



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

ANÁLISE DE PONTES DE ENCONTROS INTEGRAIS
ESTUDO DE CASO DE UMA PONTE DE 90 METROS

VINÍCIUS WENDEL DOS SANTOS MOURA

RECIFE
2016

VINÍCIUS WENDEL DOS SANTOS MOURA

**ANÁLISE DE PONTES DE ENCONTROS INTEGRAIS
ESTUDO DE CASO DE UMA PONTE DE 90 METROS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado por
VINÍCIUS WENDEL DOS SANTOS MOURA, ao
Departamento de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Pernambuco, como requisito para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. PAULO DE ARAÚJO REGIS

RECIFE
2016

M929a	Moura. Vinícius Wendel dos Santos Análise de pontes de encontros integrais estudo de caso de uma ponte de 90 metros. / Vinícius Wendel dos Santos Moura. - 2016. 63folhas, Ils. e Tab. Orientador: Prof. Paulo de Araújo Regis. TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Graduação em Engenharia Civil, 2016. Inclui Referências e Anexos. 1. Engenharia Civil. 2. Pontes integrais. 3 Encontros integrais. 4. Pontes. 5. Interação estrutura-solo I. Regis, Paulo de Araújo.(Orientador) UFPE 624 CDD (22. ed.) BCTG/2016-221
-------	---



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

deleatado
OK!

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

CANDIDATO(S): 1 – Vinicius Wendel dos Santos Moura
2 –

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: Paulo de Araújo Régis

Examinador 1: Maurício Fernando Pinho

Examinador 2: Danilo Vieira Pontes de Melo

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: ANÁLISE DE PONTES DE ENCONTROS INTEGRAIS ESTUDO DE CASO DE UMA PONTE DE 90 METROS

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

DATA: 02/08/2016 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 15:30.

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: 7,80 (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, 02 de Agosto de 2016

Orientador: _____

Avaliador 1: _____

Avaliador 2: _____

Candidato 1: _____

Candidato 2: _____

*Dedico a minha mãe Maria José dos Santos,
pois com sua perseverança inabalável não
mediu esforços para trazer sempre o melhor
aos seus filhos.*

AGRADECIMENTOS

“Não to mandei eu? Esforça-te, e tem bom ânimo; não temas, nem te espantes; porque o Senhor teu Deus é contigo, por onde quer que andares.” Josué 1:9.

Primeiramente, agradeço ao meu Bom e Misericordioso Deus com Sua infinita bondade não se esqueceu de cuidar de mim ao longo dessa jornada.

À minha mãe, um exemplo vivo pra mim, que me ensina a cada dia que na vida é preciso ter muita persistência e dedicação.

Às minhas três irmãs, Grasielle, Larissa e Lícia, as quais amo muito e a toda minha família.

Agradeço ao meu professor e orientador Paulo de Araújo Regis, que foi atento aos meus questionamentos e com muita dedicação me ajudou.

Agradeço, em especial, ao meu chefe Maurício Pinho e toda equipe da Arcus, que me auxiliou muito na realização desse trabalho, assim como tem me ajudado na complementação do curso com o estágio supervisionado.

Aos meus colegas em especial Rhayssa, Rayane, Priscila, Mayara e Hygor, assim como todos aqueles que compuseram a entrada inicial do curso de graduação como também aos que eu conheci após a iniciação do curso, como meu colega e monitor, Paulo Sousa. A amizade é um bem muito precioso para o homem.

Como muito prazer, eu vos digo: Obrigado!

“Construímos muros demais e pontes de menos”.
(Isaac Newton)

RESUMO

MOURA, Vinícius W. S. (2016). *Análise de Pontes de Encontros Integrais - Estudo de Caso de Uma Ponte de 90 Metros*. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências – Universidade Federal de Pernambuco. Orientador: Paulo de Araújo Regis. Recife, 2016.

As pontes apresentam deslocamentos horizontais no tabuleiro devidos às ações externas como variação térmica, frenagem ou internas como retração e fluência dos materiais. Essas movimentações são acomodadas por dispositivos de movimentação, como juntas estruturais e aparelhos de apoio, entretanto esses dispositivos possuem uma vida útil muito inferior à da obra. As pontes integrais são estruturas que em seu processo construtivo os dispositivos de movimentação são eliminados totalmente ou parcialmente. Em consequência disso, estão se incorporando ao universo da engenharia estrutural como alternativa de construção com menor custo, tanto de execução como de manutenção. Entretanto, o processo de análise dessas estruturas é complexo em virtude da interação da estrutura com o solo adjacente aos encontros, uma vez que estes passam a desempenhar o papel de acomodar os deslocamentos. Para auxiliar nesse processo de análise são comumente utilizados mesmo em tratamento de pontes convencionais programas computacionais, programa de elementos finitos para modelação, análise e dimensionamento de estruturas, assim as hipóteses simplificadoras, que são utilizadas para fazer as análises da estrutura, se tornam mais técnicas ao nível operacional do programa. Para analisar o comportamento dessas estruturas em relação às pontes convencionais sobre casos de carregamento como variação térmica, retração, fluência, entre outros, um processo simplificado da configuração integral foi desenvolvido nesse trabalho e estudado acerca dos esforços de flexão atuantes e dos deslocamentos dos encontros.

Palavras-Chave: *Pontes Integrais, Encontros integrais, Pontes, Interação Estrutura-solo.*

ABSTRACT

MOURA, Vinícius W. S. (2016). *Integrals Abutments Bridges Analysis – Case Study a 90 Meters Bridge*. Final Course Work, Graduation in Civil Engineering, Center of Technology and Geosciences – Federal University of Pernambuco. Advisor: Paulo de Araújo Regis. Recife, PE.

The bridges have horizontal displacements on the board due to external actions such as thermal variation, braking or as internal shrinkage and creep of materials. These movements are accommodated by handling devices such as structural joints and support devices, but these devices have a service life much lower than the work. Integral bridges are structures that in their construction process the handling devices are eliminated completely or partially. Consequently, they are incorporated into the world of structural engineering and construction alternative with less cost, both running and maintenance. However, the analysis process of these structures is complex because of the interaction of the ground structure adjacent to abutments, since these begin to play the role of accommodating the displacement. To assist in this analysis process are commonly used even in the processing of conventional computer programs bridges, finite element program for modeling, analysis and design of structures, as the simplifying assumptions that are used to make the analysis of the structure, become more techniques at the operational level program. To analyze the behavior of these structures over conventional bridges over loading cases as thermal variation, shrinkage, creep, among others, a simplified procedure of full configuration was developed in this work and studied about the active bending stresses and displacements of the abutments.

Keywords: *Integrals Bridges, Integrals Abutments, Bridges, Soil-Structure Interaction;*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. Justificativa e motivação	12
1.2. Ponte integral	14
1.2.1. Vantagens das pontes integrais	16
1.3. Objetivos gerais e específicos	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1. Contexto histórico	17
2.1.1. Primeiras pontes	17
2.1.2. Pontes romanas	17
2.1.3. Pontes da Idade Média	18
2.1.4. Pontes na Revolução Industrial	19
2.1.5. Pontes em concreto armado e protendido	19
2.2. Pontes integrais	20
2.2.1. Variação uniforme e diferencial de temperatura	23
2.2.2. Retração	24
2.2.3. Fluência	25
2.2.4. Continuidade entre os vãos	26
2.3. Critérios globais de dimensionamento	28
2.3.1. Sistema estrutural	28
2.3.2. Interação estrutura-solo	28
2.3.2.1. Coeficiente de reação lateral	30
3. MODELOS DE ANÁLISE	33
3.1. Interação estrutura-solo	37
3.2. Ponte convencional	38
3.3. Carregamentos	40
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	48
4.1. Quantos aos esforços de flexão	49
4.2. Quantos aos deslocamentos	52
5. CONCLUSÕES	56
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57
ANEXOS	58

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 – Esquema estrutural de ponte convencional (adaptado do GAMA, 2012).
- Figura 1.2 – Exemplo de junta na superestrutura de uma ponte (www.lborborrachas.com.br).
- Figura 1.3 – Aparelho de apoio e junta danificados por infiltração – Ponte sobre o Rio Poxim – Aracaju / SE (foto Mauricio Pinho).
- Figura 1.4 – Troca de aparelho de apoio danificado por infiltração na junta – Ponte sobre o Rio Paraíba – Itabaiana / PB (Foto Mauricio Pinho).
- Figura 1.5 - Junta expansível de neoprene deteriorada (foto Mauricio Pinho).
- Figura 1.6 – Exemplo de uma estrutura de ponte integral (PINHO, 2009).
- Figura 2.1 – Ponte de Pedra do Tigre em Alegrete, em RS (Adaptado Google Imagens).
- Figura 2.2 – Aqueduto de Segóvia, Espanha (Adaptado Google Imagens).
- Figura 2.3 – Esquema de Ponte de Encontros Integrais (adaptado FARTARIA, 2012).
- Figura 2.4 – Esquema de Ponte de Encontro Semi-integral (adaptado de WYSARD, 2011).
- Figura 2.5 – Detalhe de Encontros Integrais utilizados em diferentes estados dos EUA, em que: (a) Dep. de Illinois; (b) Dep. do Tennessee; (c) Dep. de Ohio (Adaptado do BURKE, 2009).
- Figura 2.6 – Momentos Fletores desenvolvidos devido às restrições de rotações, em que a) esquema estrutural, b) fluência e c) retração (Adaptado do PINHO, 2011).
- Figura 2.7 – Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelo de Winkler, (ROJAS, 2007).
- Figura 2.8 – Conceito do Kh segundo TERZAGHI (1955) (Adaptado ROJAS, 2007).
- Figura 3.1 – Elevação ponte convencional.
- Figura 3.2 – Elevação ponte integral.
- Figura 3.3 – Seção transversal da ponte integral.
- Figura 3.4 – Seção transversal da viga no vão longitudinal.
- Figura 3.5 – Definição da seção transversal dos encontros.
- Figura 3.6 – Definição da seção transversal das vigas.
- Figura 3.7 – Definição da seção transversal dos pilares.
- Figura 3.8 – Detalhe da transversina no apoio intermediário.
- Figura 3.9 – Comando Link/Support para representação da rigidez da transversina nos apoios intermediários.
- Figura 3.10 – Modelo adotado na simulação para variação positiva da temperatura.
- Figura 3.11 – Modelo adotado na simulação para variação negativa da temperatura.
- Figura 3.12 – Definição Transversal da Travessa.
- Figura 3.13 – Definição dos Aparelhos de Apoio com uso do comando Link/ Support.
- Figura 3.14 – Momento Fletor devido ao carregamento de peso próprio para ambas as situações.

Figura 3.15 – Momento fletor e ação devido ao carregamento de G2, peso próprio das lajes e pré-lajes.

Figura 3.16 – Obtenção do carregamento de G3: pavimentação + guarda-rodas.

Figura 3.17 – Obtenção do carregamento móvel.

Figura 3.18 – Linha de influência para estruturas contínuas, notar ponto de aplicação da carga.

Figura 3.19 – Região dos encontros no modelo estudado.

Figura 3.20 – Carregamento devido à variação positiva de temperatura aplicada na estrutura.

Figura 3.21 – Carregamento devido à variação negativa de temperatura aplicada na estrutura.

Figura 3.22 – Obtenção do valor característico de frenagem a ser aplicado na estrutura.

Figura 3.23 – Carregamento devido à frenagem aplicado ao longo da estrutura.

Figura 3.24 – Carregamento devido à retração aplicado ao longo da estrutura.

Figura 3.25 – Carregamento devido à fluência aplicado ao longo da estrutura.

Figura 4.1 – Pontos observados na Ponte Convencional.

Figura 4.2 – Pontos observados na Ponte Integral.

Figura 4.3 – Momento Fletor carregamento G2 observado na Ponte Integral.

Figura 4.4 – Momento Fletor carga móvel observado na Ponte Integral.

Figura 4.5 – Momento Fletor carga móvel na observado na Ponte Convencional.

Figura 4.6 – Momento Fletor e reações de apoio devido à retração na Ponte Integral.

Figura 4.7 – Momento Fletor devido à fluência na Ponte Integral.

Figura 4.8 – Resultados para a variação positiva de temperatura, Argila (à esquerda), Areia (à direita).

Figura 4.9 – Resultados para a variação negativa de temperatura, Argila (à esquerda), Areia (à direita).

Figura 4.10 – Resultados para a carga móvel.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificativa e motivação

A ponte é um elemento estrutural utilizado para transpor obstáculo natural ou artificial dando continuidade a uma via existente, ao longo do tempo modificações acerca do seu processo construtivo ocorreram em função do desenvolvimento dos materiais de construção, dos avanços tecnológicos. A introdução no sistema estrutural de alguns dispositivos como as juntas de dilatação e aparelhos de apoio permite simplificar a análise estrutural, pois aproxima o esquema estrutural adotado na fase de projeto, estudo teórico, à estrutura real.

A separação das partes da ponte em infraestrutura, composta pelas fundações, mesoestrutura, os pilares, e superestrutura, basicamente as vigas, também permitiu analisar a transmissão dos esforços no tabuleiro para o corpo receptor das cargas atuantes. Portanto, toda ponte convencional possui estas partes citadas (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Esquema estrutural de ponte convencional (adaptado do GAMA, 2012).

Uma vez finalizada a ponte, os espaços entre os elementos estruturais como superestrutura devem ser protegidos da entrada de água de escoamento, que ataca os materiais de composição das pontes. Mas, apesar da simplicidade da solução a utilização de juntas de movimentação e os aparelhos mecânicos apresenta um custo de manutenção muito elevado, uma vez que o período de vida útil desses dispositivos é inferior ao da obra (Figura 1.2 a 1.4).

Segundo PINHO (2011), em função de suas grandes dimensões, as pontes são estruturas em que os efeitos devido à retração, fluência e variação da ação térmica possuem muita importância. Os deslocamentos horizontais da superestrutura podem ser de milímetros ou dezenas de centímetros, dependendo da extensão da ponte, dos materiais da estrutura e das variações sazonais da temperatura ambiente no local onde a obra está implantada. Estes

deslocamentos são acomodados com a utilização de dispositivos, como as juntas de dilatação e aparelhos de apoio.

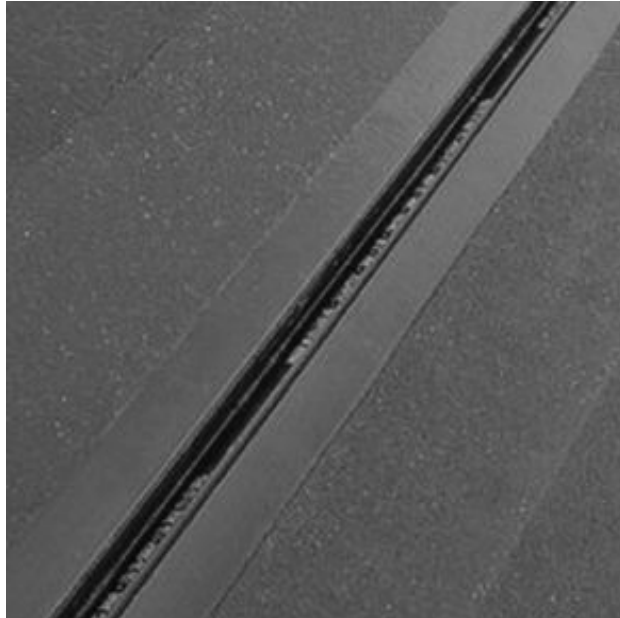


Figura 1.2 – Exemplo de junta na superestrutura de uma ponte (www.lborborrachas.com.br)



Figura 1.3 – Aparelho de apoio e junta danificados por infiltração – Ponte sobre o Rio Poxim – Aracaju / SE (foto Mauricio Pinho)



Figura 1.4 – Troca de aparelho de apoio danificado por infiltração na junta – Ponte sobre o Rio Paraíba – Itabaiana / PB (Foto Mauricio Pinho)



Figura 1.5 - Junta expansível de neoprene deteriorada (foto Mauricio Pinho)

1.2. Ponte integral

Pensando nas implicações que as juntas de expansão trazem, os engenheiros de pontes reconduziram ao conceito de ponte integral aplicando principalmente às pontes em viga. A ideia de uma ponte sem juntas de dilatação e aparelhos de apoio em que as deformações

precisam ser acomodadas pelos encontros, elemento estrutural que suporta as ações transmitidas no tabuleiro além de fazer a transição entre as obras de aterro e o tabuleiro, e os pilares devido às inexistências dessas descontinuidades no tabuleiro da ponte.

Assim por volta da década de 20 nos Estados Unidos, o estado do Colorado, provavelmente, construiu a primeira ponte de encontro integral, em seguida em 1938 o estado de Ohio construiu a primeira ponte integral, constituída por cinco vãos contínuos e suportada por pilares, os encontros sobre estacas. Entretanto, essas primeiras utilizações deste conceito se deu de forma relativamente empírica ou com métodos de análise simplificados, os trabalhos de pesquisa sobre o tema somente começaram a se desenvolver a partir da década de 90 aos dias atuais, segundo PINHO (2011).

As pontes integrais, por outro lado, devem ser dimensionadas com uma maior atenção quanto às solicitações que atuarão sobre a estrutura. Os deslocamentos devido à variação térmica, assim como a retração e fluência devem ser acomodados pelos encontros, que apresentam uma interação com o solo adjacente muito complexa o que torna a fase de análise dessas estruturas um tanto complexa. O dimensionamento precisa ser estudado de forma conjunta com o terreno participando como parte resistente do sistema (Figura 1.6).

Entretanto, essa mesma análise ainda é bastante simplificada, mesmo nos países em que os estudos acerca dessas pontes estão bastante avançados.

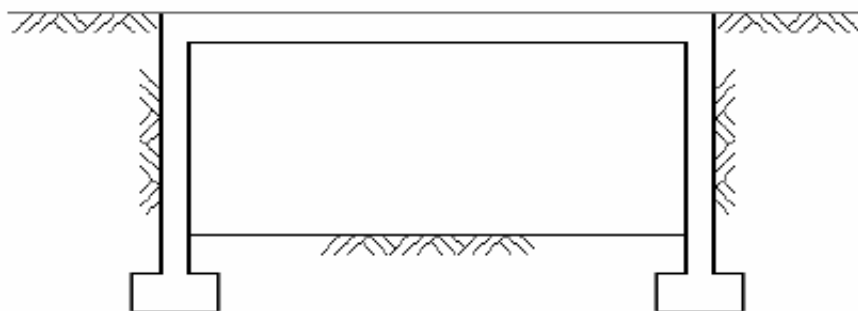


Figura 1.6 – Exemplo de uma estrutura de ponte integral (PINHO et al, 2009).

A maior parte das pontes integrais executadas é construída com vigas pré-moldadas protendidas, a vinculação entre as mesmas são executadas sobre apoios provisórios nos apoios intermediários eliminando os dispositivos de movimentação nesta região.

1.2.1. Vantagens das pontes integrais

Apresentam uma redução no custo de manutenção das estruturas, uma vez que se eliminam as juntas de dilatação, as quais precisam ser substituídas ao longo da vida útil da obra;

Uma superestrutura mais econômica em função da continuidade das vigas, como também uma pista de rolamento mais uniforme evitando o desconforto das descontinuidades;

Uma maior distribuição dos esforços devido à vinculação entre as suas partes, neste caso importante nas ações de sobrecarga;

Encontros e fundações mais econômicos em função do modelo estrutural integral promove o engastamento da superestrutura com os encontros;

1.3. Objetivos gerais e específicos

Este presente trabalho visa apresentar algumas características acerca das pontes integrais, analisar o comportamento de um modelo com encontro integral submetido a casos de carregamento.

Dentre os objetivos específicos dessa dissertação:

- Fazer análises acerca dos esforços de flexão solicitantes para os casos de carregamento, e deformações diferidas com relação à ponte convencional;
- Fazer análises das deformações da estrutura integral para os casos de carregamentos, e ações diferidas com relação à interação estrutura-solo adotada;

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Contexto histórico

2.1.1. Primeiras pontes

As práticas de transposição dos obstáculos remontam-se ao início dos tempos, em que na busca por alimentos e lugares seguros o homem necessitava vencer impedimentos no caminho. Esses obstáculos muitas vezes cobertos por troncos caídos, ou formações geológicas serviam de passagem para prosseguir na procura (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ponte de Pedra do Tigre em Alegrete, em RS (Adaptado Google Imagens).

Ao seguir a necessidade do homem, as ligações naturais receberam adaptações com os recursos disponíveis tais como cipós, pedras, madeiras para garantir a estabilidade das estruturas que ficavam mais requisitadas. Como nova modificação uma passagem plana e relativamente larga permitia atravessar com mais segurança, desta forma surgiram as pontes em laje de pedra.

Encontram-se pontes entre os primeiros povos, evidenciando sua importância para o desenvolvimento das civilizações, como os vestígios de ponte em arco na Mesopotâmia de 4000 a.C., na Pérsia, na China, sobre o rio Meles, na Turquia do século IX a.C..

2.1.2. Pontes romanas

Segundo Leonhart (1979) os romanos já construíam abóbodas de pedra nas pontes, um exemplo a Ponte dos Anjos sobre o rio Tiber, construída em Roma entre 134 e 199 pelo imperador Adriano, em que foi utilizado a pozolana, um material que mantém a resistência

mesmo que a estrutura esteja submersa. Os romanos se aperfeiçoaram na construção de pontes em arco, estes artificios foram utilizados na construção de pontes e aquedutos, entre outras construções (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Aqueduto de Segóvia, Espanha (Adaptado Google Imagens).

O artifício para o uso do arco vem de sua função prática de distribuição da carga, além do arco possuía também uma forte imposição tecnológica da época permitindo uma grande variedade formal. O arco se tornou um elemento útil à identificação e classificação dos diversos movimentos artísticos na arquitetura romana. Usualmente as pontes em arco não possuem juntas de movimentação.

2.1.3. Pontes da Idade Média

Neste período, os estudos para o aprimoramento das técnicas de pontes em arco romanos não cessaram, ao contrário, os conhecimentos de construção das cúpulas eclesiásticas foram aplicados aos de pontes. Os arcos romanos foram inteligentemente utilizados tanto para o tráfego pesado como para sistemas de abastecimento, esses sistemas foram tão bem desenvolvidos que não puderam ser superados até muitos séculos depois.

Na Idade Média, os arcos romanos foram diversificados e as pontes passaram a incluir arcos góticos de pedra, com estética e segurança mais apurados e facilidade na execução. Um exemplo, a Ponte de Rialto, construída inicialmente em 1181 em Veneza. Foi durante a Idade Medieval que as pontes ganharam mais finalidade como comerciais, espirituais, militares.

2.1.4. Pontes na Revolução Industrial

Neste período as construções definitivamente passam a ser voltadas à praticidade, rapidez e economia de tempo e dinheiro. A Revolução Industrial traz consigo a importância de construções de pontes como elemento para a aceleração econômica. A invenção de novos métodos de fabricação do aço, que possuía uma maior resistência à tração, permitiu a construção de pontes mais aptas para estas novas necessidades, como Forth Bridge, construída na Escócia na década de 1890.

Mesmo com um maior domínio das técnicas de projetos e construção e a introdução de novos materiais não impediram, todavia, a queda de algumas pontes e o surgimento de problemas que só depois viriam a ser resolvidos.

2.1.5. Pontes em concreto armado e protendido

O desenvolvimento do concreto armado se tornou um marco para as construções de pontes apresentando grande flexibilidade para os sistemas estruturais adotados pelos projetistas, como também possibilitou o uso de vão cada vez maiores. Entretanto nenhum outro material se tornou tão importante quanto o concreto protendido na execução de pontes.

Segundo PINHO (2011), as construções com uso de vigas pré-moldadas protendidas se deram fortemente a partir da década de 50, com o avanço da tecnologia da protensão aliado a logística de transporte e montagem, apresentando vantagens como:

- Melhor controle da execução no canteiro de obras;
- Otimização da utilização das formas em função de seu reaproveitamento;
- Redução dos prazos de construção uma vez que a execução das vigas ocorre concomitante com as fundações.

Por outro lado, torna-se bastante importante verificar os efeitos da variação térmica que provocam na estrutura um acréscimo de comprimento. Além da variação de temperatura, as

deformações diferidas que ocorrem no concreto como a fluência, acréscimo de deformações no concreto devido a um carregamento constante, e a retração, acréscimo de deformações causadas pela perda de água sem a existência de carregamentos. Para acomodar estas deformações da estrutura mecanismos de movimentação foram adicionados à estrutura.

2.2. Pontes integrais

Estruturas integrais, ou estruturas sem articulações móveis são antigas. Muitas dessas pontes se encontram em perfeitas condições de uso, as mais recordáveis feitas pelo homem, são as pontes em arco de pedra, construídas assim por imposições tecnológicas da época, como as pontes romanas. Embora as pontes em arco e as pontes em pórtico também sejam consideradas pontes integrais, a maior parte dos estudos que vêm sendo desenvolvidos abrange mais especificamente as pontes em viga reta com um ou múltiplos vãos, como cita PINHO (2011).

De uma forma geral, pontes integrais são aquelas construídas sem juntas de movimentação entre os vãos e entre estes e os encontros, segundo HAMBLY (1991). Adotando-se uma definição mais rigorosa, pontes integrais são aquelas que, além de não possuírem juntas, apresentam ligação monolítica entre os elementos da superestrutura e da infraestrutura. Isto é, quando não há movimento de translação relativo entre as interfaces do tabuleiro e dos apoios (ver Figura 1.3).

As pontes com aparelhos de apoio que permitem a movimentação horizontal entre o tabuleiro e os pilares e com ligação monolítica com os encontros são denominadas pontes de encontros integrais. Na prática, este é o tipo de ponte integral mais utilizado. Uma alternativa muito adotada para este conceito de pontes é o encontro semi-integral. Neste caso existe a ligação da superestrutura com o encontro, mas a viga é apoiada sobre um aparelho de apoio que permite a articulação parcial entre a superestrutura e o encontro (Figura 2.3 e 2.4).

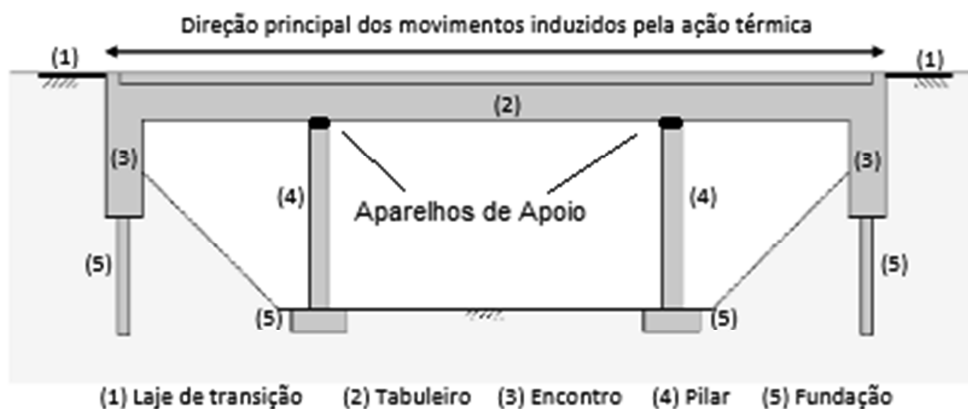


Figura 2.3 – Esquema de Ponte de Encontros Integrais (adaptado FARTARIA, 2012).

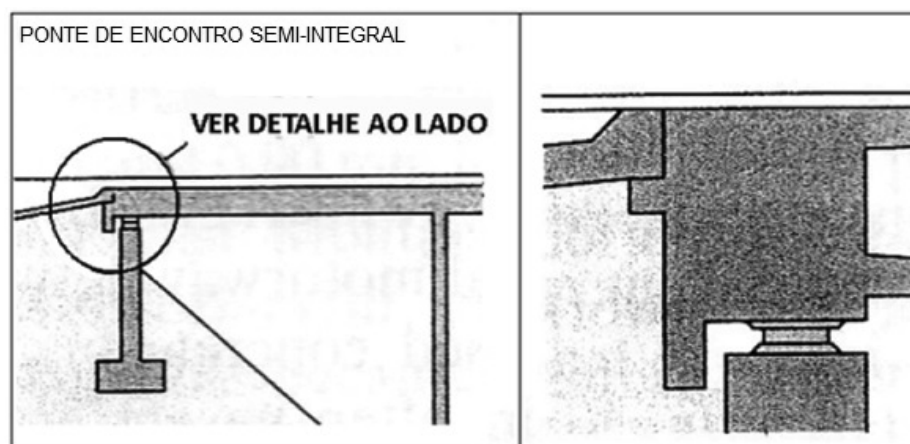


Figura 2.4 – Esquema de Ponte de Encontro Semi-integral (adaptado de SOARES, 2011).

Os sistemas estruturais em pontes integrais variam, essencialmente, pelo tipo de solução adotada nos encontros, distinguindo-se dois grupos de soluções: encontros com fundações superficiais ou encontros sobre fundações de uma única linha de estacas. A tipologia de ponte de encontro integral ou semi-integral constituída por vigas pré-moldadas protendidas ou vigas mistas ligadas a encontros de pequena altura com fundações em estacas é característica do meio técnico norte-americano.

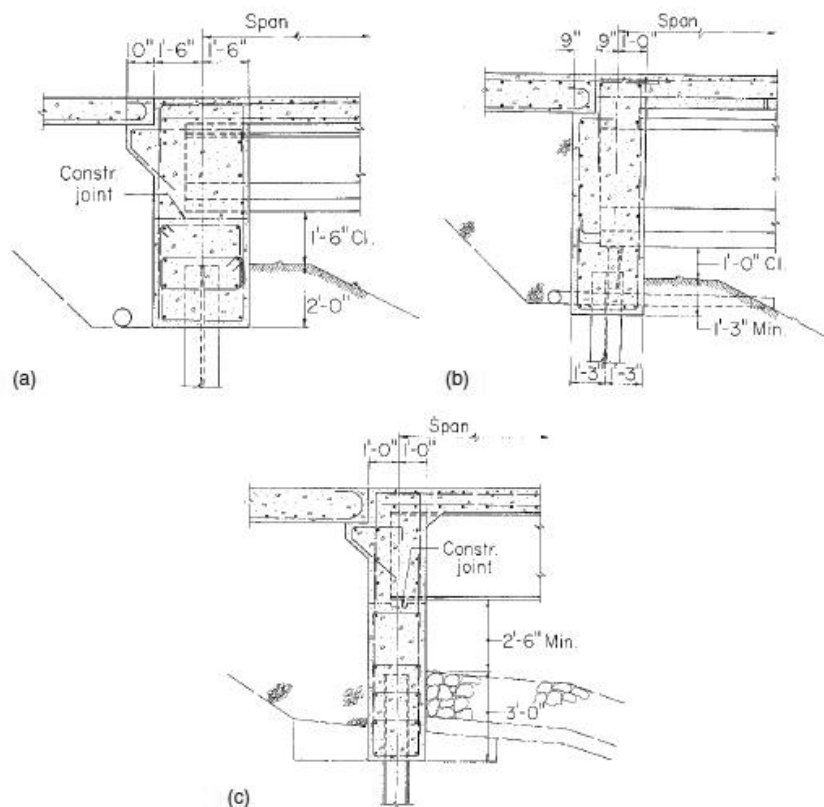


Figura 2.5 – Detalhe de Encontros Integrais utilizados em diferentes estados dos EUA, em que: (a) Dep. de Illinois; (b) Dep. do Tennessee; (c) Dep. de Ohio (Adaptado do BURKE, 2009).

Para minimizar o desenvolvimento de pressão passiva na estrutura de aterro devido ao alongamento da ponte integral, os engenheiros projetistas americanos usaram uma série de controles, dispositivos e procedimentos limitadores que para prática de pontes integrais apresenta as seguintes limitações:

- Extensão da ponte, pois o comprimento está associado a maiores magnitudes de deformações;
- Escondidade da ponte, as recomendações pelos departamentos de transportes dos Estados Unidos, como a norma inglesa BA 42/96 limitam uma escondidade 30°;
- Quanto ao raio de curvatura, não existe unanimidade acerca do limite para o raio de curvatura, mas pontes construídas com curva devem ser analisadas com maior atenção;
- Quanto ao tipo de infraestrutura, depende do local para definir o uso ou não de encontros integrais;

2.2.1. Variação uniforme e diferencial de temperatura

As variações devido à temperatura devem ser consideradas como ações atuantes na estrutura integral, como variáveis para efeito de dimensionamento. Segundo FARTARIA (2012), durante a vida útil da obra, a ação térmica a que a estrutura fica sujeita tem um caráter cíclico, que provoca um deslocamento cíclico do encontro e consecutivamente uma deformação cíclica do solo anterior a este.

Ou seja, esse caráter cíclico pode ser entendido como movimentações de expansão e contração durante as variações diárias, como também movimentações máximas durante as estações, seja verão ou inverno. O efeito da temperatura pode ser tratado por duas parcelas: variação uniforme, e variação diferencial de temperatura segundo a NBR 6118 (2014).

A variação uniforme de temperatura provoca nos elementos da ponte uma variação linear de comprimento. Essa variação de comprimento, quando a estrutura tem seus elementos com pequenas restrições que produzem efeitos desprezíveis, na estrutura é dada pela expressão:

$$\Delta_L = \alpha \times \Delta T_u \times L_i \quad (2.1)$$

Em que,

ΔL é o deslocamento horizontal do elemento;

α é o coeficiente de dilatação linear do material;

ΔT_u é a variação uniforme de temperatura;

L_i é o comprimento inicial do elemento;

A NBR 6118 (2014), no subitem 8.2.3, considera o coeficiente de dilatação térmica como igual a $0,00001/^{\circ}\text{C}$ para o concreto, para efeito de análise estrutural. Segundo PINHO (2011), esse coeficiente é grandemente dependente do tipo de agregado e da proporção de mistura. O subitem 11.4.2.1 da mesma norma indica que a variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõe.

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

Nas pontes integrais os movimentos de expansão e contração são parcialmente restringidos pelos encontros que se movimentam juntamente com as extremidades da ponte. Os esforços induzidos dependerão da geometria dos encontros e da interação com o solo, como cita PINHO (2011).

Em relação às estruturas convencionais biapoiadas, os deslocamentos devido à variação uniforme, e as rotações devidas à variação diferencial de temperatura são livres uma vez que as restrições fornecidas pelos aparelhos mecânicos de apoio são pequenas.

Quando a superestrutura é contínua sobre aparelhos de apoio, a variação uniforme sofre pequena interferência dos dispositivos. A variação diferencial nesse esquema estrutural desenvolve momentos fletores nas regiões dos apoios intermediários devido à restrição ao deslocamento vertical.

2.2.2. Retração

A retração é um fenômeno observado no concreto, sendo caracterizado pela redução do seu volume, ao longo do tempo, medido a temperatura constante e na ausência ou não de carregamento até um estado de equilíbrio com o meio ambiente. Essa redução do volume é influenciada pela presença de água em seu interior e sua consequente perda.

No entanto essa perda de água no material pode ocorrer em situações distintas, depende de alguns fatores como a umidade relativa do ar, dimensões da peça estrutural, propriedades dos materiais dosados na mistura. Segundo PINHO (2011), a retração provoca um encurtamento da superestrutura com efeitos semelhantes a uma variação uniforme de temperatura, se a ponte fosse inteiramente moldada no local.

Juntamente com as deformações por fluência, as deformações por retração são chamadas de deformações diferidas do concreto, pois se desenvolvem de forma progressiva ao longo do tempo. Como a retração é um fenômeno próprio do concreto não existe algo que possa parar sua atuação, porém algumas medidas podem diminuí-lo:

- Dosar o concreto, através das estimativas (recomendações) normativas;
- Observar a correta cura e execução dos elementos estruturais;
- Aumento da porcentagem da armadura, esse aumento ocasiona uma diminuição na retração, deve ser verificado junto ao projetista;

A NBR 6118 (2014) recomenda em seu Anexo A um modelo para o cálculo do valor da retração do concreto, o qual depende da umidade relativa do ambiente, consistência do concreto no lançamento, espessura fictícia da peça.

2.2.3. Fluência

No concreto, a fluência se manifesta num aumento contínuo das deformações devido a uma carga constante de longa duração. Tal como a retração, a fluência depende de alguns fatores que a influenciam como as características dos materiais e dosagens, duração da carga, a umidade e temperatura do meio, a idade do concreto. Segundo PINHO (2011), a deformação por fluência, assim como a deformação devida à retração por secagem, tem como causa principal a perda da água adsorvida, no caso da fluência essa perda se dá devido à aplicação de uma tensão permanente no concreto.

A NBR 6118 (2014) em seu anexo A (A.2.1) considera que a deformação por fluência é composta de duas partes: uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta também se divide em duas: a deformação lenta irreversível e a reversível.

O principal problema da fluência nas pontes integrais é devido à protensão, uma vez que a grande maioria das pontes integrais construídas é em vigas pré-moldadas protendidas, então as tensões de compressão no concreto são mais elevadas, conseqüentemente provocam maiores deformações. O estudo desses efeitos diferidos, tanto a fluência quanto a retração, são considerados nos projetos por menos de 50% dos departamentos de transportes dos Estados Unidos.

Na perspectiva das pontes, as normas recomendam os cálculos como também diversos modelos para prever as deformações diferidas da retração e fluência alguns exemplos, segundo PINHO (2011): Modelo ACI 209R-92 recomendado pelo ACI Committe 209 em 1971 desenvolvido por Branson e Christiason, Modelo EC2 proposto pela FIB em 1999 e

posteriormente adotado pelo EuroCode 2 – EC2 (CEN, 2004), entretanto na falta de dados mais precisos, a principal entidade de transportes dos Estados Unidos, a AASHTO, recomendam um valor de 200×10^{-6} para o concreto de 28 dias, e 500×10^{-6} para o concreto de 1 (um) ano. Segundo o DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2000), para vigas de pré-moldadas de concreto protendido, para as deformações diferidas de fluência recomendam valores da ordem 900×10^{-6} .

Já norma brasileira recomenda no subitem 8.2.11 que em casos onde não é necessária grande precisão, os valores finais do coeficiente de fluência e da deformação específica de retração do concreto, submetidos a tensões menores que $0,5f_c$ quando do primeiro carregamento, podem ser obtidos, por interpolação linear, tabela 8.2 da norma NBR 6118 (2014).

2.2.4. Continuidade entre os vãos

Para as pontes integrais construídas com vigas pré-moldadas com continuidade entre a superestrutura, a fase de projeto deve fazer o dimensionamento dos esforços que ocorrem devido às mudanças do sistema estrutural. Segundo PINHO (2011), a continuidade das vigas restringe as rotações devido à fluência (protensão e peso próprio) e à retração diferencial entre a laje e as vigas que ocorreriam nas suas extremidades caso estas estivessem simplesmente apoiadas (Figura 2.6).

Então, no decorrer da vida da obra, surgem esforços de flexão devido à fluência, como também retração diferencial, que deverão ser dimensionados utilizando certos detalhes construtivos que possam reduzir a ação dos efeitos diferidos sobre a estrutura.

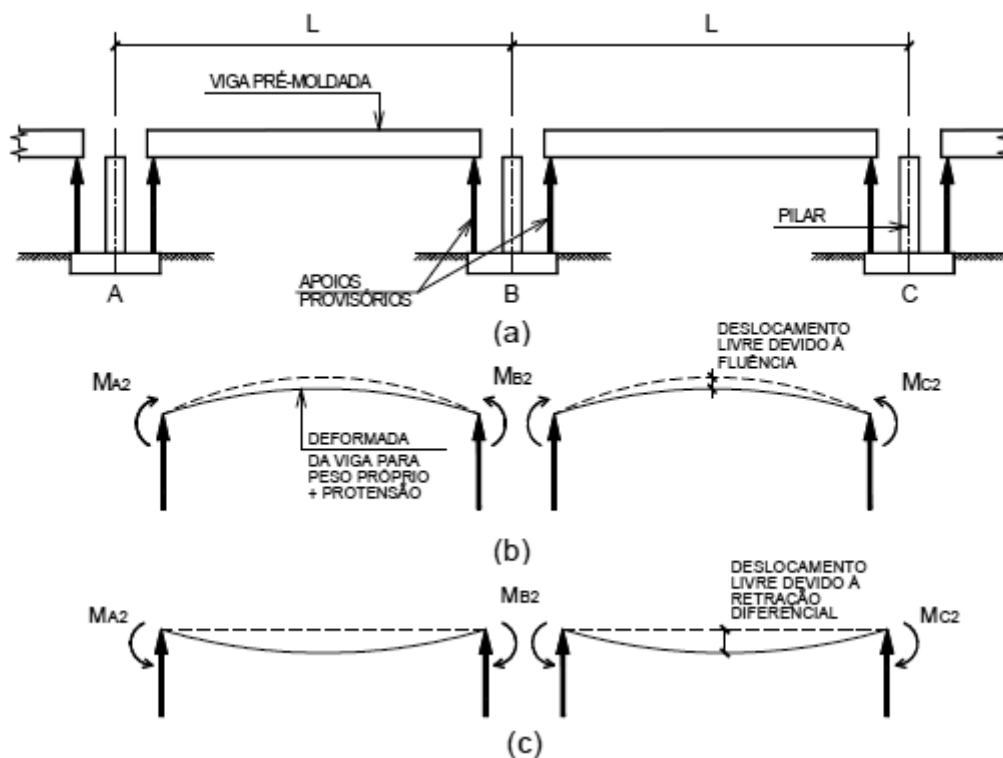


Figura 2.6 – Momentos Fletores desenvolvidos devido às restrições de rotações, em que a) esquema estrutural, b) fluência e c) retração (Adaptado do PINHO, 2011).

Então, para promover a continuidade entre a superestrutura alguns modelos são mais utilizados que outros, a escolha do detalhe construtivo mais adequado depende de um estudo sobre o efeito das deformações diferidas, basicamente na execução a viga é concretada e protendida no chão, a continuidade normalmente é feita decorridos mais de 30 dias da protensão sobre apoios provisórios, no próprio pilar ou superfície mais resistentes, e em seguida são colocadas as armaduras e a concretagem, são elas:

- Continuidade com armaduras passivas, o sistema mais utilizado nos Estados Unidos, promove a continuidade entre as vigas pré-moldadas com o uso de armaduras passivas, este sistema foi adotado para o estudo de caso deste trabalho, ver capítulo 3;
- Continuidade com protensão, através da pós-tensão, que pode ser ao longo de toda a extensão, ou somente sobre os apoios;

2.3. Critérios globais de dimensionamento

2.3.1. Sistema Estrutural

Segundo PINHO (2012), a análise global de pontes integrais na maioria das situações ainda é realizada com o uso de modelos simplificados em pórticos planos ou pórticos espaciais. A modelagem do terreno de fundações, seja nas obras de fundação profundas ou diretas, é complexa e depende de parâmetros do solo que nem sempre são conhecidos. Um modelo bidimensional que possa simular a estrutura de uma ponte integral é o pórtico plano com engaste equivalente, em que as fundações são representadas engastadas segundo a rigidez estaca-solo, não há inclusão da interação com o solo neste modelo.

Outro modelo é o pórtico plano, em que há a inclusão de molas nas paredes do encontro e nas estacas para representar o comportamento do solo nas direções horizontais e verticais. Ainda segundo PINHO (2011), embora se utilize molas de comportamento linear nos modelos de pontes integrais, o recomendável é que estas tenham um funcionamento não linear de forma a reproduzir a realidade da situação.

Para um projeto de pontes convencionais o dimensionamento das partes da estrutura como a superestrutura deve ser realizado antes do dimensionamento das infraestruturas, em que as reações devido aos carregamentos de projeto se tornam, por sua vez, a ação para a determinação funcionais das fundações.

2.3.2. Interação estrutura-solo

Das considerações, um dos mais importantes no desenvolvimento de uma ponte integral é o seu comportamento quase simbiótico com o solo adjacente à estrutura, esta interação da mesma maneira apresenta uma grande complexidade para determinação das variáveis, das ações a serem analisadas como também apresenta um sistema estrutural bastante complicado.

Numa ponte integral, a ação térmica apresenta caráter cíclico, como explicado anteriormente, em relação aos deslocamentos, ou seja, as deformações ocorridas no tabuleiro da ponte são transmitidas para os encontros e fundações, o solo a tardo dos encontros também se desloca como se densifica à medida que cada movimento acontece na superestrutura, em consequência no próximo ciclo de movimento haverá um esforço progressivo por parte do solo.

O método utilizado nesse trabalho para análise global da estrutura com o solo adjacente será o modelo da hipótese de Winkler (1867), formulada para o estudo de vigas de fundações, em que admite o solo substituído por molas horizontais, independentes entre si, com comportamento elástico, linear ou não linear (Figura 2.6). Este critério bastante adotado utilizado em projeto de fundações em estacas para determinação dos deslocamentos horizontais e esforços de flexão nas estacas devido à sua simplificação, como também é um método que incorpora não linearidades devido à variação do coeficiente de reação com a profundidade, ou seja, interessante em solos divididos em camadas.

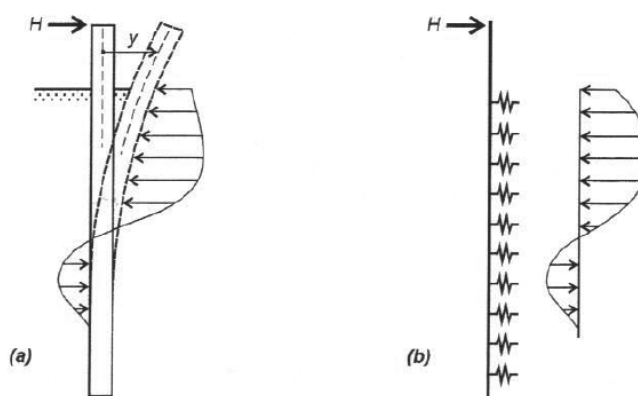


Figura 2.7 – Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelo de Winkler, (ROJAS 2007).

Para o caso de uma ponte integral, molas foram colocadas para a simulação da presença do solo adjacente à estrutura, na região dos encontros como nas fundações. Para este esquema estrutural adotado para o modelo de análise encontro com pequena altura, como será explicado mais a frente no capítulo 3, com fundações em estacas, a interação do solo é basicamente exercida pelas estacas, uma vez que a área de contato com os encontros é relativamente pequena.

Além dos carregamentos cíclicos de temperatura, o modelo também será analisado para outros casos de carregamentos em que o efeito longitudinal se torna importante para o conhecimento do comportamento dos encontros com a participação do terreno como agente receptor desses efeitos. Esse comportamento é característico das pontes de encontros integrais uma vez que a estrutura vinculada monoliticamente entre suas partes transmitem todos os esforços para o terreno de vizinhança, então para definir o quanto o solo vai reagir aos esforços transmitidos o conhecimento de sua consistência para solos argilosos, ou de sua compactidade para arenosos é importante para a obtenção do seu coeficiente de reação lateral.

2.3.2.1. Coeficiente de reação lateral

Para a exposição do coeficiente de reação lateral ou horizontal a bibliografia mais importante é proposta por TERZAGHI (1955) em seu trabalho discutindo sobre esse conceito:

Considera-se uma estaca de largura B_1 , antes da atuação de qualquer força horizontal, o terreno exerce, em qualquer ponto da superfície lateral da estaca, uma pressão P_0 que é igual ao empuxo no repouso no caso de estacas escavadas ou maior no caso de estacas cravadas. Se a estaca é deslocada para a direita, a pressão na face da esquerda decresce para um valor muito pequeno. Em consequência do efeito de arco que aí se desenvolve, esse valor é menor que o correspondente ao empuxo ativo e poderá ser desprezado. Ao mesmo tempo, e como resultado do mesmo deslocamento, a pressão P_p na face da direita cresce de seu valor inicial P_0 para um valor P_0' , que será maior que o correspondente empuxo ao repouso P_0 . O deslocamento lateral Y_0 necessário para produzir essa variação é tão pequeno que pode ser desprezado. Então no início do deslocamento para direita $Y_1=0$ e, as pressões nas duas faces da estaca, a uma profundidade z qualquer, serão:

$$\text{À esquerda: } P_a = 0 \quad (2.2)$$

$$\text{À direita: } P_p = P_0' > P_0 \quad (2.3)$$

Completando-se o deslocamento Y_1 para a direita, essas pressões assumem:

$$\text{À esquerda: } P_a = 0 \quad (2.4)$$

$$\text{À direita: } P_p = P_0' + P \quad (2.5)$$

$P_p = P_0' + K_h * Y_1$, em que P é o acréscimo de pressão na face da direita decorrente do deslocamento Y_1 da estaca. Os valores de K_h e sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do terreno (Figura 2.7).

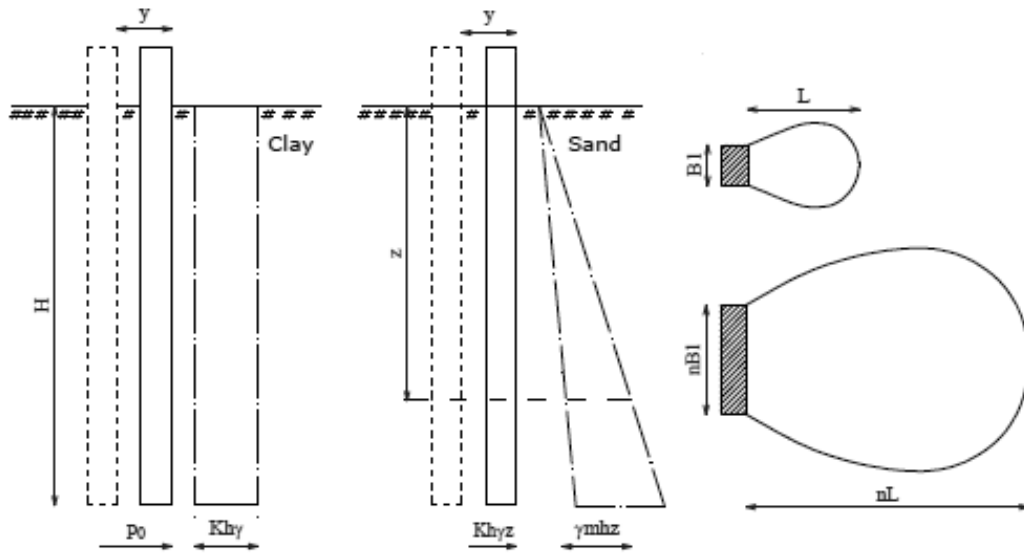


Figura 2.8 – Conceito do Kh segundo TERZAGHI (1955) (Adaptado ROJAS 2007).

Segundo TERZAGHI (1955), as características de deformação de uma argila rija são, mais ou menos, independentes da profundidade. Consequentemente, em qualquer instante, a reação do solo P pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo da face da direita da estaca, conforme mostra a Figura 2.7, e o coeficiente de reação horizontal K_h será:

$$K_h = \frac{P}{Y_1} \quad (2.6)$$

Nos solos não coesivos, os arenosos, os valores de Y_1 e K_h são praticamente independentes com o tempo, entretanto o módulo de elasticidade cresce proporcionalmente com a profundidade, primeira aproximação. Consequentemente, pode-se admitir, sem grande erro, que a pressão P necessária para produzir certo deslocamento Y_1 cresce proporcionalmente com a profundidade, ainda conforme Figura 2.7:

$$K_h = \frac{P}{Y_1} = m h * z \quad (2.7)$$

Em que $m h$ é a taxa de crescimento linear da rigidez dos solos arenosos.

Ainda conforme a Figura 2.7, mostra o bulbo de pressões para estacas de largura B e de largura nB . As dimensões desses bulbos, medidas na direção dos deslocamentos Y_1 são iguais a L e nL , respectivamente. Na horizontal, tanto nas areias quanto nas argilas, o módulo de elasticidade pode ser considerado constante. Logo, em qualquer caso, o deslocamento Y cresce proporcionalmente à largura da estaca:

$$Y_n = n * Y_1 \quad (2.8)$$

Então, a obtenção dos valores do coeficiente de reação lateral será através das seguintes expressões:

- Estacas em argilas pré-adensadas:

$$K_h = \frac{P}{Y_1} * \frac{1}{B} = \frac{1}{B} * K_{h1} \quad (2.9)$$

Em que, K_{h1} é o coeficiente de reação horizontal para uma estaca de largura unitária.

- Estacas em areias e argilas normalmente adensadas:

$$K_h = n_h * \frac{z}{B} \quad (2.10)$$

Em que, n_h é a constante de reação horizontal para a estaca na areia de largura unitária.

A determinação desses coeficientes de reação horizontal é geralmente feita por um dos seguintes métodos: prova de carga sobre as estacas, ensaios de placas, correlações empíricas com outras propriedades do solo. As equações anteriores são segundo TERZAGHI (1955) sugeridas para a obtenção dos coeficientes de reação lateral a partir de ensaios de placa para as argilas pré-adensadas e areias, respectivamente. As seguintes tabelas mostram os valores de K_{h1} e n_h recomendados por TERZAGHI (1955).

Tabela 1 - Valores de K_{h1} (kN/m ³)			
Consistência	Rija	Muito Rija	Dura
K_{h1} (kN/m ³)	25000	34000	103000

Tabela 2 - Valores de n_h (kN/m ³)			
Compacidade	Fofa	Média	Densa
Seca ou Úmida (kN/m ³)	2400	7200	19000
Submersa (kN/m ³)	1400	4800	12000

(Tabela proposta por TERZAGHI modificada pelo autor).

Os cálculos executados no Microsoft Excel para a obtenção dos valores para as constantes da mola o que equivalente à representação do terreno estão nos anexos deste presente trabalho segundo as expressões 2.9 e 2.10 multiplicando também pelo comprimento de influência do nó, L_i , neste caso igual a 0,10 metros (Anexos).

3. MODELOS DE ANÁLISE

A análise foi realizada por meio do programa computacional SAP2000, um programa de elementos finitos para modelação bastante utilizado tanto em meios acadêmicos quanto profissionais. Um pórtico plano hiperestático constituído de três vãos contínuos de 30 metros cada, de encontros integrais, a estrutura também contém dois pilares em cada apoio intermediário, e a fundação considerada sobre estacas metálicas, representados por barras com suas respectivas propriedades geométricas, assentado em terreno arenoso com compacidade fofa e argiloso com consistência rija.

Uma ponte convencional de 90 metros com três vãos iguais, constituída de todas as partes que a anterior, porém com a adição de dispositivos de movimentação foi tomada como referencial para fazer comparações acerca dos esforços atuantes e dos deslocamentos observados para os casos de carregamentos que serão apresentados no item 3.3 deste trabalho (Figura 3.1 e Figura 3.2).

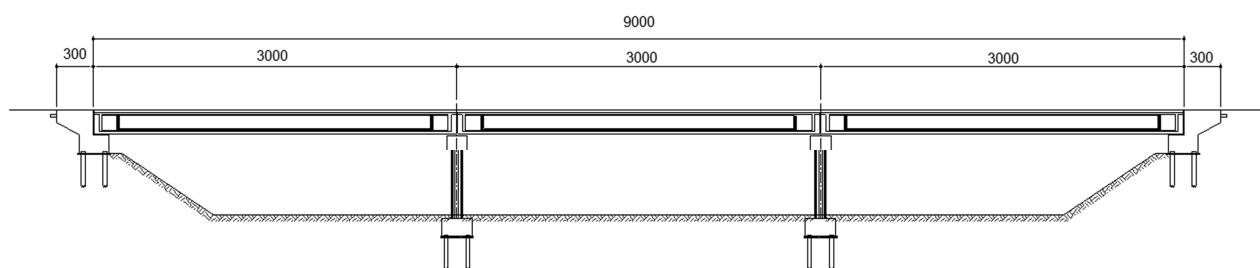


Figura 3.1 – Elevação ponte convencional.

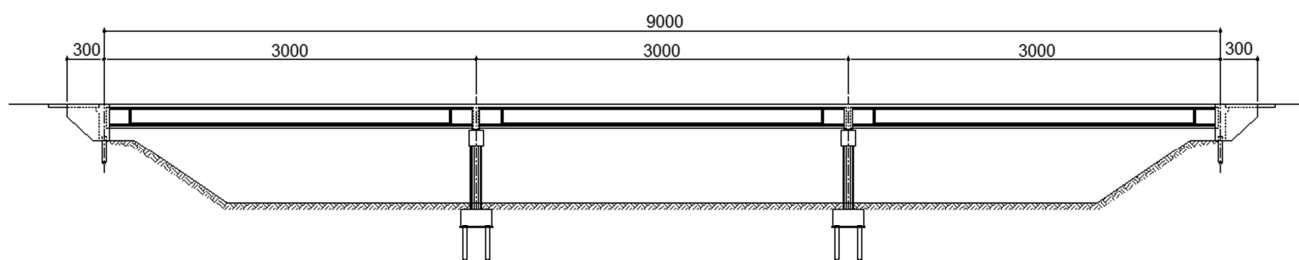


Figura 3.2 – Elevação ponte integral.

As seções transversais das partes da estrutura foram adotadas de acordo com os padrões comumente utilizados na engenharia de pontes (ver figura 3.3 e 3.4):

5 (cinco) vigas ou longarinas, estruturas pré-moldadas em concreto protendido de 30 metros de extensão;

2 (dois) pilares por apoio intermediário, estruturas em concreto armado, circular com altura de

5,10 metros;

os encontros, estruturas de concreto armado, retangular de altura 2,90 metros e largura de 0,80 metros com comprimento de 12,80 metros sobre uma única linha de estacas; as fundações, alinhamento de 5 (cinco) estacas metálicas, perfil HP310X97, sob os encontros;

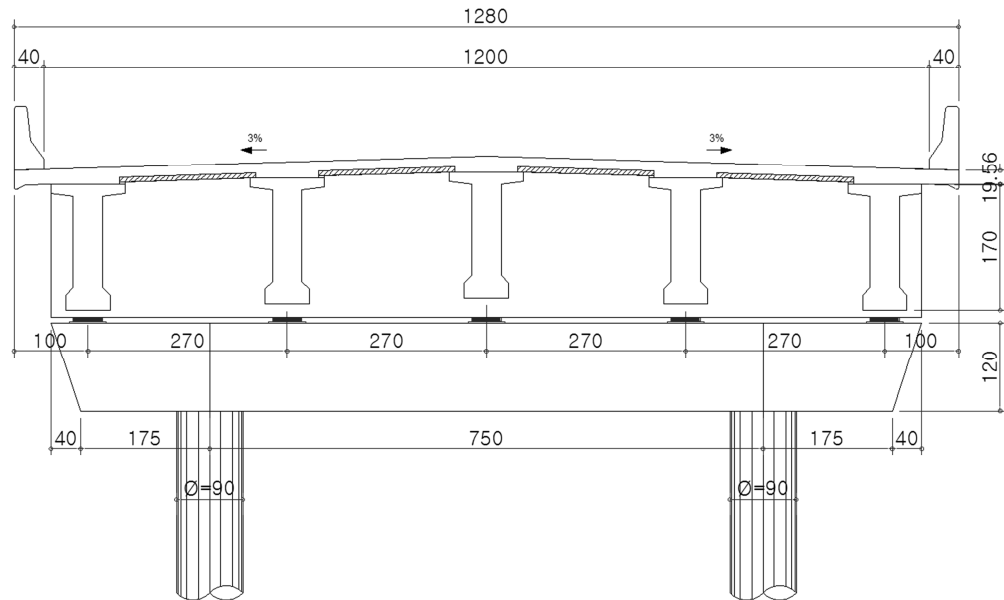


Figura 3.3 – Seção transversal da ponte integral.

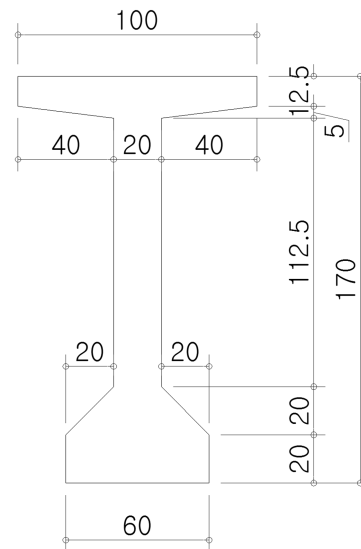


Figura 3.4 – Seção transversal da viga no vão longitudinal.

Essas informações foram adicionadas à simulação na aba *Define > Frame Sections* do programa, da qual pode se observar na figura 3.5 a 3.7:

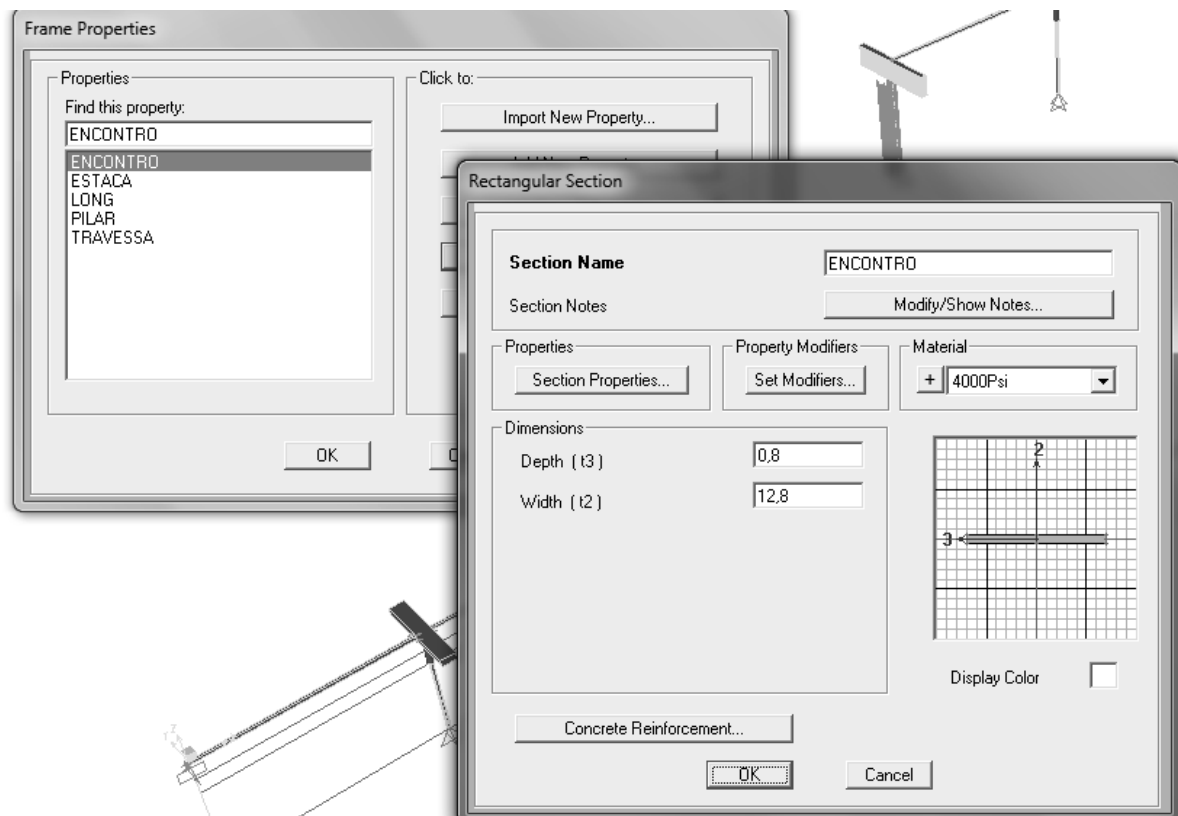


Figura 3.5 – Definição da seção transversal dos encontros.

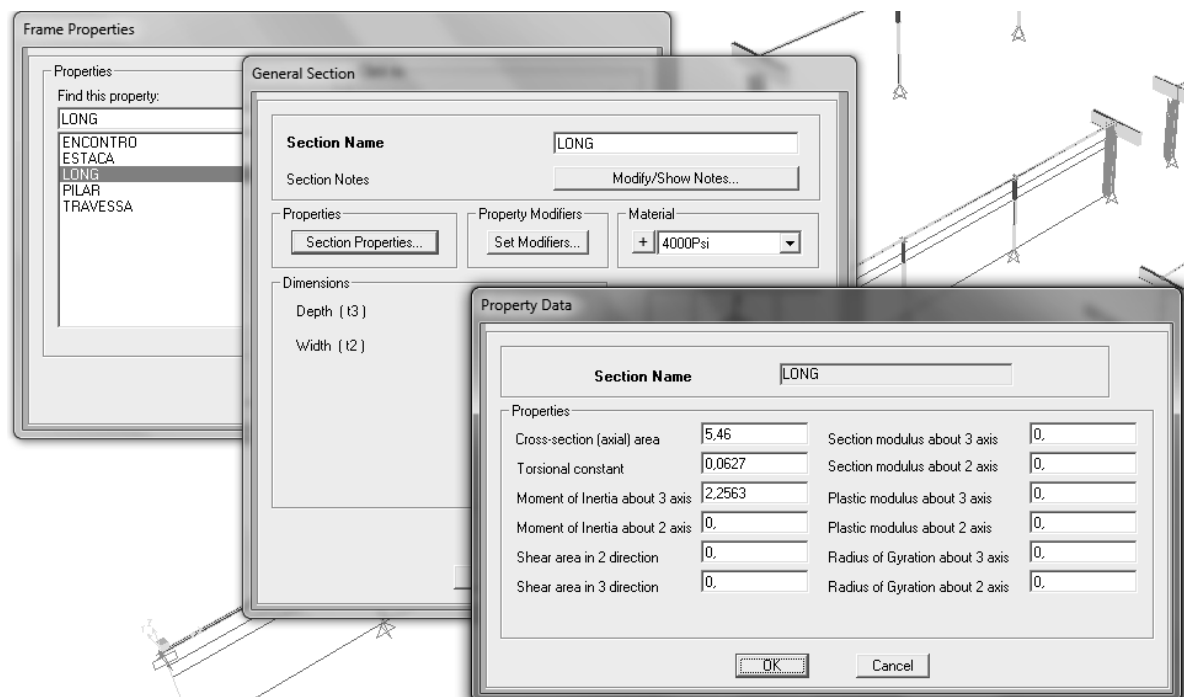


Figura 3.6 – Definição da seção transversal das vigas.

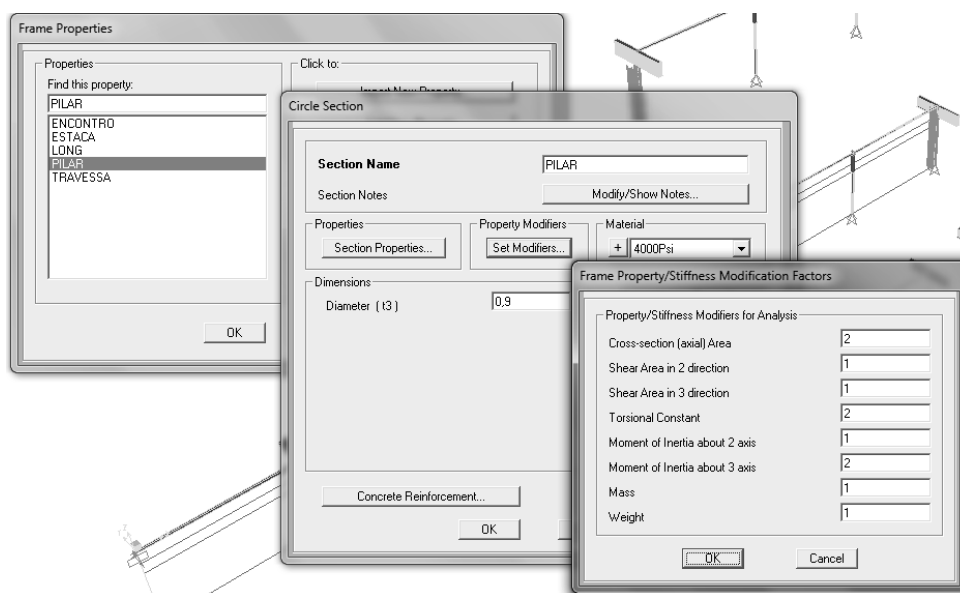


Figura 3.7 – Definição da seção transversal dos pilares.

Ainda sobre as seções transversais da ponte integral, as transversinas, na Figura 3.8, localizadas nos apoios intermediários que têm a função de manter a estabilidade lateral das vigas, além de promover a distribuição transversal das cargas. E segundo LEONHART (1979) contribuir com a absorção dos esforços devido ao vento foram consideradas como sistema de continuidade com armadura passiva, capítulo 2.2.4, entre a superfície de rolamento, ou superestrutura.

As dimensões do elemento estrutural foram incorporadas ao modelo da análise representadas pelo comando *link/Support* representando uma restrição devido à rigidez do elemento, ou seja, como se um apoio de segundo gênero estivesse apoiando as vigas do tabuleiro (Figura 3.9).

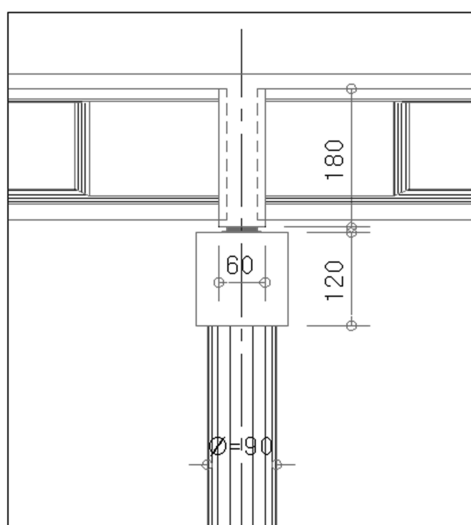


Figura 3.8 – Detalhe da transversina no apoio intermediário.

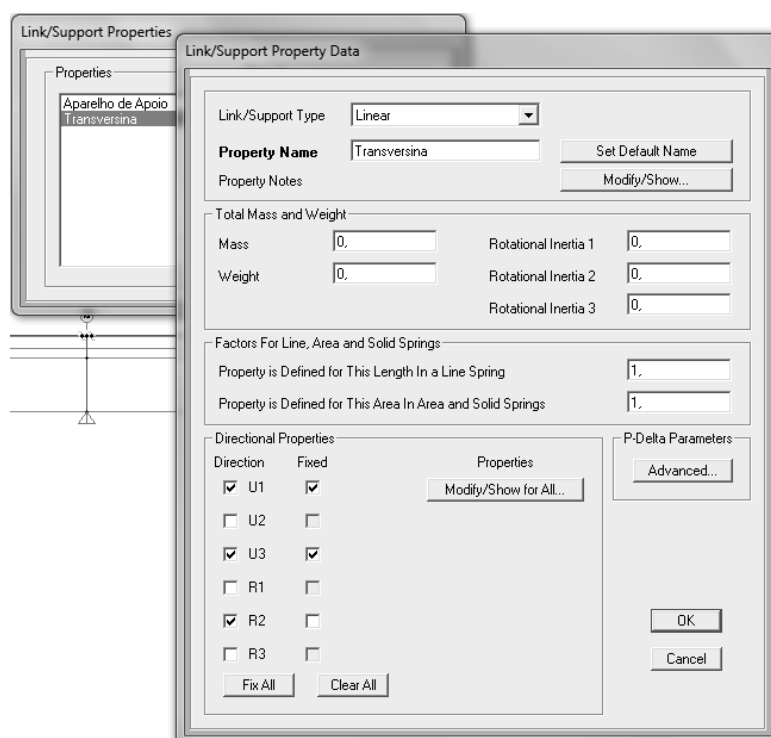


Figura 3.9 – Comando Link/Support para representação da rigidez da transversina nos apoios intermediários.

3.1. Interação estrutura-solo

Com a teoria abordada no capítulo anterior 2.3.2, e os respectivos valores (Anexos) das constantes de molas para os casos de solos estudados, o terreno será substituído por molas horizontais nas regiões dos encontros para a análise de dois solos distintos, argila de consistência rija e areia de compactidade fofa para análise de carregamentos longitudinais como variação positiva de temperatura e para variação negativa de temperatura (Figura 3.10).

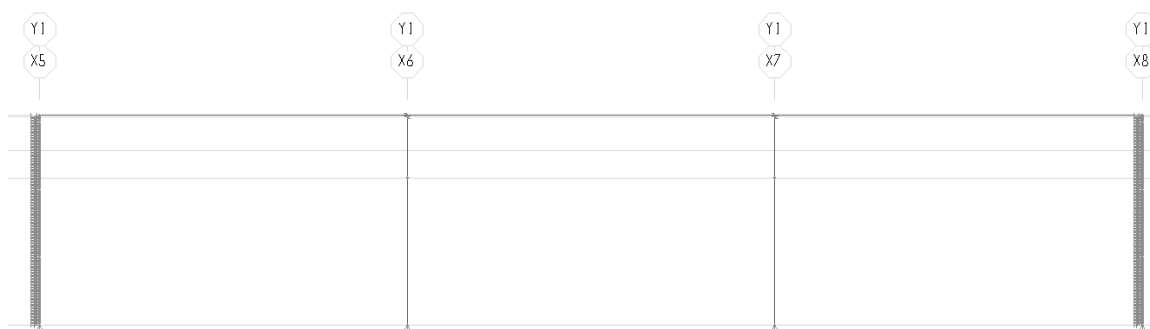


Figura 3.10 – Modelo adotado na simulação para variação positiva da temperatura.

As molas na região do aterro, entretanto, não serão consideradas para o caso e apenas de carregamento de variação negativa de temperatura, uma vez que a contração da superestrutura descola as paredes dos encontros do solo que não resiste à tração (Figura 3.11).



Figura 3.11 – Modelo adotado na simulação para variação negativa da temperatura.

3.2. Ponte convencional

A ponte convencional também foi definida no programa, com as mesmas características geométricas das seções transversais que a ponte integral (Figuras 3.5 a 3.7), para definir as juntas de expansão na ponte convencional um elemento de travessa, uma viga que apoia as longarinas, localizada nos apoios intermediários, com dimensões correspondentes a altura de 1,20 metros, largura de 2,10 metros e comprimento 12,80 metros como mostra a Figura 3.12 foi definido para em seguida inserir as informações sobre os aparelhos de apoio. Na ponte convencional o comando *link/Support* foi utilizado novamente, desta vez para representar os aparelhos de apoio das longarinas, com valor de rigidez igual ao de 5 aparelhos de apoio, cálculos nos (Anexos).

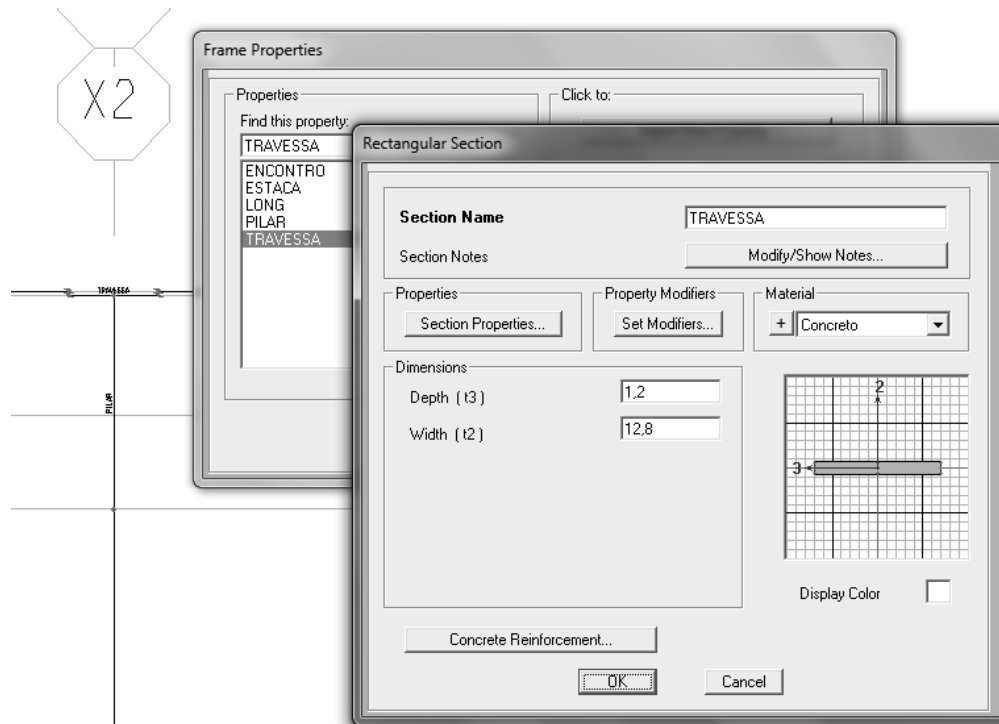


Figura 3.12 – Definição Transversal da Travessa.

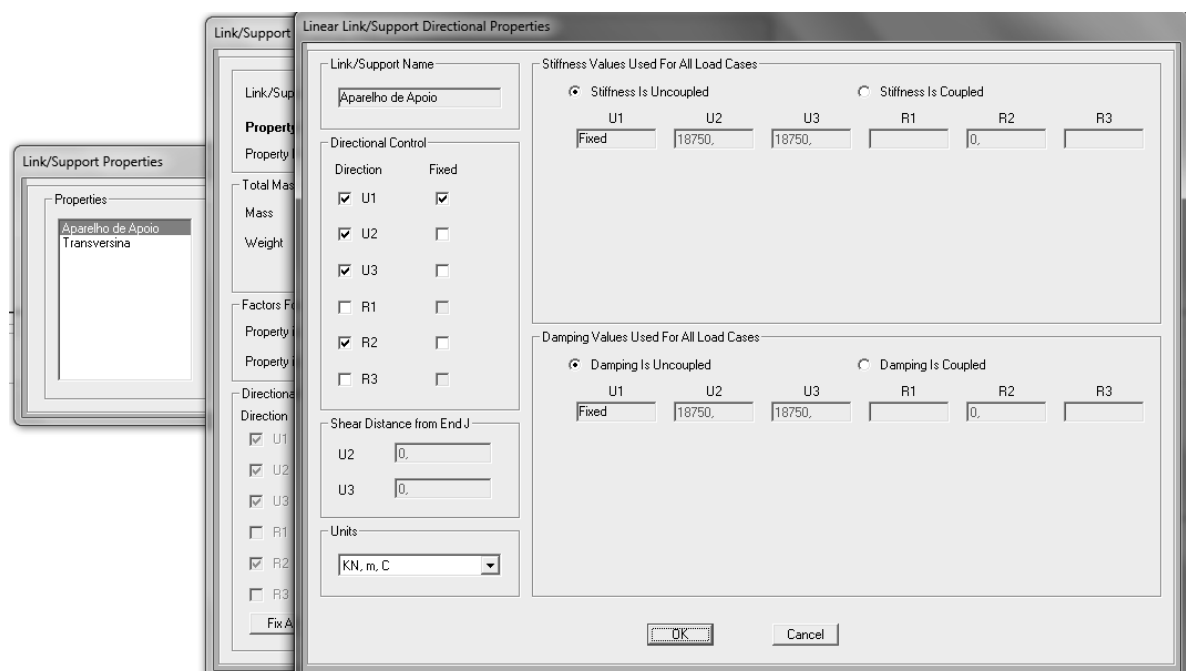


Figura 3.13 – Definição dos Aparelhos de Apoio com uso do comando Link/ Support.

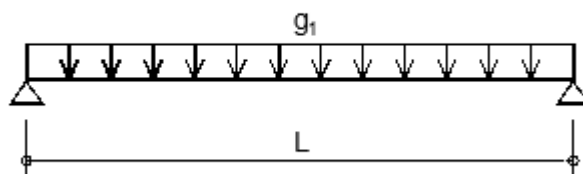
Uma observação sobre a travessa, os três nós constituintes deste elemento estrutural foram simulados com o comando *Constraints*, utilizado para simular um corpo rígido.

3.3. Carregamentos

Os carregamentos/ ações utilizados na análise de pontes integrais foram definidos para o critério de análise:

- **Peso próprio (G1):** o carregamento de peso próprio ocorre durante toda a vida útil da obra. Assim como na execução das pontes convencionais, as vigas são concretadas no chão, em seguida são içadas e colocadas em apoios provisórios para execução da continuidade entre os vãos no caso das pontes integrais. Nestas etapas o carregamento de peso próprio já está atuando sobre os elementos da estrutura, a análise é semelhante a uma viga bi apoiada (isolada) sob a ação de um carregamento distribuído que depende das dimensões do elemento estrutural e do material (ver Figura 3.14).

Peso próprio da viga isolada (G1):



Área da seção transversal: $A_v = 0.5800 \cdot m^2$

Comprimento da viga $L = 30.00 m$

$$g_1 := A_v \cdot \gamma_c \quad g_1 = 14.50 \cdot \frac{kN}{m}$$

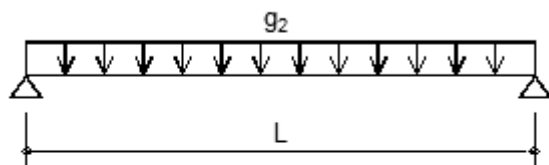
$$M_{g1} := \frac{g_1 \cdot L^2}{8} \quad \boxed{M_{g1} = 1631.25 \cdot kN \cdot m}$$

Figura 3.14 – Momento Fletor devido ao carregamento de peso próprio para ambas situações.

- **Peso próprio da laje e pré-lajes (G2):** este carregamento permanente considera a ação das lajes e pré-lajes atuando sobre a estrutura da ponte, no caso da convencional atua semelhante a uma viga bi apoiada sob um carregamento distribuído em que seu valor depende de dimensões dos elementos citados, e do material de composição. Para a ponte integral a ação desse carregamento atua na estrutura quando a continuidade já está executada.

Na imagem a seguir estão mostrados os cálculos do momento fletor para o primeiro caso, como também o valor de carregamento distribuído de entrada no programa (Figura 3.15).

Peso próprio da laje (G2):



Largura externa: $b_{fe} := 2.35\text{m}$ Comprimento total: $L = 30.00\text{m}$

Dimensões da laje: $h_f = 0.20\text{m}$ Largura interna: $b_{fi} := 2.70\text{m}$

Laje:

Vigas externas $g_{2e} := h_f \cdot b_{fe} \cdot \gamma_c$ $g_{2e} = 11.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$M_{g2e} := \frac{g_{2e} \cdot L^2}{8} \quad \boxed{M_{g2e} = 1321.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Vigas internas $g_{2i} := h_f \cdot b_{fi} \cdot \gamma_c$ $g_{2i} = 13.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$M_{g2i} := \frac{g_{2i} \cdot L^2}{8} \quad \boxed{M_{g2i} = 1518.75 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$G2 := 2 \cdot g_{2e} + 3 \cdot g_{2i} \quad \boxed{G2 = 64.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$$

Figura 3.15 – Momentos fletores e ação devido ao carregamento G2, peso próprio das lajes e pré-lajes.

- Sobrecarga permanente (G3): constituídas pelos guarda-rodas e pavimentação. Os guarda-rodas foram adotados como o padrão utilizado, barreira New Jersey, e a pavimentação tem peso específico de 24 kN/m^3 , a rotina a seguir mostra os cálculos para simular a ação desse carregamento vertical sobre a estrutura (Figura 3.16).

A sobrecarga permanente é aplicada distribuída em todos os vãos da estrutura, semelhante a uma estrutura contínua, tanto na ponte convencional quanto na integral, porém na ponte convencional esse carregamento não provoca efeitos tão significativos na estrutura na região dos apoios devido a rigidez da laje. Na ponte integral a continuidade restringe o movimento

da ponte desenvolvendo momentos na região dos apoios. Os resultados serão apresentados a seguir no capítulo 4.

Sobrecarga Permanente (G3):

Peso específico do concreto armado ou protendido:	$\gamma_c = 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso específico do pavimento (DNIT):	$\gamma_p := 24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Largura externa:	$b_{fe} = 2.35 \text{ m}$	Largura interna:	$b_{fi} = 2.70 \text{ m}$
Espessura média do pavimento: $h_{pav} := 0.10 \text{ m}$			
Área guarda-rodas (barreira New Jersey):	$A_{gr} := 0.228 \text{ m}^2$	Largura do guarda-rodas:	$L_{gr} := 0.40 \text{ m}$
$G_{3gr} := A_{gr} \cdot \gamma_c \quad G_{3gr} = 5.70 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$			
Pavimentação:			
Vigas Externas (V1 = V5):	$G_{3pav} := h_{pav} \cdot \gamma_p \cdot (b_{fe} - L_{gr})$	$G_{3pav} = 4.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
	$g_{3e} := G_{3gr} + G_{3pav}$	$g_{3e} = 10.38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Vigas internas (V2=V3=V4):	$g_{3i} := h_{pav} \cdot b_{fi} \cdot \gamma_p$	$g_{3i} = 6.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Carregamento Total (G3):		$G3 := 2 \cdot g_{3e} + 3 \cdot g_{3i} = 40.20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

Figura 3.16 – Obtenção do carregamento de G3: pavimentação + guarda-rodas.

- Ação de carga móvel (q): Para considerar o efeito da carga móvel na análise, um trem – tipo simplificado constituídos de cargas concentradas e distribuídas foi adicionado, segundo a NBR 7188 (2013). As ações da sobrecarga permanente e da carga móvel na estrutura integral geram um momento negativo nas regiões de continuidade da superestrutura em relação à ponte convencional o momento no meio do vão diminui, há uma maior distribuição dos esforços. A seguir uma rotina com os valores obtidos de carga móvel (Figura 3.17).

Esse carregamento foi aplicado no primeiro vão, pois sua ação mais desfavorável segundo a linha de influência para estruturas contínuas, o primeiro vão é mais desfavorável para momentos fletores positivos (Figura 3.18).

Carga Móvel (q) - NBR 7188 (2013)

Comprimento do vão: $L_v := 30.00\text{m}$

Largura da faixa de tráfego: $L_f := 12.00\text{m}$

Trem - tipo simplificado:

Carga concentrada $P := 60.00\text{kN}$

Carga distribuída $p := 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Coeficiente de ponderação das cargas verticais(ϕ):

- Coeficiente de impacto vertical:

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0 m: $\text{CIV} := 1 + 1.06 \cdot \left(\frac{20\text{m}}{L + 50\text{m}} \right)$ $\text{CIV} = 1.265$

- Coeficiente de Número de Faixas: $n := 2$ n é igual ao número de faixas de tráfego

$\text{CNF} := 1 - 0.05 \cdot (n - 2)$ $\text{CNF} = 1.00$

$\phi := \text{CIV} \cdot \text{CNF}$ $\phi = 1.265$ +

$Q := 2 \cdot P \cdot \phi$ $Q = 151.80\text{kN}$

$q := L_f \cdot p \cdot \phi$ $q = 75.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Figura 3.17 – Obtenção do carregamento móvel.

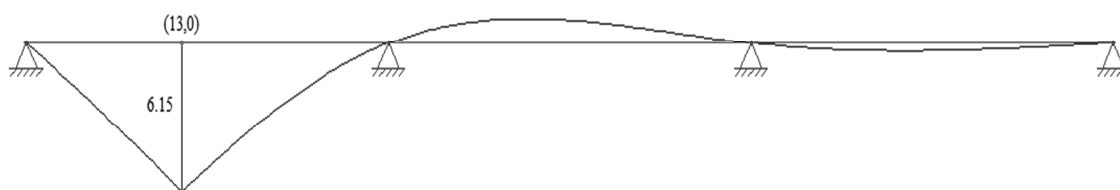


Figura 3.18 – Linha de influência para estruturas contínuas, notar ponto de aplicação da carga.

- Ação da temperatura: O efeito da temperatura nas pontes convencionais já é um parâmetro importante no dimensionamento das infraestruturas como também influencia no comprimento da superestrutura devido às magnitudes de esforços gerados pela dilatação de seus materiais de composição. Para as pontes integrais a variação térmica é uma das principais ações de projeto no dimensionamento, uma vez que as restrições, devido à continuidade, aos

deslocamentos e rotação desenvolve na estrutura esforços significativos explicados anteriormente.

Segundo PINHO et al, (2009), há dois tipos básicos desses efeitos de temperatura:

1) A variação diferencial de temperatura a longo da altura do tabuleiro, em que a metodologia de cálculo apresenta diferenças entre países.

2) A variação da temperatura efetiva da ponte, ou também uniforme, é a o valor de temperatura que determina o movimento total do tabuleiro da ponte.

A estrutura global da ponte integral analisada é um pórtico bidimensional, como as vigas são engastadas nas paredes dos encontros, portanto, impedidas de se movimentarem, os esforços produzidos pela ação térmica serão transmitidos aos encontros.

Quando essa variação de temperatura for positiva ($\Delta T > 0$ °C) os encontros se deformam e exercem sobre o solo adjacente tensões de compressão, em consequência pela terceira lei de Newton, o solo responde com elevadas tensões passivas sobre os encontros. Se a ponte experimenta variação negativa de temperatura, a tendência natural é a contração dos elementos estruturais, porém como o solo não responde quando solicitado à tração, então no espaço formado entre o encontro e o aterro, haverá a deposição de solo, elevando ainda mais as pressões nos ciclos seguintes (ver Figura 3.19).

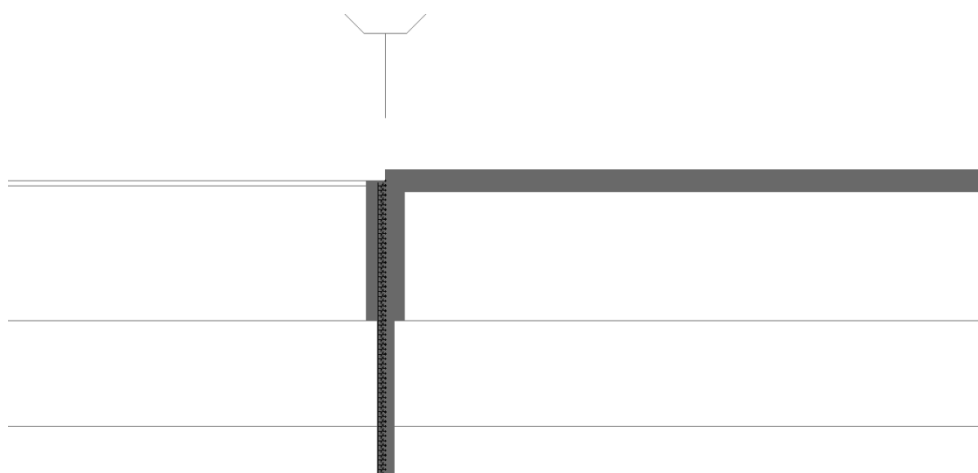


Figura 3.19 – Região dos encontros no modelo estudado.

Para a definição dos valores o item 7.2.7, Variações de temperatura, da NBR 7188 (2013) determina valores indicados na NBR 6118, ao seguir o prescrito no item 11.4.2.1, Variações

uniformes de temperatura são causadas globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem. Outra variação de mesma intensidade aplicada linearmente ao longo da altura dos elementos estruturais do modelo.

No software essas variações consideradas em dois carregamentos de temperatura distintos foram adicionadas ao modelo na aba *Define > Load Pattern*, uma variação positiva de intensidade $+15^{\circ}\text{C}$ e uma negativa de -15°C (Figura 3.20 e 3.21).

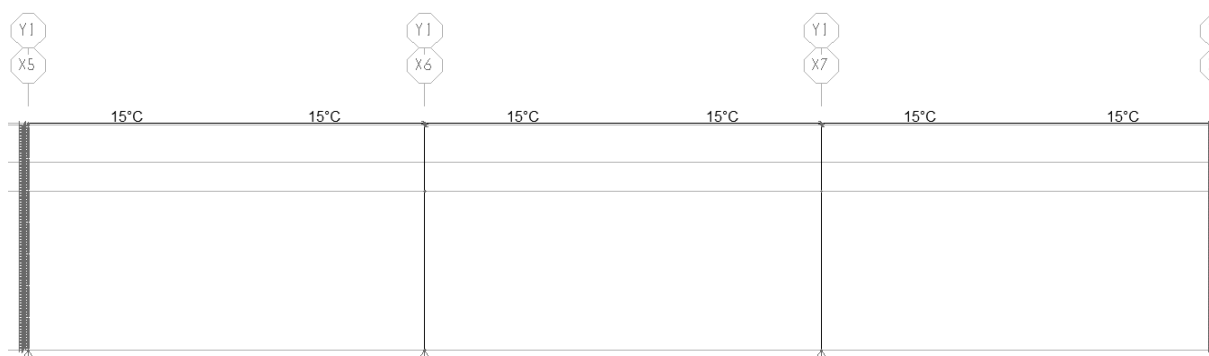


Figura 3.20 – Carregamento devido à variação positiva de temperatura aplicada na estrutura.

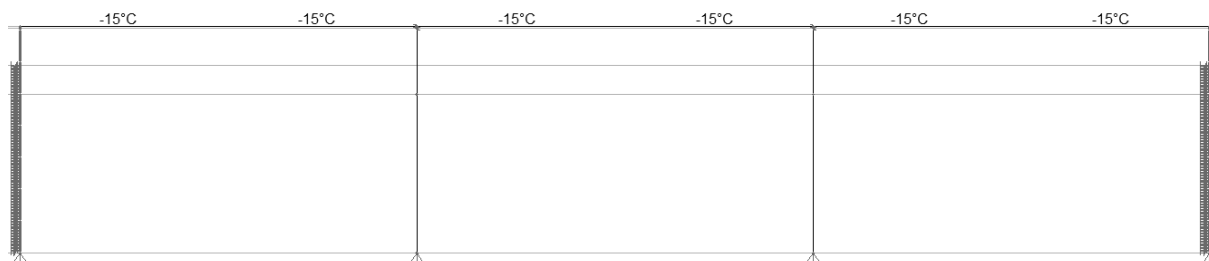


Figura 3.21 – Carregamento devido à variação negativa de temperatura aplicada na estrutura.

- **Frenagem/ Aceleração:** Para a consideração do efeito de uma carga dinâmica no modelo, a norma NBR 7188 (2003) prescreve que: as forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, (Figura 3.22).

a) Frenagem ou aceleração: Item 7.2.1.5 da NBR7188:2013

largura efetiva da carga distribuída de 5kN/m²: $L_{ef} := 12.00m$

comprimento total da ponte: $B_{total} := 90.00m$

Coefficiente de número de faixas: Item 5.1.2.2, em que n representa o número inteiro de faixas.

$n := 2$

$CNF := 1 - 0.05 \cdot (n - 2)$ $CNF = 1$

$H_f := 0.25 \cdot B_{total} \cdot L_{ef} \cdot CNF \cdot \frac{kN}{m^2}$ $H_f = 270.00 kN$

ou

$H_{fmin} := 135kN$

$H_{fad} := \max(H_f, H_{fmin})$ $H_{fad} = 270.00 kN$

Figura 3.22 – Obtenção do valor característico de frenagem a ser aplicado na estrutura.

Portanto, ao término do cálculo segundo a norma citada o valor do carregamento horizontal devido à ação dinâmica dos veículos sobre a estrutura, foi distribuído ao longo da superestrutura, pois segundo a NBR7188 (2013) esse valor é resultado de um percentual da carga distribuída de 5 kN/m², ver Figura 3.22, portanto deve-se distribuir o valor de 270kN ao longo dos 90metros do tabuleiro (Figura 3.23).

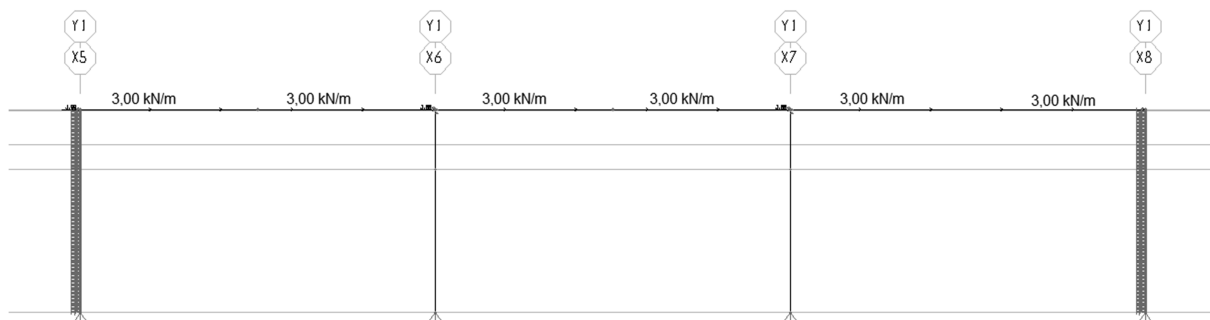


Figura 3.23 – Carregamento devido à frenagem aplicado ao longo da estrutura.

- **Retração:** Para levar em consideração o efeito da retração no concreto, foi adotado um valor médio de 200×10^{-6} , no capítulo 2.2.3 deste trabalho, recomendado pela AASHTO. Sabendo que para maiores detalhes acerca deste efeito diferido deve-se seguir as recomendações segundo a norma brasileira NBR 6118 (2014). No programa computacional essa deformação foi inserida no modelo pelo comando *Strain*, ao longo de todo tabuleiro da superestrutura (Figura 3.24).

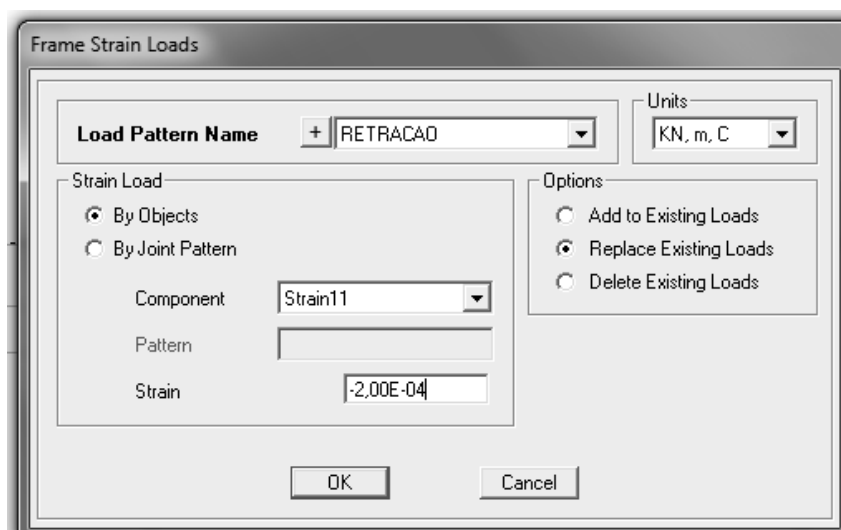


Figura 3.24 – Carregamento devido à retração aplicado ao longo da estrutura.

- **Fluência:** Para levar em consideração o efeito da fluência no concreto foi adotado um valor médio de 400×10^{-6} para deformação diferida. Pois a continuidade das vigas pré-moldadas normalmente é feita decorridos mais de 30 dias da protensão, como visto anteriormente neste trabalho. Então o encurtamento instantâneo é registrado logo após a concretagem, isto significa que quando a continuidade é executada muito da fluência já ocorreu.

Sabendo que para maiores detalhes acerca deste efeito diferido deve-se seguir as recomendações segundo a norma brasileira NBR 6118 (2014). No programa computacional essa deformação também foi inserida no modelo pelo comando *Strain*, ao longo de todo tabuleiro da superestrutura (Figura 3.25).

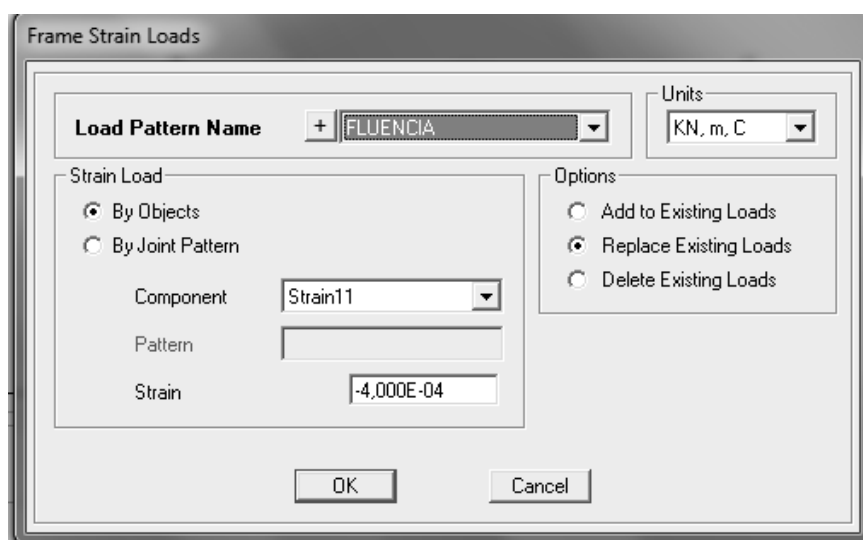


Figura 3.25 – Carregamento devido à fluência aplicado ao longo da estrutura.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo consiste através da observação dos resultados obtidos na análise de ponte integral segundo os carregamentos citados no capítulo anterior fazer algumas considerações em comparação com aqueles para a ponte convencional. Para isso foi verificado os esforços de flexão solicitantes. Como também as deformações da estrutura integral quando fundada em solos distintos.

Sobre o carregamento de G1 se espera que as duas situações tenham as mesmas respostas, para o carregamento G2 começa a ter certa mudança nos resultados, como também na carga móvel. Sobre os carregamentos horizontais se esperam que o solo mais rígido obtenha valores de deslocamentos menores.

Quanto à primeira análise os pontos observados foram aqueles em que se esperam maior solicitação, os resultados esperados foram satisfatórios na análise. A segunda análise focou o quão rígido a estrutura integral pode ser frente ao terreno de fundação, representados pelas rigidezes de cada de tipo de solo, neste caso os valores de deslocamentos e de rotações foram coletados tanto na superestrutura quanto na região dos encontros sendo importante para verificar a estabilidade na interação com o terreno.

A figura 4.1 a seguir representa os pontos em que foram observados os valores de momentos, como deslocamentos e rotações, as tabelas mostradas neste capítulo se referem aos pontos de notáveis (Figura 4.1 e 4.2).

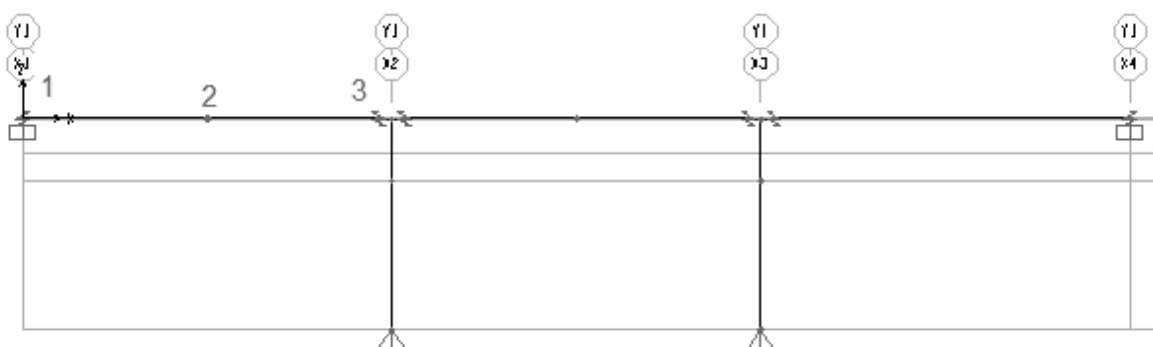


Figura 4.1 – Pontos observados na ponte convencional.

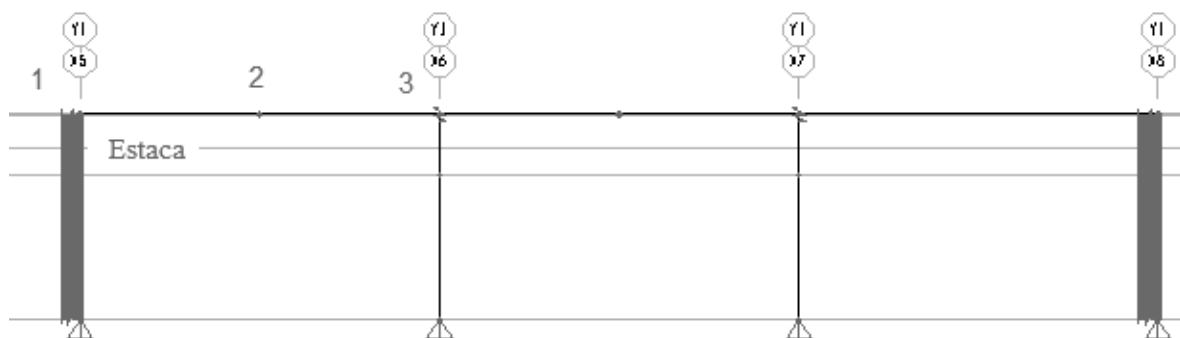


Figura 4.2 – Pontos observados na ponte integral.

4.1. Quanto aos esforços de flexão

Pela tabela 3 a seguir, os resultados convergiram para o que se esperava de ambas as estruturas. Sobre os carregamentos verticais, a ponte integral apresentou uma redução dos momentos fletores no meio do vão (ver ponto 2 na tabela 3), o que levou consequentemente ao aparecimento de momentos negativos nas regiões de conexão, como a ligação da superestrutura com o encontro, e nos apoios intermediários.

Tabela 3 – Momentos Fletores

Ponte Convencional								
Ponto	Momento Fletor (kNm)							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	7.200,01	4.205,93	10.831,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Argila								
Ponte Integral								
Ponto	Momento Fletor (kNm)							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	195,83	123,00	363,77	-202,78	33,76	-11,68	-234,67	469,35
1	-1.340,92	-842,27	-2.345,57	-1.796,54	250,13	281,45	5.851,42	-11.702,84
2	3.978,77	2.499,81	8.320,11	5.124,41	-5.749,36	99,11	2.364,98	-4.729,96
3	-5.382,34	-3.380,78	-4.108,52	12.045,35	-11.748,86	-83,23	-1.121,46	2.242,91
Areia								
Ponte Integral								
Ponto	Momento Fletor (kNm)							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	213,10	133,85	396,25	-229,98	45,62	-12,08	-241,80	483,59
1	-1.358,65	-853,40	-2.379,25	-1.767,72	645,83	282,21	5.853,56	-11.707,11
2	3.972,55	2.495,90	8.308,57	5.136,37	-5.589,53	99,38	2.364,41	-4.728,82
3	-5.373,51	-3.375,24	-4.092,99	12.040,45	-11.824,89	-83,45	-1.124,73	2.249,47

Outro ponto importante na análise dos momentos fletores observados são as regiões dos encontros (ponto 1) e fundações, topo da estaca, nos casos de carregamentos verticais a consequente redução dos momentos fletores no meio do vão devido à transmissão desses esforços para as partes rígidas dos elementos estruturais deve ser observada em fase de projeto. As fundações consequentemente também adquirem momentos fletores e através desses resultados deve ser previsto nesta região uma verdadeira ligação entre a estaca e a parede dos encontros de forma a promover a transmissão dos momentos.

A seguir algumas imagens dos momentos fletores dos carregamentos verticais (Figura 4.3 a Figura 4.4).

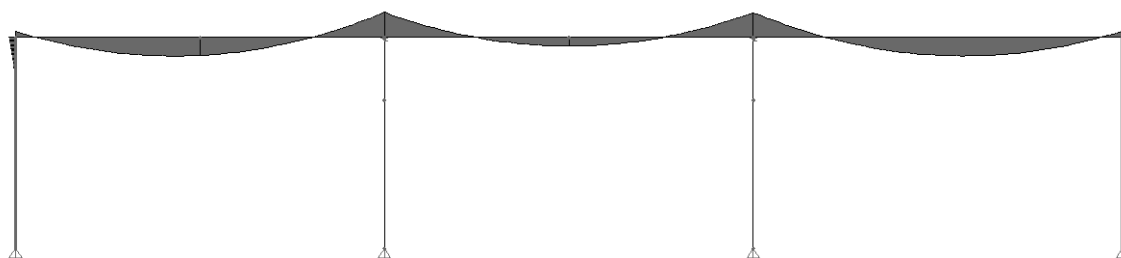


Figura 4.3 – Momento Fletor carregamento G2 observado na ponte integral.

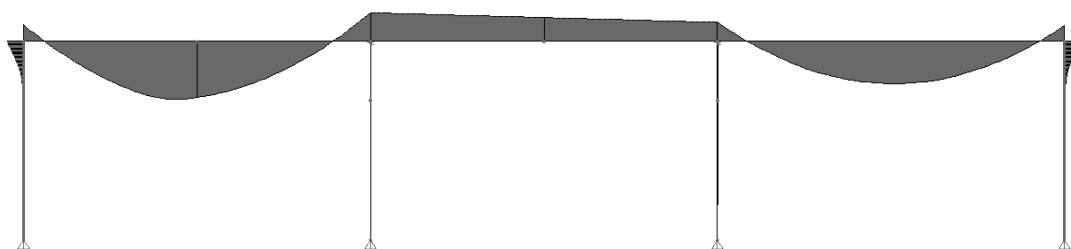


Figura 4.4 – Momento Fletor carga móvel observado na ponte integral, (ver também Figura 3.18).

A ponte convencional se comportou como elementos de vão isolados com máximo momento observado no meio do vão para os carregamentos verticais (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Momento Fletor carga móvel na observado na ponte convencional.

Os carregamentos de temperatura e diferidos também foram observados para os casos de momento fletores, pois comparando as duas estruturas se veem que mesmo o aparelho de apoio fornecendo uma pequena rigidez ao deslocamento horizontal na ponte convencional não se desenvolvem momentos fletores. Na ponte integral essas ações provocam o surgimento de esforços devido às restrições no próprio esquema estrutural.

A retração leva a uma distribuição de momentos hiperestáticos na ponte integral como mostra a Figura 4.6.

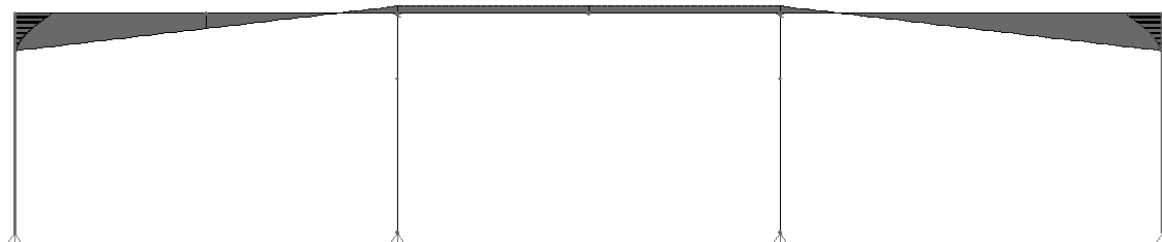


Figura 4.6 – Momento Fletor e reações de apoio devido à retração na ponte integral.

Assim como na retração, a restrição às deformações devida à fluência desenvolvem momentos fletores nas pontes integrais, esses momentos têm mesmo sentido ao da retração (Figura 4.7). A estimativa dos momentos devido à fluência e à retração, principalmente nas vigas compostas, é um procedimento complexo depende do material propriamente dito, e dos processos adotados na execução da ponte.

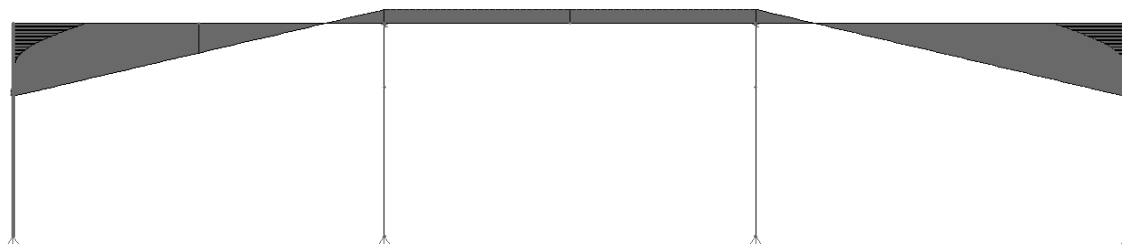


Figura 4.7 – Momento Fletor devido à fluência na ponte integral.

4.2. Quanto aos deslocamentos

As tabelas a seguir mostram os resultados para os deslocamentos obtidos pelo programa, nas direções locais: U1, deslocamento horizontal em X, U3 deslocamento vertical em Z, e R2 rotação em torno de Y dos elementos estruturais para o tipo de solos estudado.

Tabela 4 – Tabela de Deslocamentos e rotações para a Argila.

Argila								
Ponto	Deslocamentos Horizontais (m) - U1							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	-0,0011	-0,0007	-0,0020	-0,0014	0,0023	0,0002	0,0048	0,0097
1	0,0001	0,0000	0,0005	-0,0064	0,0067	0,0004	0,0082	0,0164
2	0,0001	0,0000	0,0040	-0,0043	0,0045	0,0004	0,0055	0,0109
3	0,0000	0,0000	0,0004	-0,0021	0,0022	0,0004	0,0027	0,0055
Ponto	Deslocamentos Verticais (m) - U3							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	-0,0009	-0,0006	-0,0016	-0,0005	0,0005	0,0000	0,0003	0,0006
1	-0,0010	-0,0006	-0,0016	-0,0006	0,0005	0,0000	0,0003	0,0006
2	-0,0062	-0,0039	-0,0120	0,0080	-0,0073	-0,0002	-0,0041	-0,0081
3	-0,0023	-0,0014	-0,0016	0,0005	-0,0005	0,0000	-0,0003	-0,0005
Ponto	Rotação em torno do eixo 2 (rad) - R2							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	0,0004	0,0003	0,0008	-0,0017	0,0015	0,0001	0,0013	0,0026
1	0,0005	0,0003	0,0010	-0,0016	0,0015	0,0000	0,0008	0,0017
2	0,0000	0,0000	-0,0001	0,0002	-0,0002	0,0000	-0,0001	-0,0002
3	-0,0001	-0,0001	-0,0009	0,0005	-0,0005	0,0000	-0,0003	-0,0005

Tabela 5 – Tabela de Deslocamentos e rotações para a Areia.

Areia								
Ponto	Deslocamentos Horizontais (m) - U1							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	-0,0011	-0,0007	-0,0020	-0,0014	0,0026	0,0002	0,0048	0,0097
1	0,0001	0,0001	0,0005	-0,0064	0,0067	0,0004	0,0082	0,0164
2	0,0001	0,0001	0,0005	-0,0043	0,0045	0,0004	0,0055	0,0109
3	0,0000	0,0000	0,0004	-0,0021	0,0022	0,0004	0,0027	0,0055
Ponto	Deslocamentos Verticais (m) - U3							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	-0,0009	-0,0006	-0,0016	-0,0005	0,0005	0,0000	0,0003	0,0005
1	-0,0010	-0,0006	-0,0016	-0,0005	0,0005	0,0000	0,0003	0,0005
2	-0,0061	-0,0039	-0,0119	0,0080	-0,0070	-0,0002	-0,0041	-0,0081
3	-0,0023	-0,0014	-0,0016	0,0005	-0,0004	0,0000	-0,0030	-0,0005
Ponto	Rotação em torno do eixo 2 (rad) - R2							
	G2	G3	Q	TEMP+15	TEMP-15	Frenagem	Retração	Fluência
Estaca	0,0004	0,0003	0,0008	-0,0017	0,0014	0,0001	0,0013	0,0026
1	0,0005	0,0003	0,0010	-0,0016	0,0014	0,0000	0,0008	0,0017
2	0,0000	0,0000	-0,0001	0,0002	-0,0002	-0,0001	-0,0001	-0,0002
3	-0,0001	-0,0001	-0,0009	0,0005	-0,0004	-0,0001	-0,0003	-0,0005

Os deslocamentos observados apresentou pouca diferença entre os solos estudados na superestrutura, nos encontros e no topo da estaca, como se vê nas Tabelas 4 e 5 para os mesmos pontos estudados isso se deve em parte pela presença do aterro nos dois esquemas estruturais na região dos encontros. Nas fundações verificando os resultados para outros pontos, logo após o topo das estacas na profundidade de 5 (cinco) metros, percebe-se uma diferença desses resultados no comportamento das estacas nos terreno. Os valores de deslocamento nas argilas foram um pouco menores que nas areias, isso se deve ao fato que o coeficiente de reação adotado para as argilas, que foi tomada como rija, ser maior que as areias que foram adotadas como fofa.

Mas, os deslocamentos das estacas na presença dos dois solos foram bastante satisfatórios com resultados máximos na ordem de 3 (três) milímetros para os horizontais, de 1 (um) milímetros para os verticais, e $252 \cdot 10^{-5}$ radianos o que corresponde a $14,4 \cdot 10^{-2}$ graus, no geral os deslocamentos se estabilizaram logo após essa profundidade, o fato de a argila ter apresentado resultados mais positivos a resistência das areias cresce com a profundidade. A seguir algumas imagens dos resultados do programa (Figura 4.8 a 4.10).

A solução adotada neste estudo de caso para os encontros integrais foi muito satisfatória, um mecanismo que aumentaria sua flexibilidade frente aos movimentos da superestrutura seria a adoção de envolvimento com tubos de plástico ou aço deixando as estacas com comprimento livre para acomodar esses deslocamentos.

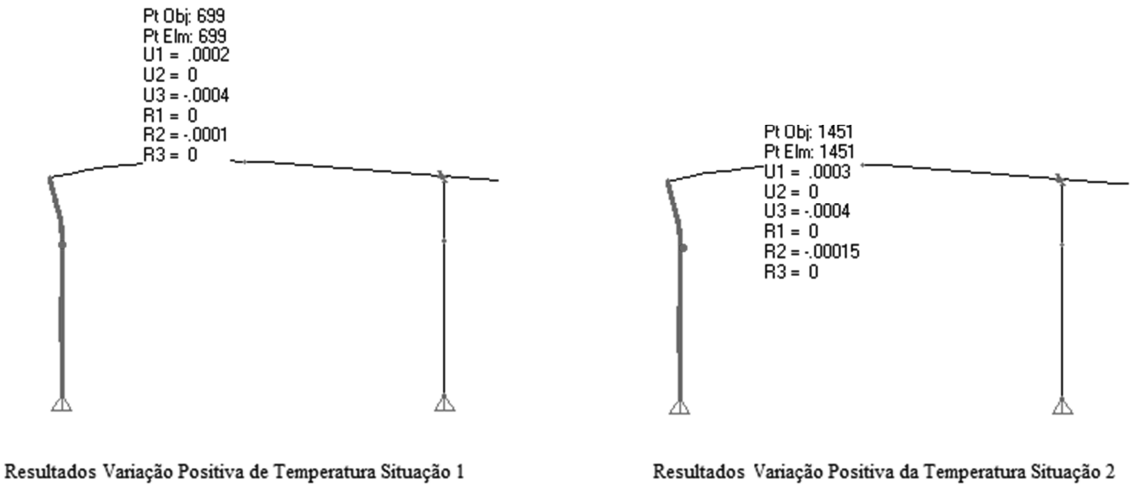


Figura 4.8 – Resultados para a variação positiva de temperatura, argila (à esquerda), areia (à direita).

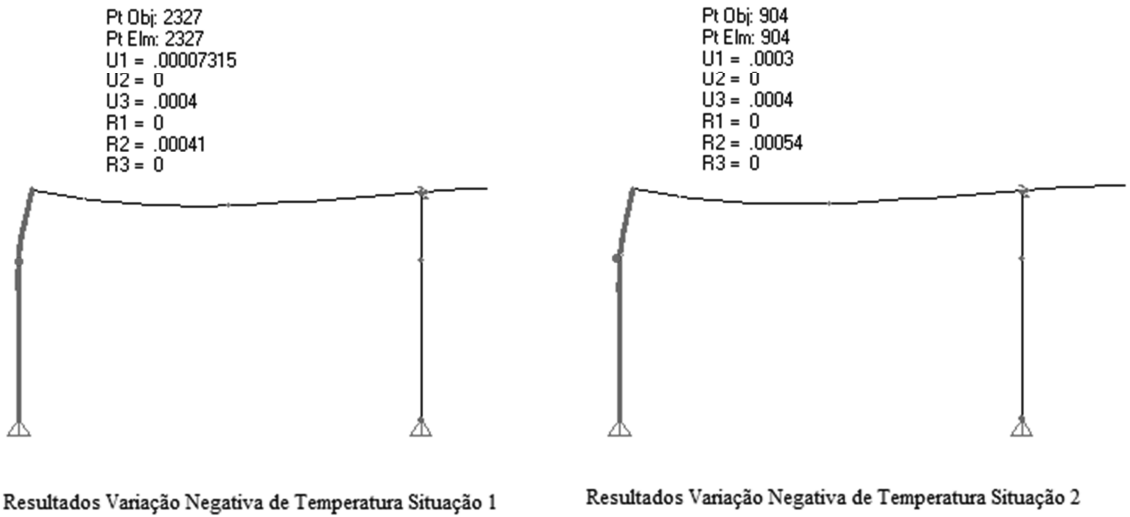


Figura 4.9 – Resultados para a variação negativa de temperatura, argila (à esquerda), areia (à direita).

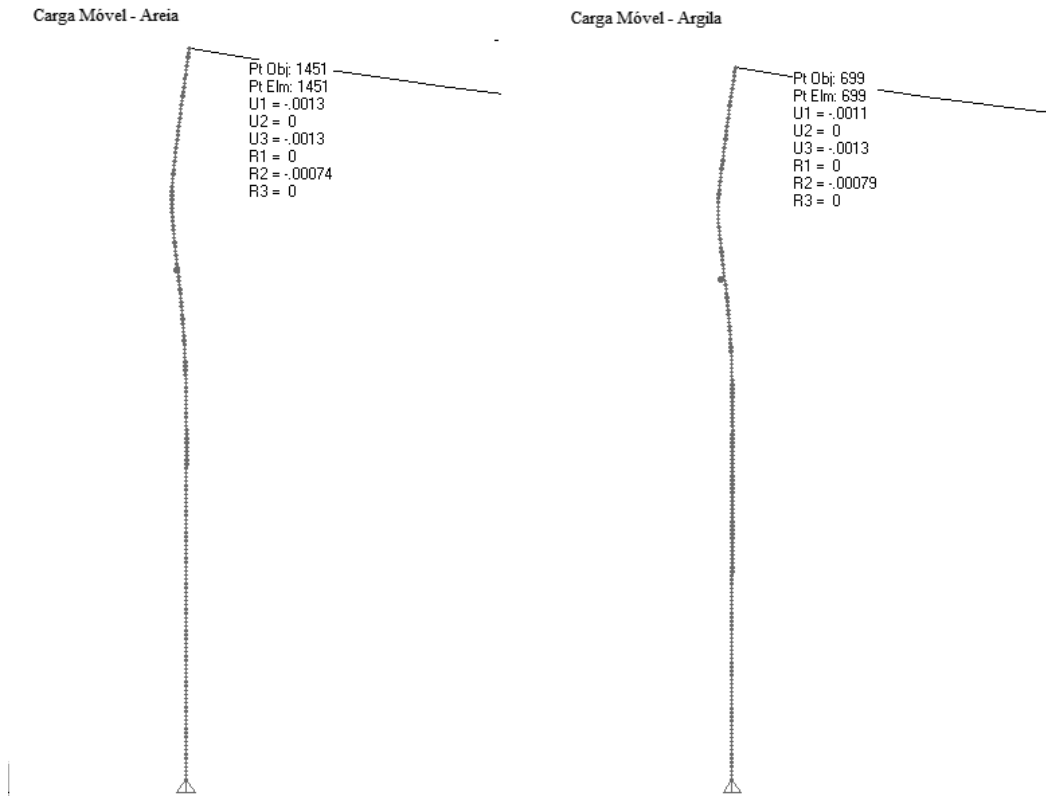


Figura 4.10 – Resultados para a carga móvel.

5. CONCLUSÕES

As Pontes Integrais apresentam vantagens sobre as pontes convencionais, como a eliminação das juntas de dilatação, o que reduz os custos de manutenção, melhor distribuição dos esforços devido a uma maior redundância estrutural. Entretanto seu projeto deve apresentar dimensionamentos tanto para os esforços que se desenvolvem devido às ações de carregamento permanente e cargas móveis como para outras ações, de temperatura, efeitos diferidos. Fatores como a interação com o solo adjacente, também influenciam no dimensionamento para os casos de carregamentos no projeto.

O modelo adotado apresentou redução de momentos no meio do vão para os casos de carregamento vertical em relação às pontes convencionais, entretanto um desenvolvimento de momentos negativos nas regiões de conexão deve ser levado em consideração na concepção de um projeto. Como na ponte convencional as juntas promovem certa liberdade ao movimento, pois a rigidez dos aparelhos de apoio na direção horizontal é relativamente pequena, os esforços devido aos carregamentos longitudinais na ponte convencional foram observados com uma magnitude menor em relação à ponte integral.

O projeto deve atender as condições de resistentes para esses esforços. Em resumo a execução de uma ponte integral é possível na questão estrutural, do ponto de vista de custos de manutenção que são reduzidos devido à eliminação das juntas de expansão, a superfície de rolamento apresenta um maior conforto ao usuário e pelo fato da construção ser menos complexa que as convencionais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas, e Outras Estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 5884: Perfil I Estrutural de Aço Soldado por Arco Elétrico – Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.

BURKE, M. P. *Integral and Semi-integral Bridges* – Wiley Blackwell, Osford, 2009.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, *Guía para la Concepción de Puentes Integrales en Carreteras*, Ministerio de Fomento, Madrid, 2000.

FARTARIA, C. I. P. *A Interação Estrutura-Solo em Pontes Integrais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). IST/ Universidade Técnica de Lisboa, 2012.

GAMA, D. M. M. *Pontes Integrais de Betão*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). IST/ Universidade Técnica de Lisboa, 2012.

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

LEONHART, F. *Construções de Concreto – Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto, Vol. 6, 1ª Edição/1979, 2ª Reimpressão/2013*. – Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

PINHO, M. F.; ARAÚJO, É. R.; REGIS, P. A. *Pontes de Encontros Integrais – Conceitos e Aspectos de Projeto*. ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO – CBC2009. IBRACON, 2009.

PINHO, M. F. *Pontes Integrais: Aspectos de Projeto e Construção*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, 2011.

ROJAS, Prof. J. W. J. *Estacas sob Esforços Transversais*. Notas de Aula de Estruturas de Fundações, Porto Alegre, 2007.

SOARES, R. W. *Efeito Da Variação de Temperatura Em Pontes Integrais De Concreto Com Fundações Em Estacas De Aço*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal Rio de Janeiro/Escola Politécnica, 2011.

ANEXOS

As constantes das molas, ou coeficiente de rigidez, para a representação do terreno foram calculadas segundo hipótese de TERZAGHI, numa rotina no Microsoft Excel. As características de deformação da argila rija são, mais ou menos, independentes da profundidade, portanto, pode ser aproximado para valores constantes. Fazendo os cálculos de acordo com as formulações no capítulo 2.3.2.

$$K_m = K_h * B * L_i * N_{est} \quad K_m = K_{h1} * L_i * N_{est} * (1m)$$

Em que

K_{h1} , o coeficiente de reação horizontal de um solo argiloso pré-adensada de consistência rija para uma estaca de largura unitária tomado como 26000 kN/m^3 ;

N_{est} , o número de estacas na direção transversal à ponte igual a 5 (cinco);

B , a largura da estaca de perfil HP310X97, tomada como 308 mm;

L_i , o comprimento de influência do solo sobre a estaca para determinado nó, tomado como 0,10 m;

$$K_m = 13.000 \text{ kN/m}$$

Nos solos não coesivos, os valores de Y_1 e K_h são praticamente independentes com o tempo. Entretanto, o módulo de elasticidade cresce proporcionalmente com a profundidade, consequentemente, pode-se admitir, sem grande erro, que a pressão P necessária para produzir certo deslocamento Y_1 cresce proporcionalmente com a profundidade z .

$$K_m = K_h * B * L_i * N_{est} \quad K_m = n_h * z * L_i * N_{est}$$

Em que

n_h , o coeficiente de reação horizontal de um areia fofa para a estaca de largura unitária tomado como 2400 kN/m^3 ;

N_{est} , o número de estacas na direção transversal à ponte igual a 5 (cinco);

z , a profundidade do nó de referência varia de 3,00 m a 17,20 m;

L_i , o comprimento de influência do solo sobre a estaca para determinado nó, tomado como 0,10 m;

Areias - Compacidade Fofa				
Coeficiente de reação horizontal do solo				
z (m)	nh (kN/m ³)	Li (m)	Km (kN/m)	Mola Total
3,0	2400	0,10	720	3.600
3,1	2400	0,10	744	3.720
3,2	2400	0,10	768	3.840
3,3	2400	0,10	792	3.960
3,4	2400	0,10	816	4.080
3,5	2400	0,10	840	4.200
3,6	2400	0,10	864	4.320
3,7	2400	0,10	888	4.440
3,8	2400	0,10	912	4.560
3,9	2400	0,10	936	4.680
4,0	2400	0,10	960	4.800
4,1	2400	0,10	984	4.920
4,2	2400	0,10	1.008	5.040
4,3	2400	0,10	1.032	5.160
4,4	2400	0,10	1.056	5.280
4,5	2400	0,10	1.080	5.400
4,6	2400	0,10	1.104	5.520
4,7	2400	0,10	1.128	5.640
4,8	2400	0,10	1.152	5.760
4,9	2400	0,10	1.176	5.880
5,0	2400	0,10	1.200	6.000
5,1	2400	0,10	1.224	6.120
5,2	2400	0,10	1.248	6.240
5,3	2400	0,10	1.272	6.360
5,4	2400	0,10	1.296	6.480
5,5	2400	0,10	1.320	6.600
5,6	2400	0,10	1.344	6.720
5,7	2400	0,10	1.368	6.840
5,8	2400	0,10	1.392	6.960
5,9	2400	0,10	1.416	7.080
6,0	2400	0,10	1.440	7.200
6,1	2400	0,10	1.464	7.320
6,2	2400	0,10	1.488	7.440
6,3	2400	0,10	1.512	7.560
6,4	2400	0,10	1.536	7.680
6,5	2400	0,10	1.560	7.800
6,6	2400	0,10	1.584	7.920
6,7	2400	0,10	1.608	8.040
6,8	2400	0,10	1.632	8.160
6,9	2400	0,10	1.656	8.280
7,0	2400	0,10	1.680	8.400
7,1	2400	0,10	1.704	8.520

7,2	2400	0,10	1.728	8.640
7,3	2400	0,10	1.752	8.760
7,4	2400	0,10	1.776	8.880
7,5	2400	0,10	1.800	9.000
7,6	2400	0,10	1.824	9.120
7,7	2400	0,10	1.848	9.240
7,8	2400	0,10	1.872	9.360
7,9	2400	0,10	1.896	9.480
8,0	2400	0,10	1.920	9.600
8,1	2400	0,10	1.944	9.720
8,2	2400	0,10	1.968	9.840
8,3	2400	0,10	1.992	9.960
8,4	2400	0,10	2.016	10.080
8,5	2400	0,10	2.040	10.200
8,6	2400	0,10	2.064	10.320
8,7	2400	0,10	2.088	10.440
8,8	2400	0,10	2.112	10.560
8,9	2400	0,10	2.136	10.680
9,0	2400	0,10	2.160	10.800
9,1	2400	0,10	2.184	10.920
9,2	2400	0,10	2.208	11.040
9,3	2400	0,10	2.232	11.160
9,4	2400	0,10	2.256	11.280
9,5	2400	0,10	2.280	11.400
9,6	2400	0,10	2.304	11.520
9,7	2400	0,10	2.328	11.640
9,8	2400	0,10	2.352	11.760
9,9	2400	0,10	2.376	11.880
10,0	2400	0,10	2.400	12.000
10,1	2400	0,10	2.424	12.120
10,2	2400	0,10	2.448	12.240
10,3	2400	0,10	2.472	12.360
10,4	2400	0,10	2.496	12.480
10,5	2400	0,10	2.520	12.600
10,6	2400	0,10	2.544	12.720
10,7	2400	0,10	2.568	12.840
10,8	2400	0,10	2.592	12.960
10,9	2400	0,10	2.616	13.080
11,0	2400	0,10	2.640	13.200
11,1	2400	0,10	2.664	13.320
11,2	2400	0,10	2.688	13.440
11,3	2400	0,10	2.712	13.560
11,4	2400	0,10	2.736	13.680
11,5	2400	0,10	2.760	13.800
11,6	2400	0,10	2.784	13.920

11,7	2400	0,10	2.808	14.040
11,8	2400	0,10	2.832	14.160
11,9	2400	0,10	2.856	14.280
12,0	2400	0,10	2.880	14.400
12,1	2400	0,10	2.904	14.520
12,2	2400	0,10	2.928	14.640
12,3	2400	0,10	2.952	14.760
12,4	2400	0,10	2.976	14.880
12,5	2400	0,10	3.000	15.000
12,6	2400	0,10	3.024	15.120
12,7	2400	0,10	3.048	15.240
12,8	2400	0,10	3.072	15.360
12,9	2400	0,10	3.096	15.480
13,0	2400	0,10	3.120	15.600
13,1	2400	0,10	3.144	15.720
13,2	2400	0,10	3.168	15.840
13,3	2400	0,10	3.192	15.960
13,4	2400	0,10	3.216	16.080
13,5	2400	0,10	3.240	16.200
13,6	2400	0,10	3.264	16.320
13,7	2400	0,10	3.288	16.440
13,8	2400	0,10	3.312	16.560
13,9	2400	0,10	3.336	16.680
14,0	2400	0,10	3.360	16.800
14,1	2400	0,10	3.384	16.920
14,2	2400	0,10	3.408	17.040
14,3	2400	0,10	3.432	17.160
14,4	2400	0,10	3.456	17.280
14,5	2400	0,10	3.480	17.400
14,6	2400	0,10	3.504	17.520
14,7	2400	0,10	3.528	17.640
14,8	2400	0,10	3.552	17.760
14,9	2400	0,10	3.576	17.880
15,0	2400	0,10	3.600	18.000
15,1	2400	0,10	3.624	18.120
15,2	2400	0,10	3.648	18.240
15,3	2400	0,10	3.672	18.360
15,4	2400	0,10	3.696	18.480
15,5	2400	0,10	3.720	18.600
15,6	2400	0,10	3.744	18.720
15,7	2400	0,10	3.768	18.840
15,8	2400	0,10	3.792	18.960
15,9	2400	0,10	3.816	19.080
16,0	2400	0,10	3.840	19.200
16,1	2400	0,10	3.864	19.320

16,2	2400	0,10	3.888	19.440
16,3	2400	0,10	3.912	19.560
16,4	2400	0,10	3.936	19.680
16,5	2400	0,10	3.960	19.800
16,6	2400	0,10	3.984	19.920
16,7	2400	0,10	4.008	20.040
16,8	2400	0,10	4.032	20.160
16,9	2400	0,10	4.056	20.280
17,0	2400	0,10	4.080	20.400
17,1	2400	0,10	4.104	20.520
17,2	2400	0,10	4.128	20.640

Para representar o aterro compactado, procedeu da mesma maneira que a camada de areia, porém considerando nh como areia de compacidade densa. A seguir a tabela:

Aterro compactado				
Coeficiente de reação horizontal do solo				
z (m)	nh (kN/m ³)	Li (m)	Km (kN/m)	Mola Total
0,0	19000	0,10	0	0
0,1	19000	0,10	190	950
0,2	19000	0,10	380	1.900
0,3	19000	0,10	570	2.850
0,4	19000	0,10	760	3.800
0,5	19000	0,10	950	4.750
0,6	19000	0,10	1.140	5.700
0,7	19000	0,10	1.330	6.650
0,8	19000	0,10	1.520	7.600
0,9	19000	0,10	1.710	8.550
1,0	19000	0,10	1.900	9.500
1,1	19000	0,10	2.090	10.450
1,2	19000	0,10	2.280	11.400
1,3	19000	0,10	2.470	12.350
1,4	19000	0,10	2.660	13.300
1,5	19000	0,10	2.850	14.250
1,6	19000	0,10	3.040	15.200
1,7	19000	0,10	3.230	16.150
1,8	19000	0,10	3.420	17.100
1,9	19000	0,10	3.610	18.050
2,0	19000	0,10	3.800	19.000
2,1	19000	0,10	3.990	19.950
2,2	19000	0,10	4.180	20.900
2,3	19000	0,10	4.370	21.850

2,4	19000	0,10	4.560	22.800
2,5	19000	0,10	4.750	23.750
2,6	19000	0,10	4.940	24.700
2,7	19000	0,10	5.130	25.650
2,8	19000	0,10	5.320	26.600
2,9	19000	0,10	5.510	27.550

Cálculo da Rigidez dos Aparelhos de apoio para o modelo

+

Módulo de elasticidade transversal do elastômero: $G_n := 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Dimensões em planta

$$a_n := 0.30\text{m} \quad b_n := 0.40\text{m} \quad A_n := a_n \cdot b_n \quad A_n = 0.12 \cdot \text{m}^2$$

Número de aparelhos por apoio: $nn := 5$

Espessura de cada camada de neoprene: $h_c := 0.008\text{m}$ $n := nn - 1$

Espessura total de borracha: $h_n := n \cdot h_c$ $h_n = 0.032\text{m}$

Rigidezes dos neoprenes (Stiffness)

$$K_n := \frac{G_n \cdot A_n \cdot nn}{h_n} \quad K_n = 18750 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$