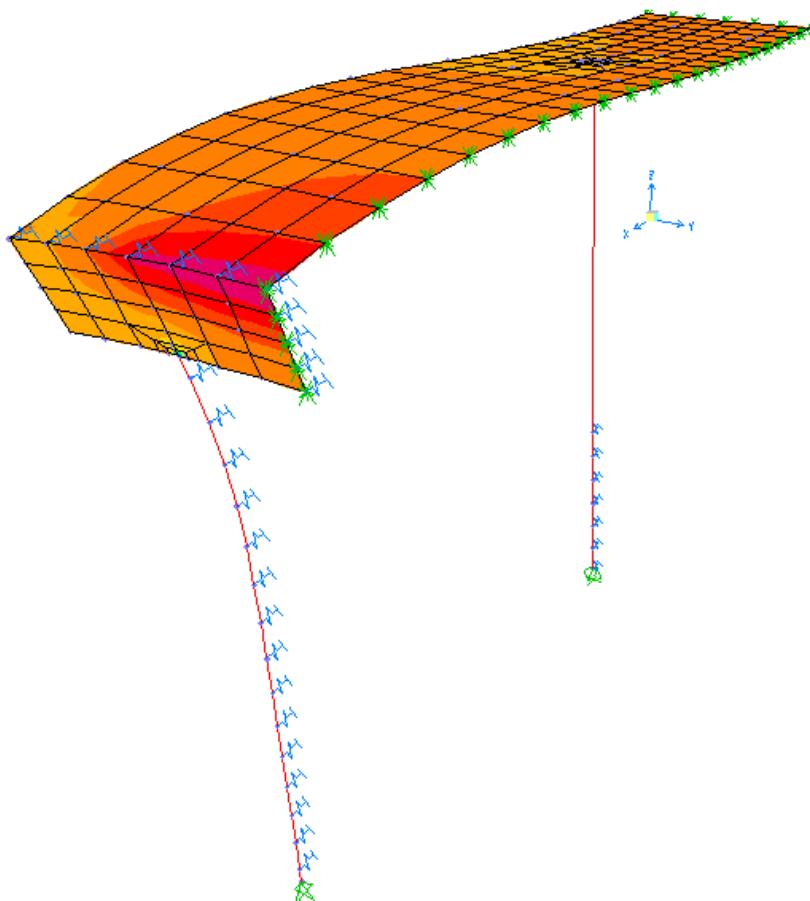


Figura 5.14 – Momentos fletores nos elementos do encontro e do tabuleiro no SAP 2000.

Na conexão entre o tabuleiro e o encontro o momento fletor fornecido pelo SAP 2000 foi de 223,6 kN.m/m, enquanto o obtido no Caso 1 da tese foi 490 kN.m/m (KEROKOSKI, 2006, p. 50).

Este momento fletor médio foi obtido realizando um corte na seção do encontro (Figura 5.15), que forneceu um momento total na seção de 1319,293 kN.m. Dividindo-se este valor pelo comprimento da seção, 5,9m, temos um momento de 223,6 kN.m/m.

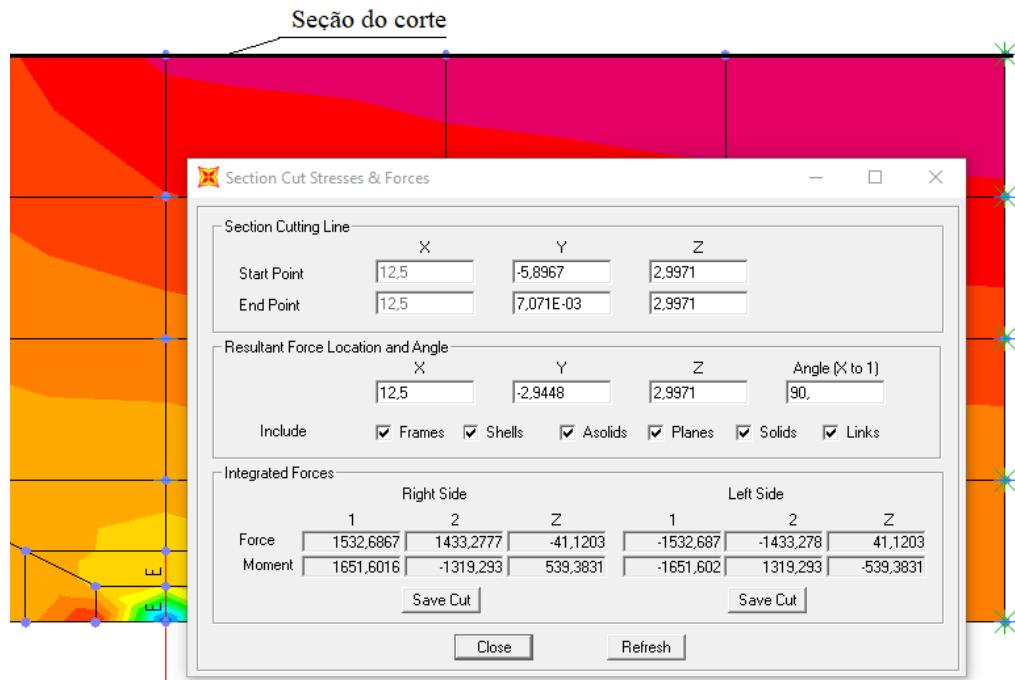


Figura 5.15 – Localização da seção cortada no encontro e valores fornecidos, para obtenção do momento médio na junta encontro-tabuleiro.

Quanto aos momentos no encontro, foram obtidos os seguintes valores na metade da sua altura:

Tabela 5.4 – Momentos fletores na parte central do encontro.

Caso 1 [kN.m/m]		SAP 2000 [kN.m/m]		Medido [kN.m/m]
Acima da estaca	Centro do encontro	Acima da estaca	Centro do encontro	Média
167	191	48	143	280

O momento acima da estaca, 48 kN.m/m, foi calculado de maneira similar ao momento na junta entre tabuleiro e encontro, enquanto o momento no centro do encontro, 143 kN.m/m foi obtido através de uma média entre os momentos no ponto 55 (Figura 5.16), 138,95 kN.m/m, e no ponto 16, 147,64 kN.m/m. Os valores referentes ao Caso 1 sem encontram em Kerokoski (2006, Tab. 4.2).

Os momentos calculados no SAP 2000 estão distantes com relação ao Caso 1 e ao medido em campo, provavelmente devido à algum aspecto representativo dos elementos no software,

restrições adotadas, valores das constantes das molas e pelo fato da placa de transição não ter sido levada em consideração nesta análise.

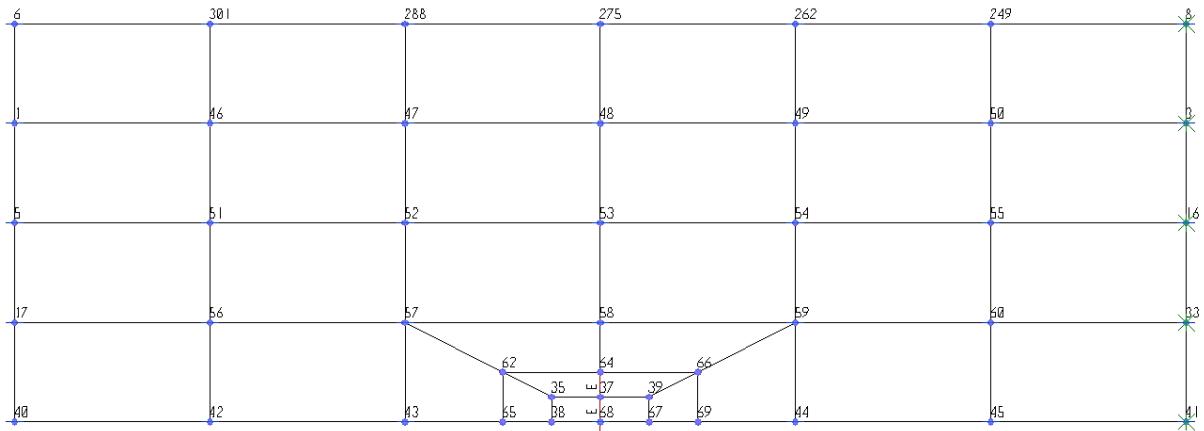


Figura 5.16 – Pontos no encontro e seus respectivos rótulos.

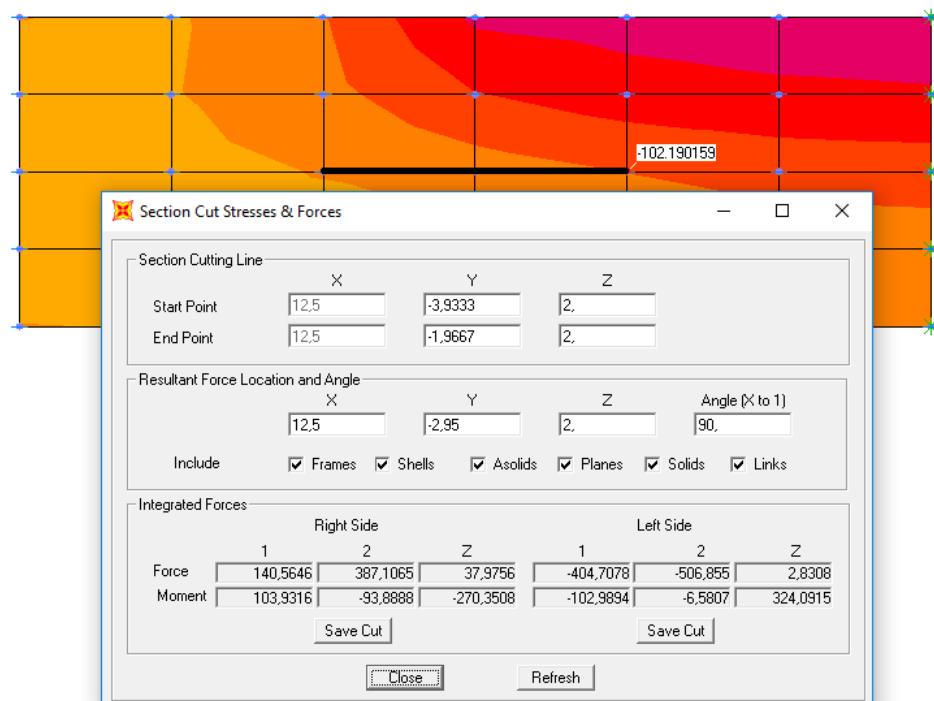


Figura 5.17 - Localização da seção cortada no encontro e valores fornecidos, para obtenção do momento médio acima da estaca do encontro.

5.2.2 Tensões na estaca localizada abaixo do encontro

Os momentos, ângulos resultantes e tensões verticais calculados na estaca que se encontra abaixo do encontro, são representados nas próximas tabelas, para as profundidades de 6,25m e

8,75m, a partir da superfície da estrada. Os valores referentes ao Caso 1 sem encontram em Kerokoski (2006, Tab. 4.3, Tab. 4.4).

Tabela 5.5 - Resultados de cálculo referentes às tensões nas estacas, para a profundidade z=6,25m.

Para z= 6,25m		
	Caso 1	SAP 2000
$M_{longitudinal\ 3-3}$ [kN.m]	162	131
$M_{lateral\ 2-2}$ [kN.m]	46	30
$M_{resultante}$ [kN.m]	168	134
Ângulo da resultante [°]	16	13
Ângulo entre a resultante e o instrumento nº5 [°]	16	19
Distância do instrumento até uma perpendicular à resultante passando no centro da estaca [mm]	341	335
Tensão na estaca no instrumento nº5 [MPa]	16	13

Tabela 5.6 - Resultados de cálculo referentes às tensões nas estacas, para a profundidade z=8,75.

Para z= 8,75m		
	Caso 1	SAP 2000
$M_{longitudinal\ 3-3}$ [kN.m]	54	25
$M_{lateral\ 2-2}$ [kN.m]	5	23
$M_{resultante}$ [kN.m]	54	34
Ângulo da resultante [°]	5	43
Ângulo entre a resultante e o instrumento nº2 [°]	8	40
Distância do instrumento até uma perpendicular à resultante passando no centro da estaca [mm]	352	273
Tensão na estaca no instrumento nº2 [MPa]	5	3

As localizações dos momentos longitudinais, podem ser observadas nas figuras 5.20, para a profundidade de 6,25m, e na figura 5.21, para a profundidade de 8,75m. O momento resultante é calculado utilizando o teorema de Pitágoras e o ângulo da resultante é encontrado através da tangente.

Os instrumentos que constam nas tabelas, são aparelhos destinados a medir as tensões atuantes, que foram fabricados na *Tampere University of Technology* (KEROKOSKI, 2006, p. 33). Estes instrumentos foram instalados na parte superior e na parte inferior do tabuleiro, no pilar e nas estacas que se encontram embaixo do encontro. Nas estacas, estes instrumentos foram instalados na superfície dos perfis tubulares de aço, em quatro níveis, e protegidos com perfis de aço em forma de L.

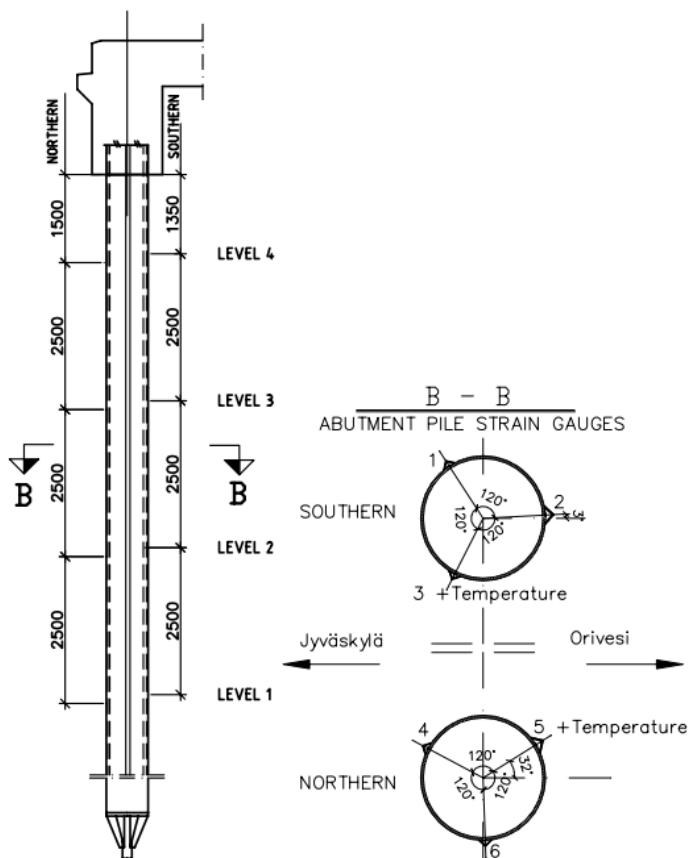


Figura 5.18 – Instrumentos de medição de tensões em quatro níveis instalados na superfície dos perfis tubulares de aço. (KEROKOSKI, 2006).

Os ângulos que os momentos resultantes formaram com os instrumentos, podem ser observados na figura 5.19, que apresenta todos os ângulos e distâncias utilizadas. As tensões devido ao momento fletor resultante e sua direção com respeito ao instrumento de medição de tensão, foram calculados com a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma = \frac{M_{Resultante} \cdot \delta \cdot E_s}{EI_{TOTAL}} \quad (5.4)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = tensão na estaca;

δ = distância do instrumento até uma perpendicular à resultante passando no centro da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

EI_{total} = rigidez à flexão total do perfil tubular de aço preenchido com concreto.

O módulo de elasticidade do aço utilizado foi 210.000 MPa e a rigidez à flexão total adotada foi 754 MN.m² (KEROKOSKI, 2006, p. 52).

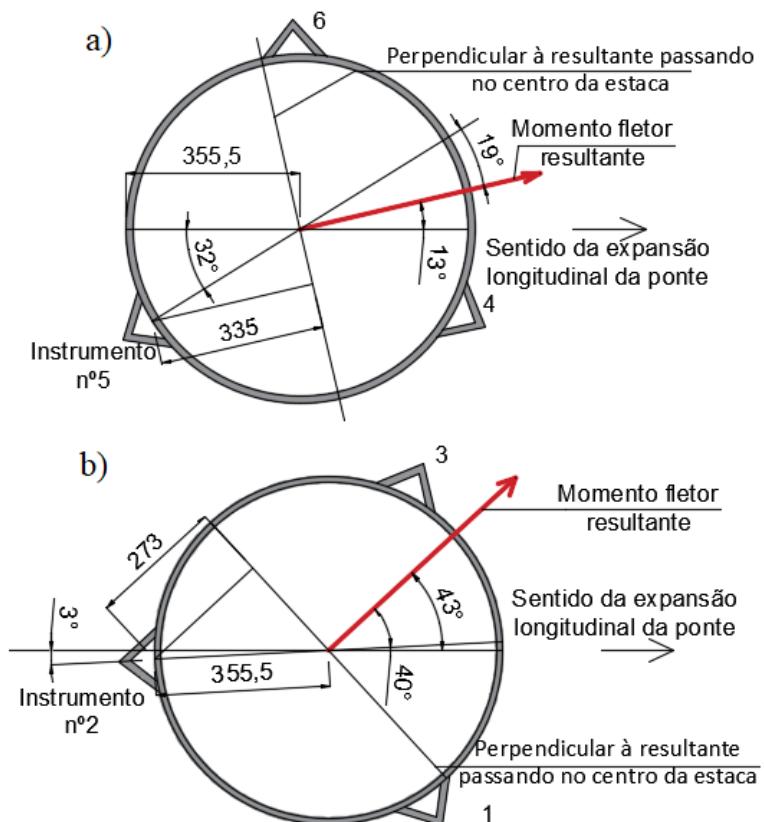


Figura 5.19 – Seção da estaca com momento resultante (SAP 2000) e instrumento: a) n° 5 na profundidade $z=6,25m$; b) n° 2 na profundidade $z=8,25m$.

Na profundidade de 6,25m, o instrumento número 5 registrou uma variação de tensão de 14 MPa, valor próximo do resultado obtido no SAP 2000, 13 MPa, enquanto no Caso 1, o valor se distanciou um pouco mais da variação registrada em campo. Já no instrumento número 2 foi registrada uma variação de tensão de 8 MPa, que está distante do valor encontrado, 3 MPa, sendo o Caso 1 o que apresentou melhor correspondência.

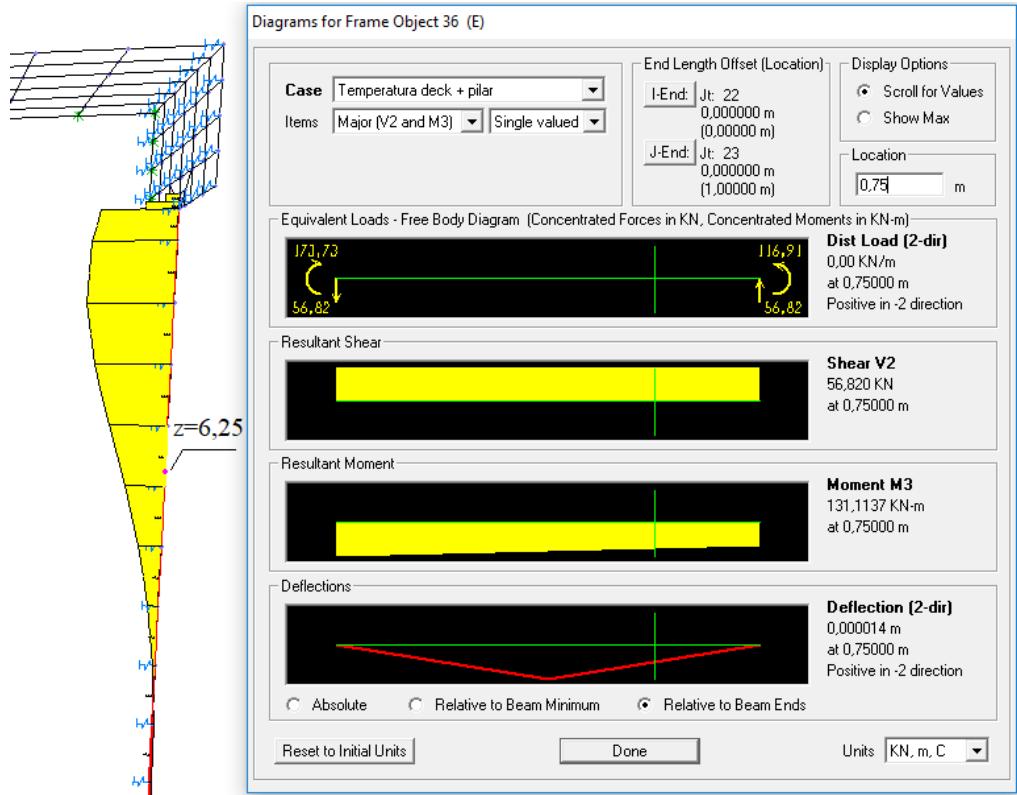


Figura 5.20 – Momento longitudinal no SAP 2000, para profundidade z=6,25m.

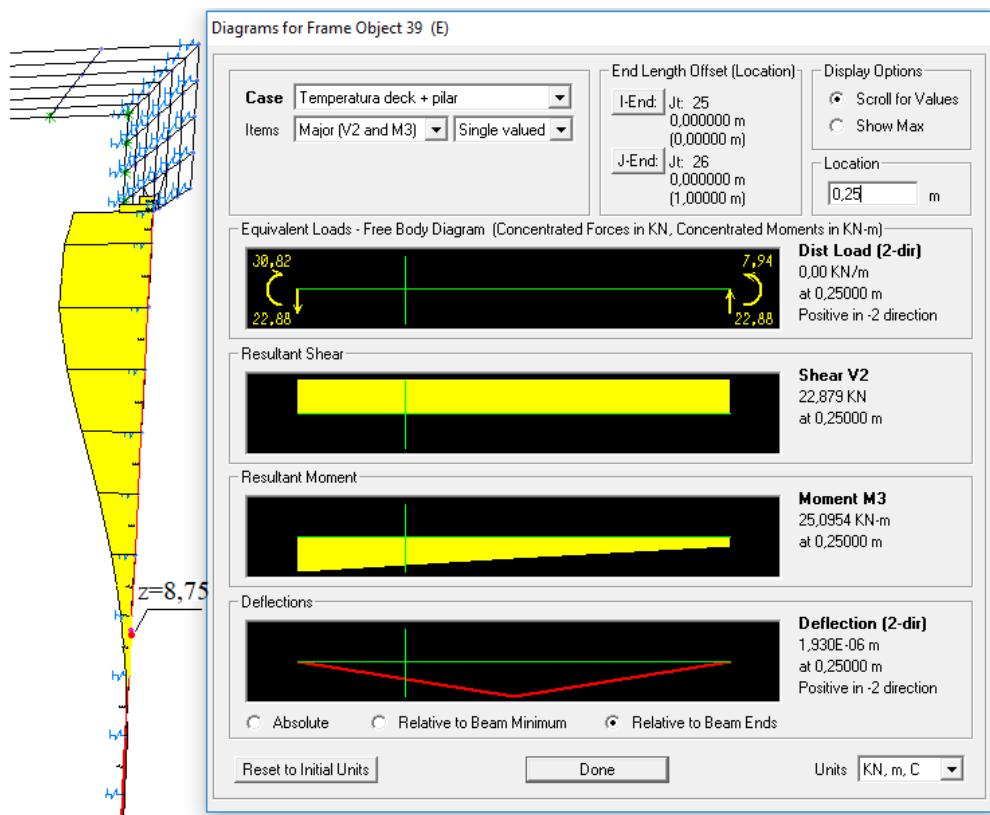


Figura 5.21 - Momento longitudinal no SAP 2000, para profundidade z=8,75m.

5.2.3 Momentos e esforços cortantes nas estacas e no pilar

Momentos fletores e esforços cortantes na estaca localizada abaixo do encontro, são ilustrados nas figuras a seguir. Como mencionado anteriormente, o Caso 2 e o Caso 3, foram análises realizadas por Kerokoski (2006), com a representação do solo através de molas não lineares.

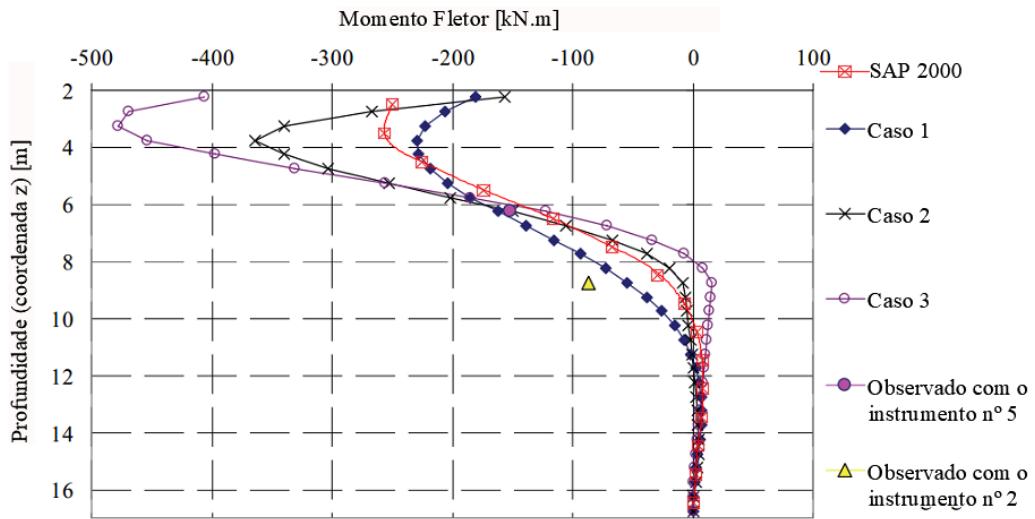


Figura 5.22 – Momentos fletores na estaca abaixo do encontro na direção longitudinal (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 53).

Em termos de valores máximos absolutos, no SAP 2000 foi fornecido um momento máximo de 256,4 kN.m à 3,5m da superfície, enquanto no Caso 1, o valor foi e torno 230 kN.m. Observa-se também, que em todas as análises os momentos calculados, se aproximaram do medido com o instrumento nº 5, e se distanciaram com relação ao instrumento nº 2.

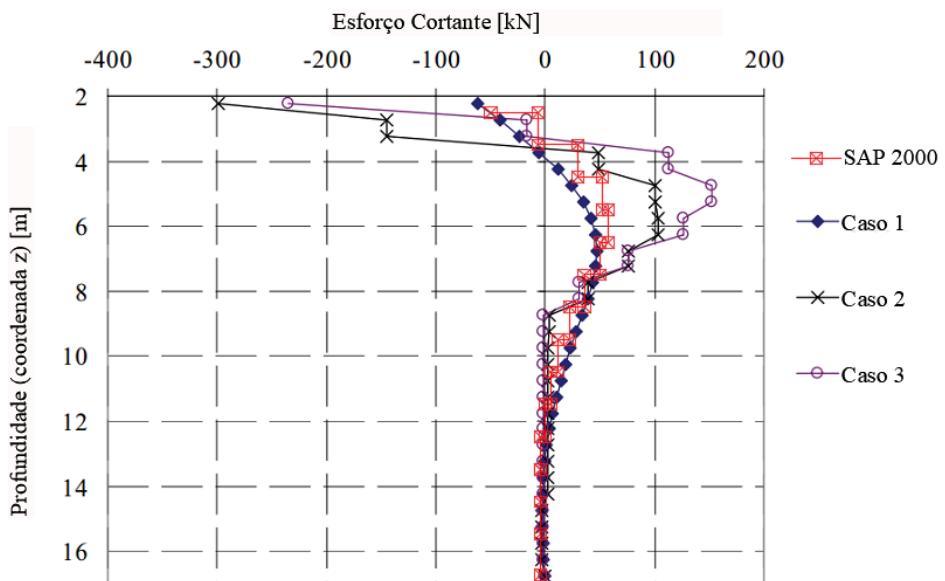


Figura 5.23 – Esforços cortantes na estaca abaixo do encontro na direção longitudinal. (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 53).

O esforço cortante máximo absoluto calculado no SAP 2000 foi de 56,8 kN, para a variação de profundidade entre 5,5m e 6,5m, e no Caso 1 foi de aproximadamente 50 kN. Observa-se que em torno de 9m de profundidade, os esforços diminuem significativamente, isto ocorre devido à representação rígida do solo adotada (molas afastadas), o que leva à pequenos deslocamentos na estaca nessa região, e consequentemente, valores pequenos de esforço cortante.

As imagens a seguir ilustram os momentos fletores e esforços cortantes no pilar e na estaca do suporte T3.

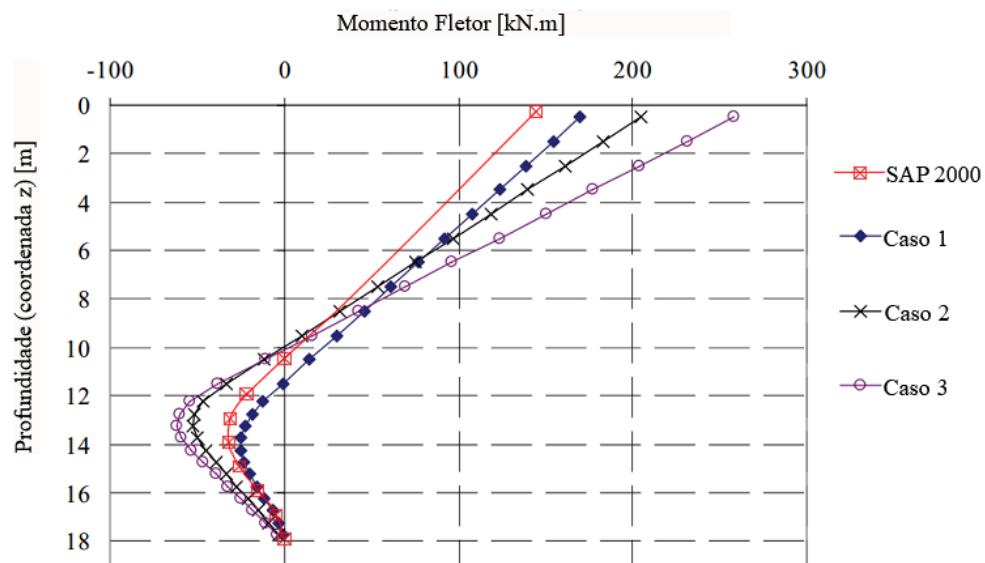


Figura 5.24 - Momentos fletores no pilar ($z = 0\text{m}-12\text{m}$), e na estaca ($z = 12\text{m}-18\text{m}$) (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 54).

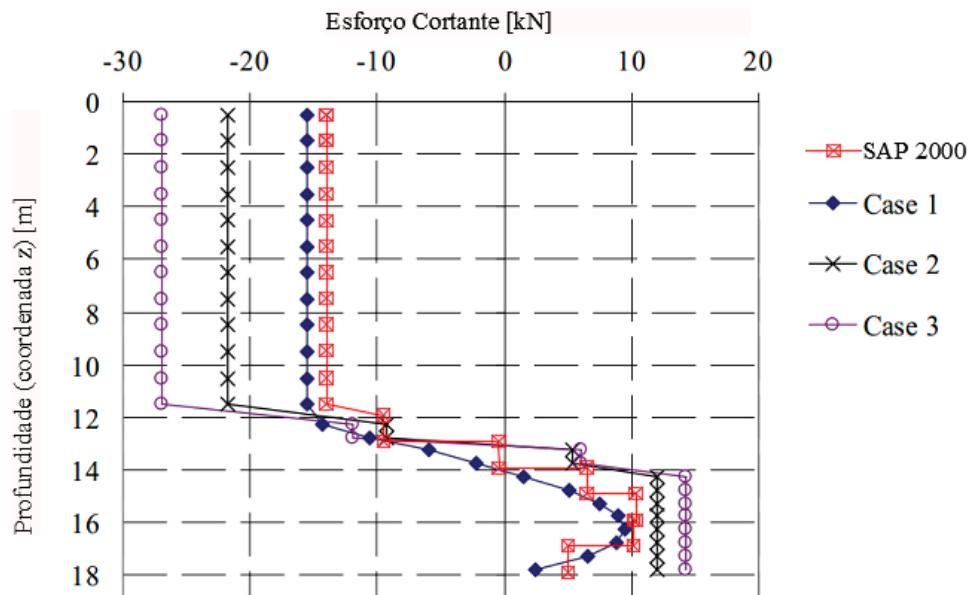


Figura 5.25 - Esforços cortantes no pilar ($z = 0\text{m}-12\text{m}$), e na estaca ($z = 12\text{m}-18\text{m}$) (adaptado de KEROKOSKI, 2006, p. 55).

Observando-se a figura 5.24, o Caso 1 se aproximou da análise realizada no SAP 2000 apenas a partir dos 14m de profundidade, apesar de não ter se distanciado muito ao longo do pilar, onde na superfície foi calculado um momento de 145 kN.m, enquanto no Caso 1, este valor está em torno de 170 kN.m.

5.2.4 Empuxos no encontro

Para o Caso 1, na profundidade de 1,24m, a partir da superfície, o deslocamento horizontal foi de 6,2mm, e pressão passiva igual a 76 kPa e para $z = 2,1$ m, o deslocamento e a pressão passiva foram 4,9mm e 182 kPa. Ao analisar estes valores no modelo estrutural do SAP 2000, não foi possível observá-los nos locais idênticos aos do Caso 1, porém foram escolhidos pontos suficientemente próximos, em que os resultados foram 5,6mm de deslocamento horizontal e 148 kPa de pressão passiva, para $z = 1,0$ m, 3,9mm e 142 kPa, para $z = 2,0$ m.

As pressões passivas no encontro da ponte Haavistonjoki medidas em campo para as profundidades de $z = 1,6$ - $2,2$ m foram, respectivamente, 50 kPa e 100kPa. As diferenças existentes entre os resultados do SAP 2000 e do Caso 1, provavelmente estão relacionadas com a representação da conexão adotada entre o encontro e a estaca, e com os valores das constantes das molas adotadas no conjunto.

Na metade superior a pressão calculada se distanciou significativamente do valor obtido com a instrumentação, e na parte inferior a diferença também foi notável, porém menor. A principal razão da existência dessas diferenças está ligada ao fato dos efeitos da placa de transição sobre o aterro não terem sido considerados nos cálculos (KEROKOSKI, 2006, p.55).

As tabelas a seguir mostram o cálculo das pressões médias nas profundidades indicadas. Que foi executado dividindo-se a força atuante em cada ponto, pela área de influência de cada mola. A localização dos pontos pode ser observada na figura 5.16.

Tabela 5.7 – Cálculo da pressão média atuante no encontro, para $z = 1,0$ m.

$z=1,0$	5	51	52	53	54	55	16	Pressão Média [kPa]
Força	37,73	73,95	72,86	72,25	72,03	71,97	35,99	
Pressão	153,48	150,41	148,19	146,95	146,50	146,38	146,40	148

Tabela 5.8 – Cálculo da pressão média atuante no encontro, para $z = 2,0\text{m}$.

$z=2,0$	40	42	43	68	44	45	41	Pressão Média [kPa]
Força	17,90	35,01	34,58	34,54	34,53	34,62	17,33	
Pressão	145,63	142,41	140,66	140,50	140,46	140,83	140,99	142

5.2.5 Análise dos resultados

Observando os resultados dos tópicos anteriores, pode-se perceber que os momentos fletores, esforços cortantes e tensões analisadas nas estacas e no pilar através do software SAP 2000, apresentaram resultados próximos da análise realizada no Caso 1 (Abaqus 2001), entretanto as comparações relacionadas com as pressões e momentos fletores no encontro se distanciaram, tanto entre os dois modelos, quanto com relação aos valores medidos em campo.

As diferenças mais significativas entre as duas análises provavelmente estão relacionadas com as representações das seções, propriedades dos materiais escolhidos e principalmente com os valores das constantes das molas utilizadas em toda a estrutura, assim como sua distribuição no encontro.

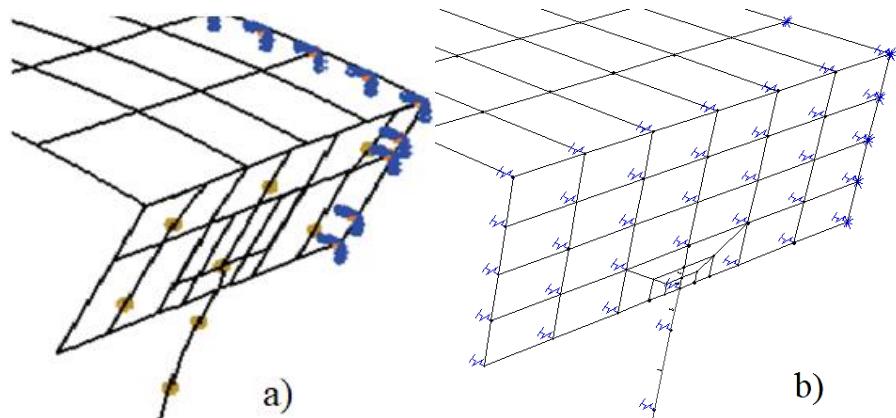


Figura 5.26 – Distribuição das molas no encontro no software: a) Abaqus (KEROKOSKI, 2006); b) SAP 2000.

O fato da placa de transição não ter sido representada e nem ter seus efeitos sobre o aterro de aproximação considerados, é uma das principais causas para as diferenças existentes entre o modelo estrutural e os dados obtidos em campo. Outros fatores de grande importância são relativos à representação do solo (linear ou não linear), e aos parâmetros adotados para sua caracterização, que nesta análise foram valores generalizados para cada tipo de solo.

De maneira geral, o modelo respondeu bem com relação aos momentos fletores e tensões nas estacas, em menores profundidades, e com relação às pressões atuantes no encontro, estas foram superestimadas pelo modelo tradicional de representação do solo adotado, o que não é viável, sendo indicado que a placa de transição e seus efeitos sejam considerados quando se fizer necessária a análise das pressões no encontro.

5.2.6 Comparação entre a estaca original e uma estaca de concreto

Neste tópico será realizada uma análise comparativa entre a estaca original da ponte Haavistonjoki, equivalente à um perfil tubular de aço preenchido com concreto, e uma estaca de concreto com 800mm de diâmetro. As propriedades do concreto utilizadas na definição da seção da estaca de 800mm, no SAP 2000, foram um f_{ck} igual a 20MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,2 e coeficiente de dilatação térmica igual a $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Mantendo o modelo estrutural representado na figura 5.5, alterando apenas as seções das estacas, foram obtidos os valores a seguir.

Tabela 5.9 – Momentos fletores e deslocamentos de interesse nas estacas.

Estacas		
	Aço e concreto	Concreto
Momento fletor máximo [kN.m]	256,38	193,98
Momento fletor na conexão entre a estaca e o encontro [kN.m]	225,54	163,13
Deslocamento na conexão entre a estaca e o encontro [mm]	3,9	3,8

Ao observar os deslocamentos, percebe-se que não houve diferença significativa, isto ocorre pois, quem governa esse aspecto é o solo e o encontro, que na modificação do modelo, não foram alterados.

Apesar dos momentos fletores calculados na estaca de aço e concreto serem maiores do que os da segunda estaca, esta última suporta um menor momento, de maneira que, as curvaturas que ocorrem na sua parte superior podem levar ao aparecimento de fissuras significativas, devido à reduzida resistência à tração do concreto, condicionando seu comportamento em serviço. Uma alternativa para reduzir as fissuras, é a aplicação da protensão, que visa melhorar o desempenho da estrutura, resultando em uma elevada resistência aos esforços de compressão, flexão composta e tração.

6 CONCLUSÕES

A adoção do conceito integral traz consigo vários benefícios, sendo a economia, o fator que teve a maior influência na busca pela utilização das pontes integrais, aliada à outras vantagens, como conforto no tráfego, estética, maior capacidade de redistribuir esforços no caso de sobrecargas, etc. Entretanto, para que a estrutura tenha um bom desempenho, deverá ser realizada uma análise estrutural cuidadosa, principalmente com relação a interação solo-estrutura, que apresenta natureza complexa, e sempre observando as limitações da ponte, onde as mais importantes são referentes ao comprimento e geometria da ponte, e às fundações utilizadas, onde, em estruturas de elevado comprimento, esconsidade ou em fundações diretas, pode ser preferível a adoção de um encontro semi-integral, por ser mais flexível.

Na análise da interação solo-estrutura, o principal desafio observado se encontra na estimativa das pressões atuantes na estrutura, tendo em vista a natureza dinâmica do problema, onde a cada ciclo de expansão e contração, a rigidez do solo e as pressões exercidas nos encontros aumentam, sendo requerido para a determinação desta última, alguns parâmetros do solo, e estes irão variar ao longo da vida útil da obra devido a compactação sofrida pelo solo, que altera alguns parâmetros como ângulo de atrito e módulo de deformabilidade.

Outro ponto a ser observado se trata do quanto rígida a infraestrutura deverá ser, tendo em vista que no caso de ser muito flexível, apesar de possibilitar a movimentação da estrutura, serão gerados elevados deslocamentos e pressões passivas, por outro lado, caso seja muito rígida, os deslocamentos serão reduzidos, entretanto a superestrutura estará sujeita à esforços muito elevados, devendo-se então encontrar um equilíbrio entre as alternativas.

Uma melhor compreensão do problema pôde ser obtida através da análise da ponte Haavistonjoki, ao colocar em prática a representação do solo através de molas lineares, que apesar de não ser um modelo que represente com acurácia o solo, devido ao seu comportamento não linear, forneceu resultados razoáveis com relação à alguns esforços, como momentos fletores e esforços cortantes nas estacas e no pilar e à pressão atuante nas partes mais elevadas das estacas, deixando à desejar com relação aos resultados das pressões passivas e momentos fletores nos encontros. Por final, através da comparação realizada entre a estaca de perfil tubular metálico preenchido com concreto e a estaca de concreto armado, percebeu-se que os deslocamentos que surgiram não tiveram diferença significativa, fato este que ocorre pois, quem governa esse aspecto é o solo e o encontro, que na modificação do modelo, não foram alterados.

De maneira geral, a utilização dos encontros integrais pode trazer muitos benefícios, desde que seja realizada uma análise estrutural cuidadosa, considerando todas ações na estrutura, principalmente a temperatura, retração, fluência, aceleração e frenagem, que irão causar movimentos horizontais, sempre observando as suas limitações, associando-as com outros fatores, como materiais e métodos construtivos, características regionais da área, tipo de rodovia, topografia, etc. Ressaltando a importância da instrumentação e observação neste tipo de obra, durante a fase de construção e durante sua vida útil, pois desta maneira as regulamentações e os modelos numéricos poderão ser ajustados, fornecendo resultados mais próximos da realidade, auxiliando na expansão deste conceito estrutural.

REFERÊNCIAS

- ABENDROTH, R.E., GREIMANN, L.F. *Rational Design Approach for Integral Abutment Piles – Transportation Research Record 1233*, Transportation Research Board, Washington D.C., 1988.
- AKIYAMA, H. *Fundamentally Structural Characteristics of Integral Bridges*. Tese de doutorado, Kanazawa University, 2008.
- ALBERTA TRANSPORTATION. *Bridges Structures Design Criteria – Appendix A: Integral Abutments Guidelines*. Versão 8.0, 2017.
- ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 1, 3^a ed. Rio Grande do Sul: Dunas, 2010.
- ARSOY, S.; BARKER, R.M.; DUNCAN, J.M. *The Behavior of Integral Abutment Bridges*. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1999.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.
- BURKE, M.P., Jr. NCHRP. *Synthesis of Highway Practice 141: Bridge Deck Joints*. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1989.
- BURKE, M.P., Jr. *Integral and Semi-integral Bridges*. Wiley Blackwell, Oxford, 2009.
- CONNAL J. *Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice*. Austroads 5th Bridge Conference, Hobart, Australia, 2004.
- CORREIA, J.F. *Pontes Integrais – Estado da Arte*. Dissertação de mestrado, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2015.

DAS, B.M. *Fundamento de Engenharia Geotécnica*. 6^a ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). *Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1-5: General Actions - Thermal Actions, EN 1991-1-5*, 2003.

FARTARIA, C. *A Interação Estrutura-Solo em Pontes Integrais*. Dissertação de mestrado, Lisboa: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2012.

FELDMANN, M. *Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments*. Brussels, RFCS publications, European Commission, 2010.

FINNISH NATIONAL ROAD ADMINISTRATION (FinnRA). *Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa – Guidelines for Foundations of Bridges*. Helsinki, 1999. Disponível em: <<http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/prakos99.pdf>>. Acesso em: 10 jul. 2017.

FINNISH NATIONAL ROAD ADMINISTRATION (FinnRA). *Teräsputkipaalut - Steel Pipe Piles - Code of Practice*. Helsinki, 2000. Disponível em: <<http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/steelpipepiles1999.pdf>>. Acesso em: 10 jul. 2017.

FLENER, E.B. *Soil-Structure Interaction for Integral Bridges and Culverts*. Royal Institute of Technology, Stockholm, 2004.

GRIBNIAK, V.; KAKLAUSKAS, G.; BACINSKAS, D. *Shrinkage in Reinforced Concrete Structures: A Computational Aspect*. Journal of Civil Engineering and Management, Vilnius, 2008.

HAMBLY, E.C. *Bridge Deck Behaviour*, 2^a ed., Span Press, New York, 1991.

HIGHWAYS AGENCY. *BA 42/96 - Amendment No. 1 – The Design of Integral Bridges*. Design Manual for Roads and Bridges – Volume 1 Highway Structures: Approval Procedures and General Design, London, 2003.

HORVATH, J.S. *Integral Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, Manhattan College, New York, 2000.

HUANG, J. *Behavior of Concrete integral Bridges*. PhD Thesis, University of Minnesota, Minneapolis, 2004.

- ILES, D.C. *Integral Bridges in the UK, In: International Workshop on the Bridges with Integral Abutments*, Luleå University of Technology, 2006.
- ILES, D.C. *Composite Highway Bridge Design*. SCI, Berkshire, 2010.
- KEROKOSKI, O. *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*. Tampere University of Technology, Finland, 2006;
- KEROKOSKI O.; LAAKSONEN A. *Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges*. Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005), Baltimore, Maryland, 2005.
- KUNIN, J.; ALAMPALLI S. *Integral Abutment Bridges: Current Practice in the United States and Canada - Special Report 132*. New York State Department of transportation, Albany, (1999).
- LAN. C. *On The Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges - Parametric Analyses and Design Optimization*. University of Trento, 2012.
- MARURI, R.F.; PETRO S.H. *Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB) – 2004 Survey Sumary*, In: The 2005 FHWA Conference – *Integral Abutment and Jointless Bridges*, Baltimore, 2005.
- PINHO, M. F. *Pontes Integrais: Aspectos de Projeto e Construção*. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 2011.
- REESE, L.Y.; VAN IMPE, W.F. *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*. Taylor and Francis/Balkema, Leiden, 2001.
- RHODES, S. *Integral Bridges and the Modelling of Soil Structure Interaction*. Artigo apresentado na International Bridge Conference, 2014.
- SANTOS, J.A. *Métodos de Dimensionamento de uma Estaca Isolada Sob Ações Horizontais*. Revista Geotecnica da Sociedade Portuguesa de Geotecnica, 71, pp. 51-64, 1994.
- THOMPSON T.A., Jr. *Passive Earth Pressures behind Integral Bridge Abutments*, Tese: Ph.D., University of Massachusetts, Amherst, Massachusetts, USA, 1999.

TLUSTOCZOWICZ G. *Optimized Design of Integral Abutments for a Three Span Composite Bridge*. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Luleå University of Technology, 2005.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. *Fundações - Volume 2*; Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

WHITE, H. *Wingwall Type Selection for Integral Abutment Bridges: Survey of Current Practice in The United States of America – Special Report 154*. New York State Department of transportation, Albany, 2008.