



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Pedro Mitzcun Coutinho

**ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES
INTEGRAIS E CONVENCIONAIS DE CONCRETO ARMADO
SUJEITAS ÀS AÇÕES INDIRETAS DE TEMPERATURA,
RETRAÇÃO E FLUÊNCIA**

**NATAL-RN
OUTUBRO/2019**

Pedro Mitzcun Coutinho

**ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES INTEGRAIS E
CONVENCIONAIS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS ÀS AÇÕES
INDIRETAS DE TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

**NATAL-RN
OUTUBRO/2019**

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Coutinho, Pedro Mitzcun.

Análise numérica comparativa entre pontes integrais e convencionais de concreto armado sujeitas às ações indiretas de temperatura, retração e fluência / Pedro Mitzcun Coutinho. - 2019.

197f.: il.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, 2019.

Orientador: Dr. José Neres da Silva Filho.

1. Pontes integrais - Dissertação. 2. Pontes de encontros integrais - Dissertação. 3. Variação de temperatura - Dissertação. 4. Retração - Dissertação. 5. Fluência - Dissertação. I. Silva Filho, Dr. José Neres da. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

PEDRO MITZCUN COUTINHO

**ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES INTEGRAIS E
CONVENCIONAIS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS ÀS AÇÕES
INDIRETAS DE TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos – Examinador Externo (UFRJ)

Natal, 11 de outubro de 2019

ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES INTEGRAIS E CONVENCIONAIS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS ÀS AÇÕES INDIRETAS DE TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

Pedro Mitzcun Coutinho

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

RESUMO

O trabalho de pesquisa apresenta uma análise comparativa entre o comportamento estrutural de pontes integrais de concreto armado com o de pontes convencionais, a fim de analisar a variação dos esforços e deslocamentos gerados na estrutura devido as ações indiretas de fluência, retração e variação de temperatura. Para tanto, foi considerada a deformabilidade do solo através de interação solo-estruturas (ISE) utilizando-se curvas p - y onde o solo vizinho às estacas é representado por um conjunto de molas horizontais de comportamento não linear. Ademais foi realizada uma análise numérica tridimensional de pontes com três vãos por meio de programa baseado no método dos elementos finitos, analisando-se 03 (três) sistemas estruturais diferentes: **(a)** ponte integral; **(b)** ponte de encontros integrais e **(c)** ponte convencional, sendo esta última composta por vãos isostáticos separados por juntas de dilatação. Por fim foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos com os sistemas de pontes integrais com o de ponte convencional e uma comparação dos resultados obtidos do MEF com modelos analíticos, utilizando-se a NBR 6118 (2014), NBR 7187 (2003) e NBR 7187 (1987) para consideração da ação de temperatura e o modelo do Eurocode 2 (2004) para fluência e retração. As ações de retração e fluência foram analisadas separadamente das ações térmicas. Os resultados obtidos mostraram que a ação do gradiente térmico originou momentos fletores negativos significativos nas regiões de extremidades da ponte. Com relação aos efeitos de fluência e retração, para os dois tipos de sistemas integrais analisados, constatou-se que as ações de fluência e retração provocaram efeitos desfavoráveis no meio do vão de extremidade da ponte gerando acréscimos de momentos fletores significativos, com variação percentual máxima de 9,3%. Para a seção do encontro, este efeito foi

favorável, acarretando em redução do módulo dos momentos negativos, com variação percentual máxima de 22,8%. Entretanto, apesar de favoráveis, foi constatada uma maior influência dos efeitos reológicos nas extremidades das pontes integrais. Por fim, analisando-se as flechas no meio dos vãos de extremidades de cada modelo, foi possível constatar que o fator de amplificação das deformações foi sempre maior para os modelos de pontes integrais e de encontros integrais, evidenciando que para estes tipos de sistemas estruturais, os efeitos da fluência e retração são mais significativos e devem ser levados em consideração no projeto.

Palavras-chave: Pontes integrais; Pontes de encontros integrais; Variação de temperatura; Fluência; Retração.

COMPARATIVE NUMERICAL ANALYSIS BETWEEN INTEGRAL AND CONVENTIONAL REINFORCED CONCRETE BRIDGES SUBJECT TO INDIRECT ACTIONS OF TEMPERATURE, SHRINKAGE AND CREEP

Pedro Mitzcun Coutinho

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

This research presents a comparative study between the structural behavior of reinforced concrete integral bridges and a conventional bridge, in order to analyze the variation of forces and displacements generated in the structure due to indirect actions such as creep, shrinkage and temperature variation. To do this, the soil deformability through soil-structure interaction (ISE) was considered using p - y curves where the neighboring soil is represented by a set of horizontal springs with nonlinear behavior. In addition, a three-dimensional numerical analysis of three-span bridges was performed using a software based on Finite Element Method (FEM), analyzing 03 (three) different structural systems: (a) integral bridge; (b) integral abutment bridge and (c) conventional bridge, the latter consisting of isostatic spans separated by expansion joints. Finally, a comparison was made between the results obtained with the integral bridges systems and the conventional bridge and a comparison of the results obtained from the FEM with analytical models, using NBR 6118 (2014), NBR 7187 (2003) and NBR 7187 (1987) to check temperature action and the Eurocode 2 (2004) model for creep and shrinkage. The shrinkage and creep actions were analyzed separately from the thermal actions. The results showed that the thermal gradient action resulted in significant negative bending moments in the bridge end regions, especially in the abutment region, where the moment presented its maximum absolute value. Regarding the creep and shrinkage effects, for both types of integral systems studied, it was found that these actions caused unfavorable effects in the bridge end span generating the addition of significant bending moments, with maximum percentage variation of 9.3%. In the abutment section, this effect was favorable, resulting in a reduction in the absolute value of bending moment, with a maximum percentage variation of 22.8%. However, although favorable, a greater influence of rheological effects on the ends of integral bridges was noticed. Finally, by analyzing the displacements in the end span of each model, it was possible to verify that

the amplification factor of the deformations was always higher for the integrals bridges models, showing that in this structural system, the effects of creep and shrinkage are more significant and should be taken into account in the design.

Keywords: Integral Bridges; Integral Abutment Bridges; Thermal Effects; Creep; Shrinkage; Time Dependence.

*Dedico este trabalho à Thereza
Mitzcun, Glícia Mitzcun e Sâmara Trajano.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me mostrar o caminho, pelas oportunidades e por ter me dado força, coragem e determinação.

À minha família, em especial à minha mãe Thereza Cristina Fernandes Mitzcun e à minha avó Glícia Fernandes Mitzcun, por toda dedicação e amor incondicional que me deram durante toda a vida. Por me fornecer as bases que precisei para me tornar o homem que sou.

À Sâmara Gomes Trajano, por todo o amor e apoio nesta etapa da minha vida.

Ao meu professor orientador Dr. José Neres da Silva Filho, por todos os ensinamentos e pela excelente pessoa que é, sempre me incentivando e mostrando que posso chegar mais longe.

Aos membros da banca examinadora, os professores Dr. Rodrigo Barros e Dr. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, por todas as sugestões e contribuições que deram a este trabalho.

Ao professor Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa e ao Eng. M.Sc. Arthur Gomes Dantas de Araújo, por toda a ajuda e fornecimento dos dados geotécnicos necessários para o trabalho.

A todos os professores do PEC, pelos ensinamentos, os quais contribuíram muito para o meu crescimento profissional.

Aos amigos do mestrado e que contribuíram para o desenvolvimento do trabalho, em especial ao amigo Daniel Lima.

À Superintendência de Infraestrutura da UFRN pelo tempo concedido para que eu pudesse concluir o mestrado.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Δ	Deslocamento horizontal da ponte (expansão ou contração);
L	Distância da extremidade da ponte até o ponto indeslocável;
ΔT	Varição uniforme de temperatura;
α	Coefficiente de dilatação térmica do concreto;
M_A	Momentos de engastamento perfeito na extremidade A;
M_B	Momentos de engastamento na extremidade B;
E	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto;
I	Momento de inércia da seção transversal da viga;
t_i	Varição de temperatura em relação à temperatura do dia de execução, para as fibras inferiores;
t_e	Varição de temperatura em relação à temperatura do dia de execução, para as fibras superiores;
h	Altura da seção transversal da viga;
σ	Tensão devido a uma variação linear de temperatura;
y	Distância do centróide da seção até a face considerada;
ΔT_l	Varição de temperatura linear equivalente;
A	Área da seção transversal;
\bar{y}	Ordenada medida a partir do C.G. da seção;
y_s	Distância do C.G. da seção à borda inferior;
h_1	Altura parcial da peça;
h_2	Altura parcial da peça;
h_3	Altura parcial da peça;
ϵ_{cc}	Parcel rápida da deformação específica de fluência do concreto;
ϵ_{cca}	Parcela lenta da deformação específica de fluência do concreto;
ϵ_{ccf}	Parcela lenta irreversível a deformação de fluência do concreto;
ϵ_{ccd}	Parcela lenta reversível a deformação de fluência do concreto;
t	Idade do concreto no instante considerado (dias);
t_0	Instante de aplicação do carregamento;
ϵ_{cs}	Deformação específica total por retração;
ϵ_{cd}	Deformação devida à retração por secagem;
ϵ_{ca}	Deformação devida à retração autógena;
t_s	Idade do concreto no início da secagem (dias);
h_0	Espessura fictícia da peça de concreto (mm);
RH	Umidade relativa do ambiente (%);
f_{cm}	Resistência à compressão média aos 28 dias (MPa);
k_h	Coefficiente que depende da espessura fictícia da peça;
α_{ds1}	Coefficiente que dependem do tipo de cimento;
α_{ds2}	Coefficiente que dependem do tipo de cimento;
ϵ_{cc}	Deformação específica por fluência do concreto;
ϵ_e	Deformação específica devido ao empuxo de terra;
E_{c0}	Módulo de elasticidade secante no tempo t_0 ;
ϕ_0	Coefficiente de fluência fictício;
$\phi(\infty, t_0)$	Coefficiente de fluência;
$\beta(f_{cm})$	Fator que leva em conta a resistência do concreto;
$\beta(t_0)$	Fator que leva em conta a idade do concreto no instante do carregamento;
h_0	Espessura fictícia da peça de concreto;
σ_c	Tensão de compressão constante;

Símbolo	Significado
A_c	Área da seção transversal;
u	Perímetro da peça em contato com atmosfera;
$\beta_c(t, t_0)$	Coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo;
β_H	Coeficiente que depende da umidade relativa do ar e da espessura fictícia;
α_1	Coeficiente que leva em conta a resistência do concreto;
α_2	Coeficiente que leva em conta a resistência do concreto;
α_3	Coeficiente que leva em conta a resistência do concreto;
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;
N_{60}	Índice de resistência à penetração do ensaio SPT (padrão americano);
$(N_{60})_1$	Valor de referência de resistência à penetração corrigido;
C_N	Correção devida à tensão efetiva de sobrecarga;
$(\sigma'_{oct})_1$	Tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob tensão vertical efetiva de 100 kPa;
σ'_{oct}	Tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado
k_h	Coeficiente de reação horizontal do solo;
p	Tensão normal horizontal do solo na estaca;
y	Deslocamento horizontal da estaca;
B	Dimensão transversal da estaca;
$k_h(z)$	Coeficiente de reação horizontal do solo no ponto z ;
z	Qualquer ponto ao longo da profundidade da estaca;
n	Coeficiente igual ou maior que zero;
n_h	Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal;
p	Carga atuante no topo da estaca;
A''	Fator que leva em consideração o tipo de carregamento;
b	Diâmetro da estaca;
p_u	Capacidade de carga do solo na profundidade z ;
p_{us}	Pressão última teórica do solo (ruptura de cunha);
p_{ud}	Pressão última teórica do solo (ruptura por escoamento lateral);
C_1, C_2 e	Coeficientes adimensionais;
C_3	
k	Coeficiente de reação horizontal inicial;
g'	Peso específico do solo submerso;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
$V_{d_{serv}}$	Força cortante de serviço;
G	Módulo de elasticidade transversal do aparelho de apoio neoprene;
σ	Tensão admissível do aparelho de apoio neoprene;
A_{ap}	Área da seção transversal do aparelho de apoio;
K_{ap}	Coeficiente de rigidez da mola do aparelho de apoio;
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo;
c	Coesão do solo;
g	Peso específico do solo;
k_{mola}	Coeficiente de mola;
F_i	Força atuante na mola na i -ésima interação;
k_i	Constante de mola na i -ésima interação;
k_{i+1}	Constante de mola na interação posterior;
Δ_i	Deslocamento na mola na i -ésima interação;

Símbolo	Significado
P	Carga por roda do veículo tipo;
p	Carregamento de multidão;
F_{G1}	Ação devido ao peso próprio;
F_{G2}	Ação devido às cargas permanentes de pavimentação, barreiras etc.;
F_{G3}	Ação devido ao empuxo de terra;
F_{Q1}	Ação da carga móvel rodoviária padrão TB-450;
F_{Q2}	Ação devido ao gradiente térmico, retração ou vento;
F_{Q3}	Ação devido a fluência do concreto;
Δ_{MA}	Alongamentos ou encurtamentos obtidos por método analítico de cálculo;
Δ_{MEF}	Alongamentos ou encurtamentos obtidos pelo método dos elementos finitos;
u_x, u_y, u_z	Translações sofridas em determinado nó;
R_x, R_y, R_z	Rotações sofridas em determinado nó;
S_{11}	Tensão axial na direção 1;
CIV	Coefficiente de impacto vertical;
CNF	Coefficiente do número de faixas;
CIA	Coefficiente de impacto adicional;
Q	Carga concentrada;
q	Carga uniformemente distribuída;
Liv	Comprimento do vão, expresso em metros (m);
n	Número inteiro de faixas de tráfego;
K_a	Coefficiente de empuxo ativo;
K_a	Coefficiente de empuxo passivo;
p	Pressão de empuxo atuante na cortina;
H	Profundidade em metros (altura da cortina);
$F_{aceleração}$	Força de aceleração;
$F_{frenagem}$	Força de frenagem;
Ca	Coefficiente de arrasto;
q	Pressão dinâmica do vento;
\bar{P}	Carga com valor unitário;
δ	Deslocamento ocorrido em determinado nó;
T_g	Temperatura do centro geométrico;
$A_{\bar{N}}$	Diagrama de esforço normal no estado de carregamento;
$A_{\bar{M}}$	Diagrama de momento fletor no estado de carregamento;
I	Comprimento total da ponte;
$M_{pp+perm}$	Momento fletor devido ao peso próprio e cargas permanentes;
P_i	Parcelas das cargas;
t_{oi}	Idade em que foi aplicada a parcela P_i , em meses.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

SIGLA	SIGNIFICADO
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
API	American Petroleum Institute
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
2D	Bidimensional
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
CA	Concreto Armado
CPT	Cone Penetration Test
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DER's	Departamentos de Estradas de Rodagem
HC	Estaca Hélice Continua
FHWA	Federal Highway Administration
ISE	Interação Solo-Estrutura
MPa	Megapascal
MA	Método Analítico de Cálculo
MEC	Método dos Elementos de Contorno
MEF	Método dos Elementos Finitos
m	Metro
mm	Milímetro
NBR	Norma Brasileira
EC	Norma Europeia (Eurocódigo)
OAE	Obras de Arte Especial

SIGLA	SIGNIFICADO
SAP2000	Programa de Elementos Finitos
kN	Quilonewton
SPT	Standard Penetration Test
3D	Tridimensional
TB-450	Veículo Tipo de 450 kN

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Justificativa	4
1.3	Objetivos da Pesquisa	6
1.4	Estrutura da dissertação	7
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1	Considerações sobre Pontes Integrais	8
2.2	Vantagens das pontes integrais.....	11
2.3	Limitações das pontes integrais.....	12
2.3.1	Comprimento do tabuleiro	12
2.3.2	Geometria do tabuleiro	13
2.3.3	Tipo de fundação.....	13
2.3.4	Problemas associados ao aterro de aproximação.....	14
2.4	Sistemas Estruturais	15
2.5	Ações e esforços internos em pontes integrais.....	16
2.6	Temperatura	17
2.6.1	Ações térmicas segundo a NBR 6118 (2014)	24
2.6.2	Ações térmicas segundo a NBR 7187 (1987)	25
2.7	Fluência e Retração.....	27
2.8	Efeitos da fluência e retração em pontes integrais	29
2.9	Modelo do Eurocode 2 (2004) para previsão de retração e fluência.....	33
2.9.1	Retração.....	33
2.9.2	Fluência.....	35
2.10	Interação solo-estrutura (ISE) em pontes integrais.....	38
2.11	Tipos de modelos.....	40
2.11.1	Modelo de Winkler	43
2.11.1.1	Curvas p-y	46
2.11.1.1.1	Curvas p-y para areias.....	47
2.11.1.1.2	Curvas do API (2000)	47
2.12	Modelos numéricos.....	50
2.12.1	Elementos finitos empregados.....	51
2.12.1.1	Barra (<i>Frame</i>)	51
2.12.1.2	Casca (<i>Shell</i>)	52
2.12.1.3	Links	55
2.13	Pesquisas realizadas sobre pontes integrais.....	58
3	CARACTERÍSTICAS E MODELAGEM NUMÉRICA DAS PONTES IDEALIZADAS.....	62

3.1	Introdução	62
3.2	Características dos modelos propostos	62
3.3	Resumo dos modelos	68
3.4	Materiais utilizados	70
3.5	Aparelhos de apoio e condições de contorno	70
3.6	Modelagem numérica	74
3.6.1	Modelo de ponte integral (Grupo 01).....	75
3.6.2	Modelo de ponte com encontros integrais (Grupo 02).	78
3.6.3	Modelo de ponte com sistema estrutural convencional (Grupo 03).....	79
3.7	Considerações sobre a interação solo-estrutura.....	81
3.7.1	Classificação do solo de acordo com a NBR 6484 (2001)	84
3.7.2	Interação Solo-estaca.....	84
3.7.3	Modelagem da Interação Solo-Estaca.....	86
3.7.4	Interação Solo-encontro	87
3.8	Ações atuantes nos modelos de estudo	90
3.8.1	Ações verticais	91
3.8.1.1	Modelagem do carregamento móvel.....	93
3.8.2	Ações horizontais longitudinais	98
3.8.2.1	Efeitos da variação de temperatura	98
3.8.2.2	Empuxo de terra	101
3.8.2.3	Frenagem e aceleração	102
3.8.2.4	Vento longitudinal	102
3.8.2.5	Retração e fluência.....	102
3.9	Combinações de ações	104
3.9.1	Variação uniforme de temperatura	105
3.9.2	Gradiente térmico.....	105
3.9.3	Combinação 1	106
3.9.4	Combinação 2	107
3.9.5	Combinação frequente de serviço.....	108
3.9.6	Resumo das combinações	109
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	110
4.1	Análise dos efeitos da variação de temperatura	110
4.1.1	Efeito da variação uniforme de temperatura.....	110
4.1.1.1	Análise dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro.....	111
4.1.1.2	Análise dos deslocamentos das estacas e dos encontros.....	113
4.1.2	Efeito do gradiente térmico.....	115
4.1.2.1	Análise dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro.....	115
4.1.2.2	Análise dos momentos fletores nas longarinas.....	119

4.1.2.3	Análise dos momentos fletores nas estacas	124
4.1.3	Comparação entre as combinações 1a e 1b	126
4.2	Análise dos efeitos da fluência e retração	133
4.2.1	Comparação entre as combinações 2a e 2b	133
4.2.2	Análise das deformações provocadas pelas ações de fluência e retração 140	
4.2.3	Análise dos deslocamentos verticais na seção S2 da longarina	143
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	151
5.1	Conclusões	151
5.1.1	Análise dos efeitos da temperatura	151
5.1.2	Análise dos efeitos de retração, fluência e deslocamentos	152
5.2	Sugestões para trabalhos futuros:	154
6	REFERÊNCIAS	155
A	ANEXO A – CARGAS ATUANTES NA SUPERESTRUTURA	160
A.1	Ações Verticais	160
A.1.1	Peso Próprio	160
A.1.2	Sobrecarga permanente	160
A.1.3	Carga Móvel	162
A.2	Ações Horizontais	166
A.2.1	Gradiente térmico	166
A.2.1.1	Variação uniforme	166
A.2.1.2	Variação não uniforme	166
A.2.2	Empuxo de terra	169
A.2.3	Carga de frenagem e/ou aceleração	171
A.2.4	Carga de vento	173
A.2.4.1	Vento longitudinal:	173
A.2.5	Retração e fluência	174
B	ANEXO B - CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO ATRAVÉS DO PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS	176
C	ANEXO C – CÁLCULO DOS MOMENTOS DE ENGASTAMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO	179
C.1	Cálculo das propriedades geométricas	179
C.2	Cálculo da linearização do gradiente térmico	180
C.3	Cálculo do momento de engastamento	181
D	ANEXO D - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS PROVOCADAS PELA FLUÊNCIA, RETRAÇÃO E EMPUXO DE TERRA	182
D.1	Cálculo das deformações específicas devido à retração	182
D.2	Cálculo das deformações específicas devido à fluência	183
D.3	Cálculo das deformações específicas devido à ação do empuxo de terra ..	184
E	ANEXO E – GRÁFICOS COMPLEMENTARES	186

E.1	Curvas p - y por profundidade.....	186
E.2	Demais Gráficos da Combinação 1	188
E.3	Demais Gráficos da Combinação 2	191
E.4	Demais Gráficos de deslocamentos verticais na seção S2 da viga	194

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte de São João – Porto, Portugal.	2
Figura 1.2 - Exemplo típico de ponte de encontros integrais.	2
Figura 1.3 – Fissuras em juntas de dilatação de betume.....	3
Figura 1.4 - Junta de dilatação deteriorada.....	4
Figura 2.1 - Esquema de uma ponte convencional em viga contínua.....	8
Figura 2.2 - Esquema de uma ponte integral em viga contínua.....	8
Figura 2.3 - Esquema de uma ponte de encontros integrais.....	9
Figura 2.4 - Encontro sobre estacas (esquerda) e encontro sobre fundação direta (direita) com ligação monolítica com a superestrutura.....	9
Figura 2.5 – Diferença entre os tipos de encontros.....	10
Figura 2.6 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte integral curva.....	13
Figura 2.7 – Ruptura e erosão do aterro ocasionados por movimentos cíclicos do tabuleiro.	14
Figura 2.8 - Principais sistemas estruturais de pontes integrais.	15
Figura 2.9 - Tipologias usuais de encontros integrais e semi-integrais:.....	16
Figura 2.10 - Percentual de estados norte-americanos com relação às ações que são levadas em consideração em projeto.....	17
Figura 2.11 - Variação da radiação solar ao longo do ano, em função da latitude.	18
Figura 2.12 - Troca de calor entre uma ponte e o ambiente.	19
Figura 2.13 - Distribuição da temperatura ao longo da altura da seção.....	19
Figura 2.14 - Decomposição da variação de temperatura e as deformações correspondentes.	20
Figura 2.15 - Momentos de engastamento perfeito em vigas biengastadas.	21
Figura 2.16 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte convencional bi- apoiada:	22
Figura 2.17 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte convencional contínua:	23
Figura 2.18 - Efeitos da variação de temperatura uniforme e diferencial em uma ponte com encontros integrais.	23
Figura 2.19 - Movimentos do encontro devido à variação de temperatura.	24
Figura 2.20 - Diagrama de distribuição da temperatura ao longo da altura da peça...	26
Figura 2.21 – Linearização da temperatura.	27
Figura 2.22 - Componentes de deformação produzida por um carregamento prolongado.....	28
Figura 2.23 - Variação das deformações de uma seção transversal de viga em concreto armado ao longo do tempo devido à fluência.....	29
Figura 2.24 – Deslocamentos devido à fluência em vigas pré-moldadas protendidas.	30
Figura 2.25 - Fenômeno da fluência em pontes integrais com vigas protendidas.	30
Figura 2.26 - Reações de apoio e momentos fletores devidos à fluência em pontes integrais com vigas protendidas, com um, dois e três vãos.	31
Figura 2.27 - Viga pré-moldada de concreto e laje moldada no local.	31
Figura 2.28 - Efeitos da retração diferencial em vigas bi-apoiadas.....	32
Figura 2.29 - Efeitos da retração diferencial em pontes integrais.	32
Figura 2.30 - Momentos fletores e reações de apoio devidos à retração diferencial em pontes integrais.....	32
Figura 2.31 - Variação dos deslocamentos no meio do vão ao longo do tempo.	33
Figura 2.32 - Modelo estrutural em pórtico plano de uma ponte integral com três vãos.	

.....	39
Figura 2.33 - Modelo estrutural tridimensional de uma ponte integral com vão único.	39
Figura 2.34 - Modelos para análise da interação solo-estaca.....	41
Figura 2.35 - Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000).....	41
Figura 2.36 - Curva carga versus deslocamento horizontal da estaca hélice contínua (HC-1) na região A.....	42
Figura 2.37 - Comportamento de uma estaca com carregamento transversal de acordo com a hipótese do coeficiente de reação horizontal.	44
Figura 2.38 - Curvas p - y para cada camada do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.	47
Figura 2.39 - Valores dos coeficientes C1, C2 e C3.	49
Figura 2.40 – Valores do coeficiente k.	49
Figura 2.41 - Estruturas tridimensionais compostas por elementos de placa.	50
Figura 2.42 - Graus de Liberdade por nó de extremidade.	51
Figura 2.43 - Esforços internos nos elementos barra.....	52
Figura 2.44 - Tipos de elementos de casca na biblioteca do SAP2000.	53
Figura 2.45 - Esforços internos e tensões nos elementos de casca.	54
Figura 2.46 - Sistema de coordenadas local do elemento de <i>link</i>	55
Figura 2.47 - Graus de liberdade do elemento de <i>link</i>	56
Figura 2.48 - Vinculação das direções U2 e U3 dos <i>links</i> multi-lineares inseridos nas estacas.....	57
Figura 2.49 - Exemplo de curva p - y inserida em elemento de <i>link</i> multi-linear.	57
Figura 3.1 - Elevação longitudinal da ponte com sistema totalmente integral.....	63
Figura 3.2 - Vista superior do tabuleiro da ponte integral.....	64
Figura 3.3 - Elevação longitudinal da ponte de encontros integrais.....	64
Figura 3.4 - Elevação longitudinal da ponte de referência.	65
Figura 3.5 - Seção transversal da ponte com sistema integral (apoio central).....	66
Figura 3.6 - Seção transversal da ponte com sistema integral (encontro).	66
Figura 3.7 - Seção transversal da ponte com encontros integrais (apoio central).	67
Figura 3.8 - Seção transversal da ponte de referência (encontro).	67
Figura 3.9 – Condições de contorno da ponte para cada sistema estrutural.	71
Figura 3.10 - Seções de cálculo analisadas.....	72
Figura 3.11 - Projeção da seção geométrica no modelo MEF.	76
Figura 3.12 - Ligação do tabuleiro com os encontros (Grupos 01 e 02).	77
Figura 3.13 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 01).....	77
Figura 3.14 – Modelo completo em elementos finitos (Grupo 01).....	78
Figura 3.15 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 02).....	79
Figura 3.16 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 03).....	80
Figura 3.17 - Ligação do tabuleiro com os encontros (Grupo 03).	80
Figura 3.18 - Localização das sondagens SPT nas regiões A e B da obra.....	81
Figura 3.19 - Perfil típico do subsolo da Região A.	83
Figura 3.20 - Curva granulométrica da areia dos aterros das regiões A e B.....	83
Figura 3.21 – Modelo das estacas e dos <i>links</i> não lineares para simular o solo.....	86
Figura 3.22 - Modelo dos encontros e das molas lineares para simular o solo (Grupos 01 e 02).....	88
Figura 3.23 - Modelo dos encontros e das molas lineares para simular o solo (Grupo 03).....	89
Figura 3.24 - Resumo das ações verticais e horizontais atuantes nos modelos de pontes em estudo.....	91
Figura 3.25 - Disposição da carga móvel.....	92
Figura 3.26 - Trem-tipo longitudinal homogeneizado.....	93
Figura 3.27 - Vista superior da ponte e localização da faixa de tráfego.....	94

Figura 3.28 - Exemplo de definição do trem tipo no SAP2000 (ponte com L=36m)....	94
Figura 3.29 - Localização das seções de interesse.	95
Figura 3.30 - Linha de influência do momento fletor mínimo no encontro e posicionamento do trem-tipo.	96
Figura 3.31 - Linha de influência do momento fletor máximo no meio do vão de extremidade e posicionamento do trem-tipo.	96
Figura 3.32 - Aplicação da carga móvel estática equivalente (Veículo-tipo).	97
Figura 3.33 - Aplicação da carga móvel estática equivalente (carga de multidão em kN/m ²).	97
Figura 3.34 - Gradiente térmico adaptado:	99
Figura 3.35 - Atuação de empuxo de terra com aterro em apenas uma extremidade.	101
Figura 3.36 - Atuação de empuxo de terra com aterro nas duas extremidades.....	102
Figura 4.1 - Deformação longitudinal da ponte 1-PI-36 devido à variação uniforme de temperatura ($\Delta T=15^{\circ}\text{C}$).	113
Figura 4.2 - Deslocamentos devido a variação uniforme de temperatura nas estacas e encontros (Grupo 1).	114
Figura 4.3 - Deslocamentos devido a variação uniforme de temperatura nas estacas e encontros (Grupo 2).	114
Figura 4.4 - Deformada da ponte integral 1-PI-36, devido à ação do gradiente térmico.	116
Figura 4.5 - Deformada da ponte integral 2-PEI-36, devido à ação do gradiente térmico.	116
Figura 4.6 - Deformada da ponte 3-PR-36, devido à ação do gradiente térmico.	118
Figura 4.7 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 36m.	120
Figura 4.8 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 54m.	120
Figura 4.9 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 72m.	121
Figura 4.10 - Vista superior do tabuleiro apresentando o gráficos da tensões axiais S11 (kN/m ²).	123
Figura 4.11 - Momento fletor devido ao gradiente térmico nas estacas dos modelos do Grupo 1.	124
Figura 4.12 - Momento fletor devido ao gradiente térmico nas estacas dos modelos do Grupo 2.	125
Figura 4.13 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-36.	127
Figura 4.14 – Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-36.	129
Figura 4.15 - Momento fletor atuante em pilares centrais da ponte 1-PI-36 (Combinação 1a).	130
Figura 4.16 - Momento fletor atuante em pilares centrais da ponte 2-PEI-36 (Combinação 1a).	130
Figura 4.17 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-36.	132
Figura 4.18 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 1-PI-36.	134
Figura 4.19 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 2-PEI-36.	135
Figura 4.20 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 3-	

PR-36.....	137
Figura 4.21 – Deformação de encurtamento da ponte 1-PI-36, devido à Comb. 2a, em mm.....	142
Figura 4.22 - Flecha na seção S2 da ponte 1-PI-36, para a combinação 2a	143
Figura 4.23 - Flecha na seção S2 da ponte 1-PI-36, para a combinação 2b.....	144
Figura 4.24 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-36 ao longo do tempo.	144
Figura 4.25 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-36 ao longo do tempo.	146
Figura 4.26 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-36 ao longo do tempo.	147
Figura 4.27 - Influência do sistema estrutural e do comprimento da ponte sobre os deslocamentos ao longo do tempo.	148
Figura A.1 - Distribuição da carga de pavimentação sobre laje do tabuleiro. (Cotas em cm)	161
Figura A.2 - Barreira de proteção adotada.....	161
Figura A.3 - Distribuição da carga devido à defesa e guarda-corpo. (Cotas em cm)	162
Figura A.4 - Disposição das cargas estáticas	162
Figura A.5 – Posição do trem-tipo na seção transversal.....	165
Figura A.6 – Linha de influência de reação transversal para a longarina.....	165
Figura A.7 – Procedimento 01	167
Figura A.8 – Procedimento 02	168
Figura A.9 - Distribuição simplificada do empuxo de terra.....	170
Figura A.10 - Carga Triangular de Empuxo sobre o Encontro.	171
Figura A.11 - Modelagem da carga de aceleração no SAP2000	172
Figura B.1 - Cálculo de deformação no meio do vão	176
Figura B.2 – Aplicação do PTV para ponte de 36m	177
Figura B.3 – Aplicação do PTV para ponte de 54m	177
Figura B.4 – Aplicação do PTV para ponte de 72m	178
Figura E.1 - Curva p - y para a profundidade $z = 0,5m$	186
Figura E.2 - Curva p - y para a profundidade $z = 1,5m$	186
Figura E.3 - Curva p - y para a profundidade $z = 3,0m$	186
Figura E.4 - Curva p - y para a profundidade $z = 4,5m$	187
Figura E.5 - Curva p - y para a profundidade $z = 6,0m$	187
Figura E.6 - Curva p - y para a profundidade $z = 8,0m$	187
Figura E.7 - Curva p - y para a profundidade $z = 10,0m$	188
Figura E.8 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-54.	188
Figura E.9 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-54.	189
Figura E.10 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-54.	189
Figura E.11 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-72.	190
Figura E.12 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-72.	190
Figura E.13 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-72.	191
Figura E.14 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 1-PI-54.	191
Figura E.15 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 2-PEI-	

54.....	192
Figura E.16 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 3-PR-54.....	192
Figura E.17 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 1-PI-72.....	193
Figura E.18 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 2-PEI-72.....	193
Figura E.19 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 3-PR-72.....	194
Figura E.20 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-54 ao longo do tempo.....	194
Figura E.21 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-54 ao longo do tempo.....	195
Figura E.22 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-54 ao longo do tempo.....	195
Figura E.23 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-72 ao longo do tempo.....	196
Figura E.24 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-72 ao longo do tempo.....	196
Figura E.25 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-72 ao longo do tempo.....	197

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Variação de temperatura em função dos elementos estruturais.....	25
Tabela 2-2 - Valores das ordenadas do diagrama de distribuição de temperaturas em função da altura total da peça.....	26
Tabela 2-3 - Coeficiente k_h para cálculo da fluência (Eurocode 2).....	35
Tabela 2-4 - Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} para cálculo da fluência (Eurocode 2).	35
Tabela 2-5 - Taxas de crescimento do coeficiente de reação horizontal para areias η_h	46
Tabela 2-6 - Resumo e cronologia dos principais trabalhos relacionados.	60
Tabela 3-1 – Resumo dos modelos desenvolvidos na pesquisa.	69
Tabela 3-2 - Características do material.	70
Tabela 3-3 - Combinações de serviço utilizadas.....	72
Tabela 3-4 - Valores do esforço cortante para as combinações do ELS.	73
Tabela 3-5 - Classificação dos solos arenosos e coesivos.	84
Tabela 3-6 - Valores da inclinação inicial das curvas p - y ao longo da profundidade para a Região A.	85
Tabela 3-7 - Parâmetros do aterro (areia medianamente compacta).....	87
Tabela 3-8 - Valores iniciais do coeficiente de mola para Grupos 01 e 02.	88
Tabela 3-9 - Valores iniciais do coeficiente de mola para Grupo 03.	89
Tabela 3-10 - Registros de temperaturas máximas e mínimas em algumas capitais brasileiras.....	100
Tabela 3-11 - Análise dependente do tempo inserida no SAP2000.....	103
Tabela 3-12 - Resumo das combinações utilizadas.....	109
Tabela 4-1 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 01. ..	111
Tabela 4-2 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 02. ..	111
Tabela 4-3 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 03. ..	112
Tabela 4-4 - Deslocamentos globais dos modelos dos Grupos 01 e 02 para o nó de referência.	117
Tabela 4-5 - Deslocamentos globais dos modelos do Grupo 03 para o nó de referência.	118
Tabela 4-6 – Deslocamento vertical no meio do vão dos modelos do Grupo 03 para o nó analisado.....	119
Tabela 4-7 - Comparação entre momentos fletores nas extremidades da ponte, MEF x MA.....	122
Tabela 4-8 - Acréscimos de momento fletor na seção do encontro.	131
Tabela 4-9 - Acréscimos de momento fletor na seção S2.....	138
Tabela 4-10 - Acréscimos de momento fletor no meio dos vãos isostáticos dos modelos do Grupo 03.....	138
Tabela 4-11 - Variação percentual de momento fletor na seção S1, para os modelos de pontes integrais.....	139
Tabela 4-12 - Comparação dos encurtamentos nas extremidades da ponte entre os métodos analítico e numérico.	141
Tabela 4-13 - Deslocamentos verticais no meio do vão de extremidade (seção S2) para “ t ” igual a 18250 dias.	148
Tabela A-1 - Valores finais das cargas móveis	165
Tabela A-2 - Comparação entre os procedimentos 1 e 2 para cálculo dos momentos fletores devido ao gradiente térmico.	169
Tabela A-3 - Valor adotado para força de frenagem/aceleração para cada modelo.	172
Tabela A-4 - Força longitudinal estática do vento considerada.....	174

Tabela C-1 - Cálculo do parâmetro S e da linearização da variação térmica.	180
Tabela D-1 - Cálculo do tempo t_0 para cada modelo.....	184
Tabela D-2 - Cálculo dos encurtamentos devido à retração e fluência.....	185

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As pontes e viadutos convencionais de concreto armado utilizam dispositivos de juntas de dilatação e aparelhos de apoio para acomodação das variações do comprimento e dos deslocamentos ocasionados pelas variações de temperatura, fluência e retração que ocorrem na superestrutura da ponte durante sua vida útil. Porém, esses dispositivos apresentam com o passar dos tempos algumas deficiências, representando um problema para as pontes convencionais. As juntas quando sujeitas às movimentações da ponte devido ao tráfego e demais cargas, costumam apresentar falhas, conforme apresentado nas Figuras 1.3 e 1.4, que acabam permitindo a passagem de água contaminada com sais e detritos para a superestrutura e partes inferiores do tabuleiro, podendo potencializar a ocorrência de manifestações patológicas, como por exemplo, corrosão das armaduras. Já os aparelhos de apoio, ainda que o plano de manutenção seja criteriosamente seguido, estes normalmente têm uma vida útil menor do que a vida útil da ponte, o que conduz à necessidade de serem substituídos várias vezes gerando custos consideráveis das Obras de Arte Especiais (OAE's). Vale ressaltar que, em países de climas frios, devido à neve, o espalhamento de sais ou produtos anticongelantes nas estradas acelera a degradação dos aparelhos de apoio.

Neste sentido, o conceito de pontes integrais (*Integral Bridges*) foi desenvolvido com o objetivo de eliminar as juntas de dilatação e aparelhos de apoio nas pontes e reduzir custos de manutenção e recuperação estrutural, que costumam ser elevados em pontes convencionais.

Por definição, pontes integrais são aquelas que, além de não possuírem juntas de dilatação, apresentam ligação monolítica entre os elementos da superestrutura e da infraestrutura, não havendo movimento de translação relativo entre as interfaces do tabuleiro e dos apoios. Assim, não só esforços, mas também os deslocamentos são impostos adicionalmente aos elementos constituintes. Este tipo de ponte pode conter um único vão ou múltiplos vãos. Suas fundações geralmente são flexíveis e o tabuleiro

é conectado aos encontros através de uma ligação monolítica. Em complemento, nas pontes integrais não existem aparelhos de apoios entre o tabuleiro e os encontros. Portanto, os custos de manutenção desse tipo de sistema estrutural são bem menores do que nas pontes convencionais com juntas e aparelhos de apoio, uma vez que a eliminação das juntas de dilatação mitiga os danos por corrosão no tabuleiro, além de reduzir os custos com manutenção de aparelhos de apoio. As Figuras 1.1 e 1.2 apresentam exemplos de pontes integrais.

Figura 0.1 - Ponte de São João – Porto, Portugal.



Fonte: https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_São_João (2007).

Figura 0.2 - Exemplo típico de ponte de encontros integrais.



Fonte: Sivakumar (2015).

Os custos iniciais de construção de pontes integrais também são normalmente inferiores aos das pontes convencionais, devido à redução do número de estacas, com execução destas em um alinhamento único abaixo dos encontros, eliminação dos aparelhos de apoios e ausência de juntas de dilatação (Soares, 2011).

Além da redução dos custos de manutenção e dos custos iniciais, as pontes integrais incluem as seguintes vantagens: maior integridade estrutural, devido a um maior grau de hiperestaticidade (redundância estrutural), melhor desempenho em relação às cargas dinâmicas, melhor superfície de rolamento, melhor estética, dentre outras. Por outro lado, a continuidade da superestrutura restringe suas deformações longitudinais, fazendo com que os efeitos de ações indiretas (gradiente térmico, retração e fluência) e o empuxo de terra despertem importantes esforços internos, que precisam ser considerados em projeto.

Figura 0.3 – Fissuras em juntas de dilatação de betume.



Fonte: Soares (2011).

Figura 0.4 - Junta de dilatação deteriorada.



Fonte: Viana *et al.* (2018).

1.2 Justificativa

Registros históricos mostram que as pontes integrais já são construídas há muitos anos podendo ser citados como exemplos as pontes em arco de alvenaria de pedra utilizadas desde a antiguidade, sendo que muitas delas ainda se encontram em perfeitas condições.

Oliveira (2017) ressalta que nos Estados Unidos a utilização de pontes integrais se consolidou ainda na década de 1970 a partir dos bons resultados obtidos em campo. Essa prática da utilização de continuidade entre vigas pré-moldadas protendidas e vigas mistas de aço e concreto, teve como propósito evitar juntas sobre os apoios intermediários das pontes. Já na Europa, o Reino Unido foi pioneiro e as primeiras experiências com pontes integrais datam da década de 1990, a partir do contato com a experiência norte americana. Vale destacar que as pontes integrais vêm sendo crescentemente utilizadas em todo o mundo principalmente para estruturas de pequenos e médios vãos em substituição às pontes convencionais. Assim, faz-se necessário um melhor entendimento deste sistema estrutural devido principalmente à sua configuração estrutural, visto ser um modelo estrutural diferente e de grande importância econômica.

Em pontes e viadutos geralmente se tem uma preocupação com as deformações e movimentações no tabuleiro advindas tanto dos esforços de ações diretas (peso

próprio, cargas móveis, vento, frenagem, empuxo, etc.) quanto dos esforços de ações indiretas geradas por deformações impostas, especialmente pela fluência, retração e variação de temperatura, os quais para serem devidamente acomodados requerem a utilização de juntas de dilatação e aparelhos de apoio. Esses dispositivos por sua vez possuem um histórico de problemas relacionados à falta de manutenção, estando sujeitos a efeitos como a entrada de água e detritos que acabam por deteriorar a estrutura, e, ainda que o plano de manutenção seja criteriosamente seguido, os materiais utilizados nas suas fabricações têm, normalmente, uma vida útil inferior à da estrutura. Dessa forma a manutenção desses elementos demanda altos custos, sem mencionar também que esses dispositivos trazem certos desconfortos à utilização da Obra de Arte Especial (OAE's) pelo usuário.

Neste viés, com o intuito de erradicar ou minimizar os custos com manutenção e substituição desses itens, foi desenvolvido o sistema de pontes integrais e/ou semi-integrais, composto por um tabuleiro contínuo que elimina toda ou parte das juntas de dilatação e aparelhos de apoio, possibilitando economias com a manutenção da ponte e menos inconvenientes tanto para os construtores como para os usuários. Neste sistema, as ações indiretas de variação de temperatura, fluência e retração tornam-se determinantes no projeto, pois geram acréscimos de esforços internos, especialmente nas regiões de extremidades da ponte e sobre os apoios. Torna-se, assim, necessária uma análise mais detalhada da estrutura considerando-se a interação solo-estrutura (ISE) e a comparação com o sistema de ponte convencional, para verificação da ordem de grandeza desses esforços e da viabilidade da execução desse tipo de construção.

Atualmente existe uma quantidade relativamente pequena de estudos dos efeitos de ações indiretas no comportamento estrutural de pontes integrais. Assim, uma análise com o auxílio de um *software* baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), que permita a obtenção dos deslocamentos longitudinais e momentos fletores do tabuleiro provocados pela variação de temperatura e sua comparação com valores teóricos, além de uma análise das deformações e esforços devido aos efeitos de fluência e retração, poderá colaborar com um melhor entendimento do comportamento desse tipo de sistema e proporcionar soluções estruturais que gerem economia e segurança aos usuários.

Dentro desse contexto, a justificativa desta pesquisa se baseia na tentativa de entender melhor o comportamento estrutural de pontes integrais de concreto armado,

a fim de analisar a ordem de grandeza dos esforços internos gerados na estrutura devido às ações indiretas de fluência, retração e variação de temperatura, e comparar os resultados com os obtidos para um sistema convencional com juntas de dilatação e aparelhos de apoio.

1.3 Objetivos da Pesquisa

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o comportamento estrutural de pontes integrais de concreto armado sujeitas às ações diretas e indiretas (variação térmica, fluência e retração), a fim de comparar com o sistema de ponte convencional com juntas de dilatação e aparelhos de apoio.

Os objetivos específicos são:

- Construir modelos computacionais tridimensionais utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) através do *software* SAP2000, considerando a interação solo-estrutura (ISE) por meio de molas representativas do solo acopladas aos elementos que simulam as estacas e os encontros, utilizando-se curvas p - y para o solo vizinho às estacas e molas lineares para o solo de aterro localizado vizinho ao encontro, a fim de simular o comportamento estrutural de pontes convencionais e integrais de concreto armado;
- Validar os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) através do *software* SAP2000 com os resultados obtidos por modelos teóricos e analíticos constantes na literatura.
- Verificar o comportamento estrutural de pontes integrais de concreto armado, a fim de analisar a variação dos esforços internos de flexão bem como os deslocamentos gerados na estrutura devido às ações indiretas de retração, fluência e variação de temperatura e comparar tais valores com os obtidos para o sistema de ponte convencional;
- Fazer uma análise paramétrica em pontes de concreto armado com vão totais de 36 metros, 54 metros e 72 metros, onde serão considerados 03 (três) sistemas estruturais diferentes: **(a)** sistema com ponte totalmente integral; **(b)** sistema com ponte de encontros integrais e **(c)** sistema com ponte convencional.

1.4 Estrutura da dissertação

O texto final da pesquisa delineada neste trabalho está dividido em 5 (cinco) capítulos, incluindo este primeiro.

O segundo capítulo traz uma fundamentação teórica sobre pontes integrais, destacando as suas principais vantagens bem como limitações. Além disso, aborda os principais sistemas estruturais utilizados e as principais ações e esforços internos a serem considerados em projeto, dando ênfase nas ações indiretas tais como variação de temperatura, retração e fluência, apresentando métodos analíticos para estimativas desses efeitos. Ainda no Capítulo 2, é feita uma abordagem sobre a interação solo-estrutura em pontes integrais e tipos de modelos utilizados. Por fim, é apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre o tema.

O Capítulo 3 descreve a metodologia da análise proposta. Para tanto, nesta seção são apresentadas as características geométricas dos 09 (nove) modelos de pontes desenvolvidos, com a definição dos 03 (três) sistemas estruturais analisados: (a) ponte totalmente integral; (b) ponte de encontros integrais e (c) ponte convencional, sendo este último um modelo de referência. Para cada sistema estrutural, foram criados 03 (três) modelos variando-se o comprimento total da ponte em: 36 metros, 54 metros e 72 metros. Ainda neste capítulo, são definidas características pertinentes tais como: definição dos materiais utilizados e condições de contorno bem como as características da interação solo-estrutura (ISE) utilizada na região dos encontros e das estacas. São tratados também aspectos da modelagem em elementos finitos bem como as ações e combinações consideradas na análise.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos através de análises e comparações realizadas para os modelos propostos, além de fazer uma comparação da análise numérica computacional com métodos analíticos. É também realizada uma discussão sobre a ordem de grandeza das ações indiretas em pontes integrais.

No Capítulo 5 são feitas as conclusões e considerações finais da pesquisa pautadas no objetivo geral e nos específicos que norteiam o trabalho, além da apresentação de sugestões para trabalhos futuros.

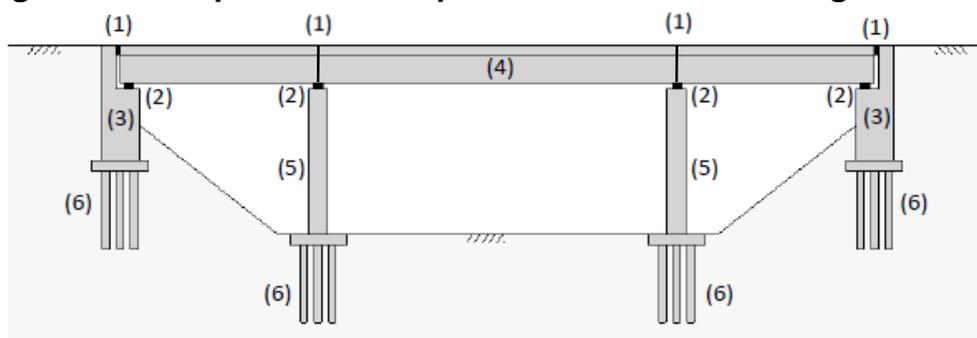
CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações sobre Pontes Integrais

Pontes integrais (*Integral Bridges*) são definidas como pontes construídas sem juntas de movimentação na superestrutura ou entre esta e os encontros (Huang, 2004). Além de não possuírem juntas, apresentam ligação monolítica entre os elementos da superestrutura e encontros. A Figura 2.1 e Figura 2.2 ilustram um comparativo da geometria entre as pontes convencionais, com juntas de dilatação e aparelhos de apoio e as pontes integrais, executadas sem juntas.

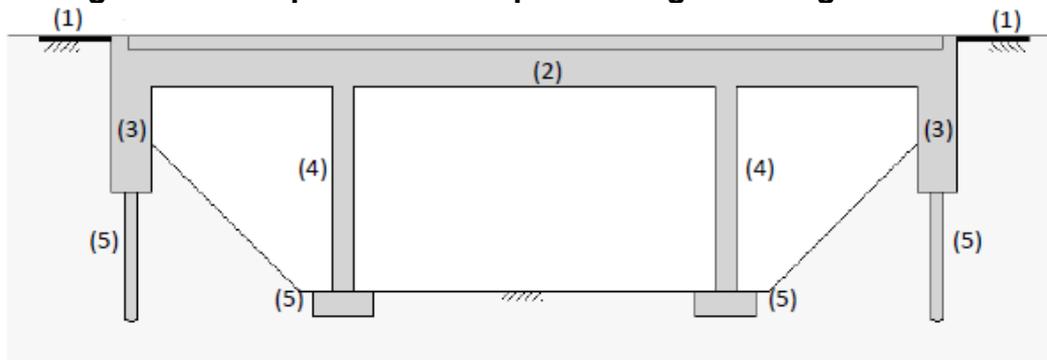
Figura 2.1 - Esquema de uma ponte convencional em viga contínua.



(1) Junta de dilatação (3) Encontro (5) Pilar
(2) Aparelho de apoio (4) Tabuleiro (6) Fundação

Fonte: Adaptado de Fartaria, (2012).

Figura 2.2 - Esquema de uma ponte integral em viga contínua.

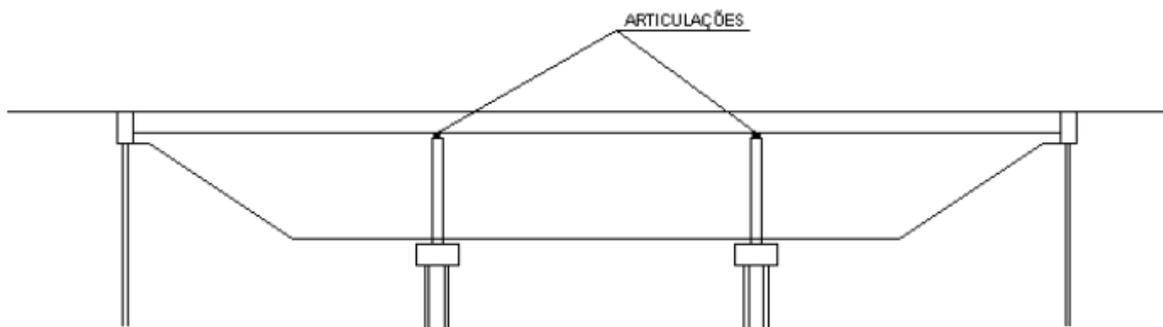


(1) Laje de transição (2) Tabuleiro (3) Encontro (4) Pilar (5) Fundação

Fonte: Fartaria, (2012).

Outra nomenclatura é utilizada para pontes que apresentam aparelhos de apoios que permitam a movimentação horizontal entre o tabuleiro e os pilares, e com ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros (Figura 2.3). São as denominadas pontes de encontros integrais (*Integral Abutment Bridges*), sendo este o tipo de ponte integral mais usual (Pinho, 2011).

Figura 2.3 - Esquema de uma ponte de encontros integrais.

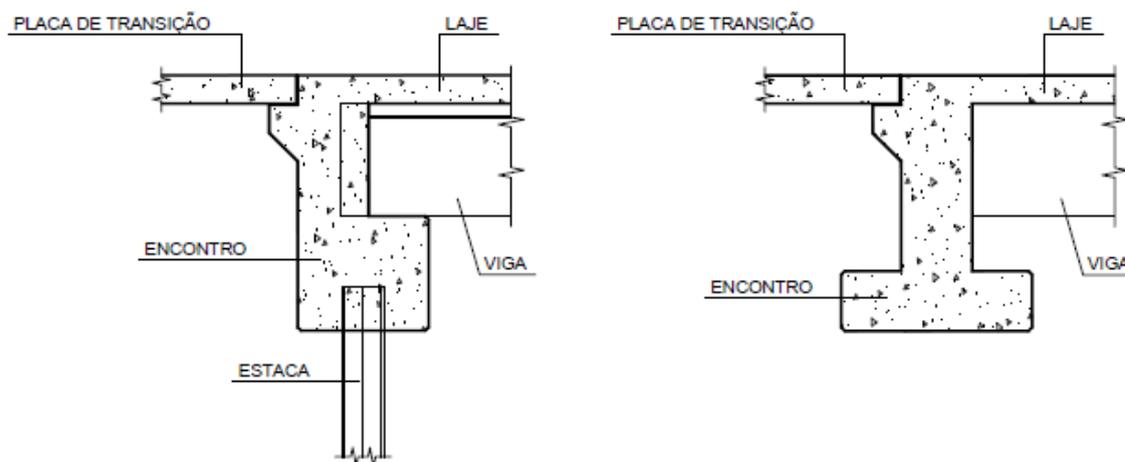


Fonte: Pinho, (2011).

Tradicionalmente os apoios das superestruturas nos encontros são realizados com uso de aparelhos de apoio e juntas de dilatação. Nos encontros integrais existe uma ligação monolítica deste com a superestrutura, sem juntas de dilatação ou articulações, formando uma estrutura única. As variações do comprimento da ponte devido aos movimentos de expansão, principalmente devidas às variações térmicas, provocam elevadas pressões laterais do solo sobre a superestrutura da ponte.

Os encontros podem estar apoiados em fundações profundas, geralmente em estacas de aço ou concreto armado ou em fundações diretas do tipo sapatas.

Figura 2.4 - Encontro sobre estacas (esquerda) e encontro sobre fundação direta (direita) com ligação monolítica com a superestrutura.

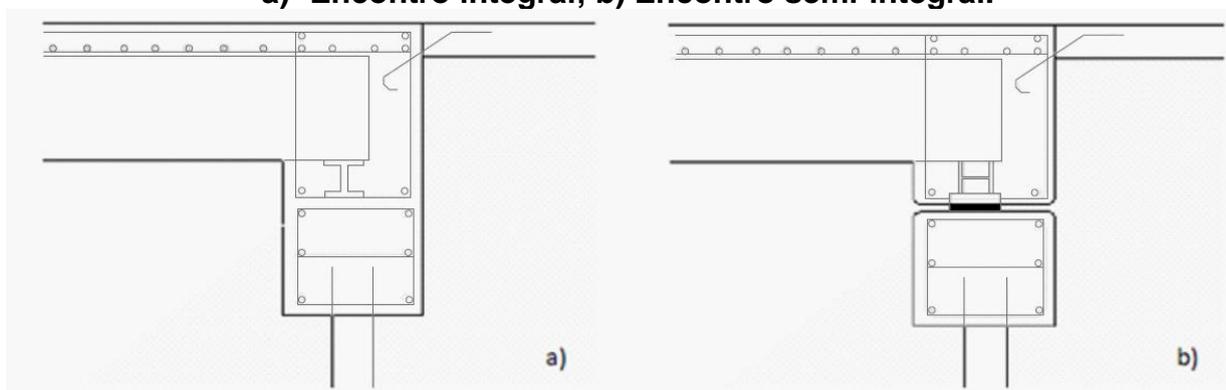


Fonte: Pinho, (2011).

Existe ainda uma outra alternativa de projeto para pontes integrais, com a utilização de aparelho de apoio na ligação da viga do tabuleiro com o encontro ou fundação (ver Figura 2.5), são as denominadas pontes de encontros semi-integrais (*Semi-Integral Abutment Bridges*). Portanto, neste tipo de ponte a superestrutura se movimenta durante a expansão e contração térmica sobre um aparelho de apoio que permite esse movimento horizontal.

Os encontros semi-integrais permitem acomodar movimentações maiores que os encontros integrais, porém seu uso implica necessidade de manutenção dos aparelhos de apoio, o que muitas vezes é complicado devido às condições de acesso.

**Figura 2.5 – Diferença entre os tipos de encontros.
a) Encontro integral; b) Encontro semi-integral.**



Fonte: Adaptado de Fartaria (2012).

O conceito de ponte integral teve seu início na década de 30 nos Estados Unidos (Oliveira, 2017). Inicialmente, estas pontes foram construídas quase que de forma empírica ou com métodos de análise simplificados, que posteriormente foram implementados com resultados experimentais obtidos do monitoramento de pontes já construídas. Os critérios e práticas construtivas nos Estados Unidos são bastante divergentes para cada Estado do país, cada um seguindo uma norma específica do seu respectivo departamento de transportes.

Na Europa, este conceito de ponte surgiu inicialmente no Reino Unido, por volta de 1970, sendo difundido posteriormente para outros países, com o grande sucesso obtido devido à redução dos custos de manutenção e do custo inicial de construção, porém com limitações de vãos até 100 metros. Atualmente o conceito já é aplicado em outros países como Canadá, Austrália, Japão dentre outros. Quando analisamos os resultados da prática europeia com a adotada nos Estados Unidos, é possível observar algumas semelhanças entre os critérios de projeto e práticas construtivas, porém

existem também significativas diferenças (White, 2007). Critérios como a disposição do eixo de maior inércia das estacas, tipo de estaca adotada etc., são exemplos dessas diferenças.

No Brasil é adotada uma tipologia de ponte rodoviária cuja concepção se aproxima do conceito de ponte integral. São as pontes com a superestrutura em viga, moldadas no local em concreto armado ou protendido, com um ou mais vãos e com balanços nas extremidades. No entanto, as razões que tornaram esta concepção de ponte tão difundida entre os órgãos de transportes brasileiros (DNIT e DER's) e os projetistas foram a economia proporcionada pela eliminação dos encontros e a simplificação dos projetos e não propriamente pela eliminação das juntas.

Apesar de muito utilizadas em nosso país estas pontes frequentemente apresentam problemas como fuga dos aterros por baixo das cortinas, erosões nos taludes e excessiva flexibilidade dos balanços.

2.2 Vantagens das pontes integrais

A principal justificativa para a construção de pontes integrais foi a eliminação das juntas de dilatação e a redução de custos de manutenção dessas estruturas. As juntas de dilatação apresentam deficiências, representando um problema nas pontes convencionais. As juntas quando sujeitas às movimentações da ponte costumam apresentar falhas que acabam permitindo a passagem de água contaminada com sais e detritos para a superestrutura, podendo ocasionar manifestações patológicas tais como corrosão das armaduras. Em países de climas frios, devido à neve, o espalhamento de sais ou produtos anticongelantes nas estradas acelera a degradação dos aparelhos de apoio. Além da economia com a eliminação das juntas e redução dos custos de manutenção, as pontes integrais apresentam as seguintes vantagens:

- a) Maior eficiência do sistema estrutural, com maior capacidade de redistribuição de esforços;
- b) Superestrutura mais econômica em função do cálculo estrutural tomar partido da continuidade do tabuleiro;

- c) Encontros e fundações mais econômicos devido ao modelo estrutural integral, incluindo estacas em apenas um único alinhamento, para permitir uma maior flexibilidade das fundações;
- d) Construção mais simples, rápida e econômica devido a um sistema estrutural mais simples, sem juntas;
- e) Maior conforto para o tráfego, possuindo pista de rolamento mais uniforme;
- f) Melhor acabamento estético devido à continuidade dos vãos;
- g) Nas regiões de ações sísmicas elevadas, a ponte integral apresenta a vantagem de possuir um melhor desempenho devido à maior redundância estrutural.

2.3 Limitações das pontes integrais

Apesar das vantagens citadas, as pontes integrais ainda não têm uma utilização generalizada. Elas apresentam limitações que em certas situações determinam a solução tradicional como a mais adequada. A seguir serão citadas as principais limitações da utilização de pontes integrais.

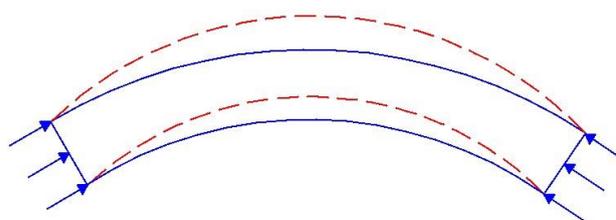
2.3.1 Comprimento do tabuleiro

O comprimento de uma ponte integral está diretamente relacionado com a ordem de grandeza dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido às variações de temperatura. Quanto maiores forem esses movimentos de expansão do tabuleiro maiores serão os empuxos passivos de solo sobre os encontros das pontes. Tais deslocamentos provocam momentos fletores e esforços horizontais elevados nas regiões de ligação entre os encontros com as estacas de fundação. Tais esforços ocasionam tensões excessivas nas estacas, sendo esta uma região crítica de dimensionamento, podendo limitar o vão máximo de uma ponte integral. Nos Estados Unidos, os Departamentos de Transportes usualmente adotam pontes com vãos de até 200 metros, ocorrendo alguns casos de pontes com vãos maiores do que este. Burke (2009) recomenda limitar os vãos de pontes integrais a, no máximo, 91 metros.

2.3.2 Geometria do tabuleiro

No caso específico das pontes curvas e pontes esconsas no plano horizontal, cuidados especiais devem ser tomados visto que a restrição dos encontros aos movimentos de expansão e a contração do tabuleiro podem provocar esforços e deslocamentos transversais significativos na superestrutura (Figura 2.6). No decorrer da expansão do tabuleiro são gerados empuxos passivos, os quais ocasionam um movimento de rotação do tabuleiro devido à esconsidade da ponte. A literatura técnica considera o ângulo de esconsidade igual a 30° como um ângulo limite para o uso de pontes integrais.

Figura 2.6 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte integral curva.



2.3.3 Tipo de fundação

O tipo de fundação a ser adotada em uma ponte integral pode alterar completamente o comportamento da estrutura. Dependendo do grau de rigidez que existe na ligação do conjunto fundação-encontro, podem-se obter deslocamentos longitudinais e rotações do tabuleiro incompatíveis com o tipo de fundação adotada. Devido à existência de interação solo-estrutura (ISE) neste tipo de sistema estrutural, os dados referentes ao solo e ao tipo de fundação são fundamentais para obtenção de resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente. Além disso, no caso de fundações profundas em estacas, a quantidade e geometria das estacas possui grande influência no comportamento da ponte, podendo torná-la mais rígida ou flexível com relação aos movimentos do tabuleiro.

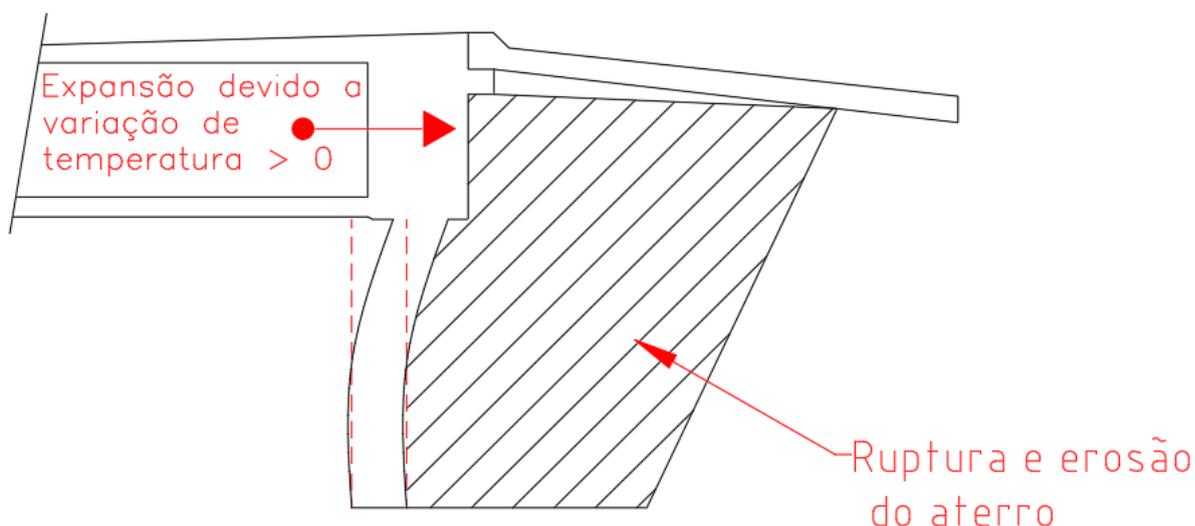
A grande maioria dos trabalhos existentes na literatura técnica refere-se a fundações em estacas de aço e muitos órgãos de países como Estados Unidos, Reino Unido e Canadá têm restrições ao uso de estacas de concreto.

2.3.4 Problemas associados ao aterro de aproximação

A superestrutura de uma ponte está sujeita às deformações longitudinais causadas por variações de temperatura, retração, fluência e ainda pelo efeito de protensão. Atualmente, o comportamento estrutural de pontes integrais não está completamente compreendido devido à elevada complexidade da interação solo-estrutura (ISE), que ocorre entre os encontros e o solo vizinho a este. Este fenômeno aumenta de importância conforme se aumenta o comprimento da ponte.

Nas pontes integrais, devido às movimentações de expansão e contração do tabuleiro e deslocamentos dos encontros, surgem problemas associados ao comportamento em serviço do aterro de aproximação. Segundo Gama (2011), devido à natureza cíclica das ações, pode existir uma ruptura ativa e erosão do aterro localizado abaixo da laje de transição, conforme indicado na Figura 2.7.

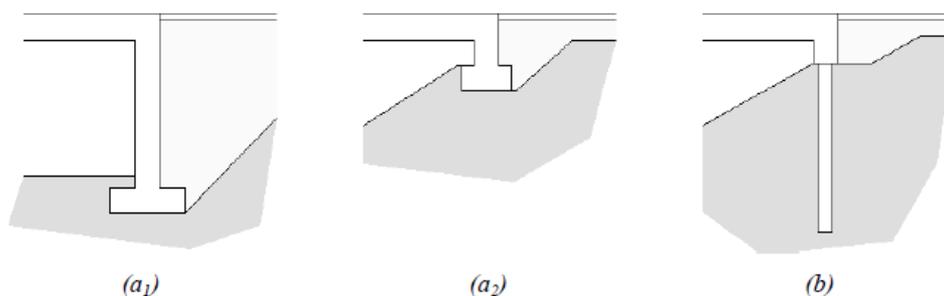
Figura 2.7 – Ruptura e erosão do aterro ocasionados por movimentos cíclicos do tabuleiro.



2.4 Sistemas Estruturais

Os sistemas estruturais de pontes integrais variam, principalmente pelo tipo de fundação adotada nos encontros, podendo ser basicamente dividida em: **(a)** encontros com fundações do tipo sapatas e **(b)** encontros com fundações formadas por um único alinhamento de estacas (Figura 2.8).

Figura 2.8 - Principais sistemas estruturais de pontes integrais. (a₁ e a₂ encontros com fundações do tipo sapatas e b encontros sobre um único alinhamento de estacas.)



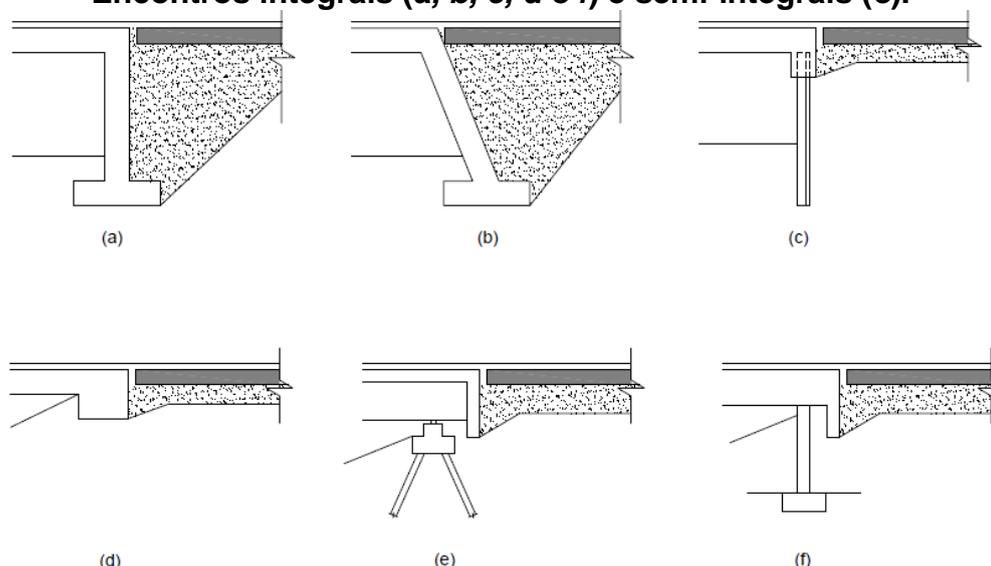
Fonte: Gama (2012).

Segundo Gama (2012), a escolha do sistema estrutural a ser adotado está associada a diversos fatores, tais como condicionantes geotécnicas, funcionamento estrutural de cada solução, ou até mesmo a experiência ou prática corrente adotada por cada País. Muitos países não permitem adotar fundações em estacas para pontes integrais, ao contrário dos EUA, onde a maioria das agências de transporte praticamente obriga a adoção de um único alinhamento de estacas para as fundações dos encontros.

Com relação aos aspectos estruturais, uma das principais diferenças entre os sistemas estruturais citados é que as fundações com alinhamento único de estacas resultam, em geral, em fundações mais flexíveis e, portanto, com menor impacto em termos de comportamento global da estrutura. Nos casos de encontros muito altos (Figura 2.9, *item a₁*), tal fato não acontece do mesmo modo, pois nessas situações os empuxos passivos de terra tornam-se potencialmente condicionantes, devido a uma maior área de contato. É com base nisto que a maioria das agências norte americanas indica a adoção por estacas.

A seguir, são apresentadas outras tipologias usuais de encontros integrais e semi-integrais adotadas no Reino Unido.

Figura 2.9 - Tipologias usuais de encontros integrais e semi-integrais: Encontros integrais (a, b, c, d e f) e semi-integrais (e).



Fonte: Fartaria (2012).

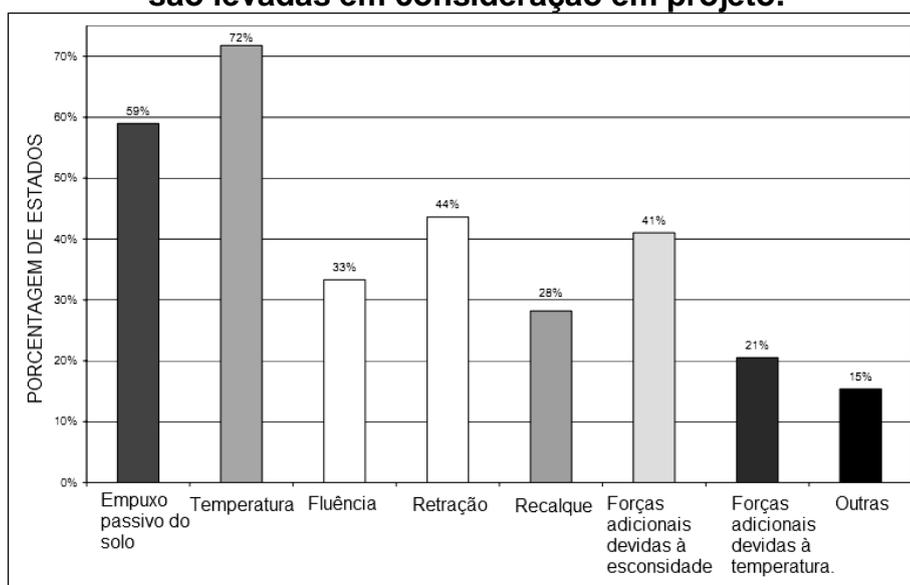
Segundo Fartaria (2012), os encontros em pórtico (Figura 2.9, *item a*) têm sido bastante utilizados em vários países, sendo indicados para pontes de pequena extensão devido à elevada rigidez das paredes, o que limita os deslocamentos do tabuleiro.

2.5 Ações e esforços internos em pontes integrais

As pontes integrais se diferenciam das pontes convencionais no que diz respeito à distribuição dos esforços ocasionados por variações de temperatura, fluência, retração e forças de protensão, devido às restrições de movimentação impostas pelo encontro e aterro. A continuidade entre o encontro e a superestrutura resulta em tensões adicionais à estrutura da ponte. Os efeitos dependentes do tempo tais como fluência, retração e temperatura, além dos esforços causados pelo empuxo do aterro e da interação solo-estrutura (ISE), são os principais parâmetros que governam o projeto de uma ponte integral (Arockiasamy & Sivakumar, 2005).

Os esforços que atuam em uma ponte integral também podem ser influenciados pela rigidez da ligação entre a superestrutura e a infraestrutura, tipo de fundação, ligação encontro-estaca, propriedades do solo, dentre outros. Em 2004, a *Federal Highway Administration* (FHWA) realizou uma pesquisa entre os Estados Norte-americanos com o objetivo de obter um histórico das práticas correntes e dos critérios de projetos adotados no país em relação às pontes integrais (Murari & Petro, 2004 *apud* Oliveira, 2017). A pesquisa evidencia que os aspectos considerados em projeto variam muito entre as agências de cada Estado, sendo comum a prática de simplificações de cálculo. Mesmo um fator importante como a variação de temperatura ainda é considerada por apenas 72% das agências, e os efeitos de fluência e retração são levados em conta somente por 33% e 44%, respectivamente, conforme indica a Figura 2.10:

Figura 2.10 - Percentual de estados norte-americanos com relação às ações que são levadas em consideração em projeto.

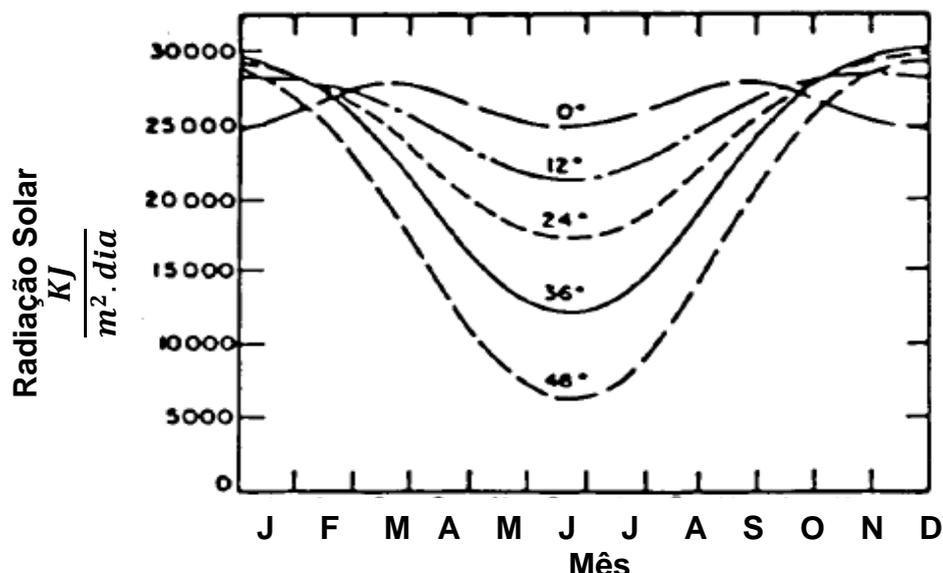


Fonte: Murari & Petro (2004) *apud* Oliveira (2017).

2.6 Temperatura

A estrutura de uma ponte está sujeita a variações térmicas diárias e sazonais. Além disso, a ponte está sempre submetida a trocas de calor entre a sua superfície e o ambiente. Esta intensidade de troca de calor depende de três fatores preponderantes: radiação; convecção e condução (Imbsen *et al.*, 1985).

Figura 2.11 - Variação da radiação solar ao longo do ano, em função da latitude.



Fonte: Adaptado de Imbsen *et al.* (1985).

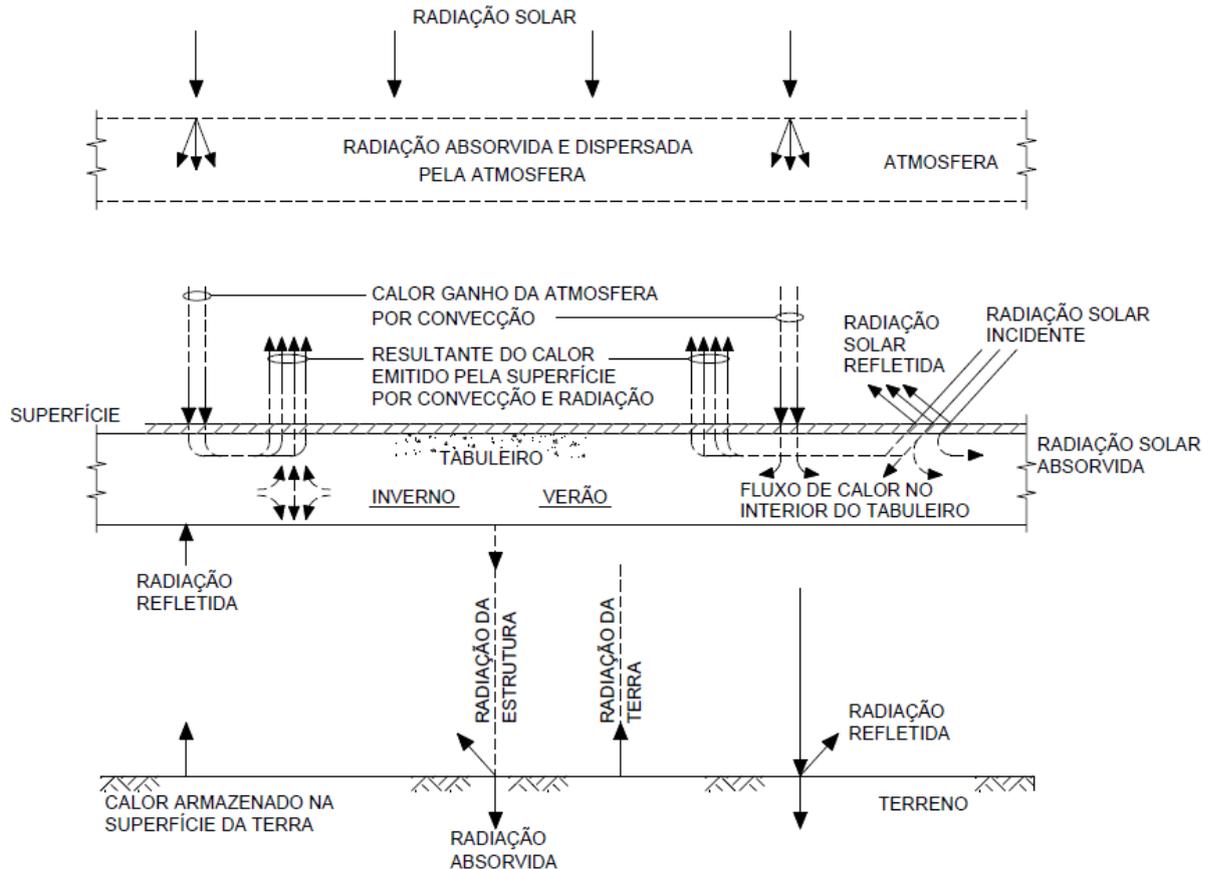
A radiação é o processo de transferência de calor à distância a partir de um corpo mais quente, no caso o sol, para um corpo mais frio. O fenômeno de radiação é considerado o mais importante dos três mecanismos de efeitos térmicos em pontes. Durante o dia, principalmente nos meses de verão, ocorre um grande ganho de calor pela ponte devido à incidência direta da radiação solar. Por outro lado, durante a noite ocorre uma perda de calor da estrutura para o ambiente.

A convecção é a transferência de calor de um sólido, no caso a ponte, para um fluido em movimento (ar). A convecção é influenciada pela temperatura ambiente e direcionada pelo vento e pelas correntes de ar.

A condução é o fluxo de calor no interior da estrutura da ponte. O corpo sólido da ponte tende a encontrar um equilíbrio, na ausência de influências externas.

Na Figura 2.12 é apresentado um esquema das trocas de calor entre o tabuleiro de ponte e o ambiente.

Figura 2.12 - Troca de calor entre uma ponte e o ambiente.

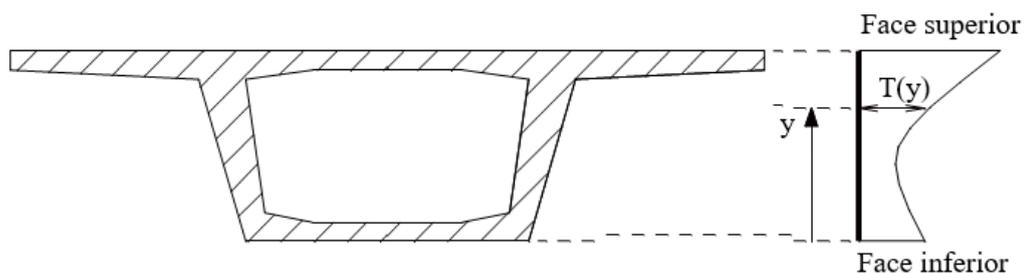


Fonte: Adaptado de Imbsen *et al.* (1985).

Nos tabuleiros das pontes, a variação de temperatura provoca uma variação no comprimento da ponte. Este fenômeno é responsável pela expansão e contração das superestruturas das pontes. A expansão ocorrerá para uma variação térmica positiva, por exemplo, e a contração para uma variação térmica negativa.

Segundo El Debs & Takeya (2009), como existe uma superfície exposta (face superior) à ação solar direta, a distribuição de temperatura ao longo da altura da seção transversal das pontes apresenta a forma indicada na Figura 2.13:

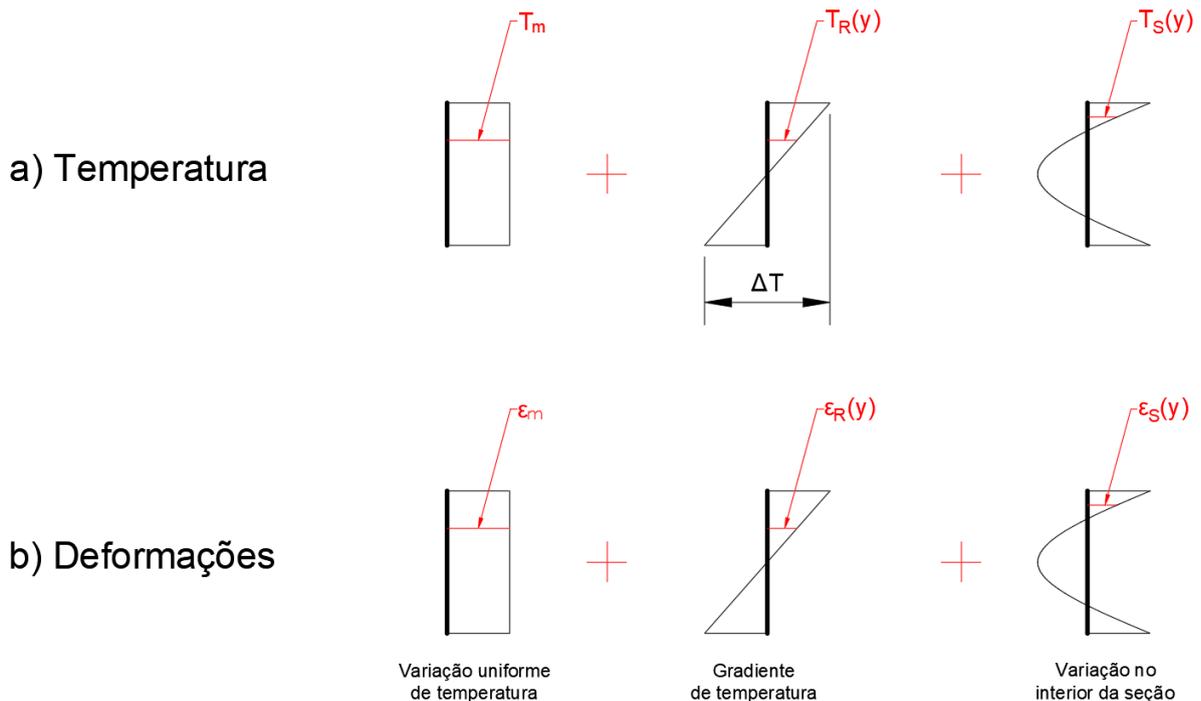
Figura 2.13 - Distribuição da temperatura ao longo da altura da seção.



Fonte: El Debs & Takeya (2009).

Esta distribuição de temperatura pode ser decomposta em três parcelas: variação uniforme, variação linear (gradiente de temperatura) e uma parcela correspondente à temperatura igual nas faces opostas, variando no interior da seção. A variação da temperatura e as deformações correspondentes a estas parcelas estão mostradas na Figura 2.14.

Figura 2.14 - Decomposição da variação de temperatura e as deformações correspondentes.



Fonte: El Debs & Takeya (2009).

A variação térmica do tipo uniforme conduz a um aumento do comprimento da ponte, porém sem alteração de sua curvatura. Por outro lado, a variação térmica pode ser um gradiente de temperatura, representado por uma variação linear desta ao longo da altura do elemento da superestrutura, ocasionando uma curvatura da estrutura. A componente de variação térmica ao longo da seção transversal costuma ser desprezada.

A variação do comprimento da ponte devido à variação uniforme de temperatura é dada pela expressão:

$$\Delta = L \times \Delta T \times \alpha \quad (2.1)$$

Onde:

Δ : Deslocamento horizontal da ponte (expansão ou contração);

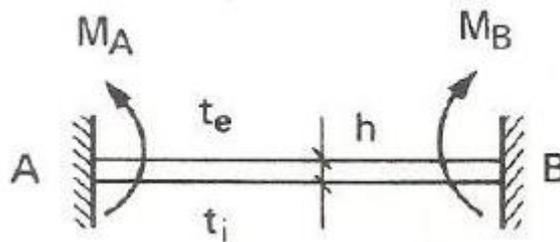
α : Coeficiente de dilatação térmica do material;

ΔT : Variação uniforme de temperatura;

L: Distância da extremidade da ponte até o ponto do tabuleiro que não sofre deslocamento.

Segundo Timoshenko (1983), um gradiente de temperatura linear e constante ao longo da peça provoca momentos fletores nas extremidades engastadas. A Figura 2.15 representa o esquema estrutural:

Figura 2.15 - Momentos de engastamento perfeito em vigas biengastadas.



Fonte: Adaptada de Timoshenko (1983).

O valor deste momento pode ser calculado através da equação 2.2:

$$M_A = -M_B = \frac{E \cdot I \cdot \alpha \cdot (t_i - t_e)}{h} \quad (2.2)$$

Onde:

E: Módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

I: Momento de inércia da seção transversal da viga;

α : Coeficiente de dilatação térmica do material;

t_i e t_e : Variação de temperatura em relação à temperatura do dia de execução, para as fibras inferiores e superiores, respectivamente;

h: Altura da seção transversal da viga;

M_A e M_B : Momentos de engastamento perfeito.

A tensão devido a uma variação linear de temperatura pode ser calculada através da seguinte equação:

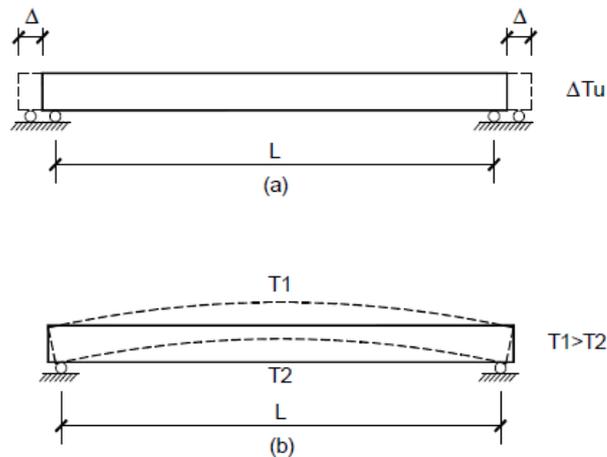
$$\sigma = \frac{M_A \cdot y}{I} \quad (2.3)$$

Sendo y o valor da distância do centróide da seção até a face considerada.

Nos tabuleiros de pontes convencionais, ou seja, aquelas com juntas de dilatação e aparelhos de apoios, os movimentos de expansão e contração devidos à variação de temperatura não provocam efeitos tão significativos na superestrutura quanto no caso de pontes integrais, uma vez que no sistema convencional não há restrição aos deslocamentos da ponte.

Figura 2.16 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte convencional bi-apoiada:

a) Variação uniforme de temperatura; b) Variação diferencial de temperatura.



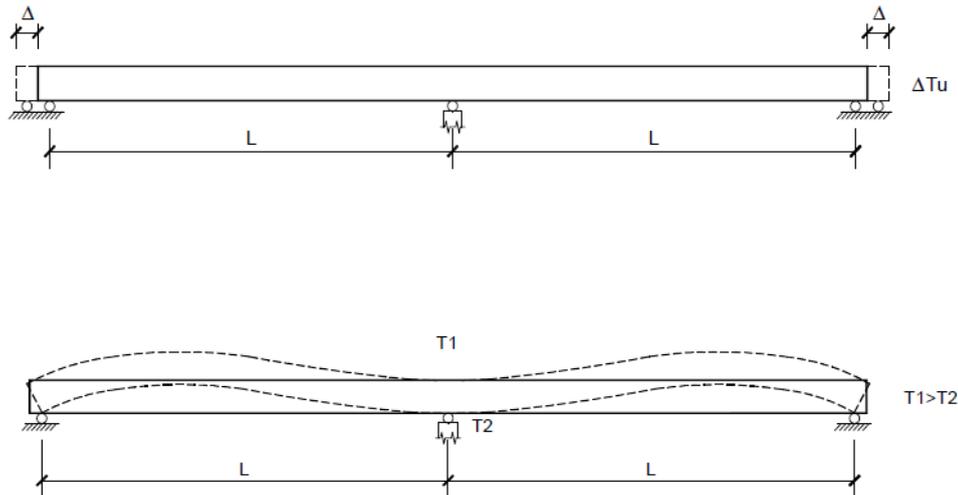
Fonte: Pinho (2011).

Para o caso de pontes convencionais de vigas contínuas, os movimentos horizontais de expansão e contração da ponte sofrem pequenas restrições devido aos aparelhos de apoio, não provocando efeitos significativos.

No caso de um gradiente de temperatura, a restrição vertical provocada pelo apoio intermediário ocasiona o aparecimento de momentos fletores.

Figura 2.17 - Efeito da variação de temperatura em uma ponte convencional contínua:

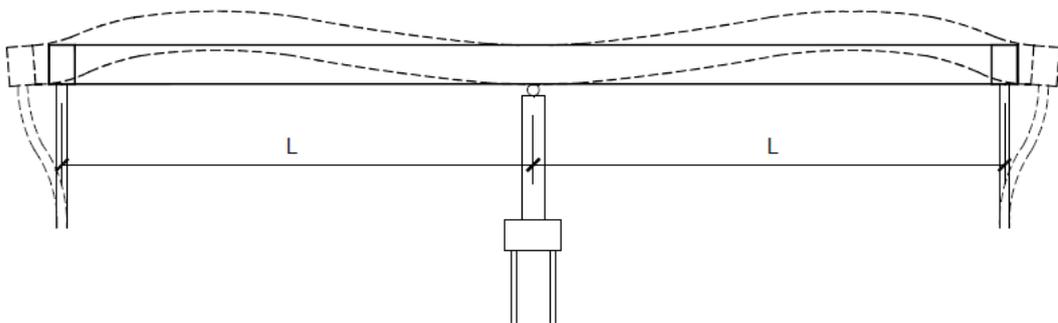
a) variação uniforme de temperatura; b) variação diferencial de temperatura.



Fonte: Pinho (2011).

Para o caso de pontes integrais, os movimentos devidos às variações térmicas são restringidos pelos encontros, os quais se movimentam juntos com as extremidades, fazendo surgir esforços adicionais na ponte. Tais esforços dependerão da geometria dos encontros, tipo de solo, tipo de fundação, orientação das estacas dentre outros parâmetros relacionados ao mecanismo de interação solo-estrutura (ISE).

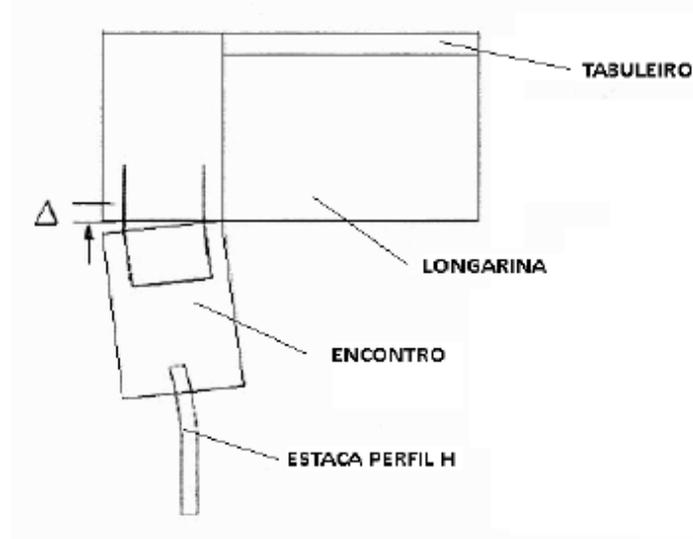
Figura 2.18 - Efeitos da variação de temperatura uniforme e diferencial em uma ponte com encontros integrais.



Fonte: Pinho (2011).

Os movimentos longitudinais da ponte devido ao gradiente térmico provocam movimentações dos encontros, gerando como consequência esforços de compressão e descompressão no aterro. Tais movimentações provocam forças elevadas de empuxo do solo sobre a superestrutura. A Figura 2.19 ilustra as deformações do encontro e estacas devido aos efeitos da variação térmica.

Figura 2.19 - Movimentos do encontro devido à variação de temperatura.



Fonte: Soares (2011).

As deformações térmicas podem provocar os seguintes Estados Limites na estrutura da ponte (Soares, 2011):

- a) Ruptura do aterro de aproximação;
- b) Ruptura dos encontros devido aos elevados esforços cortantes e momentos fletores;
- c) Ruptura das estacas devido aos elevados momentos na região encontro-estaca ou pela redução de sua resistência devido à fadiga, originada pelos movimentos cíclicos da ponte.

2.6.1 Ações térmicas segundo a NBR 6118 (2014)

A variação de temperatura é classificada por esta norma como ação variável indireta. É analisada em duas situações: a uniforme e a não uniforme, tal como indicado no item 11.4.2 dessa norma.

a) Variação uniforme de temperatura

É a componente que acarreta dilatação ou contração da estrutura como um todo. Depende do local de implantação da construção e dos elementos estruturais que a compõem. Os valores a serem adotados são apresentados na Tabela 2-2.

Tabela 2-1 - Variação de temperatura em função dos elementos estruturais.

Características dos elementos estruturais	Variação de temperatura a ser adotada
Menor dimensão não seja maior que 50 cm	10°C a 15°C
Maçãos ouocos com espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm	5°C a 10°C
Menor dimensão entre 50 cm e 70 cm	Interpolação linear entre os valores acima indicados

Fonte: NBR 6118 (2014).

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

b) Variação não uniforme de temperatura

Nos elementos da estrutura em que a temperatura possa ter uma distribuição significativamente diferente da uniforme, a norma indica que os efeitos dessa distribuição devem ser considerados. 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.

2.6.2 Ações térmicas segundo a NBR 7187 (1987)

A variação de temperatura é tratada também considerando as situações uniforme e a não uniforme.

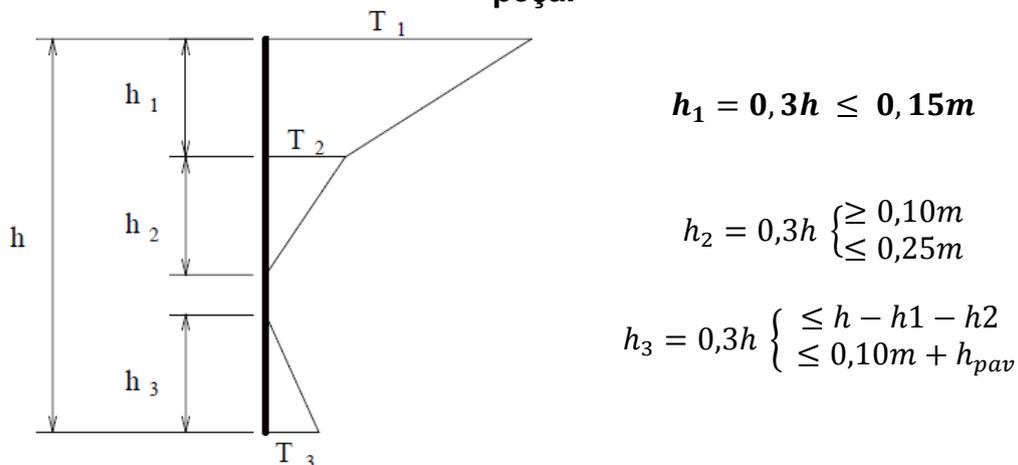
a) Variação uniforme de temperatura

A norma indica que, para pontes de concreto, deve ser considerada uma variação uniforme de temperatura de ± 15 °C.

b) Variação não uniforme de temperatura

Segundo a norma, combinada com a variação uniforme, deve ser considerada ao longo da altura da seção transversal a distribuição de temperatura definida na Figura 2.20, conforme os valores dados na Tabela 2-2.

Figura 2.20 - Diagrama de distribuição da temperatura ao longo da altura da peça.



Fonte: NBR 7187 (1987).

Tabela 2-2 - Valores das ordenadas do diagrama de distribuição de temperaturas em função da altura total da peça.

h (m)	T1 (° C)	T2 (° C)	T3 (° C)
≤ 0,2	8,5	3,5	0,5
0,4	12,0	3,0	1,5
0,6	13,0	3,0	2,0
≥ 0,8	13,5	3,0	2,5

Fonte: Adaptado de NBR 7187 (1987).

Conforme a NBR 7187 (1987) sugere, é possível simplificar o cálculo da variação não uniforme de temperatura por intermédio de uma variação linear equivalente. El Debs & Takeya (2009) apresentam esse procedimento através da expressão de distribuição linearizada aproximada, dada pela Equação 2.4.

$$\Delta T_l = \frac{h}{I} \cdot \int T(\bar{y}) \cdot \bar{y} \cdot dA \quad (2.4)$$

Onde:

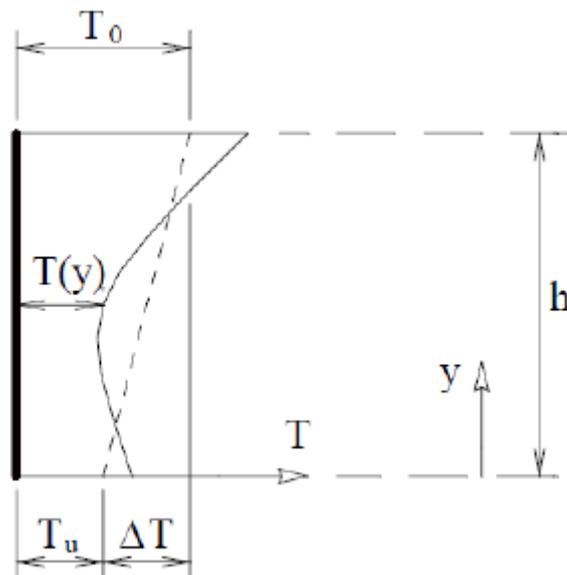
A: Área da seção transversal.

I: Momento de inércia em relação ao C.G. da seção.

$\bar{y} = y - y_s$ (Ordenada medida a partir do C.G. da seção).

y_s : Distância do C.G. da seção à borda inferior.

Figura 2.21 – Linearização da temperatura.



Fonte: El Debs & Takeya (2009).

2.7 Fluência e Retração

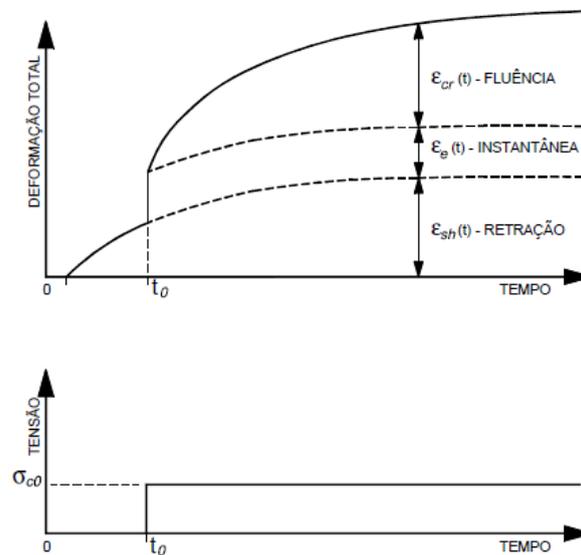
De acordo com Neville (2016), quando uma estrutura de concreto é mantida sob uma carga permanente, a deformação dessa peça cresce com o tempo, isto é, apresenta o fenômeno chamado de fluência. Esse fenômeno só passa a atuar sobre a estrutura quando da aplicação de uma carga sobre esta. A deformação por fluência do concreto (ϵ_{cc}) compõe-se de duas partes: uma rápida e outra lenta. A deformação rápida (ϵ_{cca}) é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da

carga que a originou. Já a deformação lenta é por sua vez composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível (ϵ_{ccr}) e a deformação lenta reversível (ϵ_{ccd}).

Além da fluência, o concreto também pode se contrair quando perde umidade, sofrendo o fenômeno chamado de retração. Ela provocará o aparecimento de solicitações quando as deformações da estrutura oriundas desta ação forem impedidas. Isso pode ocorrer sem a ocorrência de carregamentos.

A deformação total em um determinado instante de tempo t de uma peça de concreto submetido a uma tensão uniaxial aplicada em um instante t_0 é composta pelas deformações ocasionadas pelos seguintes fenômenos: deformação instantânea (imediate) após o carregamento; deformação por fluência; deformação por retração; deformação devida à variação de temperatura. A Figura 2.22 apresenta a evolução das deformações componentes de uma deformação total de um elemento de concreto submetido a uma tensão de compressão constante ao longo do tempo, aplicada somente após um período de tempo t_0 .

Figura 2.22 - Componentes de deformação produzida por um carregamento prolongado.

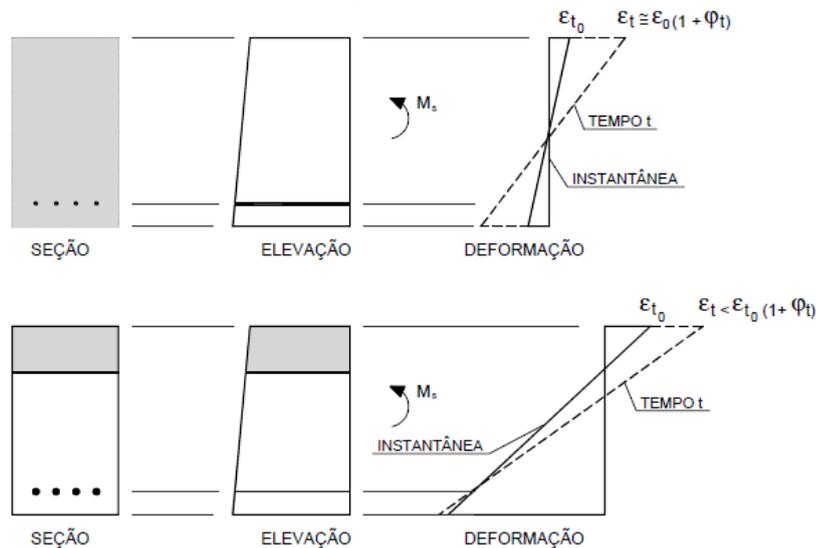


Fonte: Gilbert & Ranzi (2011).

2.8 Efeitos da fluência e retração em pontes integrais

Assim como as deformações ocasionadas pela variação de temperatura, as deformações diferidas devidas a fluência e a retração do concreto também devem ser levadas em consideração no projeto de pontes. No caso de obras em concreto armado, a fluência é resultante das tensões devidas aos carregamentos de longa duração, ou seja, peso próprio e sobrecargas permanentes. A Figura 2.23 apresenta as evoluções das deformações com o tempo de uma viga de concreto armado submetida à carga de longa duração.

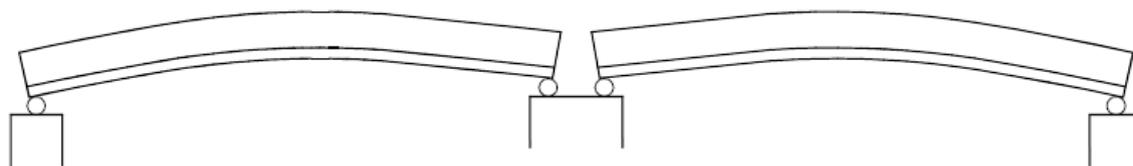
Figura 2.23 - Variação das deformações de uma seção transversal de viga em concreto armado ao longo do tempo devido à fluência.



Fonte: Gilbert & Ranzi (2011).

O fenômeno da fluência é mais significativo nas pontes com longarinas protendidas, pois as seções de concreto apresentam tensões de compressão elevadas provocando deformações de encurtamentos. O fenômeno da fluência é responsável por intensificar tais encurtamentos ao longo do tempo, provocando a redução da força de protensão. A Figura 2.24 apresenta a configuração de deformação devido à fluência de uma ponte convencional com vigas protendidas e vãos bi apoiados.

Figura 2.24 – Deslocamentos devido à fluência em vigas pré-moldadas protendidas.



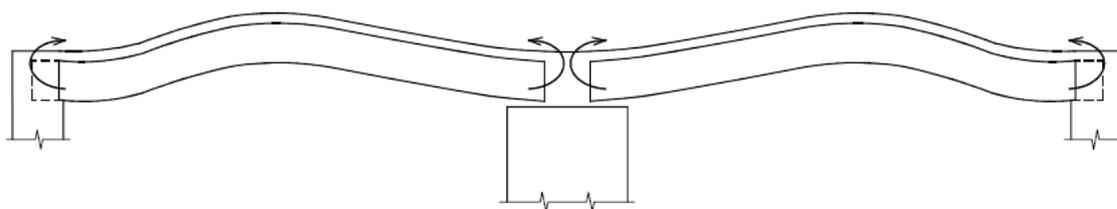
Fonte: Pinho (2011).

Em estruturas hiperestáticas, como é o caso das pontes integrais, a fluência provoca um aumento dos deslocamentos ao longo do tempo, sob atuação de um carregamento permanente. Tal fenômeno dá origem a uma redistribuição de esforços internos no sistema estrutural.

A restrição às deformações devidas à fluência origina momentos fletores hiperestáticos em pontes integrais. Para o caso de pontes com vigas protendidas, estes momentos têm sentidos contrários aos originados pelo fenômeno de retração, como será visto adiante.

A Figura 2.25 ilustra os deslocamentos e momentos de restrição devidos à fluência em pontes integrais com vigas protendidas:

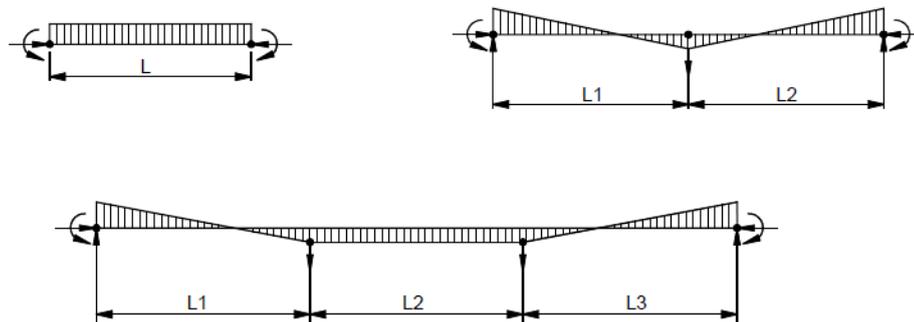
Figura 2.25 - Fenômeno da fluência em pontes integrais com vigas protendidas.



Fonte: Pinho (2011).

A Figura 2.26 apresenta o esquema de reações de apoio e momentos fletores originados nos tabuleiros de pontes integrais com vigas protendidas devido ao fenômeno de fluência.

Figura 2.26 - Reações de apoio e momentos fletores devidos à fluência em pontes integrais com vigas protendidas, com um, dois e três vãos.

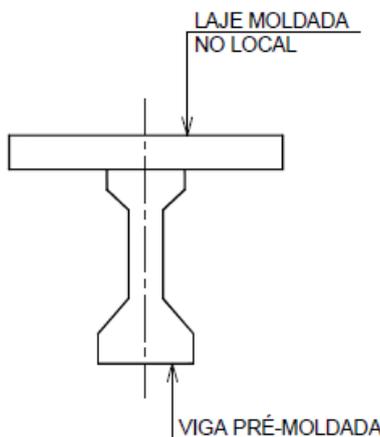


Fonte: Burke (2009).

Por outro lado, o fenômeno da retração provoca encurtamentos na superestrutura da ponte, dando origem a efeitos semelhantes aos ocasionados pela variação de temperatura. No caso de pontes integrais, ocorre um deslocamento de contração dos encontros, em direção ao interior da ponte.

Nas pontes de concreto com vigas pré-moldadas e lajes moldadas no local existe também o efeito de retração diferencial entre as longarinas e a laje do tabuleiro (Figura 2.27).

Figura 2.27 - Viga pré-moldada de concreto e laje moldada no local.

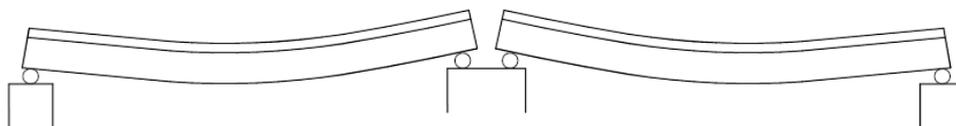


Fonte: Adaptado de Pinho (2011).

Segundo Burke (2009), a diferença de retração entre o concreto novo da laje do tabuleiro e o concreto parcialmente envelhecido das vigas dá origem a esforços de cisalhamento na região de ligação entre esses dois elementos. Estes esforços de cisalhamento causam esforços axiais e momentos fletores nas vigas da ponte. Para o caso de vigas simplesmente apoiadas, o fenômeno de retração diferencial provoca uma curvatura da viga na mesma direção dos carregamentos verticais com liberdade para a

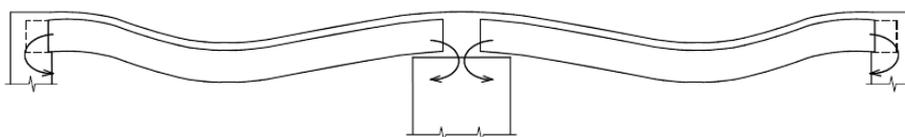
rotação das extremidades da viga. Para o caso de pontes integrais, devido ao impedimento à rotação da viga nos apoios, surgem momentos de restrição que aumentam progressivamente ao longo do tempo.

Figura 2.28 - Efeitos da retração diferencial em vigas bi-apoiadas.



Fonte: Pinho (2011).

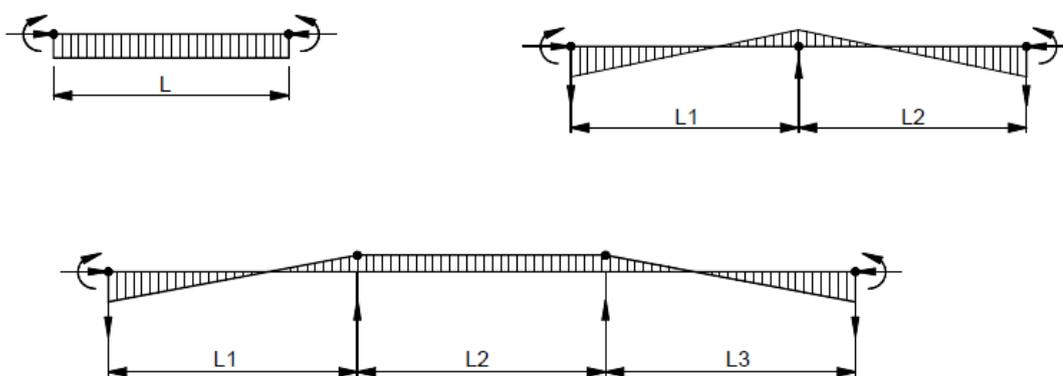
Figura 2.29 - Efeitos da retração diferencial em pontes integrais.



Fonte: Pinho (2011).

Nas estruturas hiperestáticas, a retração diferencial ocasiona uma deformação imposta que leva a uma distribuição de tensões auto equilibradas e ao aparecimento de momentos hiperestáticos com um conjunto de reações de apoio auto equilibradas. Tais efeitos podem ser observados na Figura 2.30, onde são apresentados os diagramas de momentos fletores bem como as reações de apoio devido à retração diferencial em pontes integrais:

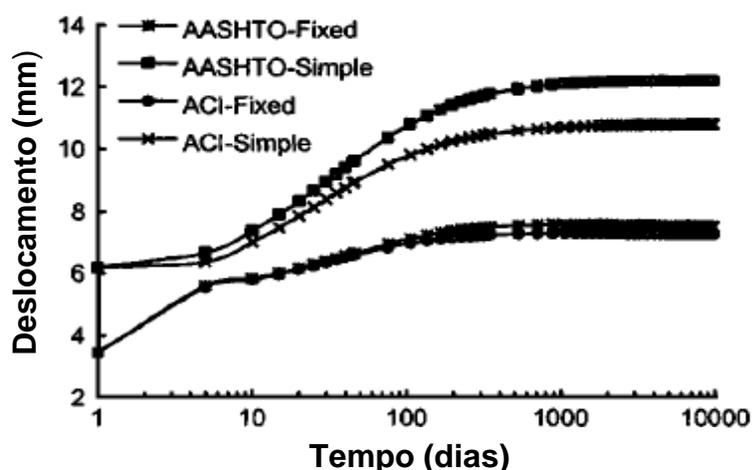
Figura 2.30 - Momentos fletores e reações de apoio devidos à retração diferencial em pontes integrais.



Fonte: Burke (2009).

Sivakumar & Arockiasamy (2005) realizaram estudos analíticos sobre os efeitos de fluência, retração e temperatura em pontes integrais utilizando modelos do ACI (1992) e da AASHTO (1998). Os autores concluíram que os efeitos diferidos e a redistribuição de esforços são significativos neste tipo de sistema estrutural. A Figura 2.31 apresenta um gráfico dos deslocamentos que ocorreram no meio do vão da ponte ao longo do tempo:

Figura 2.31 - Variação dos deslocamentos no meio do vão ao longo do tempo.



Fonte: Adaptado de Arockiasamy & Sivakumar (2005).

2.9 Modelo do Eurocode 2 (2004) para previsão de retração e fluência

Este item traz as recomendações do Eurocode 2 – EC2 (CEN, 2004) relativas à retração e à fluência do concreto.

2.9.1 Retração

Este modelo para estimativa da retração foi inicialmente proposto pela FIB (1999) e posteriormente adotado pelo Eurocode 2 – EC2 (CEN, 2004). Diferentemente dos demais modelos, no EC2 a retração total é obtida através da soma das parcelas relativas à retração autógena e à retração por secagem. A parcela da retração por secagem é semelhante à obtida através do modelo do CEB-FIP Model Code 1990 (CEB, 1993).

Pelo método do EC2 a deformação total por retração é composta por duas parcelas conforme a expressão a seguir:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.5)$$

onde:

ε_{cd} : Deformação devida à retração por secagem

ε_{ca} : Deformação devida à retração autógena

A deformação devida à retração por secagem é calculada de acordo com as expressões a seguir:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (2.6)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (2.8)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (2.9)$$

onde:

t : Idade do concreto no instante considerado (dias);

t_s : Idade do concreto no início da secagem (dias);

h_0 : Espessura fictícia da peça de concreto (mm);

RH : Umidade relativa do ambiente (%);

RH_0 : 100%;

f_{cm} : Resistência à compressão média aos 28 dias (MPa);

f_{cm0} : 10 MPa;

k_h : Coeficiente que depende da espessura fictícia da peça (Tabela 2-3);

α_{ds1} e α_{ds2} : Coeficientes que dependem do tipo de cimento (Tabela 2-4).

Tabela 2-3 - Coeficiente k_h para cálculo da fluência (Eurocode 2).

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabela 2-4 - Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} para cálculo da fluência (Eurocode 2).

CLASSE	CARACTERÍSTICAS DO CIMENTO	α_{ds1}	α_{ds2}
S	Endurecimento lento	3	0,13
N	Endurecimento normal ou rápido	4	0,12
S	Endurecimento rápido e alta resistência	6	0,11

A retração autógena é calculada pela expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2.10)$$

onde:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (2.11)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (2.12)$$

t : Idade do concreto no instante considerado (dias).

2.9.2 Fluência

O modelo para estimativa da fluência também foi inicialmente proposto pela FIB (1999) e posteriormente adotado pelo Eurocode 2 – EC2 (CEN, 2002). O modelo é semelhante ao do CEB-FIP Model Code 1990 (CEB, 1993), porém foram incorporadas modificações para representar melhor os concretos de alto desempenho (FIB, 1999).

Segundo o EC2 a deformação por fluência do concreto no tempo infinito para uma tensão de compressão constante σ_c aplicada no instante t_0 é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t) = \phi(\infty, t) \times (\sigma_c / E_{c_0}) \quad (2.13)$$

onde:

ϕ : Coeficiente de fluência;

E_{c_0} : Módulo de elasticidade secante no tempo t_0 .

O coeficiente de fluência é calculado através da expressão:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (2.14)$$

onde:

ϕ_0 é coeficiente de fluência fictício, estimado da seguinte forma:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (2.15)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.16)$$

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.17)$$

RH : Umidade relativa do ambiente (%);

$\beta(f_{cm})$: Fator que leva em conta a resistência do concreto no coeficiente de fluência fictício:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.18)$$

f_{cm} : Resistência média à compressão aos 28 dias;

$\beta(t_0)$: Fator que leva em conta a idade do concreto no instante do carregamento no coeficiente de fluência fictício:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (2.19)$$

h_0 : Espessura fictícia da peça de concreto dada por:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (2.20)$$

Onde:

A_c : Área da seção transversal;

u : Perímetro da peça em contato com atmosfera;

$\beta_c(t, t_0)$: Coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (2.21)$$

β_H : Coeficiente que depende da umidade relativa do ar e da espessura fictícia.

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}]^{0,3} \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.22)$$

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}]^{0,3} \times h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.23)$$

Onde α_1 , α_2 e α_3 são coeficientes que levam em conta a resistência do concreto:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (2.24)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (2.25)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (2.26)$$

2.10 Interação solo-estrutura (ISE) em pontes integrais

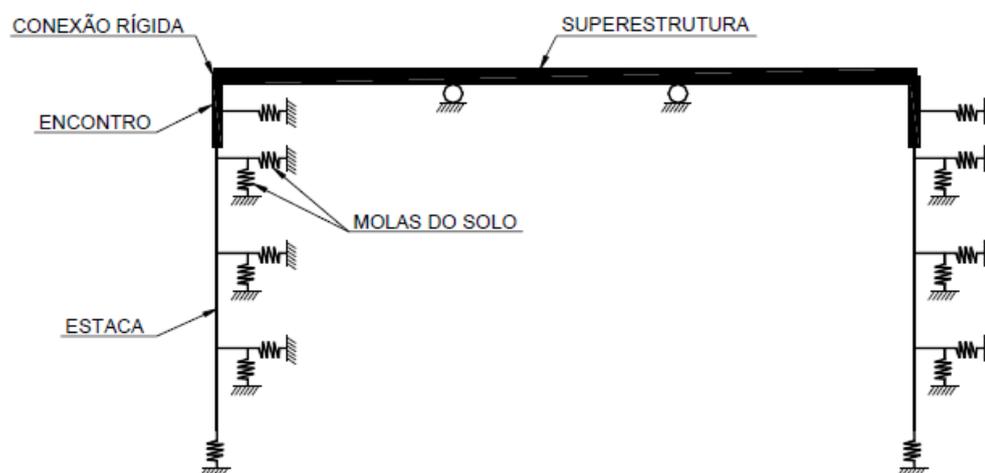
Diante da demanda de se fazer projetos cada vez mais econômicos, arrojados e funcionais, têm surgido a necessidade de projetos integrados e que levem em consideração, não só a transferência de cargas e tensões entre os elementos estruturais das pontes e viadutos, como também a interação dos elementos estruturais com o meio sobre o qual se apoiam, ou seja, a interação entre o elemento de fundação (sapata, estaca, tubulão, etc.) com o solo circundante (Freitas, 2018). Contudo, vale ressaltar que, embora em menor quantidade, ainda é possível encontrar projetos de pontes convencionais em que os dimensionamentos da superestrutura e da fundação são desenvolvidos de forma desacoplada como atividades separadas. Ou seja, o projeto da infraestrutura é desenvolvido com as reações de apoio obtidas do dimensionamento da superestrutura e com as pressões do solo.

No entanto, no caso específico de uma ponte integral, a análise estrutural deve ser feita obrigatoriamente de forma conjunta, com o solo tornando-se uma parte da estrutura resistente aos carregamentos, constituindo um exemplo clássico de interação solo-estrutura (ISE). Para esse caso, o movimento cíclico da estrutura provoca o aumento da densidade do solo atrás dos encontros e um aumento das pressões passivas. Estas pressões serão tanto maiores quanto maiores forem os deslocamentos dos encontros. A interação solo-estrutura (ISE) resulta em um sistema mecânico integrado que pode ser analisado isoladamente pelos modelos analíticos já consagrados ou utilizando modelos numéricos através da aplicação de formulações tridimensionais via Método dos Elementos Finitos (MEF) ou Método dos Elementos de Contorno (MEC). Cabe salientar que tal análise é relativamente complexa e depende de variáveis do solo, muitas vezes difíceis de serem obtidas experimentalmente sendo necessário o auxílio de geólogos e geotécnicos. É importante frisar que atualmente, o uso dos modelos numéricos supracitados vem sendo intensificado através da utilização de *softwares* comerciais tornando possível a realização de uma análise de interação solo-estrutura (ISE) de forma rápida e com bastante acurácia, fato que anteriormente era considerado praticamente inviável.

Na Figura 2.32 é apresentado um modelo de pórtico plano de uma ponte integral de três vãos, com a utilização de molas equivalentes para simulação do solo tanto na região de contato com as estacas como nos encontros. Na Figura 2.33 é apresentado

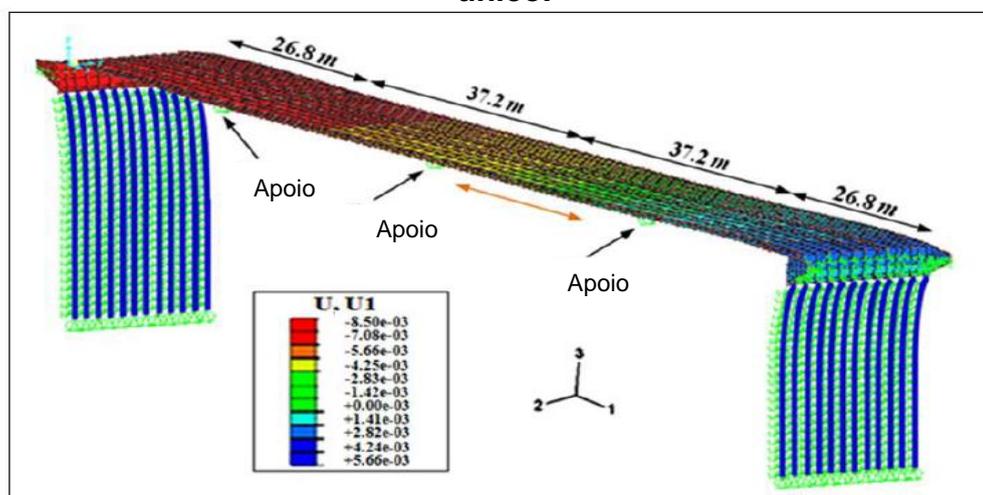
um modelo em MEF-3D de uma ponte integral, que utilizou molas equivalentes para o solo.

Figura 2.32 - Modelo estrutural em pórtico plano de uma ponte integral com três vãos.



Fonte: Huang (2004).

Figura 2.33 - Modelo estrutural tridimensional de uma ponte integral com vão único.



Fonte: Huang (2004).

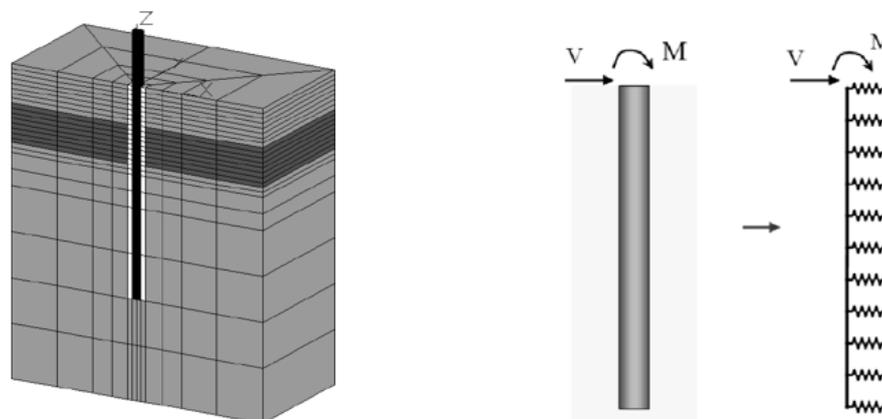
2.11 Tipos de modelos

Segundo Velloso & Lopes (2010), o fator mais importante no estudo das estacas com carregamento lateral é a forma como o solo se comporta em relação à ação da estaca. A reação do solo apresenta um comportamento complexo porque depende da sua natureza, da intensidade do carregamento uma vez que o solo tem comportamento não linear, do tipo de solicitação e da forma e dimensão da estaca.

Existem duas correntes que se destacam na análise da interação solo-estrutura (ISE) em elementos de fundação (sapatas, estacas e tubulões). A primeira delas refere-se ao Modelo de Meio Discretizado, que constituem modelos analíticos de análise de carga *versus* deslocamento considerando as teorias simplificadoras de Winkler. Neste modelo, o solo é considerado um meio elástico, representado por um conjunto de molas horizontais idênticas em comportamento elástico linear (Modelo de Winkler) ou elástico não linear, porém independentes, e os elementos de fundação são tratados como vigas em meio elástico. Pode-se considerar, portanto, que existe uma proporcionalidade entre o carregamento lateral e o deslocamento ocorrido na estaca. Devido à sua simplicidade e possibilidade de variar as características da curva $p-y$ de acordo com a profundidade, esses métodos têm sido largamente utilizados na prática.

No segundo modelo, Modelo de Meio Contínuo, o solo é considerado como um meio elástico contínuo, sendo possível esta abordagem com o advento dos programas computacionais e através da aplicação de formulações tridimensionais pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) ou pelo Método dos Elementos de Contorno (MEC), permitindo analisar o efeito da interação solo-estrutura (ISE) num grupo de estacas. Nos modelos de meio contínuo é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente. Contudo, para Araújo (2013), dada a complexidade do estudo, são necessários dados de entrada bastante realistas e precisos para que os resultados apresentem coerência e se aproximem da realidade física.

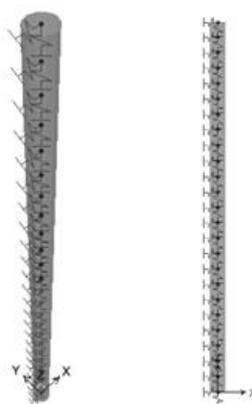
Figura 2.34 - Modelos para análise da interação solo-estaca (a) solo como meio contínuo; (b) solo simulado por molas (Hipótese de Winkler).



Fonte: Christian (2012).

Christian (2012) apresentou o estudo da interação solo-estrutura (ISE) em estacas horizontalmente solicitadas em ambientes submersos utilizando os métodos de reação horizontal do solo. Os modelos de cálculo, apresentados na Figura 2.35, foram gerados no SAP2000, sendo a estaca modelada como elemento de barra e o solo representado por molas linearmente elásticas baseadas na Hipótese de Winkler.

Figura 2.35 - Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000).



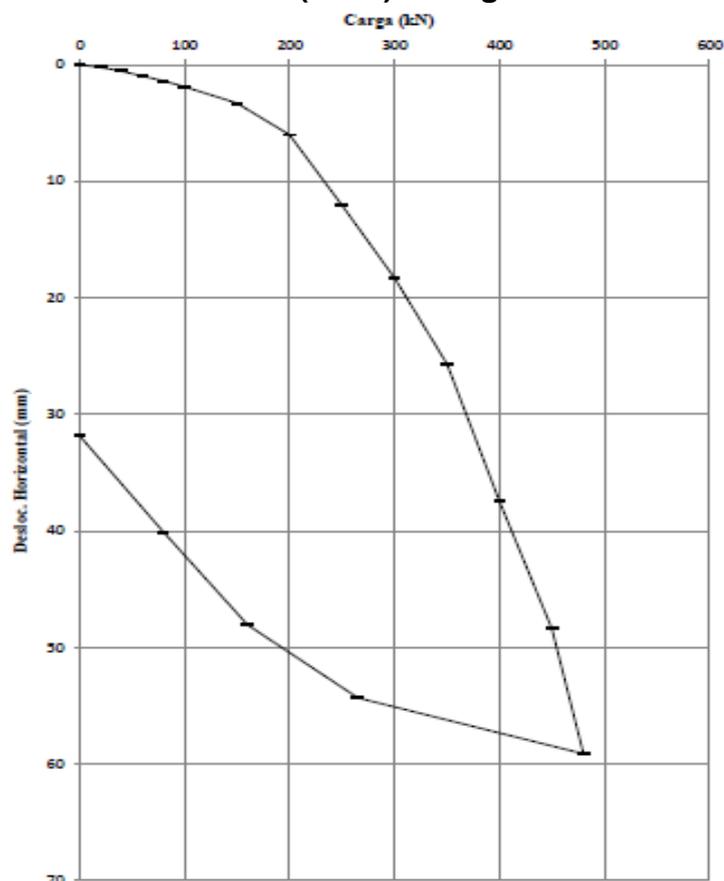
Fonte: Christian (2012).

Araújo (2013) buscou avaliar o comportamento de estacas do tipo hélice contínua e estacas metálicas cravadas através de provas de carga estáticas com carregamento lateral em solos arenosos.

Para isto, foi feito um estudo experimental através das provas de carga com carregamento lateral em estacas do tipo hélice contínua com diâmetro igual a 60

centímetros e f_{ck} igual a 20 MPa, que foram instrumentadas e analisadas *in loco* o comportamento estrutural das estacas. A Figura 2.36 mostra uma das curvas carga versus deslocamento horizontal do sistema estaca-solo, obtida experimentalmente.

Figura 2.36 - Curva carga versus deslocamento horizontal da estaca hélice contínua (HC-1) na região A.



Fonte: Araújo (2013).

Através destas curvas, foram obtidos os coeficientes de reação horizontal do solo n_h , utilizando 4 diferentes métodos: **(a)** método de Matlock e Reese (1961), **(b)** por retroanálise das curvas p - y construídas pelos métodos Reese *et al.* (1974), **(c)** pelo *American Petroleum Institute* - API (1993) e **(d)** por correlações baseadas no índice de resistência à penetração do ensaio SPT (N_{SPT}), obtido através de sondagens à percussão realizadas no local.

As curvas p - y foram construídas utilizando o modelo analítico de Reese e o *American Petroleum Institute* (API) a fim de prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais em solos não coesivos. Vale ressaltar que as curvas p - y obtidas por Araújo (2013) foram usadas como referência nesta pesquisa e encontram-se no Anexo E.

A modelagem computacional da interação solo-estrutura apresenta dificuldade na caracterização geotécnica dos terrenos de fundação. Ocorre que geralmente não se dispõe da grande quantidade de parâmetros do solo, fazendo com que a maioria dos projetos seja desenvolvida com modelos simplificados.

No caso das pontes integrais os modelos de cálculo adotados na prática para análise das ações horizontais nas estacas usualmente são baseados na Hipótese de Winkler. Os trabalhos de pesquisa desenvolvidos sobre pontes integrais também têm utilizado estes modelos conforme pode ser verificado nos trabalhos de Faraji *et al.* (2001), Dicleli (2003), Huang (2004), Kim & Laman (2010), LaFave *et al.* (2016), dentre outros.

2.11.1 Modelo de Winkler

Uma estaca sujeita a carregamentos transversais pode ser analisada da mesma forma que uma viga apoiada sobre uma base elástica de acordo com o modelo de Winkler, onde o comportamento elástico do solo é representado por uma série de molas (Figura 2.37). A rigidez destas molas é denominada coeficiente de reação horizontal do solo e pode ser expressa da seguinte forma:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (2.27)$$

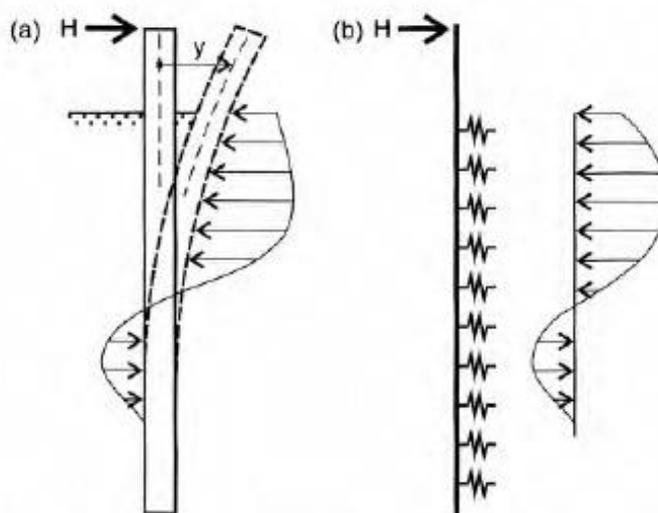
Onde:

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.

Figura 2.37 - Comportamento de uma estaca com carregamento transversal de acordo com a hipótese do coeficiente de reação horizontal.
(a) estaca com carregamento lateral no solo; (b) estaca modelada com molas de acordo com Winkler.



Fonte: Velloso (2010).

Deve-se observar que na literatura técnica o coeficiente de reação horizontal do solo muitas vezes é tratado com unidades diferentes. Muitas vezes é utilizado o coeficiente de rigidez de mola para um determinado segmento de estaca multiplicando-se o valor K_h pelo comprimento do referido segmento e pela largura da estaca, passando a representar a reação do terreno por metro de estaca (dimensão FL^{-1}) (Velloso & Lopes, 2010).

Desta forma, o coeficiente de reação horizontal equivalente (dimensão FL^{-1}) é expresso por:

$$K_h(z) = k_h \times B \times l \quad (2.28)$$

Onde B é a largura da estaca.

O coeficiente de reação horizontal do solo pode ser constante, caso das argilas sobreadensadas, ou variar de acordo com a profundidade, caso das areias e das argilas normalmente adensadas. De uma forma geral pode ser expresso de acordo com a seguinte expressão:

$$K_h(z) = k_h \times \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (2.29)$$

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.

Assim para areias e argilas normalmente adensadas usualmente adota-se $n = 1$ (k_h variando com a profundidade) e para argilas sobreadensadas $n = 0$ (k_h constante com a profundidade). Para o valor $n = 1$ (areias e argilas normalmente adensadas) a variação de k_h é expressa com a seguinte relação:

$$k_h = n_h \times \left(\frac{z}{B}\right) \rightarrow K_h(z) = n_h \times \left(\frac{z}{B}\right) \times B \times l = n_h \times z \times l \quad (2.30)$$

onde:

n_h = Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal (dimensão FL-3);

z = Qualquer ponto ao longo da profundidade da estaca;

B = Diâmetro ou largura da estaca.

Para o valor $n = 0$ o coeficiente de reação horizontal k_h será constante com a profundidade que é a hipótese adotada para argilas sobreadensadas.

Na literatura existem algumas propostas estabelecidas para avaliação do coeficiente de reação horizontal com base em diversos tipos de ensaios, dentre os quais se destacam: o ensaio SPT, o ensaio CPT, o ensaio pressiométrico e o ensaio de placa.

A seguir são apresentados alguns valores propostos na literatura para o coeficiente de reação horizontal de solos arenosos, sendo este o tipo de solo adotado neste estudo.

Tabela 2-5 - Taxas de crescimento do coeficiente de reação horizontal para areias η_h .

Compacidade da areia	η_h (kN/m ³)
fofa	2000
média	6000
compacta	18000

Fonte: Bowles (1996).

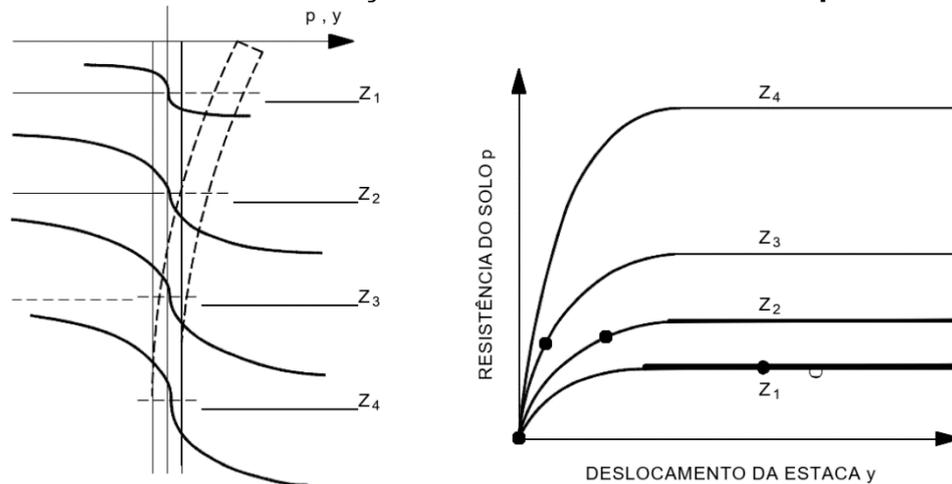
Terzaghi (1955) e outros pesquisadores consideram o valor de 19000 kN/m³ para areia compacta, sendo este o valor adotado para o coeficiente de reação horizontal do aterro nesta pesquisa.

2.11.1.1 Curvas p - y

No modelo de Winkler originalmente admite-se um comportamento elástico e linear para o solo, ou seja, o coeficiente de reação não depende da pressão de contato entre a estaca e o solo. Contudo, na realidade a lei de variação do deslocamento y em função da pressão p no solo não é linear, exigindo modificação nas condições de contorno do meio (solo-estaca) a fim de representar essa não linearidade constitutiva do problema. Uma das formas de representação desta não linearidade é a utilização de um conjunto de curvas p - y representativas do comportamento do solo em relação a uma estaca carregada lateralmente conforme mostram as curvas apresentadas na Figura 2.38. Assim, um conjunto de curvas representa o deslocamento do solo para diversas profundidades para uma faixa de pressões variando de zero até a pressão que leva ao escoamento do solo.

As configurações das curvas p - y para diversos tipos de solos existentes na literatura foram desenvolvidas com base em um número limitado de ensaios de campo em escala real. Diversos pesquisadores desenvolveram métodos para construção de curvas p - y para vários tipos de solo. A construção das curvas é realizada com a utilização de meios computacionais a partir dos resultados obtidos em ensaios de estacas em escala real.

Figura 2.38 - Curvas $p-y$ para cada camada do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.



Fonte: Velloso & Lopes, (2010).

2.11.1.1.1 Curvas $p-y$ para areias

Na literatura técnica existem dois métodos que são os mais utilizados para determinação de curvas $p-y$ para areias. O primeiro método foi proposto por Reese *et al.* (1974, *apud* Reese & Van Impe, 2001) com base em ensaios realizados com estacas de 0,60 m de diâmetro. O outro método, que é o mais utilizado na prática, é o adotado pelo *American Petroleum Institute - API* (2000). Este método também utiliza estes mesmos modelos de cálculo da pressão última resistida pelos solos arenosos, porém a sua aplicação é mais simples que a do método de Reese *et al.* (1974).

A seguir são apresentados os procedimentos para elaboração das curvas $p-y$ em areias pelo método do API.

2.11.1.1.2 Curvas do API (2000)

A API (2000) recomenda a construção de curvas $p-y$ para areias calculando-se a carga p através da equação (2.31).

$$p = A'' \times p_u \times \tanh\left(\frac{kz}{A'' \times p_u} \times y\right) \quad (2.31)$$

Onde:

A'' é um fator que leva em consideração o tipo de carregamento.

$$\begin{aligned} A'' &= 0,9 \text{ para carregamento cíclico} \\ A'' &= \left(3 - \frac{0,8z}{b}\right) \geq 0,9 \text{ para carregamento estático} \end{aligned} \quad (2.32)$$

Sendo b o diâmetro da estaca.

No método, p_u é a capacidade de carga do solo na profundidade z , determinada pelo menor entre os dois valores obtidos através das equações (2.33) e (2.34).

$$p_{us} = (C_1z + C_2b) \times \gamma'z \quad (2.33)$$

$$p_{ud} = C_3b \times \gamma'z \quad (2.34)$$

Onde:

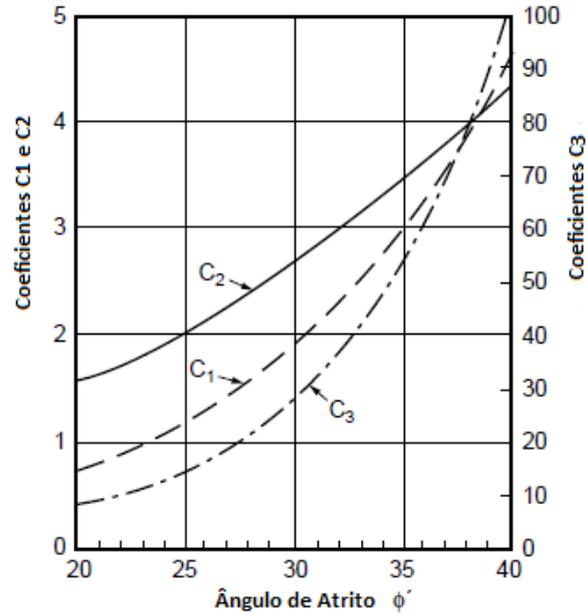
p_u : Capacidade de carga do solo;

p_{us} : Pressão última teórica do solo (ruptura de cunha);

p_{ud} : Pressão última teórica do solo (ruptura por escoamento lateral).

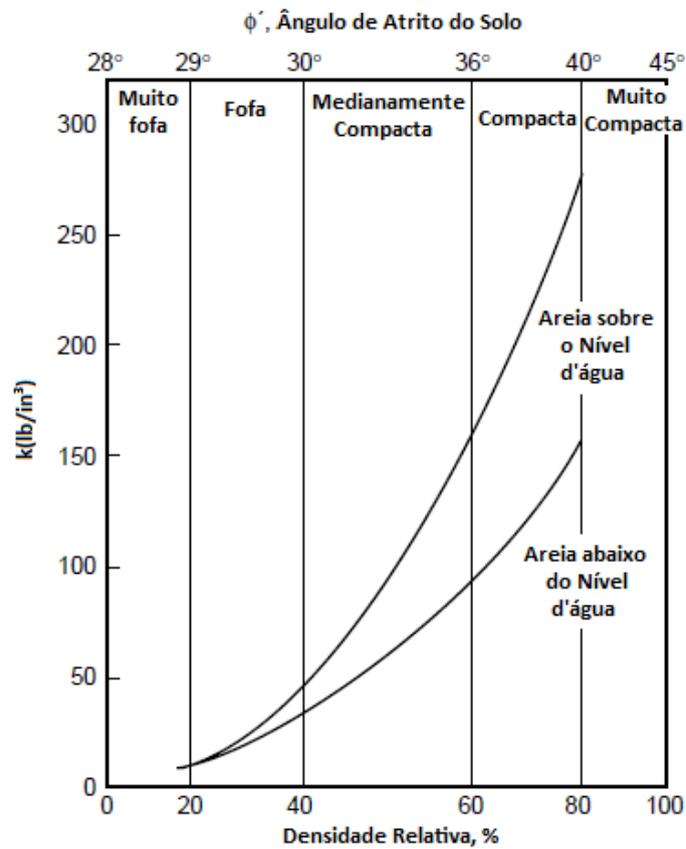
Os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 devem ser retirados da Figura 2.39, onde k é o coeficiente de reação horizontal inicial, função da densidade relativa retirado da Figura 2.40 e γ' o peso específico submerso.

Figura 2.39 - Valores dos coeficientes C1, C2 e C3.



Fonte: API (2000).

Figura 2.40 – Valores do coeficiente k.



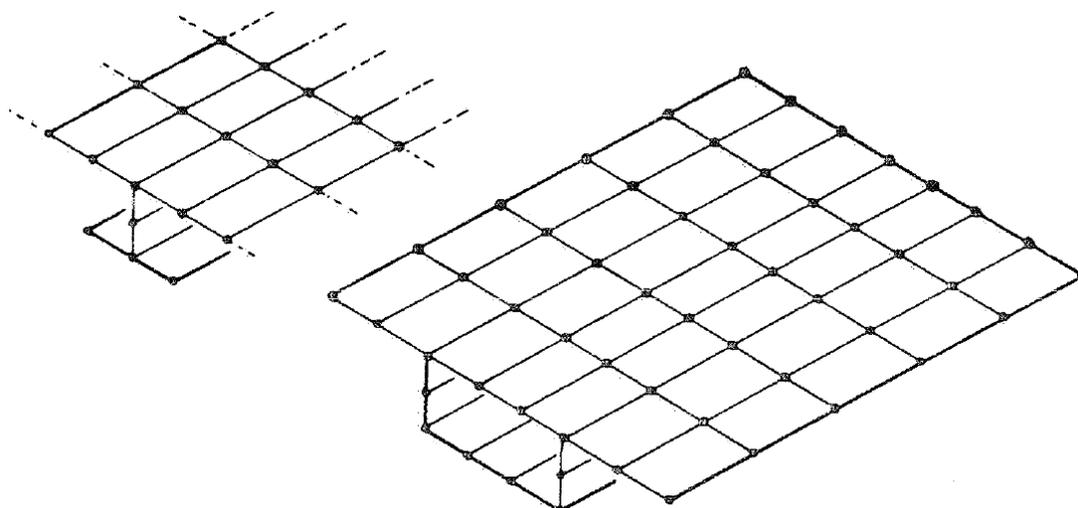
Fonte: API (2000).

2.12 Modelos numéricos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é conhecido por ter larga aplicação, mas segundo Fu & Wang (2015), ao aplicar o método para análise de estruturas de pontes, é preciso definir com precisão quais tipos de elementos serão utilizados no modelo, quando um modelo 2D é suficiente e quando um modelo 3D é necessário e, como interpretar os resultados fornecidos pelo método corretamente. Com relação aos elementos, Fu & Wang (2015) destacam que a maioria das análises de pontes pode ser efetuada utilizando elementos de barra (*frame*) e de casca (*shell*).

Hambly (1991) traz alguns exemplos de análises tridimensionais utilizando elementos de casca e placa, conforme apresentado na Figura 2.42. O autor destaca ainda que na interseção entre as placas dispostas em diferentes planos há uma interação entre as forças no plano de uma placa com as forças no outro plano que atuam na placa adjacente. Por isso é essencial utilizar elementos finitos que tenham a capacidade de distorcer quando submetidos a tensões no plano e flexão na placa.

Figura 2.41 - Estruturas tridimensionais compostas por elementos de placa.



Fonte: Hambly (1991).

2.12.1 Elementos finitos empregados

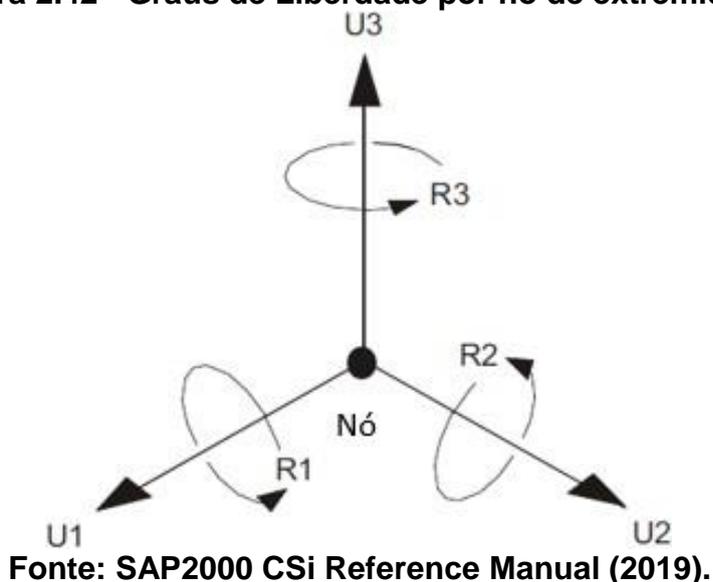
2.12.1.1 Barra (*Frame*)

O elemento de barra utiliza uma formulação tridimensional e pode ser usado para modelar elementos de viga, pilares e treliças tridimensionais e planos, além de grelhas e cabos. Neste trabalho, esse tipo de elemento foi utilizado para modelar as estacas e os pilares.

O SAP2000 utiliza elementos de barra com 2 nós e 6 graus de liberdade em cada nó, ou seja, são transmitidos automaticamente 3 deslocamentos e 3 rotações, uma em cada eixo de referência como mostra a Figura 2.42. O eixo longitudinal de cada barra é definido automaticamente como o de número 1 e os demais, de acordo com os eixos de referência.

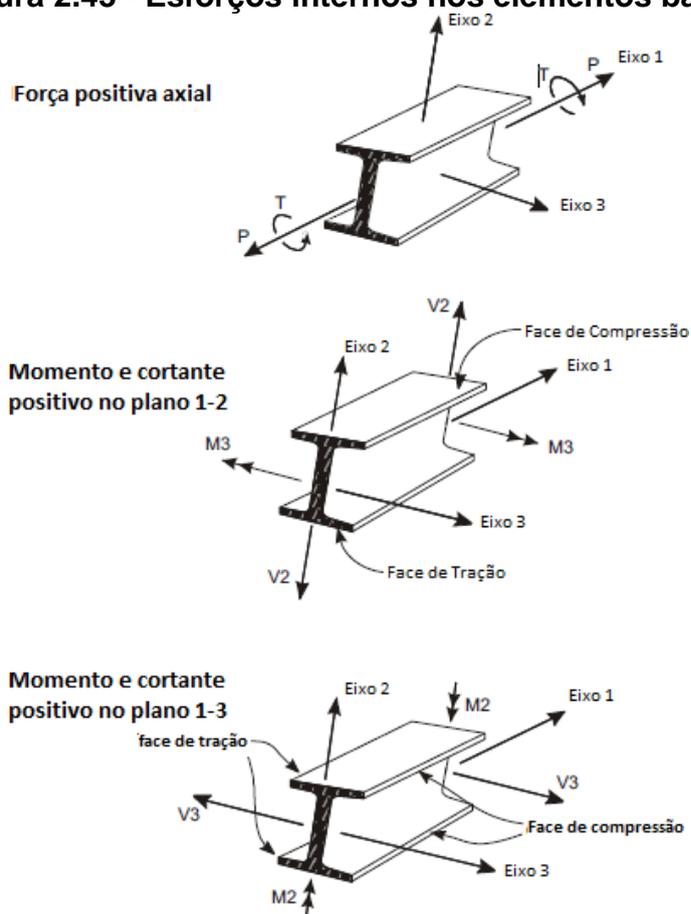
A rigidez de cada elemento é definida através da seção transversal e do material atribuídos a ele. O cálculo da rigidez é feito diretamente, através das formulações da mecânica vetorial. É importante salientar que ao construir um elemento de barra, ele será posicionado no centro de gravidade dessa seção, para fins de modelagem, entretanto, é possível definir que a barra esteja posicionada em outro ponto da seção.

Figura 2.42 - Graus de Liberdade por nó de extremidade.



Os elementos finitos de barra fornecem resultados de esforços internos de momento fletor nas duas direções, esforços cortantes nas duas direções, momento de torção em torno do eixo axial e esforço normal. As representações dos resultados seguem o disposto na Figura 2.44, bem como as convenções de sinal para os esforços positivos.

Figura 2.43 - Esforços internos nos elementos barra.



Fonte: SAP2000 CSI Reference Manual (2019).

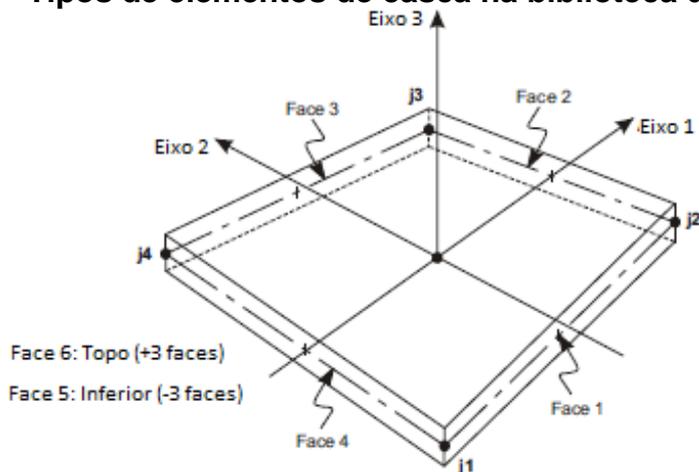
2.12.1.2 Casca (*Shell*)

O elemento de casca (*shell*) é um objeto de área utilizado para modelar placas e membranas, sendo um elemento que se comporta no plano, devido a sua pequena espessura. Esse tipo de elemento foi utilizado para modelar as lajes do tabuleiro, os encontros, transversinas intermediárias e de apoio e as longarinas moldadas no local.

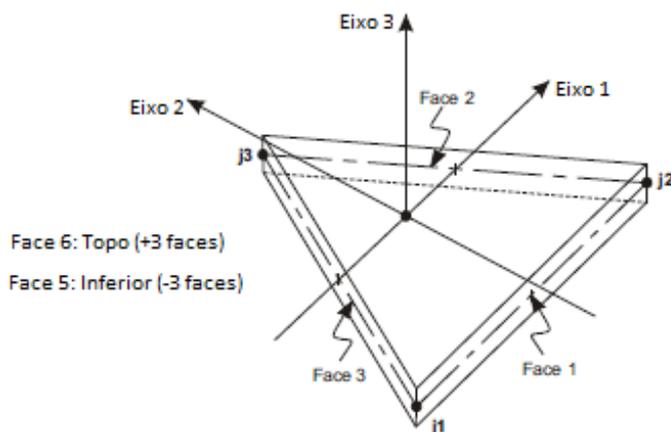
O SAP2000 possui formulações de elementos de casca de 3 e 4 nós, que combinam comportamento de membrana e de placa. Cada elemento possui seu

sistema de coordenadas, definição de materiais e de cargas aplicadas, por isso, podem ter características isotrópicas e ortotrópicas.

Figura 2.44 - Tipos de elementos de casca na biblioteca do SAP2000.



Elemento de casca quadrilátero de 4 nós



Elemento de casca triangular de 3 nós

Fonte: Adaptado de SAP 2000 CSi Reference Manual (2019).

Segundo o SAP 2000 CSi Reference Manual (2019), o cálculo da rigidez desses elementos é feito através de uma integração numérica, em que as tensões e os esforços internos são avaliados nos pontos de integração de Gauss e posteriormente extrapolados para os nós do elemento.

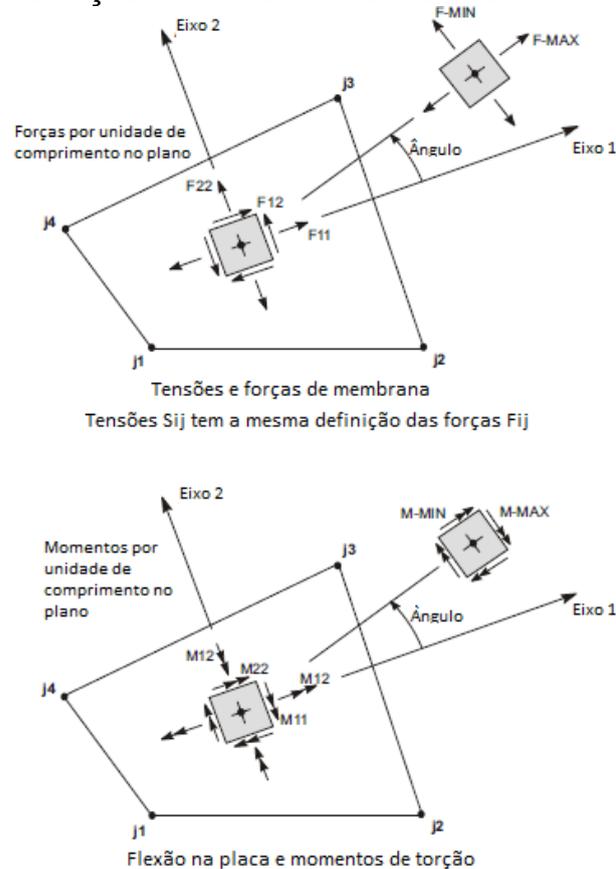
Os elementos de casca têm sempre 6 graus de liberdade em cada nó. Quanto as restrições de movimento e a passagem de esforços, estas dependerão das condições de contorno aplicadas de acordo com os apoios da estrutura.

Para a casca homogênea utilizada nesta pesquisa, as forças internas são:

- Forças axiais e esforços cortantes de membrana (F_{11} , F_{22} e F_{12});
- Momentos fletores, momentos de torção e esforços cortantes de placa (M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} e V_{23}).

É importante destacar que todas as tensões resultantes são forças e momentos por unidade de comprimento no plano da casca, presentes em cada ponto da superfície média do elemento. As convenções de sinal e posicionamento dos esforços internos e tensões são apresentadas na Figura 2.45.

Figura 2.45 - Esforços internos e tensões nos elementos de casca.



Fonte: SAP 2000 CSI Reference Manual (2019).

Nesta pesquisa, especificamente para os elementos de lajes, os esforços cortantes de membrana F_{22} e F_{12} foram considerados nulos. Este procedimento foi devido ao fato do momento fletor atuante nas longarinas, quando modeladas com cascas, ter apresentado valores até 50% menores do que o momento calculado considerando a longarina modelada com elemento de barra. O modelo com longarina modelada com elemento de barra foi utilizado para calibração do modelo de cascas.

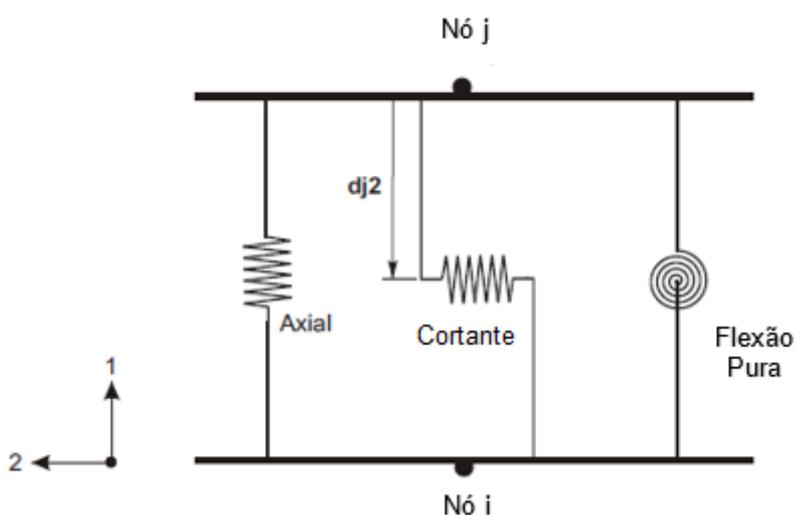
Com a consideração dos valores F22 e F12 como nulos, esta diferença ficou em torno de 15%, com o modelo de casca apresentando momentos menores. Esta diferença é razoável, uma vez que os elementos de casca apresentam uma melhor distribuição da rigidez dos elementos.

2.12.1.3 Links

Os elementos do tipo *links* são utilizados para conectar dois nós, podendo apresentar três tipos de comportamento: linear; não linear; e dependente da frequência, de acordo com o tipo de propriedades atribuídas a cada elemento e tipo de análise a ser realizada. Os tipos utilizados neste trabalho foram linear e não linear. Cada *link* é composto por seis molas, onde cada mola representa um grau de liberdade de um total de seis (axial, cortante, torção e momento fletor).

Neste trabalho, os *links* foram utilizados para simular os seguintes itens: aparelhos de apoio; reação do solo sobre o encontro e reação do solo sobre as estacas de fundação. Os *links* são inseridos em relação ao seu sistema de coordenadas local. O eixo 1 represente o eixo longitudinal do *link* e corresponde à direção longitudinal do elemento de *link*, conforme apresentado na Figura 2.46:

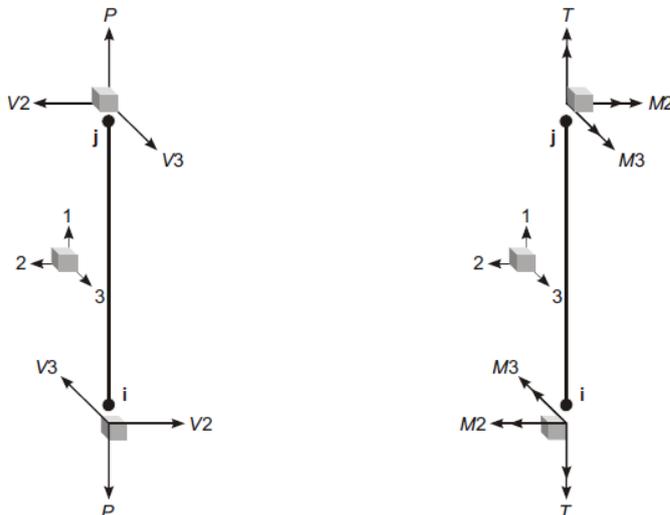
Figura 2.46 - Sistema de coordenadas local do elemento de *link*.



Fonte: SAP 2000 CSi Reference Manual (2019).

A Figura 2.47 apresenta os seis graus de liberdade de um *link*, cuja rigidez de cada grau de liberdade deve ser definida pelo usuário.

Figura 2.47 - Graus de liberdade do elemento de *link*.



Fonte: SAP 2000 CSI Reference Manual (2019).

Os aparelhos de apoio foram modelados utilizando-se o *link* do tipo linear (*linear link*). Este tipo de *link* possui uma relação linear entre a força aplicada sobre ele e seu correspondente deslocamento, sendo função da rigidez definida para cada grau de liberdade. A direção local 1 (direção vertical no eixo global) foi considerada como fixa, e para as direções locais 2 e 3 (direções U2 e U3) foram definidas as rigidezes transversais calculadas para o aparelho de apoio.

O solo situado vizinho ao encontro da ponte foi modelado com *link* do tipo *spring*, que representam conexões para simular o solo e são do tipo linear elástico. A rigidez correspondente às direções locais 2 e 3 do *link* (direções U2 e U3) foram inseridas no modelo, conforme cálculo que será explicado no item 3.7.4. Para estes *links*, não foi atribuída rigidez para a direção local 1.

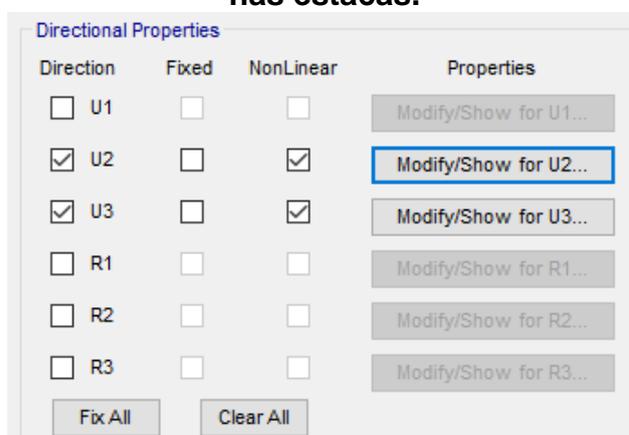
Por outro lado, o solo situado vizinho às estacas de fundação foi simulado por *links* do tipo Multi-linear elástico (*Multi-linear Elastic Link*). Neste tipo de *link*, a relação força x deformação é representada por uma curva multi-linear, ou seja, uma composição de vários trechos lineares, de forma a se aproximar de uma curva não linear. Portanto, as rigidezes para cada grau de liberdade segue esse padrão. Para as direções locais 2 e 3 do *link* (direções U2 e U3) foram inseridas as curvas *p-y*

determinadas por Araújo (2013), conforme será explicado no item 3.7.3. Para estes *links*, não foi atribuída rigidez para a direção local 1.

Vale salientar que a direção local 1 representa a direção vertical global (eixo vertical da ponte) e as direções locais 2 e 3 representam as direções longitudinais e transversais globais da ponte, respectivamente.

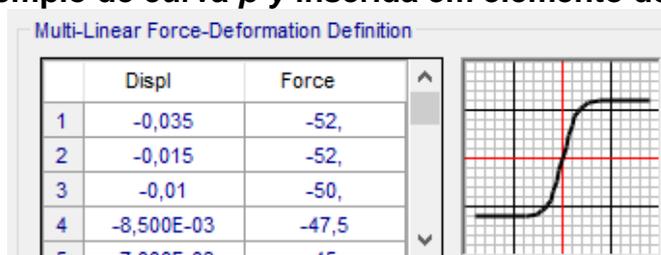
A Figura 2.48 apresenta o detalhe dos graus de liberdade restringidos para simular o solo vizinho à estaca de fundação:

Figura 2.48 - Vinculação das direções U2 e U3 dos *links* multi-lineares inseridos nas estacas.



A Figura 2.49 apresenta um exemplo de curva p - y inserida no *link* multi-linear usado para simular o solo:

Figura 2.49 - Exemplo de curva p - y inserida em elemento de *link* multi-linear.



2.13 Pesquisas realizadas sobre pontes integrais

Faraji *et al.* (2001) implementaram uma modelagem tridimensional em elementos finitos de uma ponte integral, sujeita à ação de variação de temperatura e com a consideração de uma interação solo-estrutura de forma não linear. Foram consideradas curvas de projeto do tipo força versus deslocamento, para representar a resposta do solo vizinho ao encontro e curvas p - y não lineares para representar o solo próximo das estacas. A pesquisa também apresentou um estudo paramétrico considerando diferentes níveis de compactação do solo localizado vizinho aos encontros e às estacas da ponte. Os resultados demonstraram que o nível de compactação do solo influencia significativamente a reação do solo sobre a ponte, e que esta reação tem impacto direto sobre a resposta estrutural de um sistema de ponte integral. Os valores de momentos fletores e forças axiais no tabuleiro chegaram a aumentar em mais de duas vezes, quando houve variação do grau de compactação de fofo para denso.

Dicleli (2003) realizou modelos numéricos não lineares de duas pontes integrais típicas com o objetivo de estudar os efeitos de vários parâmetros geométricos, estruturais e geotécnicos sobre o comportamento dessas estruturas quando solicitadas por uma ação de variação de temperatura uniforme. Baseados na análise dos resultados e na resistência à flexão das estacas metálicas e dos encontros da ponte, o estudo apresentou recomendações para o comprimento máximo de pontes integrais construídas em solos arenosos. Como resultado, foi recomendado que o comprimento máximo de pontes integrais de concreto deve ser limitado a 190 metros para regiões de clima frio, 240 metros para climas moderados e para pontes integrais metálicas o comprimento máximo deve ser limitado a 100 metros para regiões de clima frio e 160 metros para climas moderados.

Arockiasamy & Sivakumar (2005) desenvolveram modelos analíticos e procedimentos numéricos baseados em uma modelagem bidimensional (2D) da ponte, com o objetivo de analisar o comportamento de pontes integrais mistas sujeitas às ações indiretas de fluência, retração e temperatura. A redistribuição dos momentos devido às ações citadas e as restrições ocasionadas pelo encontro e aterro foram consideradas na análise. As fundações foram modeladas com molas discretas. Ao final, foi realizada uma comparação das deformações e tensões no sistema integral com o sistema de ponte convencional. Os autores concluíram que ao longo do tempo ocorre uma redistribuição dos esforços internos e deformações da ponte devido aos efeitos de

fluência e retração e que esta redistribuição deve ser levada em consideração no projeto da superestrutura. Além disso, os autores constataram que as maiores redistribuições de esforços ocorreram na extremidade da ponte, próxima à região dos encontros.

Baptiste (2009) desenvolveu modelos numéricos tridimensionais utilizando o *software* ANSYS com o objetivo de simular uma ponte integral e estudar suas respostas quando solicitada pelas ações de gradiente térmico, fluência, retração e empuxo do solo, a fim de estabelecer limites práticos para o comprimento máximo de pontes integrais. O estudo incluiu modelos de interação solo-estrutura (ISE) nas regiões das estacas e encontros. Um estudo paramétrico foi desenvolvido para estudar variáveis tais como a altura do encontro, rigidez do solo, sentido de orientação das estacas metálicas dentre outras. Os resultados estabeleceram um limite prático de 457 metros para o comprimento máximo de uma ponte integral.

Kim & Laman (2010) desenvolveram uma metodologia de modelagem numérica baseada em um programa de monitoramento de uma ponte integral localizada na Pennsylvania. A metodologia numérica proposta quando comparada aos dados experimentais permitiu uma previsão das respostas da ponte integral, demonstrando que os efeitos dependentes do tempo, tais como fluência, retração e temperatura, têm influência significativa no comportamento deste tipo de estrutura.

Frosch & Lovell (2011) realizaram um programa de investigação experimental de três pontes integrais e comparou os dados obtidos de campo com modelos numéricos e analíticos com o objetivo de analisar o comportamento da ponte ao longo do tempo, levando-se em consideração as ações de fluência, retração e variação de temperatura. O objetivo também contemplou estudar os efeitos da esconsidade. Foram realizados modelos e ensaios de pontes com ângulo de esconsidade igual a 45° com implementação de um estudo paramétrico. Como conclusões, os autores apresentaram que a ação de um gradiente de temperatura ocasiona um movimento cíclico do encontro da ponte enquanto que a retração ocasiona movimentos de contração. Com relação à esconsidade, os autores concluem que esta tem influência direta na rotação nos encontros e movimentos transversais do tabuleiro, sendo valores maiores do que 30° para esconsidade considerados críticos em pontes integrais.

Pinho (2011) desenvolveu uma extensa revisão bibliográfica sobre o tema de pontes integrais, apresentando o conceito desses sistemas estruturais e os principais

aspectos a serem considerados no seu projeto e construção. O estudo apresentou também uma fundamentação teórica a respeito da interação solo-estrutura (ISE) em pontes integrais, bem como os procedimentos executivos e tipos de análise estrutural utilizados para estas estruturas. Como uma de suas conclusões principais, o estudo afirma que os efeitos das ações de variação de temperatura, retração e fluência devem ser considerados de forma mais precisa em pontes integrais do que no projeto de pontes convencionais.

LaFave *et al.* (2016) apresentaram simulações numéricas para analisar o comportamento de pontes integrais mistas sujeitas a variações de temperatura. Foram elaborados modelos tridimensionais não lineares da ponte e realizou-se um estudo paramétrico, com variação de parâmetros tais como tamanho do vão, dimensões das estacas e esconsidade. Os resultados da modelagem indicaram que os movimentos longitudinais da ponte devido às ações térmicas são diretamente proporcionais ao comprimento da ponte. Os valores das tensões internas na superestrutura e deformações nas estacas são influenciados pelo comprimento da ponte, tipo e dimensões da estaca, rigidez rotacional da superestrutura e esconsidade. Os resultados sugeriram ainda que tensões e deformações ocasionadas por ações térmicas devem ser levadas em consideração no projeto da superestrutura e infraestrutura de pontes integrais.

A Tabela 2-7 mostra os quadros resumos dos principais trabalhos:

Tabela 2-6 - Resumo e cronologia dos principais trabalhos relacionados.

Trabalho	Ano	Conclusões
Faraji et. al.	2001	O nível de compactação do solo influencia significativamente a reação do solo sobre a ponte. Os valores de momentos fletores e forças axiais no tabuleiro chegaram a aumentar em mais de duas vezes, quando houve variação do grau de compactação de fofo para denso.
Dicleli	2003	Foi recomendado que o comprimento máximo de pontes integrais de concreto deve ser limitado a 190 metros para regiões de clima frio, 240 metros para climas moderados e para pontes integrais metálicas o comprimento máximo deve ser limitado a 100 metros para regiões de clima frio e 160 metros para climas moderados.
Arockiasamy e Sivakumar	2005	Ao longo do tempo ocorre uma redistribuição dos esforços internos e deformações da ponte devido aos efeitos de fluência e retração e que esta redistribuição deve ser levada em consideração no projeto da superestrutura. As maiores redistribuições de esforços ocorreram na extremidade da ponte, próxima à região dos encontros.
Baptiste	2009	Os autores estabeleceram um limite prático de 457 metros para o comprimento máximo de uma ponte integral.
Kim e Laman	2010	Os efeitos dependentes do tempo, tais como fluência, retração e temperatura, têm influência significativa no comportamento deste tipo de estrutura.

Trabalho	Ano	Conclusões
Frosch e Lovell	2011	A ação de um gradiente de temperatura ocasiona um movimento cíclico do encontro da ponte enquanto que a retração ocasiona movimentos de contração. A esconsidade potencializa a rotação nos encontros e movimentos transversais do tabuleiro, sendo valores maiores do que 30° para esconsidade considerados críticos em pontes integrais.
Pinho	2011	As ações de variação de temperatura, retração e fluência devem ser consideradas de forma mais precisa em pontes integrais do que no projeto de pontes convencionais.
LaFave et al.	2016	Os movimentos longitudinais da ponte devido às ações térmicas foram diretamente proporcionais ao comprimento da ponte. Os resultados sugeriram que tensões e deformações ocasionadas por ações térmicas devem ser levadas em consideração no projeto da superestrutura e infraestrutura de pontes integrais.

É possível verificar que apesar dos diversos estudos efetuados em pontes integrais, as pesquisas que realizaram uma análise das ações de temperatura, incluindo os efeitos de fluência e da retração, ainda são escassas tanto em nível nacional quanto internacional. Ademais, não foram identificados trabalhos no Brasil onde tenha sido realizada uma análise numérica tridimensional de pontes integrais solicitadas pelas ações indiretas de temperatura, retração e fluência. Tal fato demonstra a necessidade de mais estudos para identificação da ordem de grandeza dos esforços ocasionados por estas ações.

Em vista disso, buscou-se atender a esta lacuna realizando-se uma análise numérica tridimensional a fim de avaliar, através de uma análise paramétrica, a ordem de grandeza dos efeitos das ações indiretas em pontes integrais.

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS E MODELAGEM NUMÉRICA DAS PONTES IDEALIZADAS

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os modelos propostos para análise, as características dos materiais utilizados, as condições de contorno, a modelagem numérica da ponte integral com a consideração de 03 (três) sistemas estruturais diferentes e, por fim, as ações atuantes e as combinações de ações características incluindo a consideração das ações indiretas de variação de temperatura, retração e fluência.

3.2 Características dos modelos propostos

Buscou-se realizar um estudo de modelos de pontes com geometrias típicas executadas no Brasil, utilizando-se transversinas de apoios e intermediárias. As pontes analisadas são em concreto armado convencional, ou seja, sem protensão e moldadas no local, possuem duas vigas longarinas, têm traçado longitudinal reto e três vãos livres.

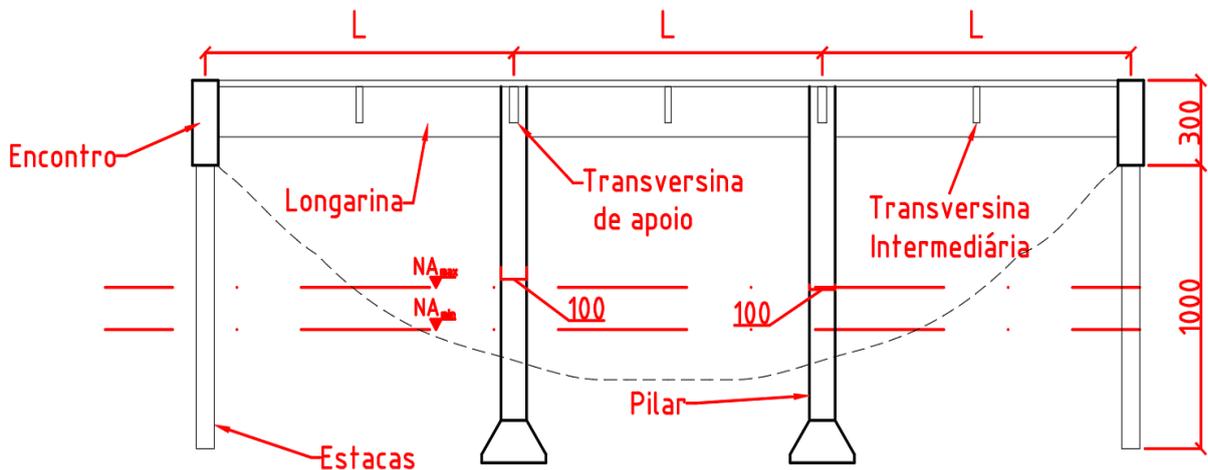
Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas características de material, que foram definidas de acordo com a prática de projeto nacional e com a NBR 6118 (2014). A análise estrutural realizada foi do tipo linear-elástica do material. Este tipo de análise foi adotado para levar em consideração os efeitos reológicos do concreto de fluência e retração no modelo numérico adotado.

Nos estudos, foram analisadas pontes com três vãos totais diferentes: 36 metros, 54 metros e 72 metros. Todos os modelos possuem duas vigas longarinas, vigas transversinas intermediárias (espaçadas a cada 6 metros) e de apoio, encontro com altura de 3 metros e espessura de 1 metro. As estacas são de concreto armado do tipo hélice contínua com comprimento igual a 10 metros e diâmetro igual a 60 centímetros. Na fundação foram adotadas linhas de 5 estacas embaixo de cada encontro da ponte.

Foram analisados três sistemas estruturais: **(a)** ponte totalmente integral, com ligações monolíticas entre os pilares e tabuleiro e entre o tabuleiro e os encontros; **(b)** ponte de encontros integrais, com utilização de aparelhos de apoios entre os pilares centrais e o tabuleiro e ligação monolítica entre o tabuleiro e encontros; e **(c)** sistema estrutural do tipo convencional, com os três vãos isostáticos separados por juntas de dilatação.

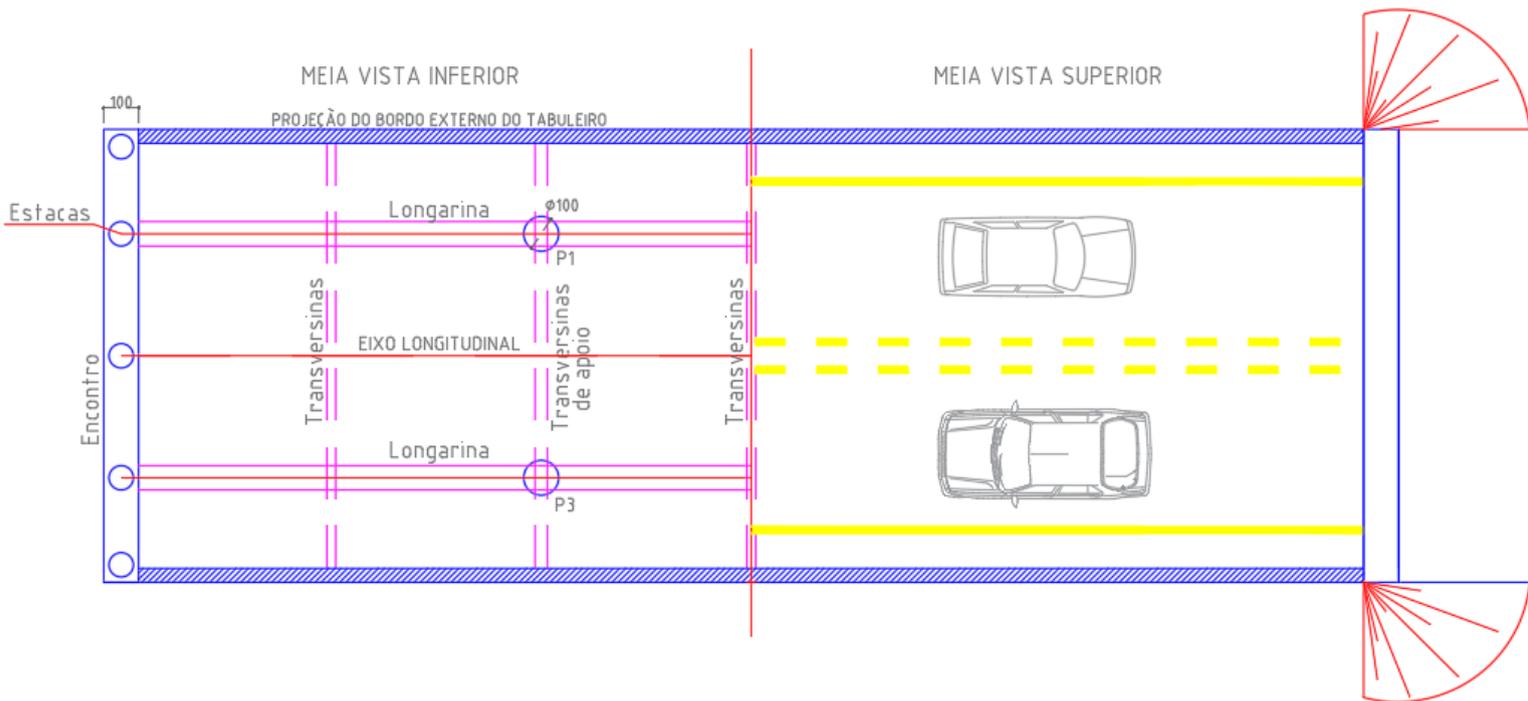
Os apoios centrais foram realizados por pilares de concreto armado de seção circular, com diâmetro de 100 centímetros. Estes pilares apresentam uma altura livre acima do solo igual a 10 metros. Os aparelhos de apoio são do tipo elastomérico (Neoprene fretado). A Figura 3.1 ilustra a elevação longitudinal da ponte integral.

Figura 3.1 - Elevação longitudinal da ponte com sistema totalmente integral.



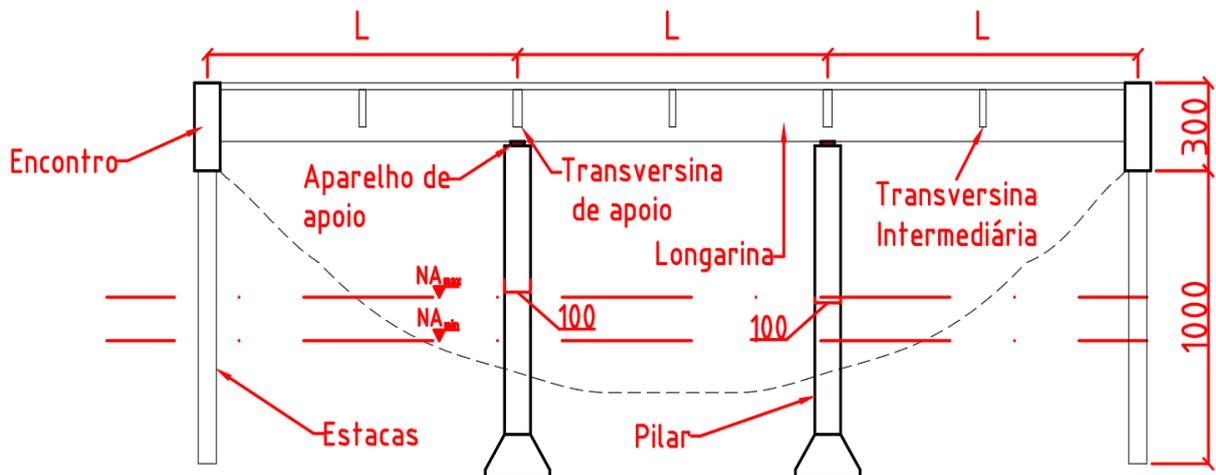
A Figura 3.2 apresenta a vista superior do tabuleiro da ponte integral.

Figura 3.2 - Vista superior do tabuleiro da ponte integral.



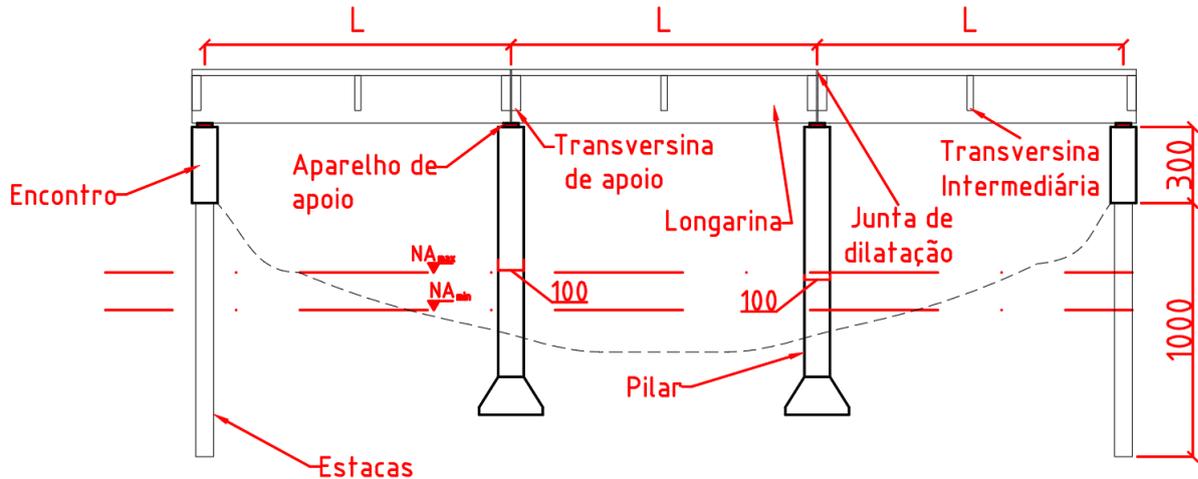
O sistema estrutural de ponte com encontros integrais possui aparelhos de apoios nas ligações entre o tabuleiro e os pilares centrais, conforme indicado na Figura 3.3.

Figura 3.3 - Elevação longitudinal da ponte de encontros integrais.



O sistema estrutural do tipo convencional apresenta os três vãos da ponte isostáticos, separados por juntas de dilatação iguais a 5 centímetros, e com utilização de aparelhos de apoios nas ligações entre o tabuleiro e os pilares centrais e entre o tabuleiro e os encontros. As dimensões são as mesmas dos sistemas anteriores, conforme apresentado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Elevação longitudinal da ponte de referência.



Com relação à geometria transversal da ponte, foram adotadas seções típicas das pontes brasileiras. Optou-se por uma ponte com duas faixas de rolamento e duas faixas para acostamento, limitados por defensas nas extremidades da seção e largura total do tabuleiro igual a 13 metros, sendo 7 metros entre eixos das longarinas e 3 metros em balanço de cada lado. A laje do tabuleiro possui espessura de 24 centímetros.

Para a pavimentação é usual a consideração de uma espessura variável para levar em consideração o efeito do abaulamento da pista. Porém, por simplificação, este trabalho considerou a pavimentação com uma espessura constante de 8 centímetros. Sobre as laterais do tabuleiro foram consideradas a utilização de defensas do tipo *New Jersey*.

As longarinas apresentam seções retangulares com largura de 40 centímetros e altura de 162 centímetros para a ponte com vão total de 36 metros (3 vãos de 12 metros cada) e altura de 212 centímetros para as pontes com vãos totais de 54 e 72 metros (3 vãos de 18 metros e 3 vãos de 24 metros, respectivamente). Cabe ressaltar que a utilização da mesma altura para as longarinas com vãos de 54 metros e 72 metros é devido ao aproveitamento da malha de elementos finitos, composta por elementos de casca de dimensões 50 cm x 50 cm. Portanto, as alturas das longarinas devem ser múltiplas de 50 centímetros, acrescidas de 12 centímetros, que representa o efeito de excentricidade da laje do tabuleiro, uma vez que o elemento de casca da laje é inserido no eixo geométrico desta. Outro critério utilizado foi a escolha por alturas de longarinas usuais utilizadas em projetos de pontes brasileiras.

As transversinas intermediárias possuem largura de 25 centímetros e as de apoio possuem largura de 35 centímetros, e em todos os modelos elas possuem altura igual a 162 centímetros.

Da Figura 3.5 à Figura 3.8 são apresentados os tipos de seções transversais adotadas para cada tipo de sistema estrutural analisado.

Figura 3.5 - Seção transversal da ponte com sistema integral (apoio central).

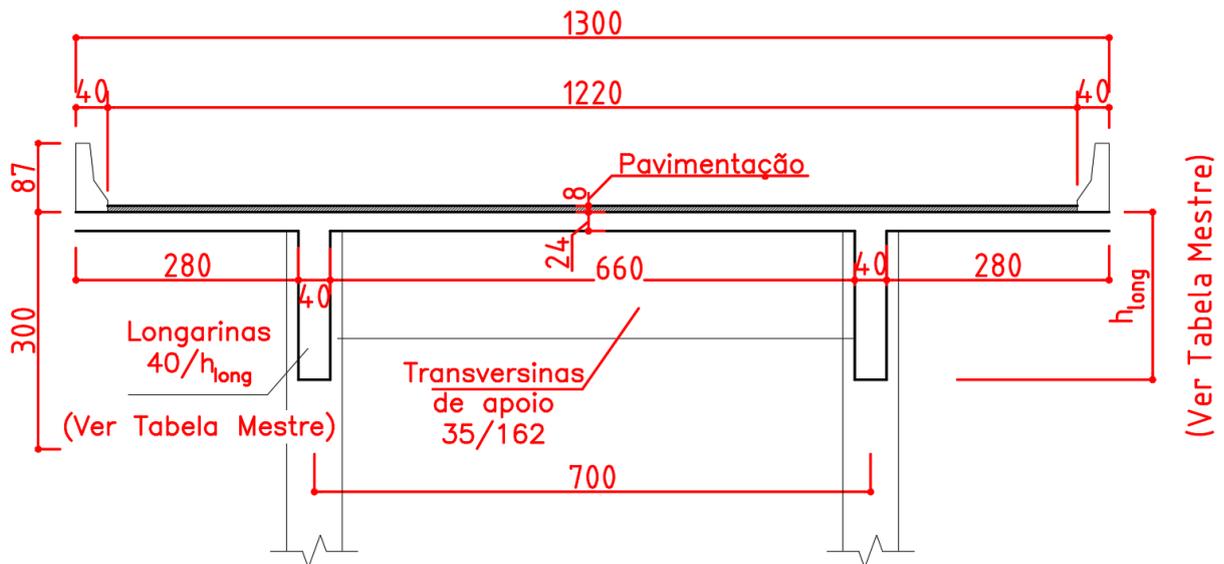


Figura 3.6 - Seção transversal da ponte com sistema integral (encontro).

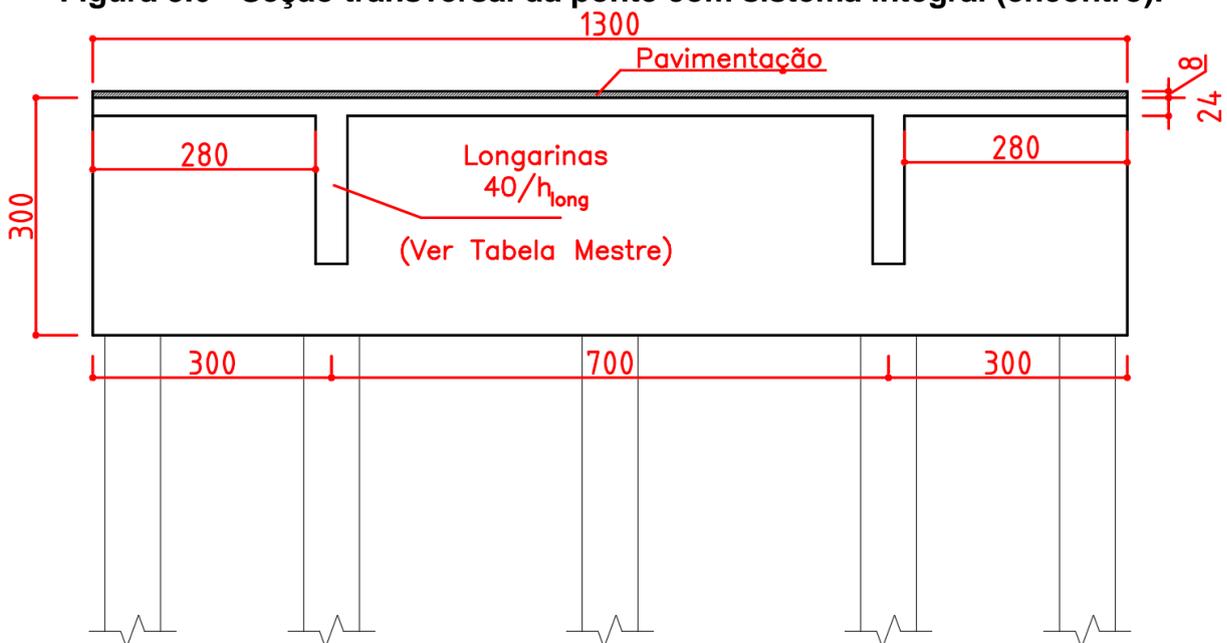


Figura 3.7 - Seção transversal da ponte com encontros integrais (apoio central).

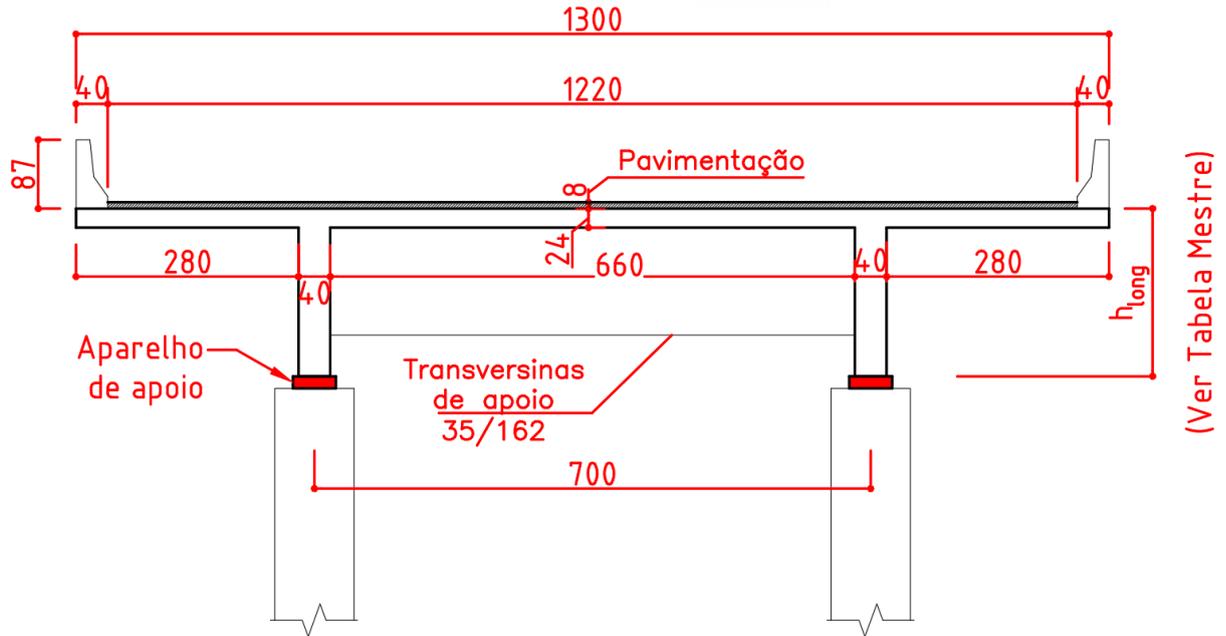
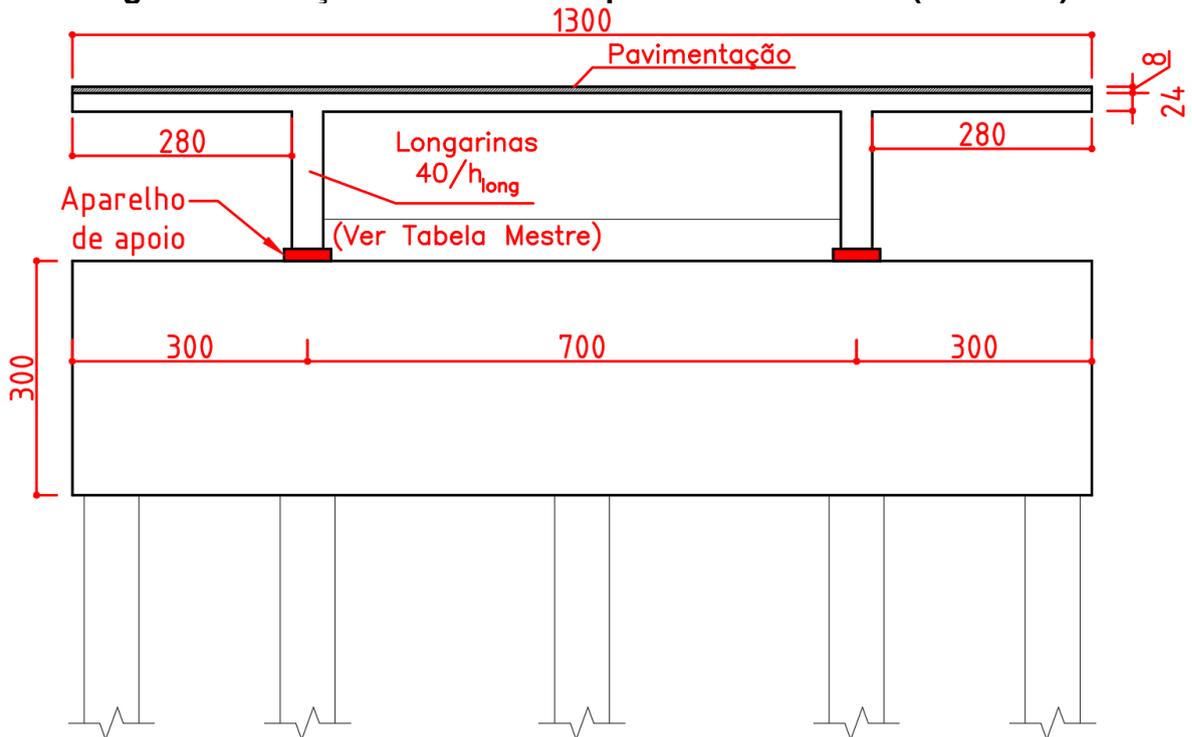


Figura 3.8 - Seção transversal da ponte de referência (encontro).



É importante ressaltar que no sistema de ponte com encontros integrais, a ligação entre o tabuleiro e os encontros é do tipo monolítica, sendo a mesma que a representada na Figura 3.6.

No sistema convencional, foram utilizados aparelhos de apoios nas ligações entre o tabuleiro e encontros e entre o tabuleiro e os pilares centrais. A seção transversal na seção dos apoios centrais é a mesma que a apresentada na Figura 3.7. Os vãos foram separados por juntas de dilatação, formando três vãos isostáticos.

3.3 Resumo dos modelos

Como mencionado no item 3.2, foram definidos 3 grupos de modelos separados de acordo com o sistema estrutural analisado. Para realização de um estudo paramétrico e análise das ações indiretas de gradiente de temperatura, retração e fluência, optou-se por três diferentes valores de vão total: 36 metros, 54 metros e 72 metros. A escolha por tais valores justifica-se pelo fato deles representarem os valores mais usuais de pontes executadas no Brasil.

Todos os grupos seguem a nomenclatura definida a seguir:

Grupo 01:

1-PI-36: Ponte com sistema totalmente integral, 3 vãos de 12 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 1,62 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

1-PI-54: Ponte com sistema totalmente integral, 3 vãos de 18 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

1-PI-72: Ponte com sistema totalmente integral, 3 vãos de 24 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

Grupo 02:

2-PEI-36: Ponte com sistema de encontros integrais, 3 vãos de 12 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 1,62 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

2-PEI-54: Ponte com sistema de encontros integrais, 3 vãos de 18 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

2-PEI-72: Ponte com sistema de encontros integrais, 3 vãos de 24 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

Grupo 03:

3-PR-36: Ponte com sistema convencional, 3 vãos de 12 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 1,62 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

3-PR-54: Ponte com sistema convencional, 3 vãos de 18 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua;

3-PR-72: Ponte com sistema convencional, 3 vãos de 24 metros, encontro com altura de 3 metros, longarinas com altura de 2,12 metros, tipo de solo arenoso, estaca do tipo hélice contínua.

O resumo geral dos modelos utilizados é mostrado na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Resumo dos modelos desenvolvidos na pesquisa.

Grupo	Modelo	Qtde. de transversinas intermediárias (a cada 6m)	Altura das longarinas (m)	Vão total (m)	Altura do encontro (m)	Tipo de solo (região A).	Tipo de estaca
1	1-PI-36	3	1,62	36	3,0	Arenoso	CA-HC
	1-PI-54	6	2,12	54			
	1-PI-72	9	2,12	72			
2	2-PEI-36	3	1,62	36			
	2-PEI-54	6	2,12	54			
	2-PEI-72	9	2,12	72			
3	3-PR-36	3	1,62	36			
	3-PR-54	6	2,12	54			
	3-PR-72	9	2,12	72			

3.4 Materiais utilizados

Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas características de material, definidas de acordo com a prática de projeto nacional e com a NBR 6118 (2014). A análise estrutural realizada seguiu o regime elástico-linear, ou seja, não foram consideradas fissurações ou plastificações que pudessem levar o concreto a seu Estado Limite Último, impulsionando os deslocamentos. Assim, ficou válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e a análise estrutural foi feita na posição indeformada da estrutura. Por isso, os elementos estruturais de concreto foram considerados sem barras de aço, uma vez que o escopo da pesquisa está restrito a análise estrutural e verificação de situações de serviço, portanto, não trata sobre o dimensionamento desses elementos.

As características mecânicas adotadas para todos os modelos estão apresentadas na Tabela 3-2.

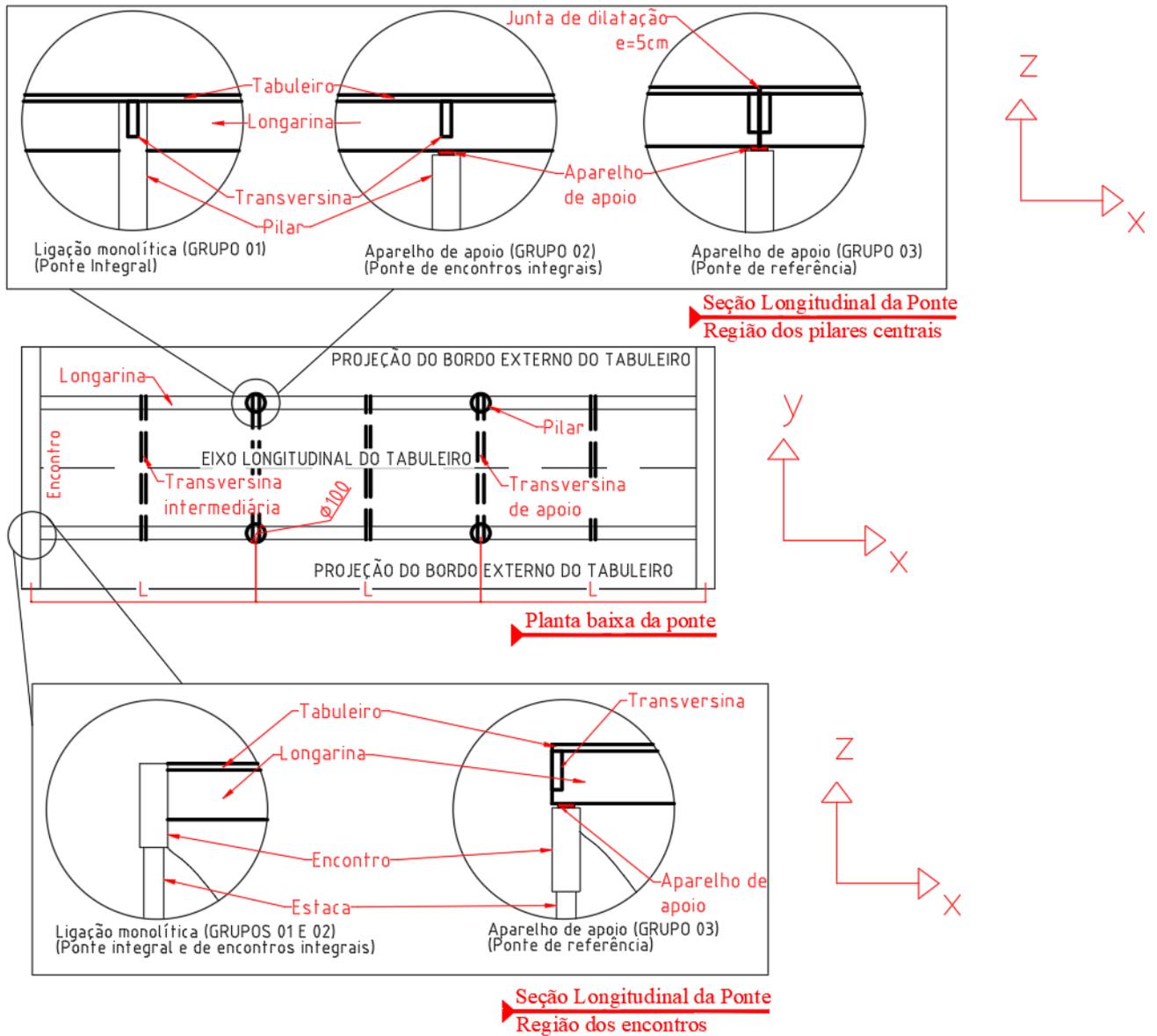
Tabela 3-2 - Características do material.

Características do Concreto	
Resistência Característica (fck)	40 MPa
Módulo de Elasticidade	31876 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso Específico	25 kN/m ³
Coefficiente de dilatação térmica	10 E-06 °C ⁻¹

3.5 Aparelhos de apoio e condições de contorno

O modelo de ponte com sistema totalmente integral (Grupo 1) apresenta todas as ligações entre os elementos estruturais do tipo monolíticas. Por outro lado, nos modelos dos Grupos 2 e 3 foram utilizados aparelhos de apoio nas ligações entre a superestrutura e os pilares, e no caso específico do Grupo 3 também entre o tabuleiro e os encontros. A Figura 3.9 apresenta as condições de contorno de cada sistema estrutural analisado.

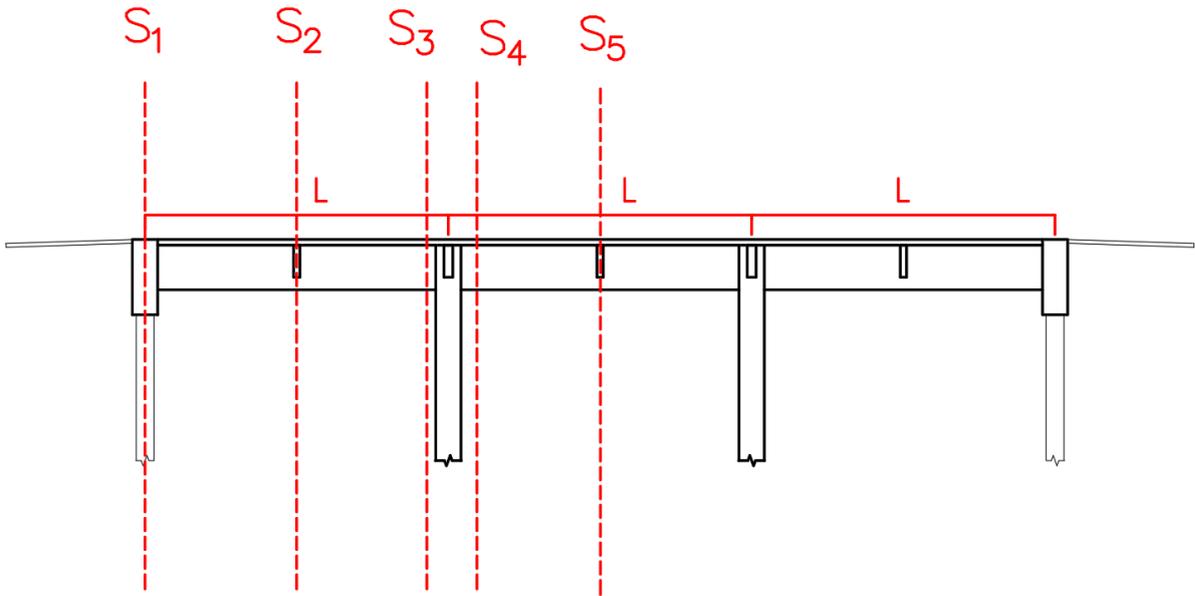
Figura 3.9 – Condições de contorno da ponte para cada sistema estrutural.



De forma a simplificar a apresentação das condições de contorno, a planta baixa da ponte apresentada na Figura 3.9 se refere à ponte com vão total igual a 36 metros. Para os demais vãos, as condições de contorno seguem o mesmo padrão que o apresentado nesta figura.

Para análise dos resultados, a ponte foi separada em cinco seções e, devido à sua geometria, a ponte pode ser analisada somente considerando a sua metade, conforme seções apresentadas na Figura 3.10.

Figura 3.10 - Seções de cálculo analisadas.



O tipo de aparelho de apoio adotado é o Neoprene fretado. Para modelar o aparelho de apoio foram utilizados apoios elásticos lineares. O cálculo do coeficiente de rigidez transversal do apoio elástico está detalhado na sequência.

A força cortante de serviço ($V_{d_{serv}}$) foi determinada a partir das combinações frequentes de serviço e obtida para a ponte de maior vão (comprimento total igual a 72 metros). A Tabela 3-3 apresenta as combinações utilizadas para dimensionamento dos aparelhos de apoio:

Tabela 3-3 - Combinações de serviço utilizadas.

Combinação	Ações	Efeito principal analisado	Tipo de combinação no SAP2000
ELS-Comb. Frequente 1	PP + PERM. + EMPUXO + 0,5 x (CARGA MÓVEL)	Dimensionamento dos aparelhos de apoio	Linear
ELS-Comb. Frequente 2	PP + PERMANENTES + EMPUXO + 0,3 x (VENTO) + 0,3 x (CARGA MÓVEL)		

Foram utilizadas as seguintes propriedades para o aparelho de apoio:

$$G = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 10 \text{ MPa}$$

Onde:

G: Módulo de elasticidade transversal do aparelho de apoio do tipo neoprene;

σ : Tensão admissível do aparelho de apoio do tipo neoprene;

PP: Peso próprio da estrutura;

PERM: Cargas permanentes de pavimentação, barreiras de proteção etc.;

CARGA MÓVEL: Carga móvel rodoviária padrão TB-450, incluindo a ação de frenagem/aceleração;

EMPUXO: Empuxo de terra ocasionado pelos aterros sobre encontros;

VENTO: Ação do vento.

A Tabela 3-4 apresenta os valores do esforço cortante de serviço para as combinações do ELS e para cada seção de cálculo analisada.

Tabela 3-4 - Valores do esforço cortante para as combinações do ELS.

Seção de corte	Nome da ação	Tipo de ação	Tipo de combinação	Força Cortante (kN)
SCUT1	ELS-1	Combinação	Máximo	1296,58
SCUT1	ELS-1	Combinação	Mínimo	690,574
SCUT1	ELS-2	Combinação	Máximo	1081,976
SCUT1	ELS-2	Combinação	Mínimo	718,372
SCUT2	ELS-1	Combinação	Máximo	-76,665
SCUT2	ELS-1	Combinação	Mínimo	-384,923
SCUT2	ELS-2	Combinação	Máximo	-118,823
SCUT2	ELS-2	Combinação	Mínimo	-303,779
SCUT3	ELS-1	Combinação	Máximo	-1113,14
SCUT3	ELS-1	Combinação	Mínimo	-1899,12
SCUT3	ELS-2	Combinação	Máximo	-1119,31
SCUT3	ELS-2	Combinação	Mínimo	-1590,89
SCUT4	ELS-1	Combinação	Máximo	1753,566
SCUT4	ELS-1	Combinação	Mínimo	924,136
SCUT4	ELS-2	Combinação	Máximo	1451,823
SCUT4	ELS-2	Combinação	Mínimo	954,165
SCUT5	ELS-1	Combinação	Máximo	105,72
SCUT5	ELS-1	Combinação	Mínimo	-238,828
SCUT5	ELS-2	Combinação	Máximo	42,75
SCUT5	ELS-2	Combinação	Mínimo	-163,979

$V_{d_{serv}} = 1.900 \text{ kN}$ (obtida da envoltória de combinações do ELS);

$A_{ap} = \frac{V_{d_{serv}}}{\sigma} = 0,190 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Área adotada} = 0,36 \text{ m}^2$ (Aparelho 60 cm x 60 cm);

Altura adotada para o aparelho de neoprene $h_{ap} = 0,10 \text{ m}$;

Assim a rigidez calculada para a mola do aparelho de apoio neoprene vale:

$$K_{ap} = \frac{G \times A_{ap}}{h_{ap}} = 3.600 \text{ kN/m.}$$

Onde:

A_{ap} : Área da seção transversal do aparelho de apoio;

K_{ap} : Rigidez transversal do aparelho de apoio;

Foi adotado um aparelho com dimensões 60 cm x 60 cm, área total de 0,36 m², portanto, a rigidez transversal do aparelho de apoio adotada foi de 3.600 kN/m. Os deslocamentos nas direções X (direção longitudinal da ponte) e Y (direção transversal da ponte) são restringidos por apoios elásticos lineares com a rigidez calculada anteriormente e na direção Z (elevação) foi considerado um apoio rígido. As rotações não foram restringidas.

3.6 Modelagem numérica

A modelagem numérica desta pesquisa foi realizada com base na revisão bibliográfica realizada sobre o tema e no conjunto de elementos finitos que o *software* SAP2000 fornece. De acordo com Fu & Wang (2015, *apud* Rebouças, 2017), a escolha do método de modelagem mais apropriado depende do tipo de informação que se deseja encontrar. Como nesta pesquisa buscou-se analisar esforços internos, tensões e deformações em pontes integrais ocasionadas pelas ações indiretas de temperatura, retração e fluência, optou-se por utilizar modelos tridimensionais via Método dos Elementos Finitos (MEF), devido a sua precisão, grande utilização prática em programas comerciais e principalmente por sua capacidade de visualização concisa dos resultados. Além disso, observou-se através da revisão bibliográfica sobre o tema que diversos estudos utilizaram metodologia semelhante, inclusive com comparações dos modelos numéricos com dados experimentais, obtendo bons resultados.

Para todos os modelos desta pesquisa, os encontros, longarinas, transversinas e lajes do tabuleiro foram modelados com elementos do tipo casca. A utilização do elemento finito de casca para os encontros é devido à necessidade de uma realização de interação solo-estrutura (ISE) levando-se em consideração a área real do encontro em contato com o aterro, para permitir uma correta discretização do modelo do solo com uso de molas ao longo de toda a extensão deste elemento. A utilização de elementos de barra para o encontro dificultaria este procedimento, se limitando a apenas uma única dimensão para representar toda a área do encontro.

Para as longarinas e transversinas, também foram adotados elementos de casca, de forma a permitir uma conexão destes elementos com os encontros, e a ligação fosse efetuada levando-se em consideração a posição geométrica real dos elementos estruturais, com os nós dos elementos da longarina sendo conectados aos nós do encontro, ao longo da altura.

O elemento de casca (*thin shell*) foi utilizado para modelar as lajes, longarinas e transversinas, em todos os modelos, sendo todos os elementos considerados moldados no local. Os encontros foram modelados com elementos de casca do tipo *thick elements*, para levar em consideração as deformações transversais devido ao cisalhamento. Este critério para os encontros foi adotado seguindo as recomendações citadas no Manual do SAP 2000, o qual recomenda a utilização de elementos do tipo *thick shell* em regiões de elevada concentração de momentos fletores tais como mudanças repentinas nas espessuras dos elementos e condições de apoio ou próximo de extremidades. Vale salientar que foi realizado um estudo comparativo utilizando-se elementos do tipo *thin shell* para os encontros e a diferença média percentual foi de apenas 1,50%.

3.6.1 Modelo de ponte integral (Grupo 01)

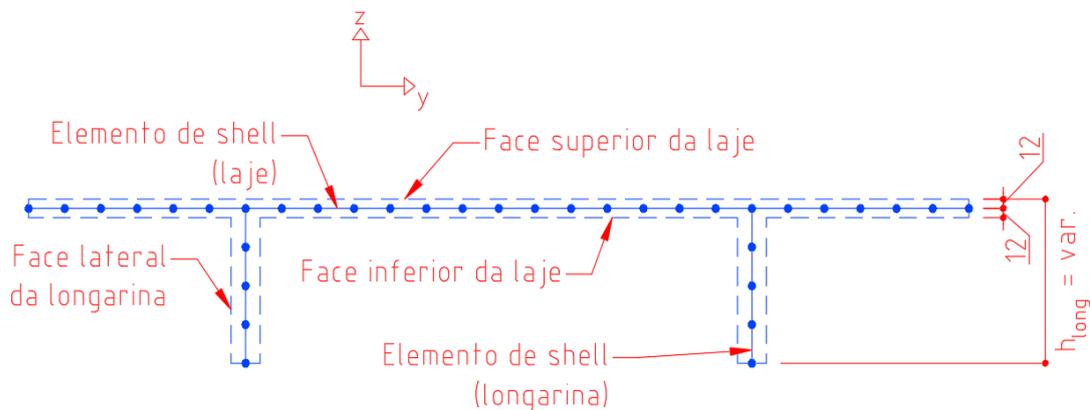
O elemento de casca (*thin shell*) foi utilizado para modelar as lajes, longarinas e transversinas, em todos os modelos, sendo todos os elementos considerados moldados no local. Os encontros foram modelados com elementos de casca do tipo *thick elements*, para levar em consideração as deformações transversais devido ao cisalhamento.

Para todos os modelos foi definido um elemento finito de casca com 4 nós, 50 cm x 50 cm, mantendo a proporção entre dimensões (*aspect ratio*) do elemento igual a 1,00, visto que a utilização de elementos menores demandou muito tempo em trabalho computacional para pouco ganho de precisão, considerando o tamanho dos vãos analisados. A obtenção dos esforços nos elementos de casca dentro do modelo do SAP2000 foi realizada através de integração numérica do campo tensões.

Na região dos pilares, foram utilizadas transversinas de apoio e ao longo dos vãos foram utilizadas transversinas intermediárias, espaçadas a cada 6 metros. O número de transversinas intermediárias varia de acordo com o vão, conforme indicado na Tabela 3-1.

Devido ao fato das lajes e vigas serem consideradas moldadas no local, a ligação entre elas ocorre diretamente através dos nós de cada elemento, sem a consideração de um *link* rígido. Portanto, o elemento de casca da laje do tabuleiro e das longarinas é inserido no nível do centro geométrico do elemento, conforme indicado na Figura 3.11.

Figura 3.11 - Projeção da seção geométrica no modelo MEF.



As estacas e os pilares centrais foram modelados com elementos de barras (*frame elements*). No modelo do Grupo 01, a ligação entre o tabuleiro com os encontros e pilares é realizada diretamente entre os nós dos elementos envolvidos, ou seja, os nós das vigas e encontros (modelados com elemento do tipo *shell*) se apoiam diretamente nos pilares e estacas (modelados com elemento do tipo *frame*), sem a necessidade de utilização de elementos do tipo *links*.

Figura 3.12 - Ligação do tabuleiro com os encontros (Grupos 01 e 02).

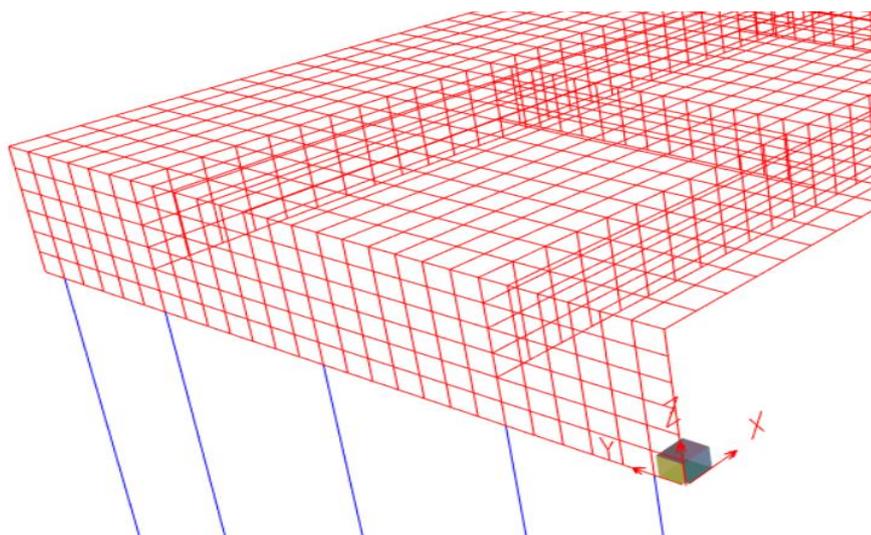
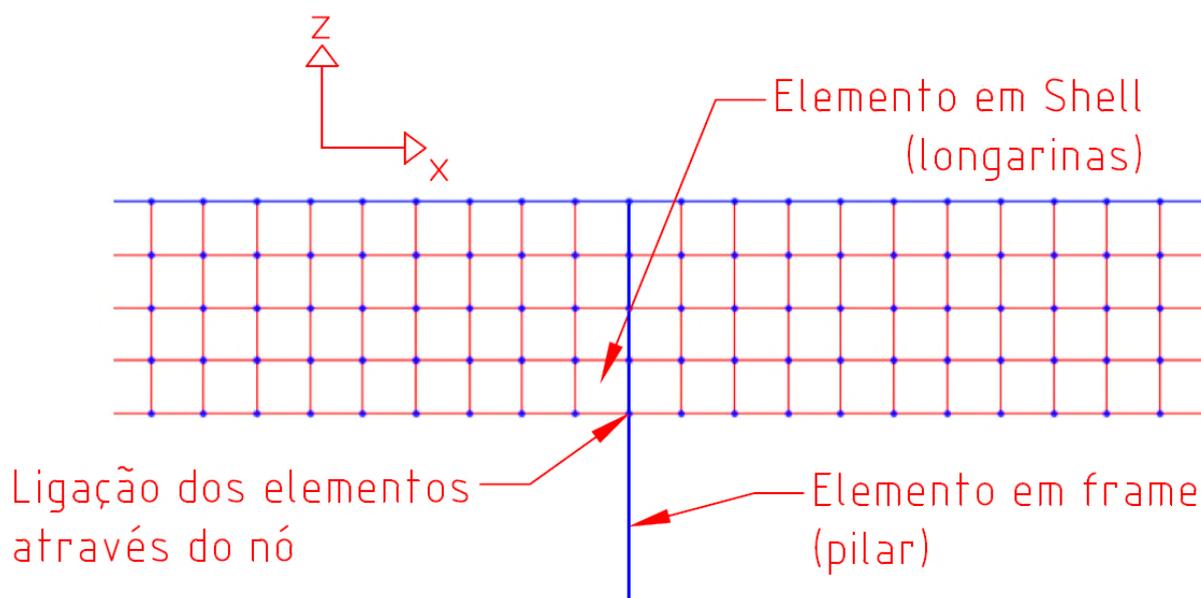
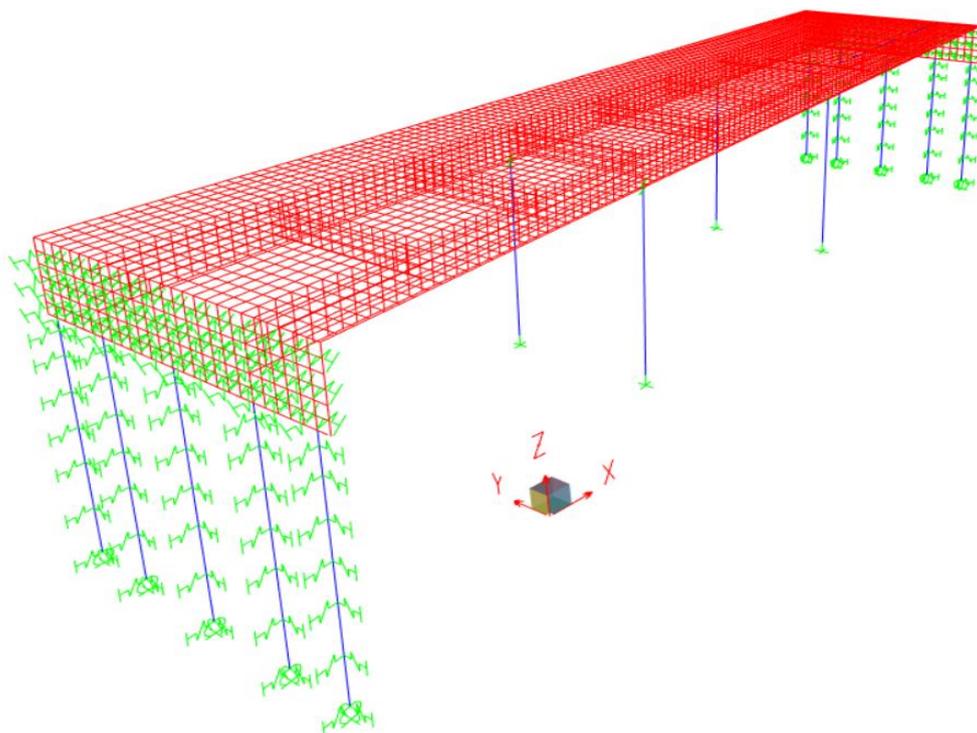


Figura 3.13 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 01).



O modelo estrutural preliminar do Grupo 01 pode ser visto na Figura 3.14. Foram inseridas molas para simular a presença do solo vizinho aos encontros e às estacas. Para simular o terreno vizinho aos encontros foram utilizadas molas de comportamento linear e molas não lineares para simular o solo vizinho às estacas. Este procedimento será explicado mais adiante.

Figura 3.14 – Modelo completo em elementos finitos (Grupo 01).

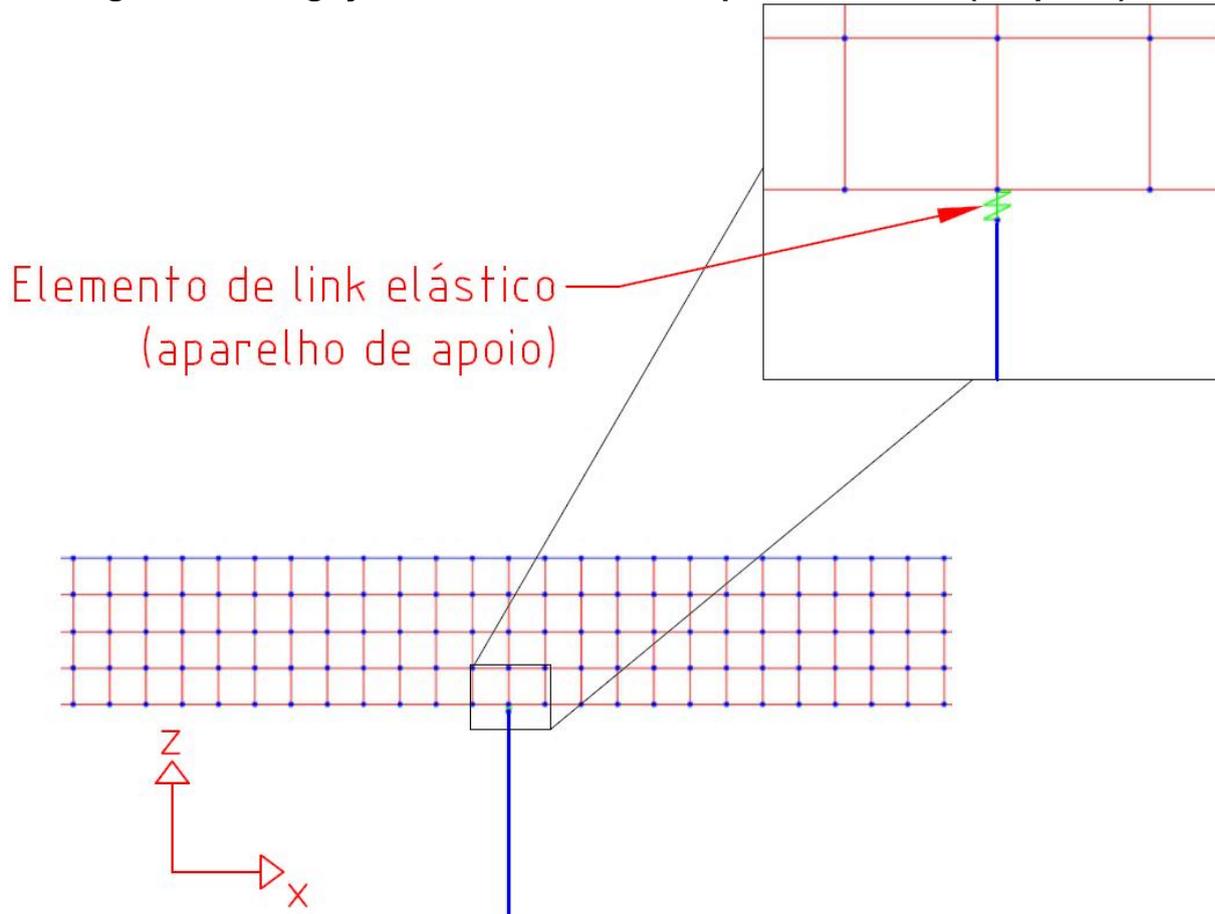


3.6.2 Modelo de ponte com encontros integrais (Grupo 02).

Nos modelos do Grupo 02, os aparelhos de apoio foram introduzidos como elementos de *links* elásticos com comprimento igual a 10 centímetros na região de ligação do tabuleiro com os pilares centrais, com restrição considerada fixa na vertical e rigidez transversal e longitudinal igual a 3500 kN/m, conforme explicado no item 3.5. As rotações não foram restringidas.

Neste modelo, o tabuleiro permanece ligado monoliticamente aos encontros, seguindo o mesmo modelo indicado na Figura 3.12. A Figura 3.15 apresenta a ligação do tabuleiro com os pilares centrais para os modelos do Grupo 02.

Figura 3.15 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 02).



3.6.3 Modelo de ponte com sistema estrutural convencional (Grupo 03)

Nos modelos do Grupo 03, os aparelhos de apoio foram introduzidos como elementos de *links* elásticos com comprimento igual a 10 centímetros na região de ligação do tabuleiro com os pilares centrais e também entre o tabuleiro com os encontros conforme representado nas Figuras 3.16 e 3.17.

Foram adotadas transversinas de extremidades, ligando as duas longarinas na região de apoio sobre os encontros. Para simplificar a apresentação do modelo, estas transversinas não foram representadas na Figura 3.17.

A restrição foi considerada como fixa na vertical e a rigidez transversal e longitudinal igual a 3500 kN/m, conforme modelos anteriores. As rotações não foram restringidas.

Nos modelos do Grupo 03, os vãos foram separados por juntas de dilatação de 5 centímetros, formando três vãos isostáticos. A ligação de cada vão com os pilares centrais foi realizada através de *links* rígidos, conforme apresenta a Figura 3.16.

Figura 3.16 - Ligação do tabuleiro com os pilares centrais (Grupo 03).

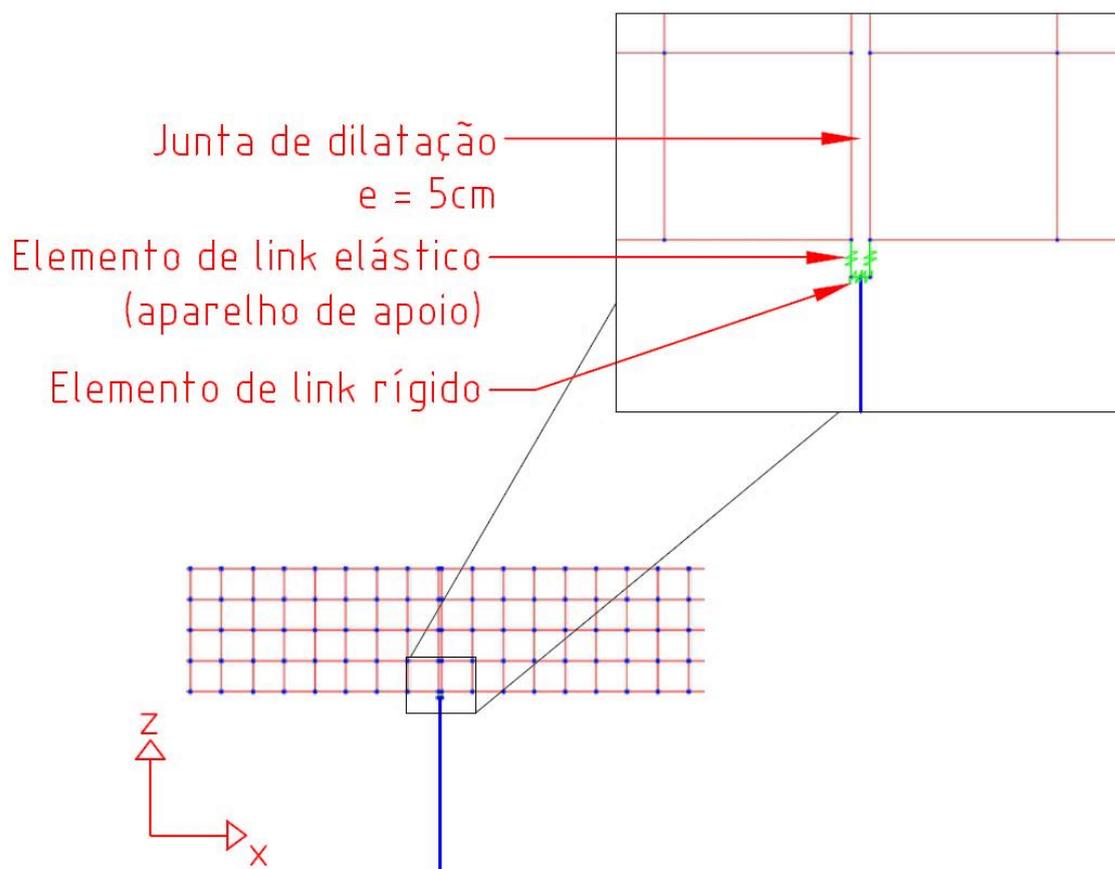
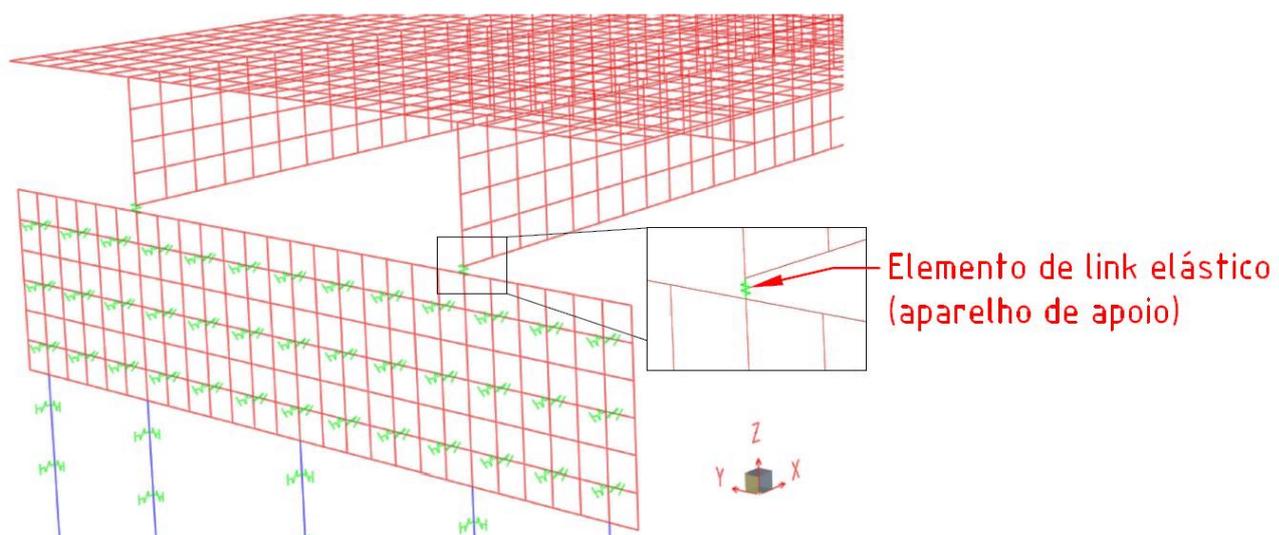


Figura 3.17 - Ligação do tabuleiro com os encontros (Grupo 03).



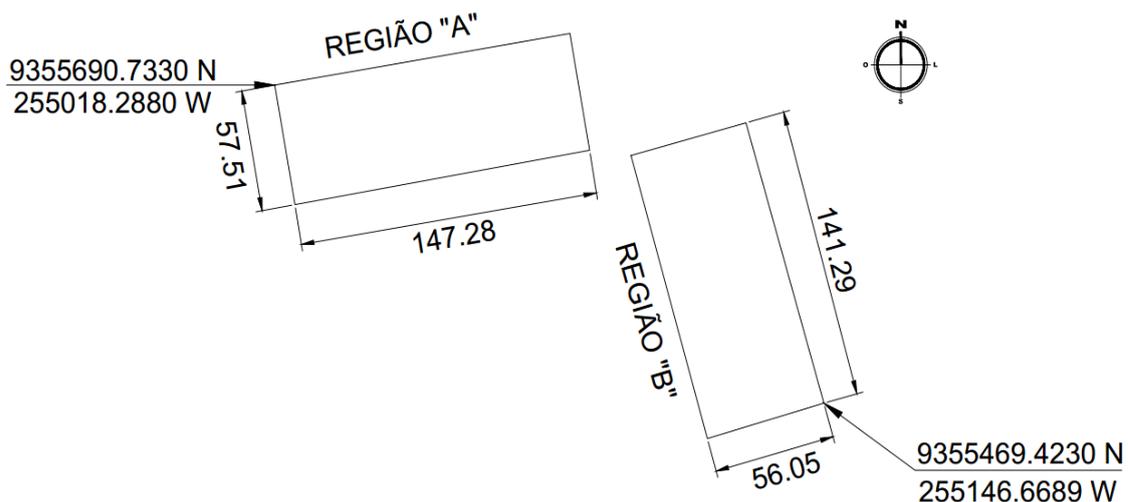
3.7 Considerações sobre a interação solo-estrutura

Nesta pesquisa foram utilizados dados de sondagem e curvas p - y obtidas por ensaios de prova de carga lateral em estacas realizados por Araújo (2013), em região próxima à Avenida Prudente de Moraes, situada no Município de Natal, no Estado do Rio Grande do Norte. Os experimentos foram executados em duas regiões distintas da obra, denominadas neste trabalho por Região A e Região B. Em ambas as regiões há um aterro superficial de areia pura, com 3 metros de espessura. A mesma areia foi utilizada em ambos os aterros, sendo a compactação procedida com densidades relativas (D_r) de 45% na Região A e de 70% na Região B.

Araújo (2013) trabalhou com sondagens SPT em duas regiões de estudo. Na Região A foram feitas 4 sondagens, enquanto na Região B foram executadas 10 sondagens. As sondagens realizadas na Região B foram feitas antes da execução do aterro. Vale ressaltar que nesta pesquisa foi considerado que a ponte em estudo será construída na Região A, de forma que foram utilizadas somente as curvas p - y obtidas por Araújo (2013) para esta região.

A Figura 3.18 apresenta a locação das sondagens SPT nas duas regiões estudadas por Araújo (2013).

Figura 3.18 - Locação das sondagens SPT nas regiões A e B da obra.



Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

A prática internacional sugere normalizar o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) com base no padrão americano de N_{60} , ou seja, a energia liberada da queda do martelo referida a 60% da energia teórica (Schnaid, 2000 *apud* Araújo, 2013). Esta

correção é feita através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência teórica, de acordo com a Equação (3.1):

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} * Energia\ aplicada}{0,60} \quad (3.1)$$

Além da correção da energia de cravação, é recomendável, para ensaios realizados em solos granulares, corrigir o valor de N_{SPT} considerando o nível médio de tensões na profundidade onde o ensaio está sendo executado. Décourt (1989) *apud* Araújo (2013) recomenda que os valores de N_{60} sejam corrigidos pelas Equações (3.2) e (3.3).

$$(N_{60})_1 = C_N \times N_{60} \quad (3.2)$$

$$C_N = \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})} \right]^{0,5} \quad (3.3)$$

Onde:

$(N_{60})_1$: Valor de referência de resistência à penetração corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa;

C_N : Correção devida à tensão efetiva de sobrecarga;

$(\sigma'_{oct})_1$: Tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob tensão vertical efetiva de 100 kPa;

(σ'_{oct}) : Tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado.

A Figura 3.19 apresenta perfil típico do subsolo da região A, apresentando os valores médios de N_{60} e $(N_{60})_1$ obtidos a partir das sondagens, juntamente com o desvio padrão. Para os ensaios, não foi encontrado o nível do lençol freático nas duas regiões em estudo.

Figura 3.19 - Perfil típico do subsolo da Região A.

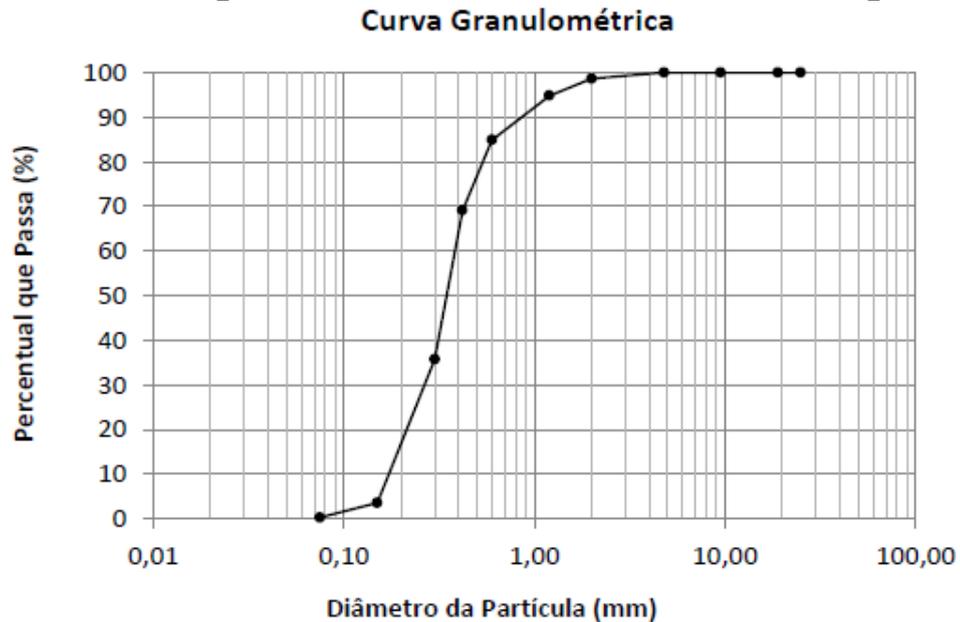
Prof. (m)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	N60	(N60)1	qt (MPa)	Rf (%)	Classificação
1	31.6	16	5	14	1.03	1.31	Aterro composto por areia fina a grossa, compactado com Df=45%
2	31.6	16	13	22	3.09	0.19	
3	31.6	16	8	13	10.66	0.56	
4	35.9	17	13	18	15.81	0.75	Areia média a fina, medianamente compacta a compacta, de cor amarelada.
5	37.0	17	17	19	18.82	0.81	
6	41.0	18	34	34	25.81	1.00	
7	38.3	18	27	25	14.44	0.63	Areia pouco argilosa, medianamente compacta a compacta de cor amarelada.
8	36.3	18	23	17	17.53	0.56	
9	35.4	17	18	15	10.31	0.38	
10	36.5	17	22	17	27.50	0.69	Areia fina argilosa, compacta a muito compacta, de cor cinza
11	36.5	17	24	17	52.25	0.88	
12	35.8	17	22	15	23.72	0.59	
13	35.8	17	24	16	19.25	0.59	
14	35.8	17	25	16	20.28	0.59	
15	36.7	17	29	18	19.94	0.55	

Obs.: Linhas Cheias - Valores médios; Linhas tracejadas- desvio padrão.

Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Outra característica do solo das regiões é dada pela curva granulométrica mostrada na Figura 3.20.

Figura 3.20 - Curva granulométrica da areia dos aterros das regiões A e B.



Fonte: Araújo (2013).

A partir dos dados de solo mostrados anteriormente, pode-se classificar o tipo de solo, baseado nos resultados do N_{SPT} através dos parâmetros da NBR 6484 (2001).

3.7.1 Classificação do solo de acordo com a NBR 6484 (2001)

Segundo a NBR 6484 (2001), o relatório de sondagem deve fornecer junto com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência de acordo com a tabela indicada no Anexo A da norma citada e mostrada na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 - Classificação dos solos arenosos e coesivos.

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484 (2001) - Anexo A.

As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos (NBR 6484, 2001).

3.7.2 Interação Solo-estaca

Cada encontro da ponte possui uma linha de 05 (cinco) estacas do tipo hélice contínua, com diâmetro igual a 60 centímetros e comprimento total igual a 10 metros. A interação solo-estaca (ISE) ao longo do comprimento da estaca foi definida através

de curvas p - y obtidas por Araújo (2013) que são curvas que correlacionam um carregamento não linear horizontal em uma seção da estaca com o respectivo deslocamento lateral do solo. Essas curvas experimentais p - y foram geradas através do método do *American Petroleum Institute* (1993) a partir dos resultados de provas de carga, para as estacas hélice contínua e metálica em solos não coesivos. Como dados de entrada, Araújo (2013) considerou as características geométricas das estacas, os valores de resistência ao cisalhamento e de peso específico do solo que envolve a estaca e a forma de carregamento aplicado. Através desses dados, o comportamento não linear do solo foi obtido. Para construir as curvas p - y conforme o método do *American Petroleum Institute* (1993) foi utilizada a formulação hiperbólica dada na Equação (2.31), a qual relaciona a resistência do solo e o deslocamento horizontal da estaca. Ademais, as curvas p - y calculadas pelo método do API (1993) utilizaram os valores de ângulo de atrito e peso específico do solo ao longo do perfil apresentados na Figura 3.19. Além de ϕ e γ , foi necessário determinar a inclinação inicial k da curva p - y , obtidas através da Figura 2.40, apresentada no Capítulo 2. A Tabela 3-6 apresenta os valores de k encontrados para as Regiões A ao longo da profundidade.

Tabela 3-6 - Valores da inclinação inicial das curvas p - y ao longo da profundidade para a Região A.

Valores de n_h (MN/m ³)	
Profundidade (m)	Região A
1	18,8
2	18,8
3	18,8
4	42,5
5	51,0
6	80,0
7	66,7
8	45,1
9	38,3
10	45,1

Fonte: Araújo (2013).

Para as estacas hélice contínua, a primeira curva p - y foi construída em 0,50 metros de profundidade. As demais curvas foram construídas para as profundidades de 1,5 metros, 3 metros, 4,5 metros, 6 metros, 8 metros e 10 metros.

3.7.3 Modelagem da Interação Solo-Estaca

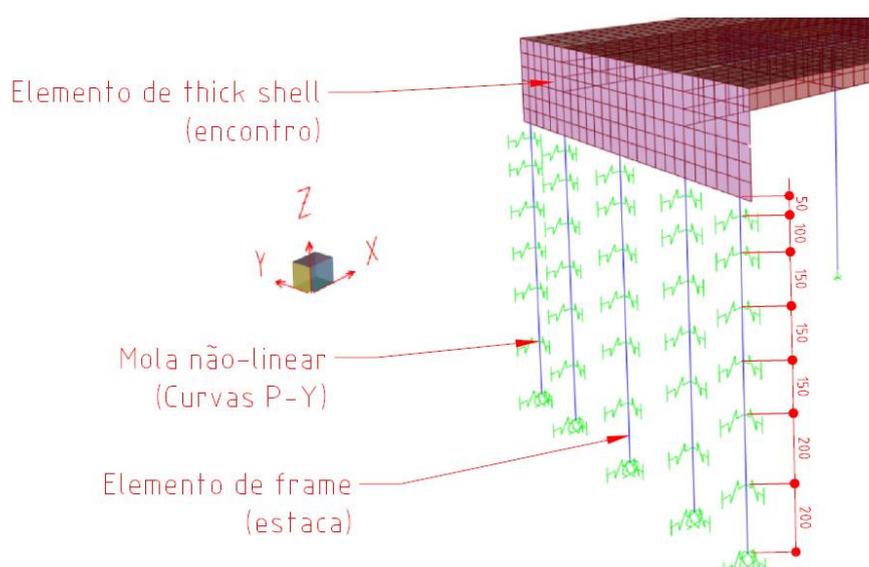
No programa SAP2000, as estacas foram modeladas como elementos de barras (*Frame Elements*) com as respectivas características físicas e geométricas conforme explicado anteriormente.

As curvas $p-y$ foram inseridas no modelo do SAP2000 através de *links* elásticos com propriedades não lineares, definidos para cada profundidade considerada. O comprimento total das estacas é de 10 metros. O elemento de barra foi dividido em elementos com os mesmos espaçamentos que as profundidades definidas para as curvas $p-y$ obtidas por Araújo (2013).

Os *links* elásticos com os dados contendo os valores das curvas $p-y$ correspondentes a cada profundidade foram adotados para as direções X e Y das estacas de fundações, que correspondem aos eixos longitudinal e transversal da ponte, respectivamente, representando uma restrição ao movimento nestas duas direções. Na base da estaca, foi considerada uma vinculação de apoio do segundo gênero.

A partir deste lançamento, pôde-se obter a configuração da ponte em vista 3D, como indicado na Figura 3.21.

Figura 3.21 – Modelo das estacas e dos *links* não lineares para simular o solo.



3.7.4 Interação Solo-encontro

Cabe destacar a necessidade da realização de dois tipos de modelagem para o aterro localizado vizinho ao encontro. Justifica-se esta medida pelo comportamento dos encontros frente à expansão ou contração da superestrutura. Quando esta se contrai, por exemplo, devido à retração ou fluência do concreto, para vigas não protendidas, os encontros sofrem um deslocamento em direção contrária ao aterro, e nesse caso, não foram utilizadas molas lineares para simular a rigidez do solo. Por outro lado, uma ação de variação positiva de temperatura leva a uma compressão dos encontros contra o solo, sendo necessária a consideração das molas ao longo dos mesmos. Portanto, nessa pesquisa a interação solo-encontro somente foi considerada para as combinações que consideram a ação da temperatura, uma vez que somente variações positivas foram adotadas. Para análise das ações de fluência e retração não foram inseridas molas nos encontros.

Para análise dos efeitos térmicos, a interação solo-encontro foi definida através de molas de comportamento linear (Modelo de Winkler), que apresentam valores para suas constantes elásticas conforme o tipo de solo adotado.

As molas foram inseridas no modelo do SAP2000 e definidas para espaçamentos iguais a 1 metro, ao longo da altura e largura do encontro. A altura total dos encontros para os modelos dos Grupos 01 e 02 é igual a 3 metros.

Foram adotados para o aterro, areia medianamente compacta, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 3-7, onde “c” é a coesão, ϕ o ângulo de atrito do solo e γ o peso específico do solo.

Tabela 3-7 - Parâmetros do aterro (areia medianamente compacta).

Propriedades	Aterro (areia medianamente compacta)
c (kN/m ²)	0
ϕ (°)	30
γ (kN/m ³)	18

O valor adotado para o coeficiente de reação horizontal do aterro é igual a 19000 kN/m², valor este sugerido por Terzaghi (1955) para solos arenosos compactados.

Inicialmente, os coeficientes k das molas foram obtidos conforme a Equação (2.28), demonstrada no item 2.11.1.

A Tabela 3-8 apresenta os valores iniciais do coeficiente k da mola, já calculados para os modelos dos Grupos 01 e 02, para as respectivas profundidades, considerando o comprimento de influência de cada mola igual a 1 metro.

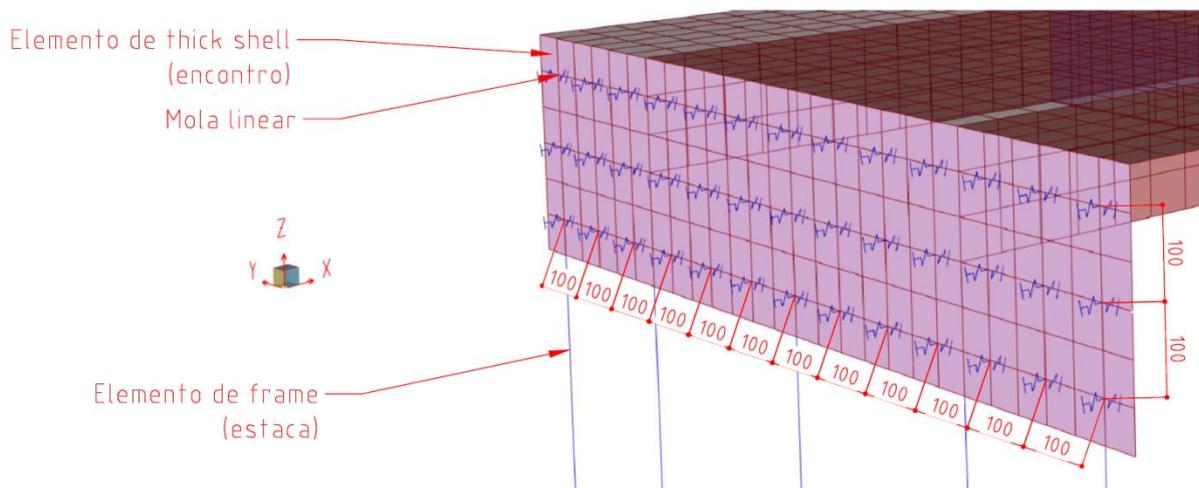
Tabela 3-8 - Valores iniciais do coeficiente de mola para Grupos 01 e 02.

nh (kN/m ²)	z (m)	l (m)	k _{mola} (kN/m)
19000,00	-1,00	1,00	19000,00
19000,00	-2,00	1,00	38000,00
19000,00	-3,00	1,00	57000,00

O cálculo dos valores de rigidez das molas lineares, em kN/m, foi realizado para as direções globais X e Y, que representam o eixo longitudinal e transversal da ponte, respectivamente. O Eixo Z é o eixo vertical e seu referencial de origem encontra-se no topo do encontro.

As molas lineares foram usadas para representar o solo no entorno do encontro e funcionam como uma base elástica. As constantes das molas lineares (rigidezes) estão apresentadas na Tabela 3-8. No SAP 2000, os encontros da ponte foram modelados com elementos de casca. A Figura 3.22 apresenta a modelagem da interação solo-encontro para os modelos citados.

Figura 3.22 - Modelo dos encontros e das molas lineares para simular o solo (Grupos 01 e 02).



Após definição dos valores iniciais da rigidez das molas lineares que simulam o solo vizinho ao encontro, foi efetuada uma retro análise da estrutura com utilização de um procedimento iterativo linear, para cálculo dos valores finais da rigidez destas molas. Este procedimento pode ser descrito pela equação:

$$k_{i+1} = \frac{F_i(k_i)}{\Delta_i(k_i)} \quad (3.4)$$

Para a primeira análise, os valores de k foram os definidos anteriormente. A partir destes valores, efetuou-se uma análise no SAP2000, utilizando-se o carregamento proveniente da ação do gradiente térmico. Esta ação irá gerar deformações e forças nas molas implementadas no modelo, as quais são representadas por $\Delta_i(k_i)$ e $F_i(k_i)$, respectivamente. A partir destes valores de deformações e forças, foi calculada a rigidez k_{i+1} , referente à rigidez da mola a ser implementada para a etapa posterior. O procedimento foi repetido até se atingir uma tolerância menor ou igual a 5%. Em geral, foram necessárias apenas duas iterações para se atingir a tolerância desejada.

Os valores dos parâmetros adotados para o empuxo do aterro sobre o encontro foram estabelecidos de acordo com a NBR 7187 (2003), e serão apresentados em item mais adiante referente às ações de empuxo.

3.8 Ações atuantes nos modelos de estudo

O levantamento das ações atuantes nos modelos de ponte desta pesquisa foi feito de acordo com as prescrições das normas pertinentes e com bibliografias relacionadas ao tema. A NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento (ABNT, 2003) esclarece quais ações devem ser consideradas nos projetos de pontes, classificando-as em permanentes, variáveis e excepcionais. Usualmente, as ações de maiores valores atuantes na superestrutura são devidas ao peso próprio, à sobrecarga permanente, vento e à carga móvel.

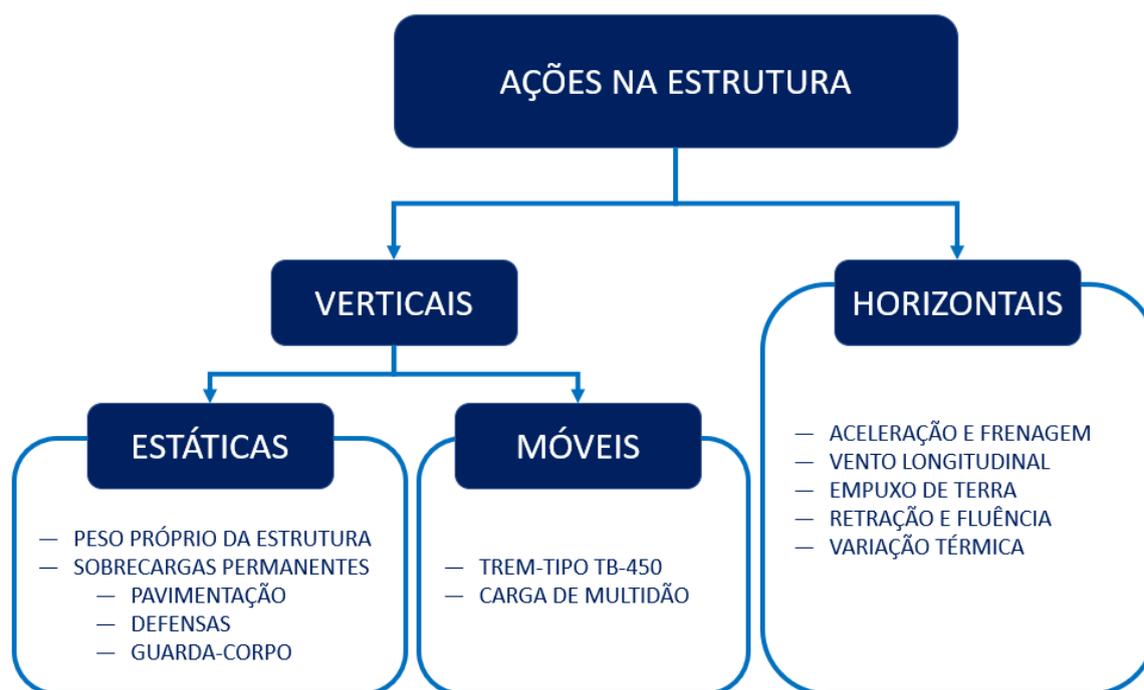
Nas pontes integrais e nas demais pontes hiperestáticas, além das ações referidas anteriormente, as denominadas ações indiretas (retração, fluência, temperatura) também acarretam esforços importantes. Devido à continuidade da superestrutura e à ausência de mobilidade entre esta e os encontros, essas ações têm

uma importância superior, uma vez que geram na estrutura esforços internos que podem levar a estados limites (Soares, 2011). Nesta pesquisa, as ações de retração e fluência foram analisadas separadamente das ações térmicas.

Usualmente, as ações em estruturas de pontes são definidas segundo as normas NBR 7187 (2003), NBR 7188 (2013), NBR 6118 (2014) e NBR 6123 (1988). Além das citadas, este trabalho também considerou a NBR 7187 (1987), para consideração das ações de variação de temperatura.

É importante ressaltar que algumas ações foram introduzidas no programa SAP2000, ao passo que outras foram obtidas pelo próprio programa a partir de dados de entrada, tais como: seção transversal (dimensões, tipo, quantidade de longarinas), tipo de material, resistência característica do concreto, classe da ponte dentre outros. Nesta pesquisa, foram consideradas as ações horizontais e verticais indicadas na Figura 3.24.

Figura 3.24 - Resumo das ações verticais e horizontais atuantes nos modelos de pontes em estudo.

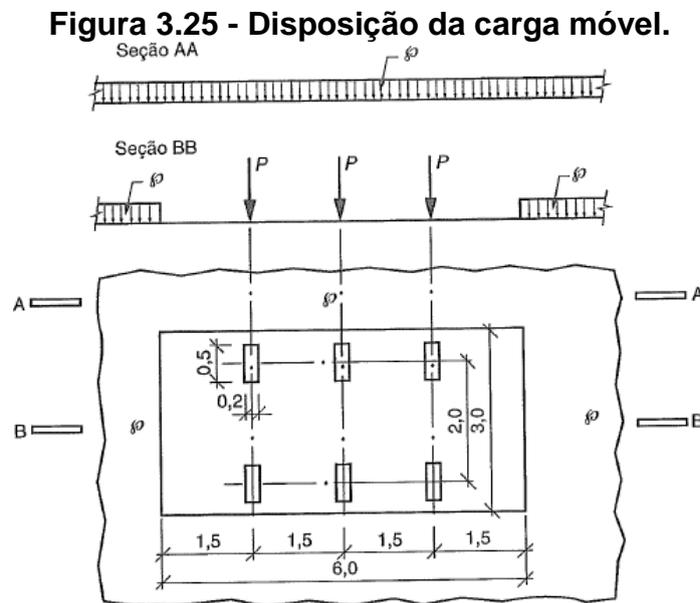


3.8.1 Ações verticais

As ações verticais permanentes consistem, basicamente, nas cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais, tais como lajes em concreto armado,

longarinas e transversinas e sobrecargas permanentes de barreiras laterais, revestimento asfáltico e guarda-corpos. O peso próprio é calculado de forma automática pelo SAP2000, a partir das definições geométricas e características dos materiais. As cargas de barreiras, pavimentação e guarda-corpos foram calculadas conforma prescreve a NBR 7187 (2003). O cálculo destas ações está demonstrado no Anexo A.

Para as ações verticais móveis, foi considerada a carga móvel rodoviária padrão TB-450 que é definida pela NBR 7188 (2013) como sendo um veículo tipo de 450 kN, que é composto por um veículo com seis rodas ($P = 75$ kN por roda) dispostas em três eixos afastados entre si de 1,50 metros e área de ocupação de 18,00 m², circundado por uma carga distribuída uniforme (p) de 5,00 kN/ m², conforme apresenta a Figura 3.25.



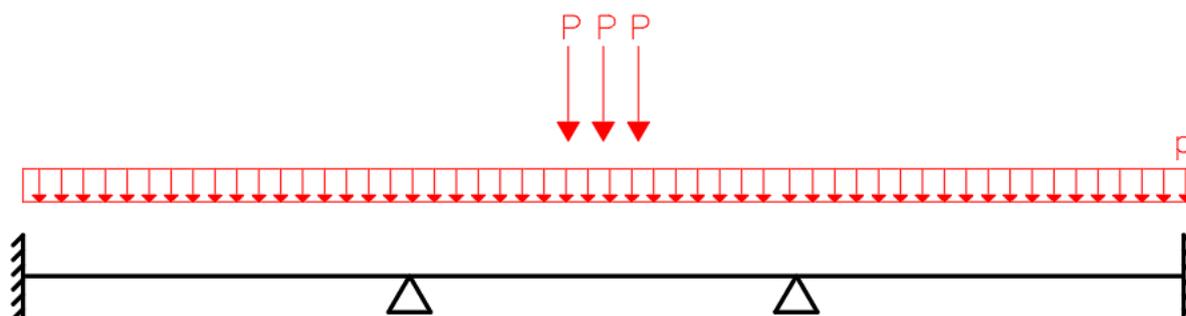
Fonte: NBR 7188 (2013).

A Figura 3.26 mostra o TB-450 que foi modelado no programa SAP2000, ainda sem a aplicação do coeficiente de impacto. Cabe salientar que o programa considera carga de multidão nos locais de aplicação das cargas pontuais do trem-tipo, ou seja, considera a carga de multidão abaixo do veículo, o que não é previsto na norma brasileira. Diante desta situação foi necessário um artifício para corrigir o valor do carregamento do veículo-tipo, recalculando-se as cargas P (carga por roda) e p , para o TB-450, chegando-se a um valor para um trem tipo homogeneizado, reduzindo-se da carga do veículo a carga de multidão situada abaixo dele, da seguinte forma:

$$P = \frac{75\text{kN} \times 6 - (5 \times 3 \times 6)}{6} = 60 \text{ kN/roda} \quad (3.5)$$

$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6)$$

Figura 3.26 - Trem-tipo longitudinal homogeneizado.



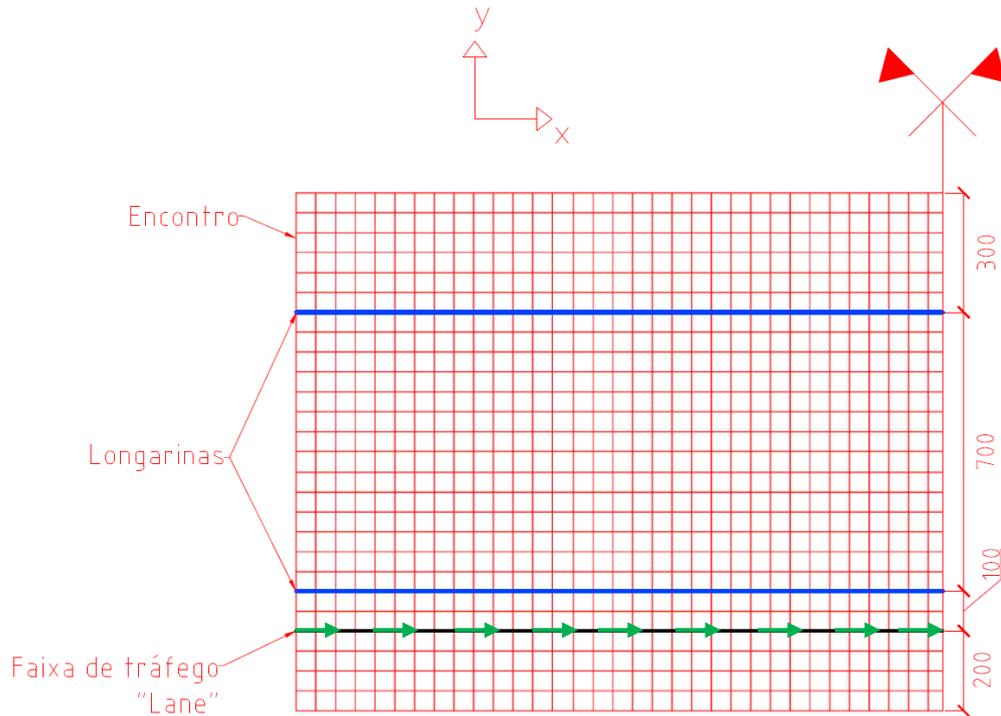
3.8.1.1 Modelagem do carregamento móvel

Neste estudo, foram utilizados dois tipos de combinações existentes no modelo do SAP2000, as quais serão detalhadas posteriormente: **(1)** combinação linear e **(2)** combinação linear de etapas construtivas (*Staged Construction*). A primeira foi utilizada para avaliação dos efeitos provocados pela ação da temperatura enquanto que a segunda foi utilizada para estimativa dos efeitos reológicos de retração e fluência.

Dentro do modelo de análise do SAP2000, a carga móvel é tratada de forma diferente para cada combinação. Este item tem como objetivo esclarecer a modelagem do carregamento móvel para cada uma delas, dentro do modelo de elementos finitos.

Para o caso da combinação linear (1), foi criado um tipo de carregamento móvel dentro do modelo (*Moving Load*), a partir da definição de um trem tipo com valores calculados anteriormente. A partir disso, foi inserida uma faixa de tráfego (*Lane*) para simular a passagem do veículo ao longo de todo o comprimento da ponte. Portanto, nesta combinação a análise do carregamento móvel é do tipo dinâmica e o próprio *software* calcula de forma automática as linhas de influências dos efeitos desejados bem como a envoltórias de esforços. A Figura 3.27 apresenta a faixa de tráfego criada para simular a passagem do veículo na combinação do tipo linear (1).

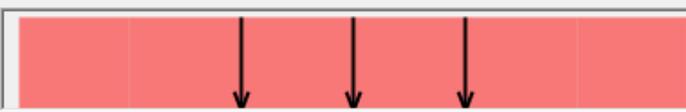
Figura 3.27 - Vista superior da ponte e localização da faixa de tráfego.



A Figura 3.28 apresenta um exemplo da definição das cargas destinadas ao trem-tipo no SAP2000. No exemplo é apresentado o trem-tipo do modelo referente à ponte com vão total igual a 36 metros.

Figura 3.28 - Exemplo de definição do trem tipo no SAP2000 (ponte com L=36metros).

Vehicle name: TR 45 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		84,	0,
Leading Load	Infinite		84,	0,
Fixed Length	1,5		84,	201,6
Fixed Length	1,5		84,	201,6
Fixed Length	1,5		84,	201,6
Fixed Length	1,5		84,	0,
Trailing Load	Infinite		84,	

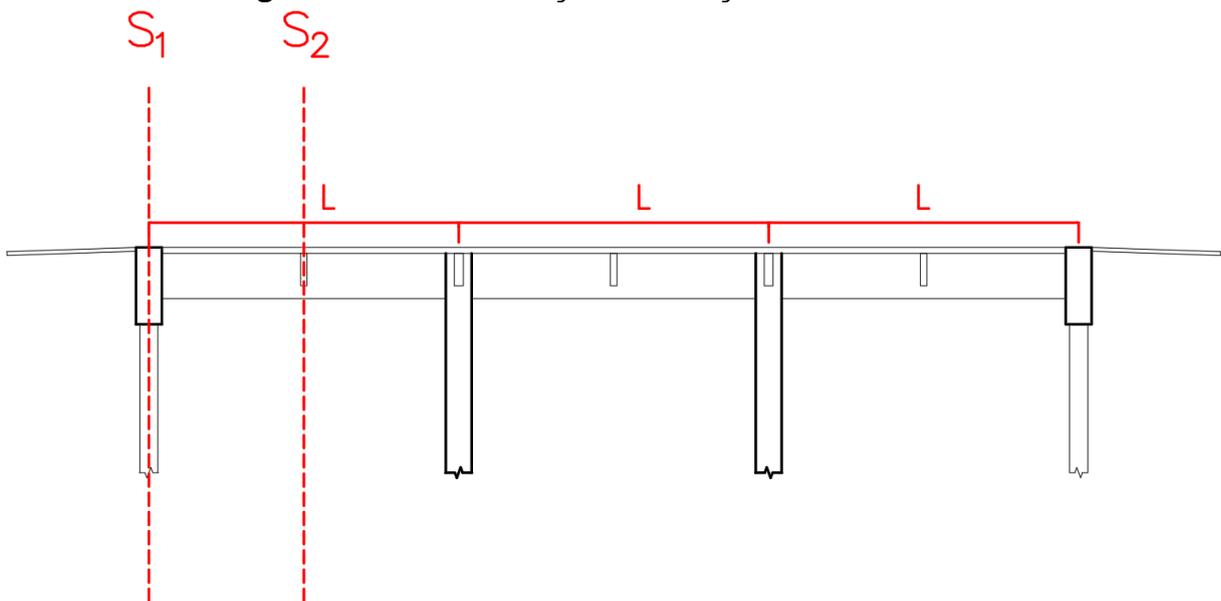
Carga por eixo →

Por outro lado, na combinação do tipo linear de etapas construtivas (*Staged Construction*), utilizada para análise dos efeitos de retração e fluência, o SAP2000 não permite a utilização de um carregamento móvel dinâmico, limitando-se apenas à utilização de uma carga móvel estática equivalente. Neste caso o veículo tipo deve ser aplicado por meio de cargas nodais enquanto que a carga de multidão deve ser aplicada como carga distribuída sobre a área da laje, incluindo a área destinada ao veículo, conforme apresentado no item 3.8.1. Desta forma, a envoltória dos esforços foi realizada manualmente, calculando-se os valores máximos e mínimos de cada esforço que se deseja analisar, para todas as seções principais da ponte.

Neste trabalho, por simplificação, foram analisados apenas os esforços atuantes máximos, em módulo, em duas seções de interesse: seção do encontro (**S1**) e seção do meio do vão de extremidade da ponte (**S2**), conforme indicado na Figura 3.29. Portanto, por simplificação, não foi realizada uma envoltória dos esforços para todas as seções, limitando-se esta envoltória apenas às seções (**S1**) e (**S2**).

A seção (**S1**) foi escolhida por ser uma das seções mais influenciadas pelas ações de fluência e retração, conforme Figura 2.30, apresentada no Capítulo 2. Portanto, trata-se de seção localizada na extremidade da ponte, na região do encontro. A seção (**S2**) foi escolhida por se tratar de uma seção localizada no meio do vão de extremidade. Vale salientar que o vão de extremidade foi escolhido por apresentar momentos positivos com maiores valores do que o vão central.

Figura 3.29 - Localização das seções de interesse.



As Figuras 3.30 e 3.31 apresentam a posição do trem-tipo adotada, de acordo com as linhas de influência para análise do momento fletor negativo mínimo no encontro (seção S1) e do momento fletor positivo máximo no meio do vão de extremidade (seção S2), respectivamente.

Figura 3.30 - Linha de influência do momento fletor mínimo no encontro e posicionamento do trem-tipo.

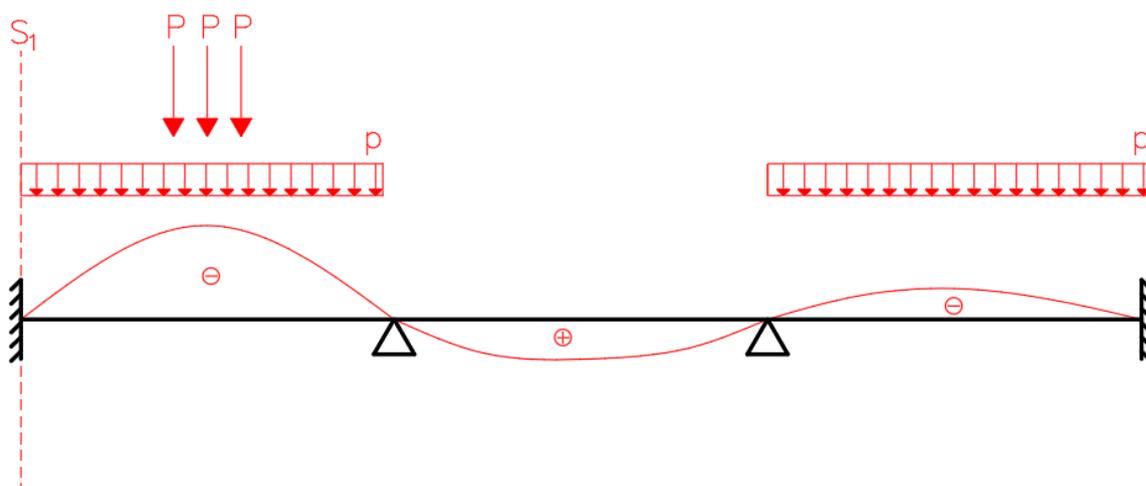
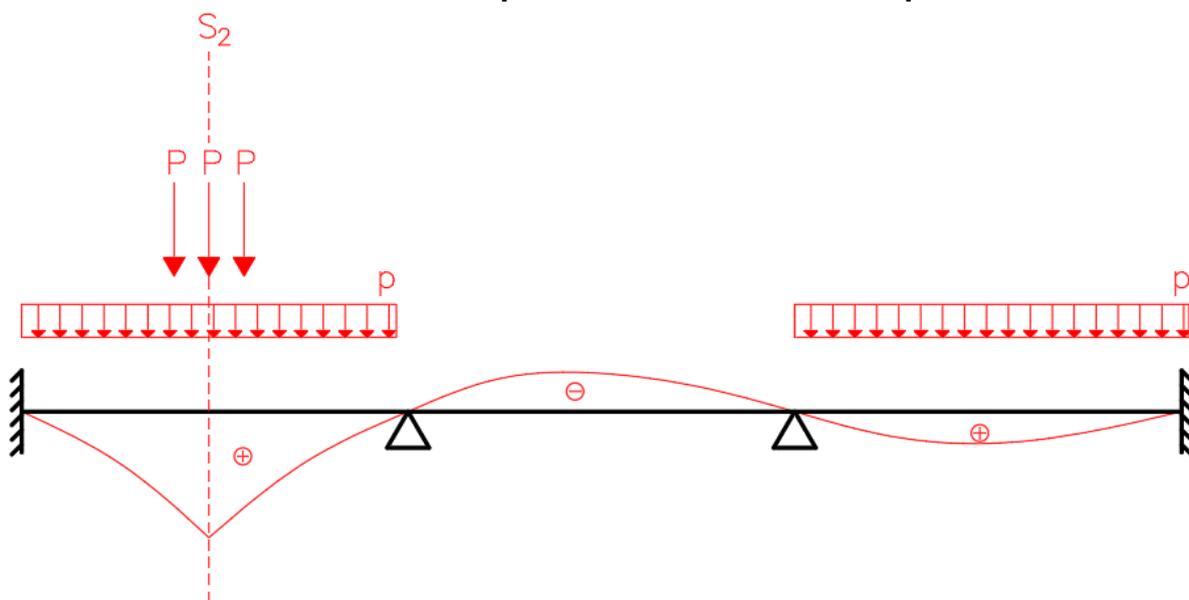


Figura 3.31 - Linha de influência do momento fletor máximo no meio do vão de extremidade e posicionamento do trem-tipo.



As Figuras 3.32 e Figura 3.33 apresentam o posicionamento da carga móvel de acordo com as linhas de influência de momento fletor, de forma a gerar os máximos momentos fletores, em módulo, nas seções (S1) e (S2).

Figura 3.32 - Aplicação da carga móvel estática equivalente (Veículo-tipo).

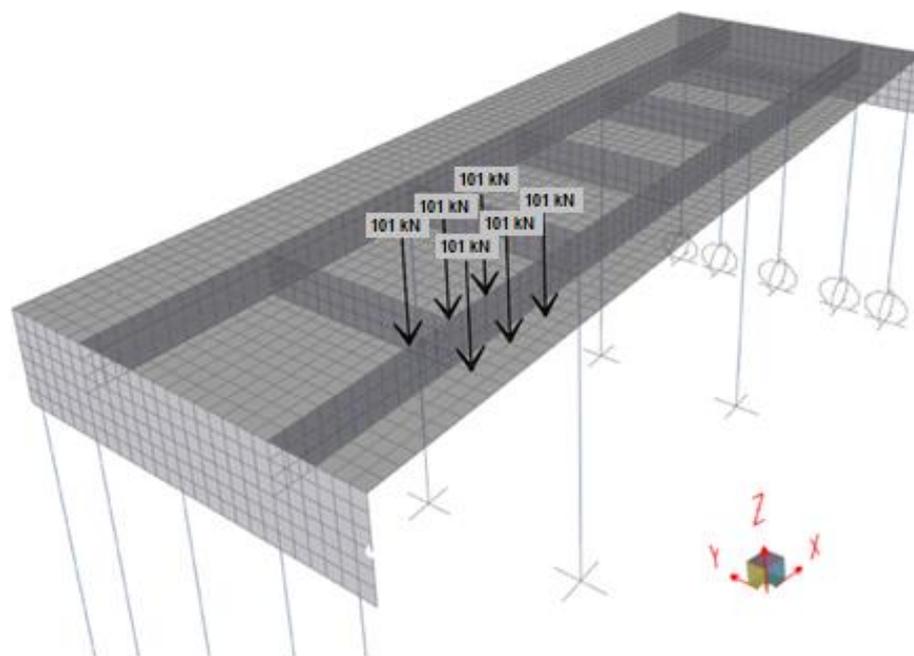
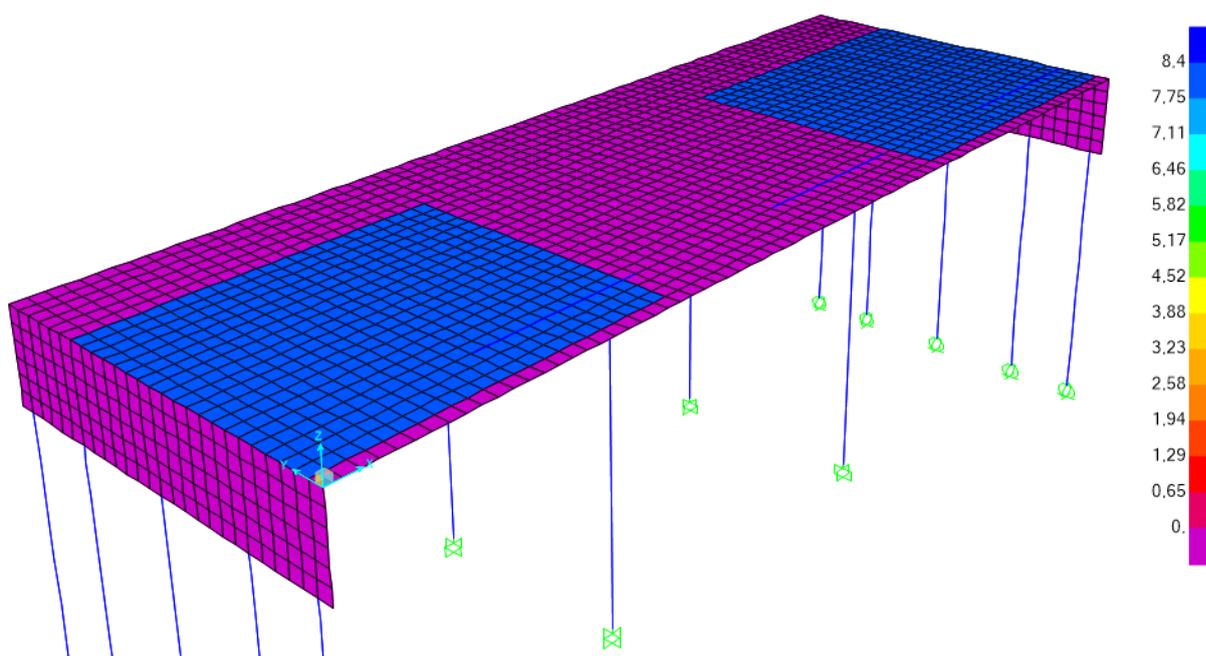


Figura 3.33 - Aplicação da carga móvel estática equivalente (carga de multidão em kN/m²).



3.8.2 Ações horizontais longitudinais

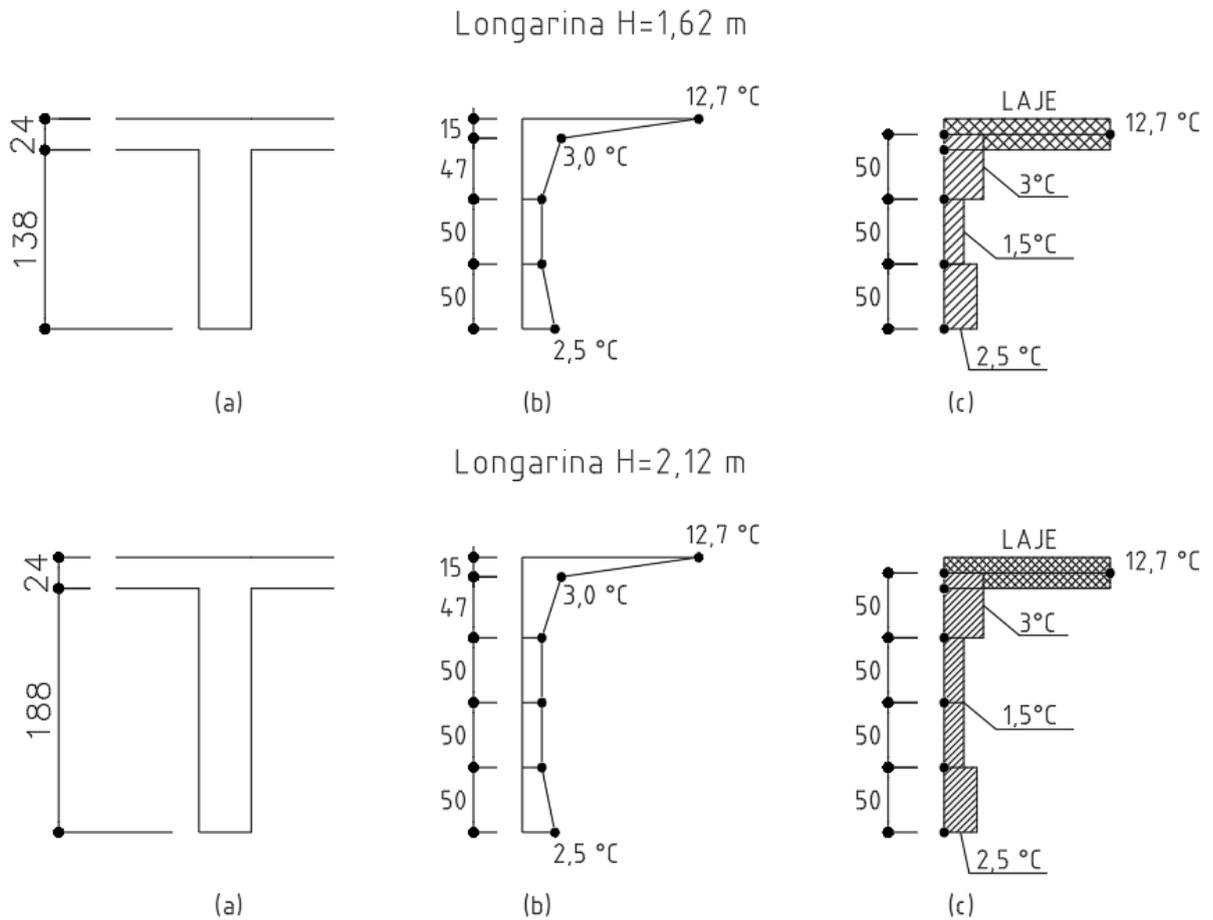
As ações horizontais são especialmente relevantes em estruturas de pontes integrais por se tratarem de forças aplicadas, muitas vezes, diretamente na superestrutura e que geram esforços solicitantes consideráveis devido às restrições provocadas pelos encontros e estacas de fundações. Os detalhes de seus cálculos estão no Anexo A desta pesquisa, sendo mostrados nesse item apenas os critérios para o cálculo destas ações.

3.8.2.1 Efeitos da variação de temperatura

Este estudo utilizou as recomendações da NBR 6118 (2014) e da NBR 7187 (1987) como base para a consideração da carga térmica, que considera um gradiente térmico e uma variação uniforme de temperatura, atuando separadamente. Ademais, foi considerado nessa pesquisa a ação de um gradiente térmico proposto pelo autor, adaptado do modelo apresentado pela NBR 7187 (1987) e do modelo apresentado por El Debs & Takeya (2009), conforme explicado no item 2.6 do Capítulo 2. O gradiente térmico proposto pelo autor foi utilizado para cálculo dos esforços internos em todos os modelos analisados. Ressalta-se que todo procedimento de cálculo do gradiente térmico encontra-se no Anexo A desta pesquisa.

Por limitações do *software* SAP 2000, a modelagem do gradiente de temperatura proposto teve que ser realizada através de uma composição de diagramas uniformes de temperatura, distribuídos nos respectivos elementos finitos do modelo, conforme indicado na Figura 3.34(c).

Figura 3.34 - Gradiente térmico adaptado:
a) Seção transversal da viga; b) Gradiente térmico adaptado; c) Modelagem do gradiente térmico.



Pode-se notar que neste caso, a variação de temperatura atribuída para a face superior da seção transversal foi igual a $12,7\text{ }^{\circ}\text{C}$, correspondendo à amplitude térmica para a cidade de Natal/RN, conforme Tabela 3-10, sendo este o valor de variação térmica mais representativo para a região estudada.

Tabela 3-10 - Registros de temperaturas máximas e mínimas em algumas capitais brasileiras.

UF	CAPITAIS	MÁXIMA (°C)	MÍNIMA (°C)
RO	Porto Velho (4)	34.8	15.0
AM.	Manaus (5)	36.3	18.3
PA	Belém (5)	33.8	20.8
AP	Macapá (1)	34.0	21.2
MA	São Luís (1)	32.8	20.6
PI	Teresina (1)	38.1	17.8
CE	Fortaleza (5)	33.3	21.3
RN	Natal (5)	31.0	18.3
PB	João Pessoa (5)	31.2	19.0
PE	Recife (5)	32.0	18.4
AL	Maceió (1)	34.4	18.0
SE	Aracaju (3)	32.6	18.0
BA	Salvador (1)	32.8	19.6
MG	Belo Horizonte (3)	32.3	10.0
ES	Vitória (1)	35.5	15.1
SP	São Paulo (5)	33.9	4.4
PR	Curitiba (4)	31.6	-0.7
SC	Florianópolis (3)	34.8	1.5
RS	Porto Alegre (5)	37.2	-0.2
MS	Campo Grande (4)	35.3	4.1
MT	Cuiabá (5)	39.1	8.3
GO	Goiânia (3)	36.2	8.9
DF	Brasília (2)	31.6	7.0

Fonte: PINHO (2011).

Além do gradiente térmico, e de forma separada, foi considerada uma variação uniforme de temperatura igual +15°C. Esta variação uniforme foi utilizada apenas para cálculo dos deslocamentos longitudinais da ponte e comparação destes com valores analíticos.

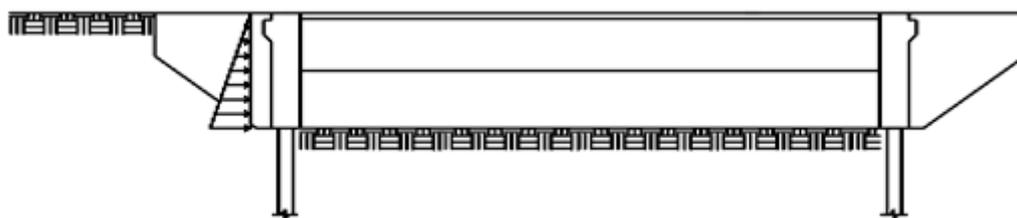
Com o objetivo de analisar os esforços internos provocados no interior da superestrutura devido aos efeitos térmicos, foi considerado que a ponte foi executada no período de inverno, onde a temperatura de construção da ponte (T_0) foi adotada igual a 18,3 °C, de acordo com a Tabela 3-10, que apresenta alguns registros de temperaturas em algumas cidades brasileiras. Portanto, foram consideradas apenas variações positivas de temperatura, de forma a ocorrer movimentos de expansão do tabuleiro e, por sua vez, solicitação do solo, provocando esforços internos. Em complemento foi adotado o coeficiente de dilatação térmica do concreto $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.8.2.2 Empuxo de terra

A NBR 7187 (2003) admite, por simplificação, a consideração de um solo sem coesão (areias) e a inexistência de atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. O peso específico do solo deve ser no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno ϕ deve ser, no máximo, igual a 30° . Os dados do solo foram considerados conforme Tabela 3-7. A referida norma afirma ainda que, quando a superestrutura funciona como muro de arrimo dos aterros de acesso e não apresenta juntas intermediárias, como é o caso das pontes integrais, os empuxos podem ser considerados auto equilibrados. Isto deve ser condicionado à verificação da hipótese do empuxo existir em apenas uma das extremidades, agindo isoladamente (com outras forças horizontais) e para o caso da estrutura em construção.

Para o estudo das ações de temperatura, foi considerada a atuação do empuxo em apenas uma das extremidades da ponte, de forma a potencializar os momentos fletores e deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido ao efeito da variação térmica. A Figura 3.35 ilustra a atuação do empuxo para as combinações de cálculo do efeito de variação térmica:

Figura 3.35 - Atuação de empuxo de terra com aterro em apenas uma extremidade.



Para o estudo das ações de fluência e retração, foi considerada a atuação do empuxo nas duas extremidades da ponte, de forma a potencializar os encurtamentos devido à retração e fluência. A Figura 3.36 ilustra a atuação do empuxo nas combinações do cálculo da fluência e retração:

Figura 3.36 - Atuação de empuxo de terra com aterro nas duas extremidades.



3.8.2.3 Frenagem e aceleração

A NBR 7187 (2003) em seu item 7.2.1.5 define que a carga de frenagem e aceleração deve ser calculada como uma fração das cargas móveis, sem considerar o impacto. Para pontes rodoviárias, deve-se tomar a carga aplicada na superfície de rolamento do tabuleiro como sendo igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

3.8.2.4 Vento longitudinal

De acordo com a AASHTO (2014), para a direção longitudinal, sobre a superestrutura, adota-se 25% da força de vento que atua na direção transversal. Já sobre a carga móvel adota-se 40% da força de vento que atua na direção transversal.

3.8.2.5 Retração e fluência

As ações de retração e fluência foram consideradas no modelo do SAP2000, utilizando-se uma análise linear de etapas construtivas (*Staged Construction*), na qual foi adotado o modelo do Eurocode-2 (2004), conforme descrito no item 2.9 do Capítulo 2. O modelo do Eurocode-2 (2004) foi adotado por este apresentar maior facilidade de aplicação no *software* SAP2000.

Como o estudo das etapas construtivas da ponte não é o objetivo principal deste trabalho, não foram modeladas as etapas executivas da ponte. Portanto foi considerado que toda a estrutura da ponte já estava concretada, no momento do início da análise.

Esta análise levou em consideração a passagem do tempo e a execução de etapas específicas (aplicação de carregamentos) ao longo deste período. Portanto, é uma análise linear física do material, porém com não linearidade na forma de aplicação do carregamento, sendo este aplicado de forma incremental, caracterizando uma análise dependente do tempo. O período total analisado foi de 18.250 dias, equivalente a um período total de 50 anos.

As etapas construtivas foram definidas no *software* de acordo com a Tabela 3-11, que informa todas as etapas, com os respectivos comandos, durações, fatores, etc., que foram aplicados na análise.

Tabela 3-11 - Análise dependente do tempo inserida no SAP2000.

ETAPA	DURAÇÃO	DATA	TAREFA	FATOR
1	0	0	Adicionar estrutura	
2	30	30	-	
3	0	30	PESO PRÓPRIO	1,00
4	20	50	-	
5	0	50	PERMANENTE	1,00
6	20	70	-	
7	0	70	EMPUXO	
8	30	100	-	
9	0	100	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
10	0	100	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
11	100	200	-	
12	0	200	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
13	0	200	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
14	300	500	-	
15	0	500	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
16	0	500	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
17	500	1000	-	
18	0	1000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
19	0	1000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
20	1000	2000	-	
21	0	2000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
22	0	2000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
23	2000	4000	-	
24	0	4000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
25	0	4000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
26	4000	8000	-	
27	0	8000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
28	0	8000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
29	8000	16000	-	
30	0	16000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00
31	0	16000	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	-1,00
32	2250	18250	-	
33	0	18250	CARGA MÓVEL + ACEL. + VENTO	1,00

Para as etapas nas quais há adição ou remoção de parâmetros no modelo, cargas, elementos, grupos, etc., a duração foi arbitrada em 0 (zero) dia. Por outro lado, nas etapas que possuem duração em dias diferente de zero, de forma a contabilizar a passagem do tempo, nenhuma tarefa foi inserida no modelo.

A estrutura foi considerada executada na etapa 1, correspondendo esta etapa à data zero da análise. Após 30 dias, foi aplicada a carga de peso próprio à estrutura, considerando que a ponte alcançou a resistência indicada pelo F_{ck} . Na etapa 5, foi aplicado a carga referente à pavimentação e barreiras de proteção. Na etapa 7 ocorreu a aplicação das forças devido ao empuxo de terra provocado pelos aterros vizinhos aos encontros da ponte. Na etapa 9, ocorre uma aplicação da carga móvel e do vento, com posterior retirada destes carregamentos na etapa 10. A partir de então, existe uma repetição dos procedimentos das etapas 9 e 10, intercalados por períodos de tempo estabelecidos, com o objetivo de simular o efeito cíclico da carga móvel e do vento.

As observações acima foram utilizadas para definir as combinações de cálculo no estudo das ações de retração e fluência em todos os modelos de pontes deste trabalho. Para tanto, foram adotados duas combinações: **(1)** uma considerando as ações de fluência e retração e, **(2)** a segunda sem a consideração destas ações. As duas combinações possuem as mesmas etapas construtivas e serão explicadas no próximo item.

Os fatores de ponderação das cargas foram adotados iguais a 1,0. O somatório de dias de todas as etapas é equivalente a 18250 dias (50 anos), conforme dito anteriormente. O cálculo das deformações obtidas a partir desta análise linear incremental está apresentado no Anexo D desta pesquisa.

3.9 Combinações de ações

Para as análises foram utilizadas as seguintes combinações:

- a) Variação uniforme de temperatura;
- b) Gradiente térmico;
- c) Combinação 1a;
- d) Combinação 1b;

- e) Combinação 2a;
- f) Combinação 2b;
- g) Combinação frequente 1;
- h) Combinação frequente 2.

É importante salientar que as ações de fluência e retração foram consideradas separadamente das ações de variação térmica. Ou seja, foram criadas combinações das ações de fluência e retração com os demais carregamentos, e combinações da ação de variação de temperatura com os demais carregamentos. Este procedimento foi necessário, uma vez que estas ações podem atuar com sentidos contrários, a depender de fatores construtivos, período de construção da ponte etc. Portanto, optou-se por analisar as ações de retração e fluência de forma separada das ações térmicas.

3.9.1 Variação uniforme de temperatura

Foi considerada uma variação uniforme de temperatura igual a 15°C, atuando isoladamente, com o objetivo de analisar os deslocamentos longitudinais do tabuleiro e comparar os valores destes deslocamentos com valores analíticos obtidos pela Equação (2.1).

3.9.2 Gradiente térmico

Nesta combinação, foi considerada uma única ação de gradiente térmico de temperatura equivalente, conforme explicado no item 3.8.2.1, atuando isoladamente, com o objetivo de analisar os momentos fletores nas longarinas e nas estacas de fundação devido à variação positiva de temperatura.

3.9.3 Combinação 1

O objetivo principal desta combinação é investigar o comportamento das pontes integrais e convencionais sujeita a uma variação positiva de temperatura. Para isso, a combinação 1 é dividida em duas combinações:

COMB.1a = PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL + TEMPERATURA

COMB.1b = PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL

$$\text{COMB.1a} = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + F_{Q1} + F_{Q2} \quad (3.7)$$

$$\text{COMB.1b} = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + F_{Q1} \quad (3.8)$$

Onde:

F_{G1} : Peso próprio;

F_{G2} : Cargas permanentes de pavimentação, barreiras de proteção etc.;

F_{G3} : Empuxo de terra ocasionado pelos aterros sobre encontros;

F_{Q1} : Carga móvel rodoviária padrão TB-450 (Item 3.8.1), incluindo a ação de frenagem/aceleração;

F_{Q2} : Gradiente térmico positivo, conforme explicado no item 3.8.2.1.

Na combinação 1a, a ação do gradiente térmico foi considerada junto com os demais carregamentos usuais da ponte. Na combinação 1b não foi considerada a ação do gradiente térmico, sendo considerados apenas os demais carregamentos usuais, de forma a permitir uma análise da ordem de grandeza desta ação quando comparada às demais ações.

Na combinação 1 não foram consideradas as ações de retração e fluência. Além disso, como o objetivo principal desta combinação é analisar o comportamento da ponte em condições de serviço, não foram adotados coeficientes de majoração de ações.

3.9.4 Combinação 2

O objetivo principal desta combinação é investigar o comportamento das pontes integrais e convencionais sujeitas às ações indiretas de retração e fluência.

Conforme explicado no item 3.8.2.5, as ações de retração e fluência foram consideradas no modelo do SAP2000 utilizando uma combinação de análise linear de etapas construtivas (*Staged Construction*). Para que fosse possível uma análise correta destas ações, foi necessária a criação de duas combinações de estágios construtivos: uma considerando os efeitos de retração e fluência (Combinação 2a) e outra sem a consideração de tais efeitos (Combinação 2b). Além disso, conforme explicado no item 3.7.4, para análise dessas combinações não foi realizada a interação solo-estrutura do solo vizinho ao encontro, devido aos movimentos da ponte serem de contração, atuando no sentido contrário ao aterro.

COMB.2a = PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL + RETRAÇÃO + FLUÊNCIA

COMB.2b = PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL

$$\text{COMB.2a} = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + F_{Q1} + F_{Q2} + F_{Q3} \quad (3.9)$$

$$\text{COMB.2b} = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + F_{Q1} \quad (3.10)$$

onde:

F_{G1} : Peso próprio;

F_{G2} : Cargas permanentes de pavimentação, barreiras de proteção etc.;

F_{G3} : Empuxo de terra ocasionado pelos aterros sobre encontros;

F_{Q1} : Carga móvel rodoviária padrão TB-450 (Item 3.8.1), incluindo a ação de frenagem/aceleração;

F_{Q2} : Ação indireta de retração conforme explicado no item 3.8.2.5;

F_{Q3} : Ação indireta de fluência conforme explicado no item 3.8.2.5.

As duas combinações possuem o mesmo período de tempo analisado, correspondente a 18250 dias. A análise da ordem de grandeza das ações indiretas de retração e fluência foi realizada a partir da comparação dos resultados obtidos pelas duas combinações.

Para as combinações 2a e 2b também não foram adotados coeficientes de majoração de ações.

3.9.5 Combinação frequente de serviço

As combinações frequentes de serviço em estruturas de concreto armado são usadas na avaliação de abertura de fissuras, sendo determinadas pela formulação em sequência. Neste estudo, as combinações de serviço foram utilizadas para dimensionamento dos aparelhos de apoio, e são apresentadas a seguir:

COMB. FREQUENTE DE SERVIÇO 1:

$$C. F. 1 = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + 0,5 \times F_{Q1} \quad (3.11)$$

COMB. FREQUENTE DE SERVIÇO 2:

$$C. F. 2 = F_{G1} + F_{G2} + F_{G3} + 0,3 \times F_{Q1} + 0,3 \times F_{Q2} \quad (3.12)$$

Onde:

F_{G1} : Peso próprio;

F_{G2} : Cargas permanentes de pavimentação, barreiras de proteção etc.;

F_{G3} : Empuxo de terra ocasionado pelos aterros sobre encontros;

F_{Q1} : Carga móvel rodoviária padrão TB-450 (Item 3.8.1), incluindo a ação de frenagem/aceleração;

F_{Q2} : Ação do vento longitudinal conforme explicado no item 3.8.2.4.

3.9.6 Resumo das combinações

A Tabela 3-12 apresenta o resumo das combinações utilizadas:

Tabela 3-12 - Resumo das combinações utilizadas.

Nome	Combinação	Estudo analisado	Tipo de combinação no SAP2000
Temperatura uniforme	Ação isolada da temperatura uniforme	Varição uniforme de temperatura	Linear
Gradiente térmico	Ação isolada do gradiente térmico	Gradiente térmico	Linear
COMB. 1a	PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL + GRADIENTE TÉRMICO		Linear
COMB. 1b	PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL		Linear
COMB. 2a	PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL + FLUÊNCIA + RETRAÇÃO	Fluência e retração	Linear incremental (estágios construtivos)
COMB. 2b	PP + PERM + EMPUXO + CARGA MÓVEL		
ELS-Comb. Frequente	PP + PERM + 0,5 x CARGA MÓVEL	Aparelhos de apoio	Linear
	PP + PERM + 0,3 x VENTO + 0,3 x CARGA MÓVEL		

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta a análise dos resultados dos modelos de pontes realizados e a comparação entre os três sistemas estruturais: **(1)** ponte totalmente integral, com ligações monolíticas entre os pilares e tabuleiro e entre o tabuleiro e os encontros; **(2)** ponte de encontros integrais, com utilização de aparelhos de apoios entre os pilares centrais e o tabuleiro e ligação monolítica entre o tabuleiro e encontros; e **(3)** sistema estrutural do tipo convencional, com os três vãos isostáticos separados por juntas de dilatação. Nos estudos foram utilizados como base para a obtenção dos resultados, os modelos analíticos simplificados de cálculo e os modelos construídos através do *software* SAP 2000, utilizando o Método dos Elementos Finitos, considerando a interação solo-estrutura (ISE). Para tanto, foram utilizados como base para a obtenção dos deslocamentos e esforços atuantes as ações descritas no capítulo anterior e apresentadas de forma detalhada no Anexo A deste trabalho. Vale ressaltar que foram consideradas para análise as combinações apresentadas na Tabela 3-12, do item 3.9.6 e os valores dos esforços e deslocamentos foram obtidos para as seções apresentadas na Figura 3.10.

Todos os deslocamentos apresentados neste capítulo estão referenciados com os eixos globais apresentados no Capítulo 3, onde U_x representa os deslocamentos na direção global X; U_y representa os deslocamentos na direção global Y; U_z representa os deslocamentos na direção global Z; R_x representa a rotação em torno do eixo X; R_y representa a rotação em torno do eixo Y; R_z representa a rotação em torno do eixo Z.

4.1 Análise dos efeitos da variação de temperatura

4.1.1 Efeito da variação uniforme de temperatura

Em uma primeira análise, foi considerada apenas a atuação da ação isolada da variação uniforme de temperatura, sendo esta uma situação hipotética, utilizada apenas para analisar os deslocamentos longitudinais da ponte com o objetivo de investigar a

influência desta ação sobre o comportamento de pontes integrais e comparar tais deslocamentos com os obtidos para os modelos de referência.

4.1.1.1 Análise dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro

A seguir serão apresentados os deslocamentos longitudinais para os três grupos analisados, obtidos através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o *software* SAP 2000. Serão apresentados também os deslocamentos longitudinais calculados por método analítico (MA), considerando a utilização da Equação (2.1), onde o valor de ΔT foi considerado igual a 15 °C. Nos modelos do MEF, os deslocamentos foram obtidos para o eixo médio da longarina.

É importante salientar que o comprimento considerado na Equação (2.1) foi a metade do comprimento total da ponte, uma vez que o meio da ponte é o ponto indeslocável. Portanto, os deslocamentos medidos correspondem aos deslocamentos que ocorreram nas extremidades da ponte. O alongamento total sofrido pela ponte seria o valor deste deslocamento multiplicado por dois.

As Tabelas 4-1 à 4-3 apresentam os deslocamentos longitudinais obtidos nas extremidades da ponte, para os modelos analisados. Foi realizada uma comparação entre os deslocamentos obtidos através do MEF e os obtidos por procedimentos analíticos, dada por um fator de divisão entre os dois.

Tabela 4-1 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 01.

GRUPO 1				
Modelo	L (m)	Alongamento Δ (m)		Fator: Δ_{MEF}/Δ_{MA}
		Δ_{MA}	Δ_{MEF}	
1-PI-36	36,0	0,00267	0,00215	0,80
1-PI-54	54,0	0,00401	0,00300	0,75
1-PI-72	72,0	0,00535	0,00380	0,71

Tabela 4-2 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 02.

GRUPO 2				
Modelo	L (m)	Alongamento Δ (m)		Fator: Δ_{MEF}/Δ_{MA}
		Δ_{MA}	Δ_{MEF}	
2-PEI-36	36,0	0,00267	0,00215	0,80
2-PEI-54	54,0	0,00401	0,00300	0,75
2-PEI-72	72,0	0,00535	0,00370	0,69

Tabela 4-3 - Deslocamentos longitudinais obtidos para os modelos do Grupo 03.

GRUPO 3				
Modelo	L (m)	Alongamento Δ (m)		Fator: Δ_{MEF}/Δ_{MA}
		Δ_{MA}	Δ_{MEF}	
3-PR-36	12,0	0,00089	0,00090	1,01
3-PR-54	18,0	0,00134	0,00140	1,05
3-PR-72	24,0	0,00178	0,00180	1,01

Como se pode observar, os valores analíticos foram em média 33,5 % maiores do que os alongamentos obtidos através da modelagem numérica (MEF), para os modelos dos Grupos 01 e 02. Tal fato ocorreu devido à restrição ao movimento de expansão da ponte dos referidos Grupos ocasionada pelas estacas de fundação e pelo solo que circunda esta, provocando uma reação contrária ao movimento de expansão. Os valores analíticos (MA) obtidos pela Equação 2.1 consideram a ponte sem nenhuma restrição. Além disso, os encontros também provocam restrições, pois transferem a reação do aterro para a superestrutura e sofrem movimentos de rotação, contribuindo para a redução dos alongamentos.

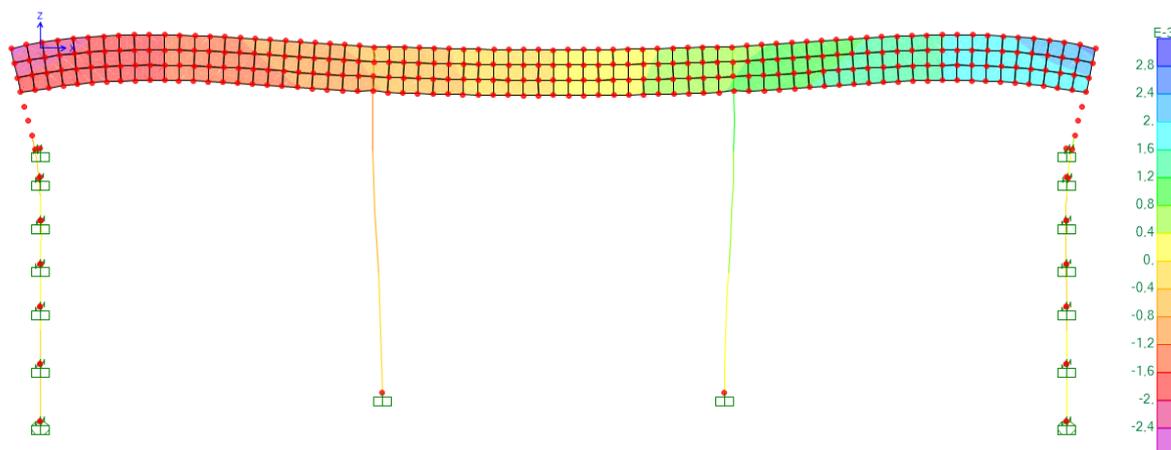
A existência de um tabuleiro contínuo, com transversinas intermediárias e de apoio ligadas monoliticamente às longarinas, também contribuíram para redução destes alongamentos nos modelos dos Grupos 01 e 02, porém verificou-se que esta influência foi menor, quando comparada com a influência do solo e das fundações.

Outro ponto importante é que os valores dos alongamentos teóricos foram praticamente idênticos aos deslocamentos obtidos via MEF, em todos os modelos do Grupo 03, com valores do fator de comparação pouco maiores do que 1,00. Isto se deve ao fato de que nestes modelos não existe restrição aos deslocamentos longitudinais da ponte, uma vez que possuem aparelhos de apoio e juntas de dilatação.

O efeito de restrição dos alongamentos nos modelos de pontes integrais e de encontros integrais pôde ser estimado através do fator que representa a divisão dos deslocamentos calculados via MEF pelos obtidos de forma analítica (MA). Este fator variou de 0,69 (ponte com vão igual a 72 metros) até 0,80 (ponte com vão igual a 36 metros), indicando que a ponte com comprimento total igual a 72 metros sofreu uma maior restrição, comparada aos demais modelos. Frosch & Lovell (2011) chegaram ao valor igual a 0,60 para este fator, considerando uma análise conjunta da retração, fluência e temperatura para diferentes geometrias de pontes integrais.

A Figura 4.1 apresenta a deformação da ponte referente ao modelo 1-PI-36, devido à variação uniforme de temperatura.

Figura 4.1 - Deformação longitudinal da ponte 1-PI-36 devido à variação uniforme de temperatura ($\Delta T=15^{\circ}\text{C}$).



4.1.1.2 Análise dos deslocamentos das estacas e dos encontros

A seguir serão apresentados os deslocamentos longitudinais nas estacas de fundação e nos encontros, obtidos através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o *software* SAP 2000, para o caso da ação isolada da variação uniforme de temperatura. Os deslocamentos foram obtidos apenas para os modelos dos Grupos 01 e 02, uma vez que o grupo de referência (Grupo 03) não apresentou deslocamentos significativos, sendo praticamente nulos. As Figuras 4.2 e 4.3 apresentam os gráficos dos deslocamentos nas estacas e nos encontros, para os modelos dos Grupos 01 e 02, respectivamente.

Figura 4.2 - Deslocamentos devido a variação uniforme de temperatura nas estacas e encontros (Grupo 1).

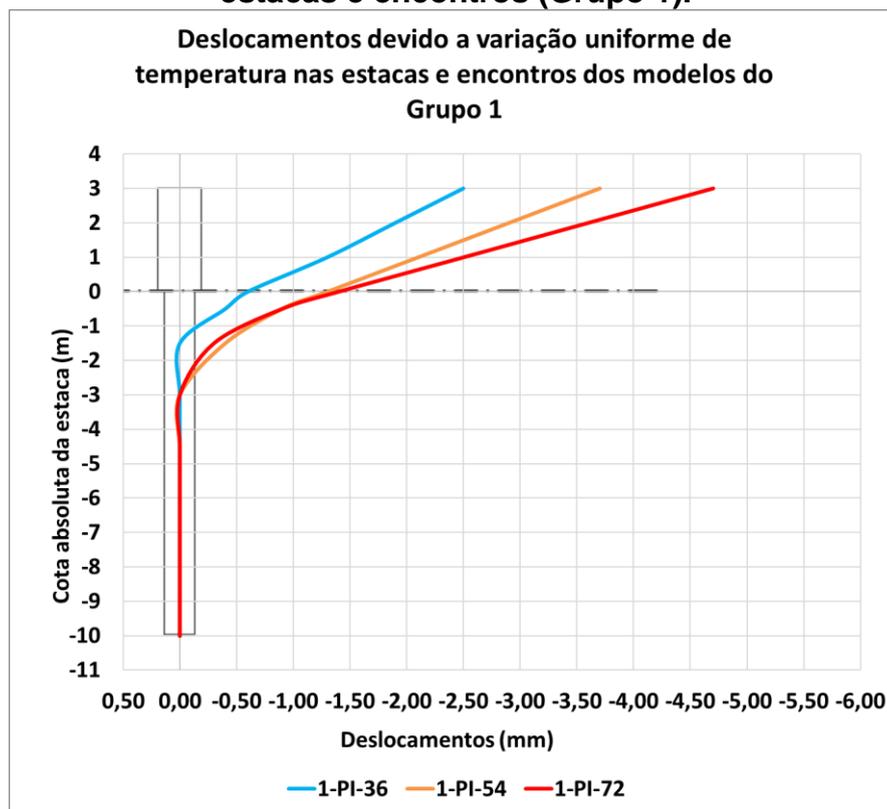
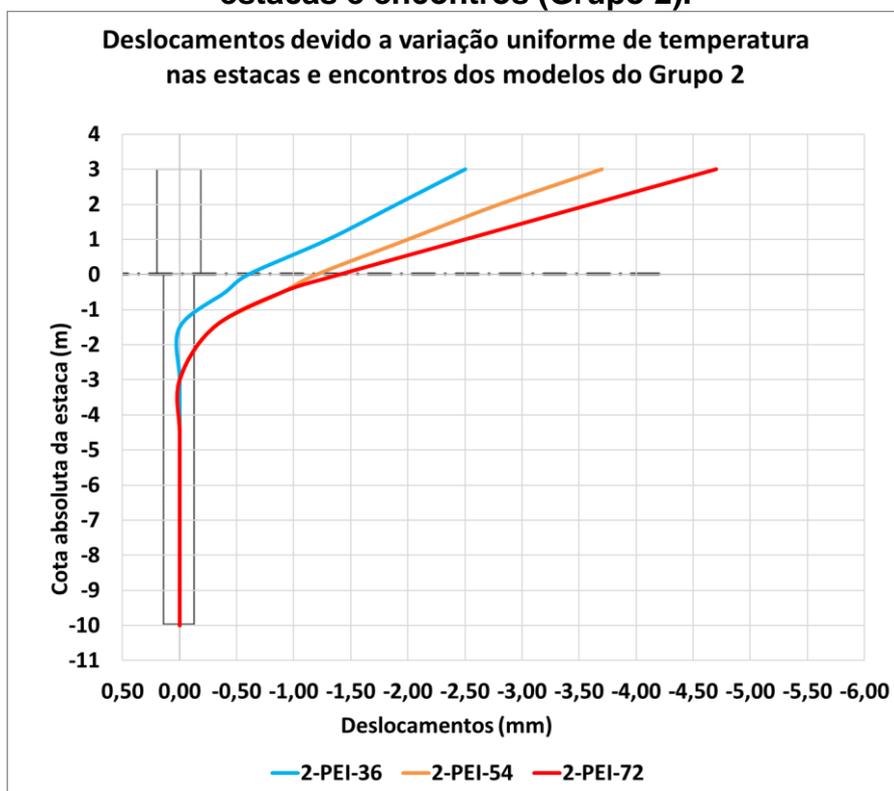


Figura 4.3 - Deslocamentos devido a variação uniforme de temperatura nas estacas e encontros (Grupo 2).



A partir dos gráficos acima é possível notar a influência do comprimento da ponte sobre os deslocamentos longitudinais originados nas estacas e nos encontros. A medida que se aumenta o comprimento total da ponte, há um aumento dos deslocamentos. Para a ponte com 36 metros de comprimento, o deslocamento do topo do encontro foi de 2,50 milímetros, para a ponte com 54 metros o deslocamento no topo do encontro foi de 3,70 milímetros e, por fim, para a ponte com 72 metros este deslocamento foi de 4,70 milímetros.

Os deslocamentos obtidos para os modelos do Grupo 02 foram praticamente os mesmos que os obtidos para os modelos do Grupo 01, indicando pouca influência dos aparelhos de apoio nas ligações entre os pilares centrais e o tabuleiro sobre estes deslocamentos.

Outro ponto importante a ser observado é que, para cada modelo, existiu um ponto na estaca de fundação a partir do qual os deslocamentos foram nulos, ou seja, a estaca tornou-se indeslocável, indicando que alcançou uma rigidez estaca-solo mais elevada.

4.1.2 Efeito do gradiente térmico

Em uma segunda análise, foi considerada apenas a atuação do gradiente térmico de forma isolada, sendo esta uma situação hipotética, utilizada apenas para analisar os deslocamentos e momentos fletores obtidos a partir deste efeito isoladamente, com o objetivo de investigar a influência desta ação sobre o comportamento de pontes integrais.

4.1.2.1 Análise dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro

A seguir serão apresentados os comentários acerca dos deslocamentos obtidos para os três grupos analisados, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o *software* SAP 2000. A ação de gradiente térmico considerada foi a do procedimento 02, proposto pelo autor e explicado no Capítulo 3 e procedimento de cálculo apresentado no Anexo A deste trabalho.

A ação do gradiente térmico provocou deformações, translações e rotações nos encontros dos modelos das pontes integrais. Portanto, para as pontes dos Grupos 01 e 02, houve movimentos de alongamento do comprimento da ponte acompanhado de rotação de suas extremidades. As deformadas e os valores destes deslocamentos para

as pontes integrais dos Grupos 01 e 02 estão apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.5. Por simplificação, foram apresentadas apenas as configurações deformadas referentes aos modelos de ponte com vão total igual a 36 metros.

Figura 4.4 - Deformada da ponte integral 1-PI-36, devido à ação do gradiente térmico.

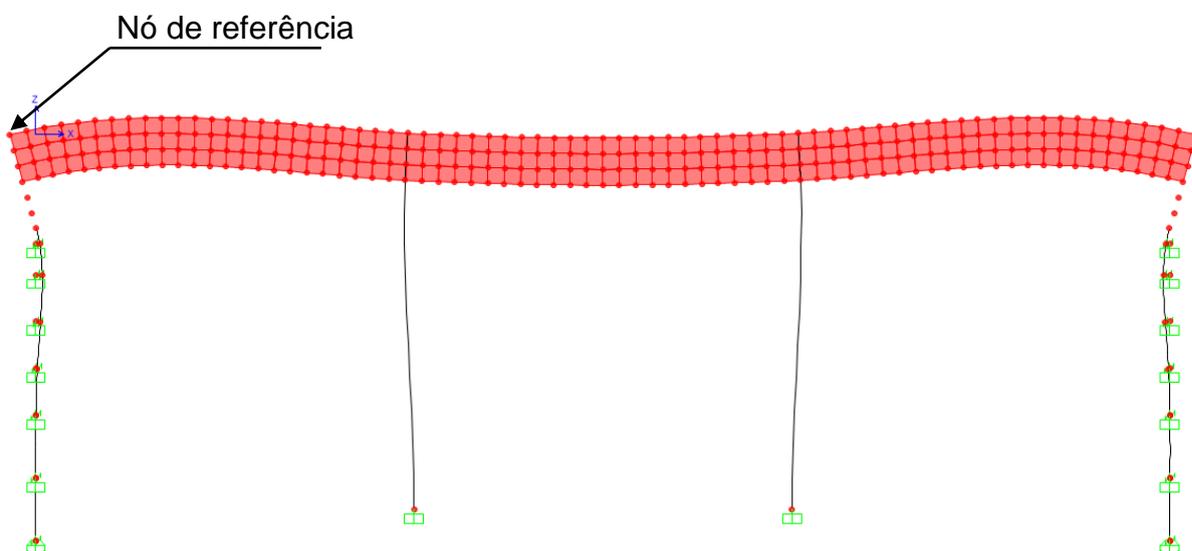
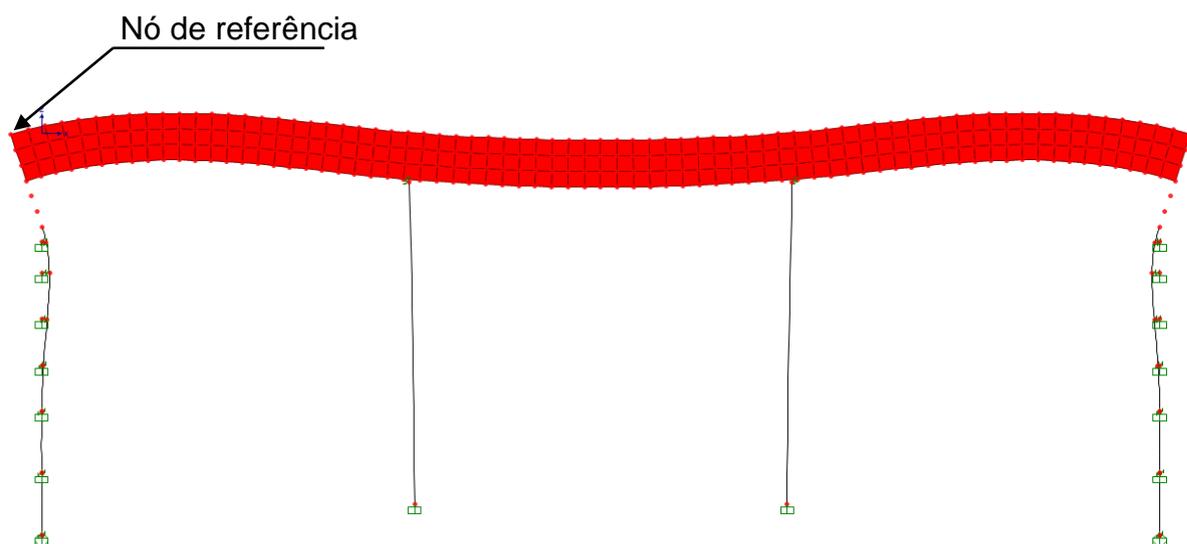


Figura 4.5 - Deformada da ponte integral 2-PEI-36, devido à ação do gradiente térmico.



A partir dos resultados das modelagens em elementos finitos (MEF), para os modelos dos Grupos 01 e 02 foram avaliados os deslocamentos obtidos no nó localizado no topo do encontro (nó de referência), e que passa pelo eixo central da laje do tabuleiro.

É possível constatar que, tanto para os modelos do Grupo 01 quanto do Grupo 02, as pontes integrais apresentaram expansão e rotação, com o movimento de translação na direção X e de rotação dos encontros em torno da direção Y, devido à ação do gradiente térmico, os dois efeitos principais a serem analisados nos modelos de pontes integrais.

O resumo com os valores dos deslocamentos obtidos no nó de referência para os modelos dos Grupos 01 e 02 estão apresentados na Tabela 4-4:

Tabela 4-4 - Deslocamentos globais dos modelos dos Grupos 01 e 02 para o nó de referência.

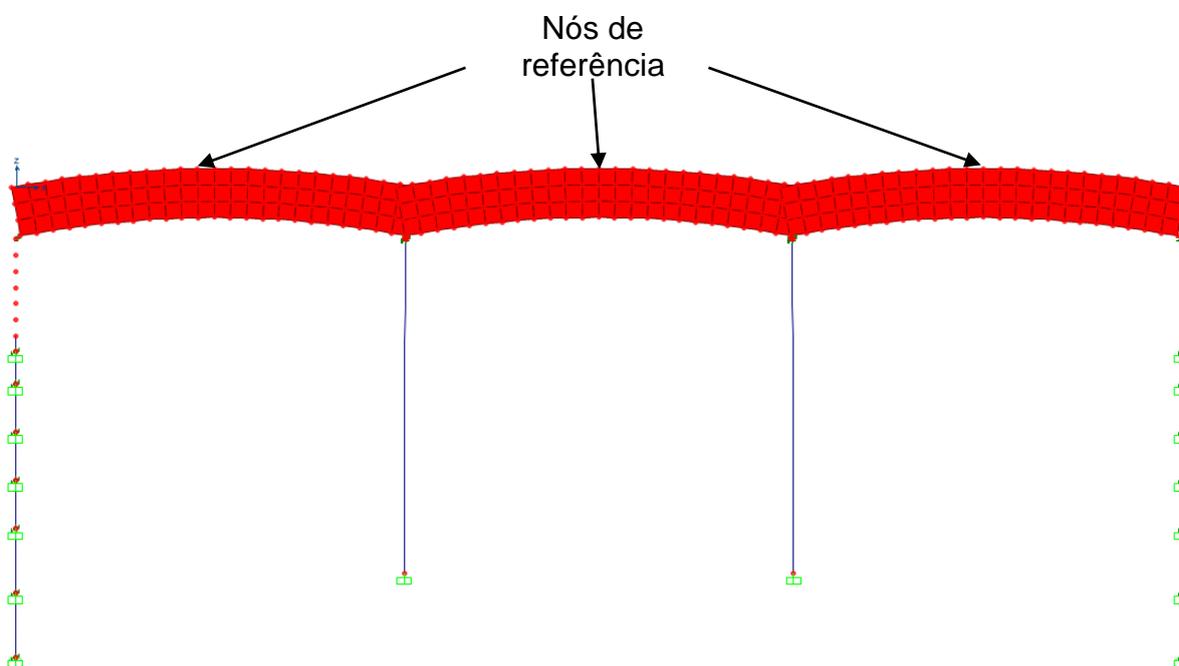
Deslocamentos globais dos modelos dos Grupos 01 e 02							
Modelo	Vão (m)	Ux (m)	Uy (m)	Uz (m)	Rx (rad.)	Ry (rad.)	Rz (rad.)
1-PI-36	36,0	-0,0019	0,00	-4,96E-05	0,00	-0,00067	0,00
1-PI-54	54,0	-0,0026	0,00	-6,35E-05	0,00	-0,00085	0,00
1-PI-72	72,0	-0,0033	0,00	-5,19E-05	0,00	-0,00108	0,00
2-PEI-36	36,0	-0,0019	0,00	-4,57E-05	0,00	-0,00067	0,00
2-PEI-54	54,0	-0,0026	0,00	-6,02E-05	0,00	-0,00086	0,00
2-PEI-72	72,0	-0,0033	0,00	-4,82E-05	0,00	-0,00109	0,00

A partir da Tabela 4-4, constata-se que os modelos de pontes referentes ao Grupo 02 (Pontes de encontros integrais) apresentaram deformações e valores de deslocamentos praticamente idênticos aos dos modelos do Grupo 01, indicando que, para os deslocamentos medidos nas extremidades das pontes, praticamente não houve influência da consideração do aparelho de apoio na ligação dos pilares centrais com o tabuleiro. Os valores dos deslocamentos longitudinais (U_x) e a rotação do encontro (R_y) foram praticamente idênticos nos dois sistemas estruturais analisado. Os deslocamentos de translação na direção Z (U_z) foram tão pequenos que podem ser considerados praticamente nulos.

A partir do modelo de elementos finitos (MEF), para os modelos do Grupo 03, foram medidos os deslocamentos obtidos no nó localizado na face superior do vão isostático central, e que passa pelo eixo central da laje do tabuleiro, conforme Figura 4.6.

A Figura 4.6 apresenta a deformação da ponte referente ao modelo 1-PR-36, devido à ação do gradiente térmico:

Figura 4.6 - Deformada da ponte 3-PR-36, devido à ação do gradiente térmico.



Para todos os modelos do Grupo 03, os vãos isostáticos apresentaram flechas no sentido vertical (U_z) no meio do vão, apresentando uma curvatura das longarinas com concavidade para baixo, devido à ação do gradiente térmico. Este foi o principal deslocamento sofrido nos modelos do Grupo 03, devido à ação do gradiente térmico.

O resumo com os valores dos deslocamentos obtidos para os modelos do Grupo 03 estão apresentados na Tabela 4-5.

Tabela 4-5 - Deslocamentos globais dos modelos do Grupo 03 para o nó de referência.

Deslocamentos globais dos modelos do Grupo 03							
Modelo	Vão (m)	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
3-PR-36	12,0	-7,77E-06	1,44E-07	0,0010	-5,31E-10	-4,16E-09	8,02E-11
3-PR-54	18,0	-6,58E-05	4,24E-05	0,0017	2,26E-06	-2,00E-05	1,10E-06
3-PR-72	24,0	0,00	-1,04E-06	0,0032	1,10E-06	0,00	0,00

Para efeito de comparação, os deslocamentos obtidos no meio do vão através do método numérico (MEF) para os modelos do Grupo 03, devido ao gradiente térmico, foram comparados com os deslocamentos calculados pelo método analítico utilizando-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV). O cálculo destes deslocamentos encontra-

se no Anexo B deste trabalho. A Tabela 4-6 apresenta a comparação dos deslocamentos obtidos pelos dois métodos citados:

Tabela 4-6 – Deslocamento vertical no meio do vão dos modelos do Grupo 03 para o nó analisado.

GRUPO 03				
Flecha no meio do vão devido ao gradiente térmico				
Modelo	Vão (m)	Teórico (m)	MEF (m)	Diferença (%)
3-PR-36	12,0	0,00112	0,00100	-10,9
3-PR-54	18,0	0,00193	0,00170	-11,9
3-PR-72	24,0	0,00343	0,00320	-6,7

Pode-se observar que os valores obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) ficaram ligeiramente menores do que os valores obtidos por método analítico, com diferença máxima da ordem de 11,90%, para a ponte com três vãos isostáticos de 18 metros (comprimento total igual a 54 metros). Este valor de diferença pode ser considerado aceitável, uma vez que se espera que os deslocamentos obtidos por meio analítico sejam maiores do que os obtidos por meio numérico computacional, devido às simplificações do primeiro. Além disso, as longarinas e lajes do tabuleiro foram modeladas com elementos de casca, que permitem uma distribuição da rigidez estrutural da seção de forma mais realista. Desta forma, estes resultados contribuirão para validação do gradiente térmico adaptado da NBR 7187 (1987) e proposto pelo autor desta pesquisa.

4.1.2.2 Análise dos momentos fletores nas longarinas

A seguir serão apresentados os gráficos de momento fletor devido ao gradiente térmico nas longarinas da ponte, obtidos para os três grupos analisados, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). No SAP2000, os momentos fletores foram obtidos através de uma integração numérica das tensões de forma a se obter os esforços em cada seção analisada.

As Figuras 4.7 a 4.9 apresentam os momentos fletores devido à ação isolada da temperatura, para os modelos das pontes de 36 metros, 54 metros e 72 metros, respectivamente.

Figura 4.7 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 36 metros.

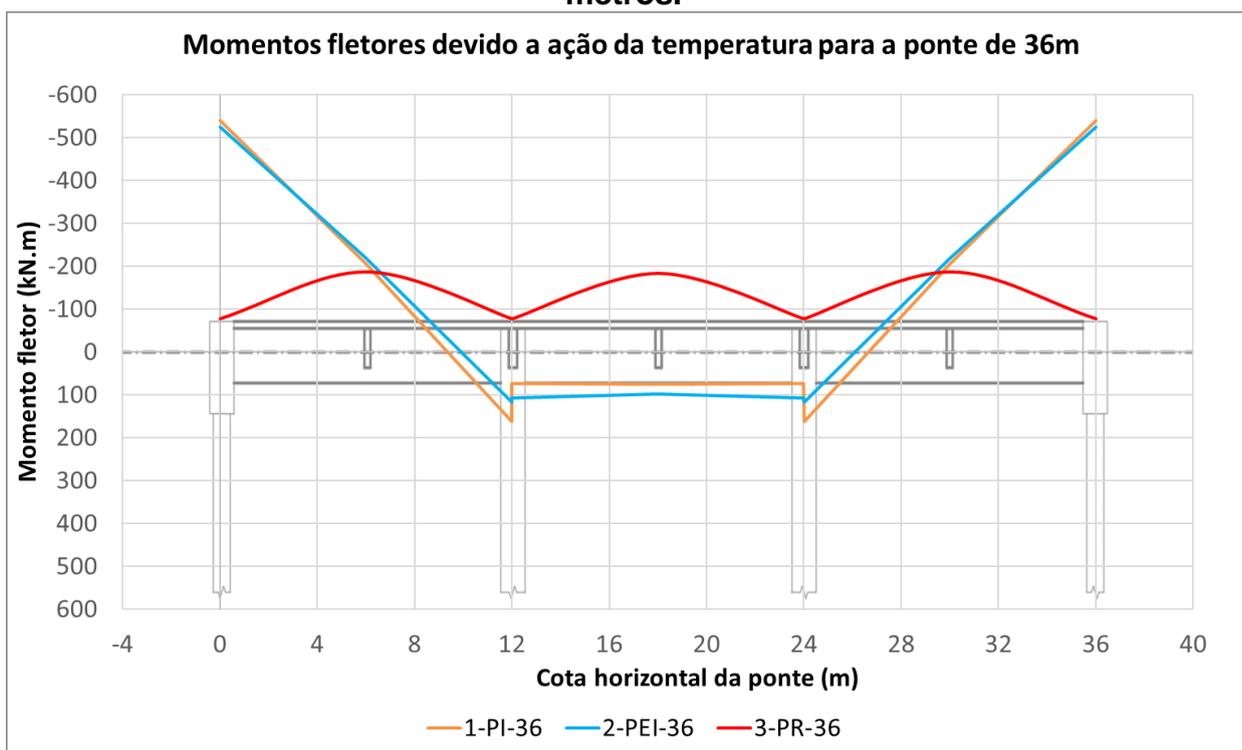


Figura 4.8 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 54 metros.

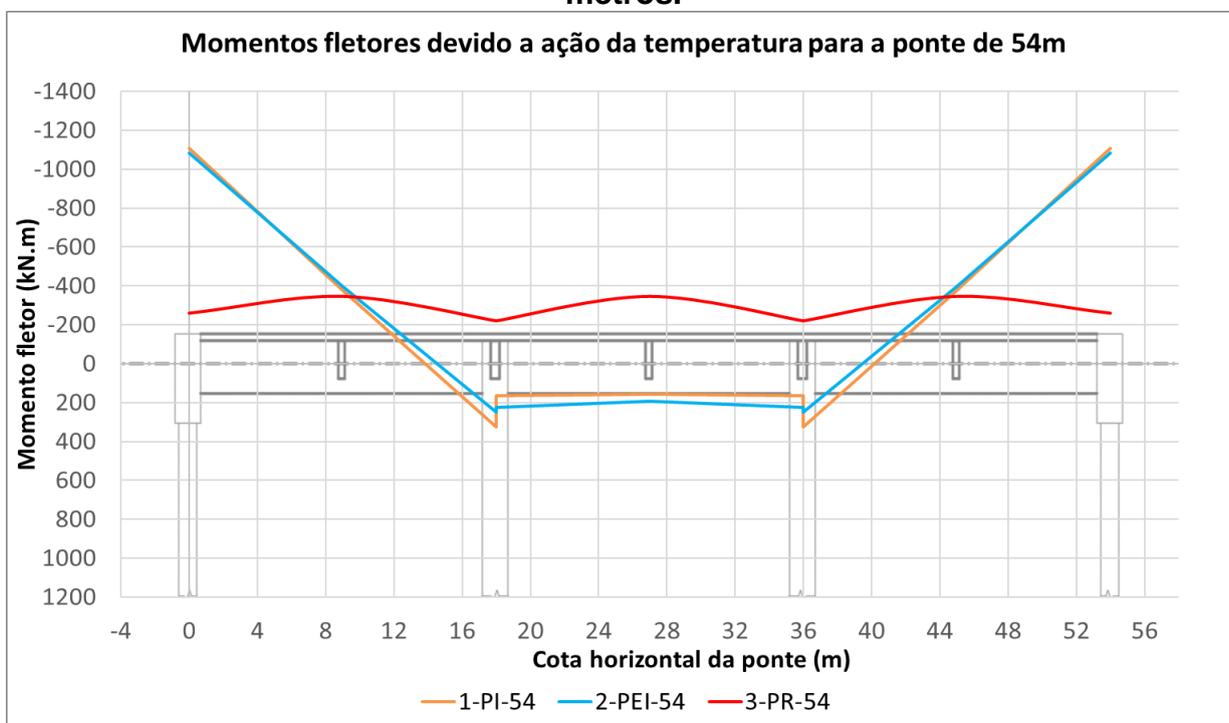
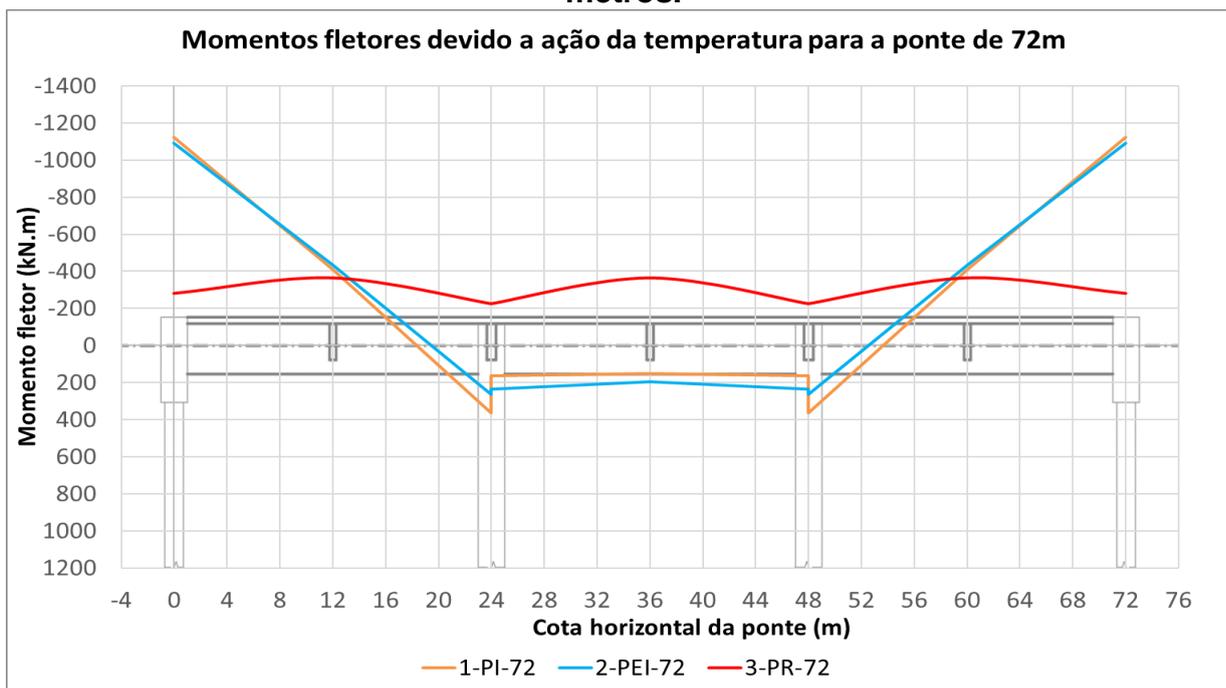


Figura 4.9 – Momentos fletores devido à ação da temperatura para a ponte de 72 metros.



A partir da análise dos gráficos apresentados acima, observa-se que, para todos os modelos de pontes dos Grupos 01 e 02, a ação do gradiente térmico ocasionou momentos fletores negativos significativos nas regiões das extremidades da ponte, principalmente na região dos encontros, onde o momento apresenta seu valor máximo, em módulo. Na região do vão central, há uma inversão do sinal do momento, passando a se tornar positivo e com menor intensidade do que o momento atuante nas extremidades.

Os valores dos momentos fletores nas extremidades das pontes dos modelos dos Grupos 01 e 02 foram bem próximos, com diferença percentual máxima de 2,80%, indicando mais uma vez a pouca influência dos aparelhos de apoio sobre estes efeitos, nos modelos do Grupo 02.

Para efeito de comparação, os momentos fletores nas extremidades das pontes do Grupo 01, obtidos via MEF, foram comparados com os obtidos através de procedimento analítico (MA) com uso da Equação (2.2), apresentada no Capítulo 2. Para isso, foi necessário obter uma variação linear equivalente para o gradiente térmico considerado, utilizando-se a Equação (2.4), também apresentada no mesmo capítulo. Estes procedimentos de cálculo estão apresentados no Anexo C deste trabalho.

A Tabela 4-7 apresenta a comparação dos valores teóricos e numéricos dos momentos fletores nas extremidades das pontes do Grupo 01, para cada modelo considerado:

Tabela 4-7 - Comparação entre momentos fletores nas extremidades da ponte, MEF x MA.

Modelo	H long. (m)	Inércia (m ⁴)	S	T _s (°C)	T _i (°C)	T (°C) linearizada	Momento Fletor (kN.m)	
							Analítico	MEF
1-PI-36	1,62	0,1417	2,21	12,60	-12,60	25,21	698,6	539,20
1-PI-54	2,12	0,3176	3,03	10,11	-10,11	20,21	959,3	1105,90
1-PI-72	2,12	0,3176	3,03	10,11	-10,11	20,21	959,3	1122,60

A Tabela 4-8 apresenta a diferença percentual entre os valores obtidos através de modelo de Elementos Finitos (MEF) em comparação com os valores analíticos (MA):

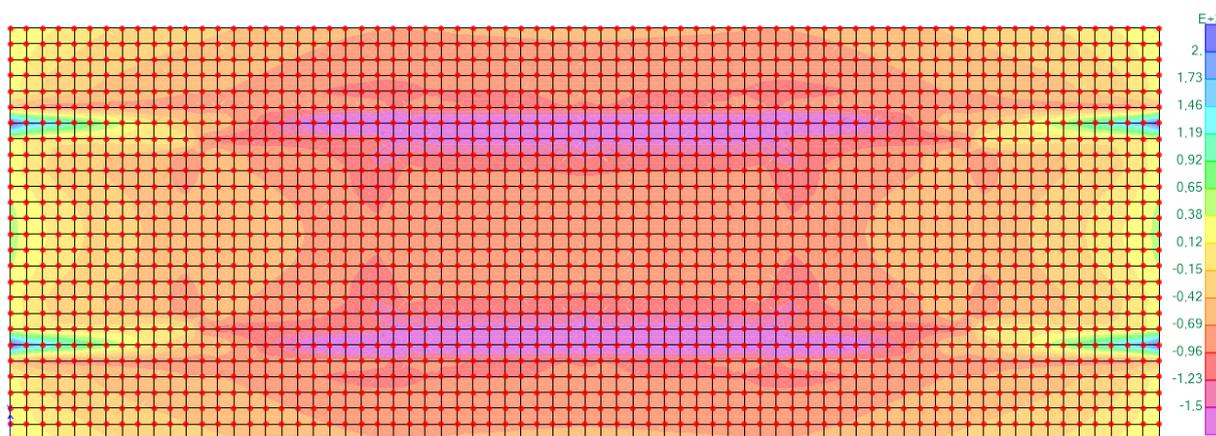
Tabela 4-8 – Diferença percentual entre valores obtidos com MEF em relação aos valores analíticos (MA).

Modelo	Momento Fletor (kN.m)		Diferença (%)
	Analítico	MEF	
1-PI-36	698,6	539,2	-22,8
1-PI-54	959,3	1105,9	15,3
1-PI-72	959,3	1122,6	17,0

A partir da comparação, é possível observar que a diferença percentual máxima foi de 22,8%, para a ponte com comprimento total igual a 36 metros. Para este modelo os valores numéricos foram menores do que os analíticos. Para as pontes de 54 e 72 metros os valores numéricos foram maiores do que os valores analíticos. A diferença percentual média, em módulo, foi de 18,4%, representando uma diferença aceitável, uma vez que os valores obtidos através dos dois métodos possuem ordens de grandezas próximas.

A Figura 4.10 apresenta uma vista da face superior do tabuleiro com o gráfico de tensões axiais (S11), no modelo do SAP2000, para a ponte 1-PI-36 sujeita à ação isolada do gradiente térmico.

Figura 4.10 - Vista superior do tabuleiro apresentando o gráficos da tensões axiais S11 (kN/m²).



A partir do gráfico da Figura 4.10 é possível notar que a ação do gradiente térmico provocou tensões de tração (sinal positivo) na face superior do tabuleiro na região das extremidades das longarinas da ponte, e tensões de compressão (sinal negativo) no trecho do vão central, em coerência com os gráficos de momentos fletores apresentados nas Figuras 4.7 à 4.9.

Para os modelos do grupo de referência (Grupo 03), a ação do gradiente térmico originou momentos fletores negativos nos vãos isostáticos da ponte, porém, com menor ordem de grandeza do que os momentos fletores negativos ocasionados nas pontes dos Grupos 01 e 02. Para a ponte de 36 metros, por exemplo, o momento fletor na ponte de referência 3-PR-36 apresentou o valor igual a -183,7 kN.m, no meio do vão. Para o modelo integral 1-PI-36, o momento na extremidade foi igual a -539,2 kN.m e para o modelo 2-PEI-36, este momento apresentou o valor igual a -524,5 kN.m. Portanto, para a ponte de 36 metros, o momento negativo no meio do vão do modelo de referência representou 34% do valor do momento fletor negativo atuante na extremidade da ponte integral. Estes valores foram de 31,28% e 32,34%, para os vãos de 54 metros e 72 metros, respectivamente.

No modelo 3-PR-36 também é possível observar a existência de momentos negativos nas regiões do encontro e dos apoios centrais, com valores iguais a -76,6 kN.m. Apesar deste modelo ser constituído de 03 vãos isostáticos, a ocorrência de momentos negativos nestas regiões é devido à restrição do solo sobre os encontros da ponte e também devido à ligação semi-rígida entre as longarinas e transversinas de apoio e entre longarinas e encontros.

Por sua vez, a existência de um momento fletor negativo no meio dos vãos isostáticos das pontes convencionais (Grupo 03) pode estar relacionada com o fato do maior valor de temperatura do gradiente térmico atuar na laje do tabuleiro, sendo este valor máximo igual a $12,7^{\circ}\text{C}$, conforme o gráfico apresentado no procedimento 02 do Anexo A. Como a laje do tabuleiro está totalmente sujeita a uma variação de temperatura igual a $12,7^{\circ}\text{C}$, esta ação ocasiona tensões axiais de tração na mesa da seção transversal da ponte e, com isso, a criação de uma força de tração a qual provoca o aparecimento de um momento fletor negativo, sendo máximo no meio do vão.

4.1.2.3 Análise dos momentos fletores nas estacas

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam os gráficos de momentos fletores atuantes nas estacas de fundação, obtidos para os modelos dos Grupos 01 e 02, através do Métodos dos Elementos Finitos (MEF), devido somente à atuação do gradiente térmico.

Figura 4.11 - Momento fletor devido ao gradiente térmico nas estacas dos modelos do Grupo 1.

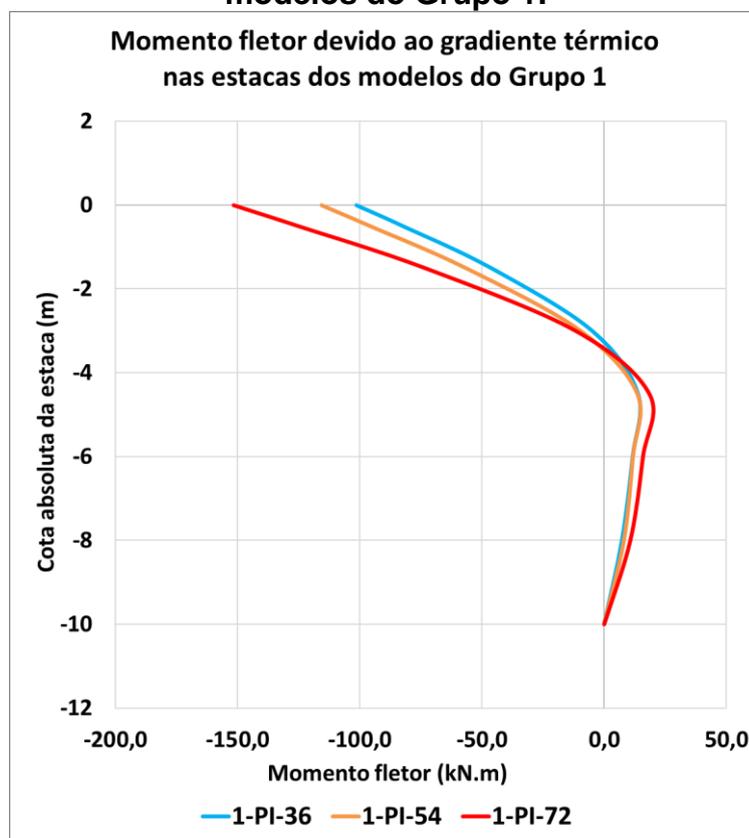
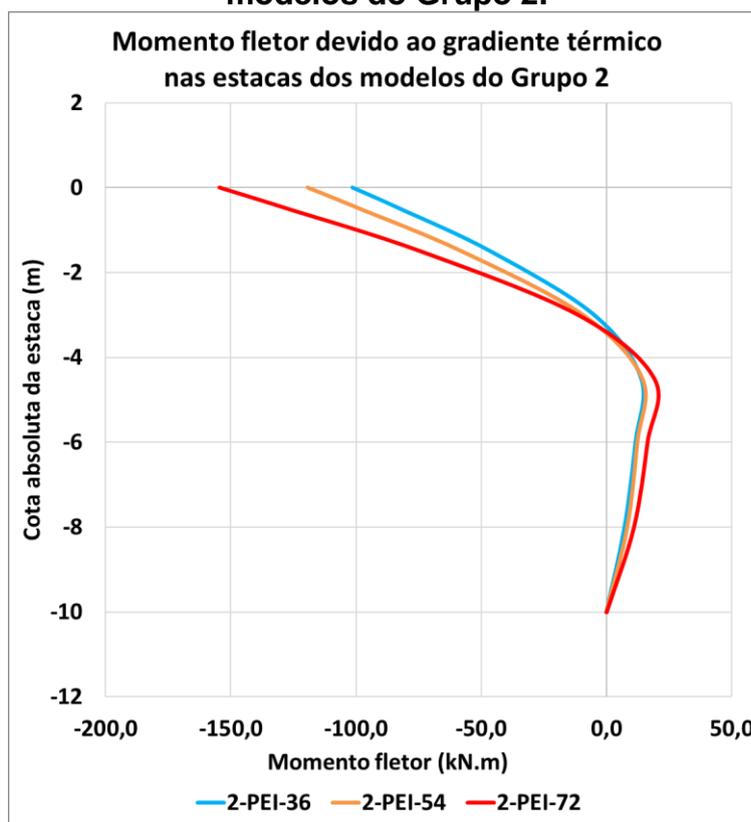


Figura 4.12 - Momento fletor devido ao gradiente térmico nas estacas dos modelos do Grupo 2.



Conforme é possível observar a partir dos gráficos, os momentos nas estacas dos modelos do Grupo 02 foram praticamente idênticos aos modelos do Grupo 01, com diferenças percentuais menores do que 2%, indicando que os dois sistemas estruturais atuaram praticamente da mesma forma, com relação aos momentos fletores atuantes nas estacas.

Com o aumento do comprimento total da ponte, há um aumento dos deslocamentos provocados pela variação térmica e, portanto, um aumento do momento fletor originado pelo gradiente térmico. Para os modelos do Grupo 01, por exemplo, o momento fletor no topo das estacas é igual a 101,4 kN.m para a ponte de 36 metros, 115,6 kN.m para a de 54 metros e de 151,6 kN.m para a ponte de 72 metros.

É possível notar também que a maior magnitude de momento fletor ocorre na parte superior da estaca, e que a partir de determinada cota, aproximadamente 3 metros de profundidade, a estaca apresenta uma inversão nos valores de momento fletor, mudando de negativo para positivo, até chegar ao valor nulo na região da sua ponta. Os maiores valores de momento fletor no topo da estaca são devido aos deslocamentos de translação e rotação dos encontros da ponte integral e de encontros

integrais, ocasionados pelo gradiente térmico e que são transmitidos para as estacas de fundação.

Para os modelos do Grupo 03, os valores dos momentos fletores devido à ação do gradiente térmico foram praticamente nulos. Por esta razão, o gráfico referente a este grupo não foi apresentado.

4.1.3 Comparação entre as combinações 1a e 1b

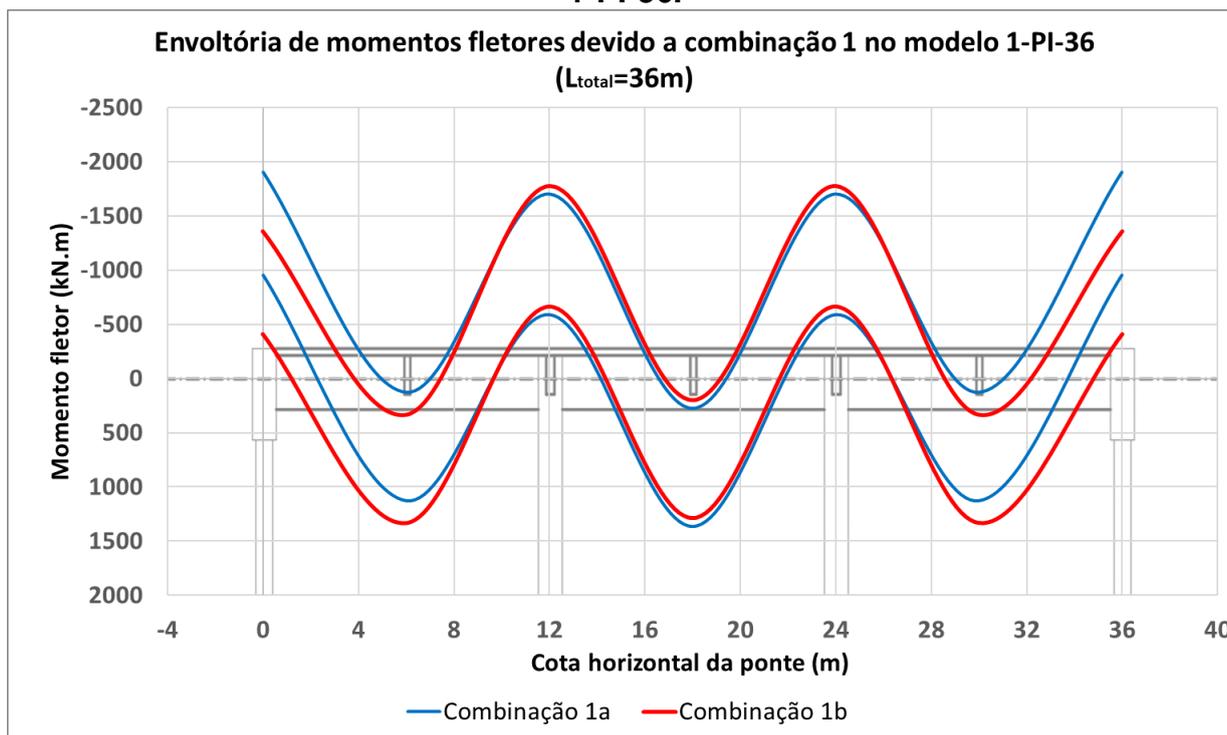
Nesta etapa serão analisadas as envoltórias dos momentos fletores atuantes nas longarinas, devido às combinações 1a e 1b, explicadas no Capítulo 3. A comparação entre as duas combinações permitirá analisar a ordem de grandeza dos momentos originados devido ao gradiente térmico.

O gráfico é apresentado como envoltória de esforços devido à atuação da carga móvel, com análise das linhas de influência, nas duas combinações. Portanto, cada combinação é representada por duas linhas, sendo uma de momentos fletores máximos e outra de momentos mínimos.

Por simplificação, neste item foram apresentados os gráficos de momentos fletores apenas da ponte com vão total igual a 36 metros, para os 03 sistemas estruturais analisados. Os gráficos das pontes com 54 metros e 72 metros estão apresentados no Anexo E deste trabalho.

A Figura 4.13 apresenta a envoltória de momentos fletores atuantes na longarina da ponte 1-PI-36.

Figura 4.13 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-36.



Analisando-se o gráfico da ponte integral 1-PI-36, a partir da Figura 4.13, inicialmente é possível observar a existência de momentos fletores negativos nas regiões dos encontros e dos apoios centrais (pilares), devido à continuidade deste sistema estrutural. Também é possível observar um aumento no módulo do momento fletor negativo, na região do encontro (seção 1), com a consideração da ação do gradiente térmico (Combinação 1a). Para a combinação 1b, o momento fletor negativo na extremidade da ponte é de $-1.358,57$ kN.m e para a combinação 1a, este momento aumentou para $-1.901,90$ kN.m, representando um aumento de 40%, em módulo.

Este acréscimo de momento fletor na extremidade da ponte pode ser observado através do gráfico da Figura 4.7, a qual indica a existência de um momento fletor negativo significativo na extremidade da ponte integral, devido à ação isolada do gradiente térmico.

Para a seção S5 (meio do vão central), houve um pequeno aumento no módulo do momento fletor positivo. Para a combinação 1b o momento é igual a $1.285,7$ kN.m e para combinação 1a este momento passou para o valor de $1.361,0$ kN.m, representando um aumento de 5,9%, portanto, com ordem de grandeza bem menor quando comparado com o efeito ocasionado nas extremidades. Este efeito também pode ser visualizado no gráfico da Figura 4.7, para o trecho do vão central.

Para as seções S1 e S5, a ação do gradiente térmico provoca efeitos desfavoráveis, porém com ordem de grandezas diferentes. Na seção S1 (encontros), o aumento dos módulos dos momentos fletores chega a ter acréscimos da ordem de 40%, quando considerados os efeitos do gradiente térmico. Tais efeitos são significativos e devem ser levados em consideração para efeito de dimensionamento das longarinas de pontes integrais.

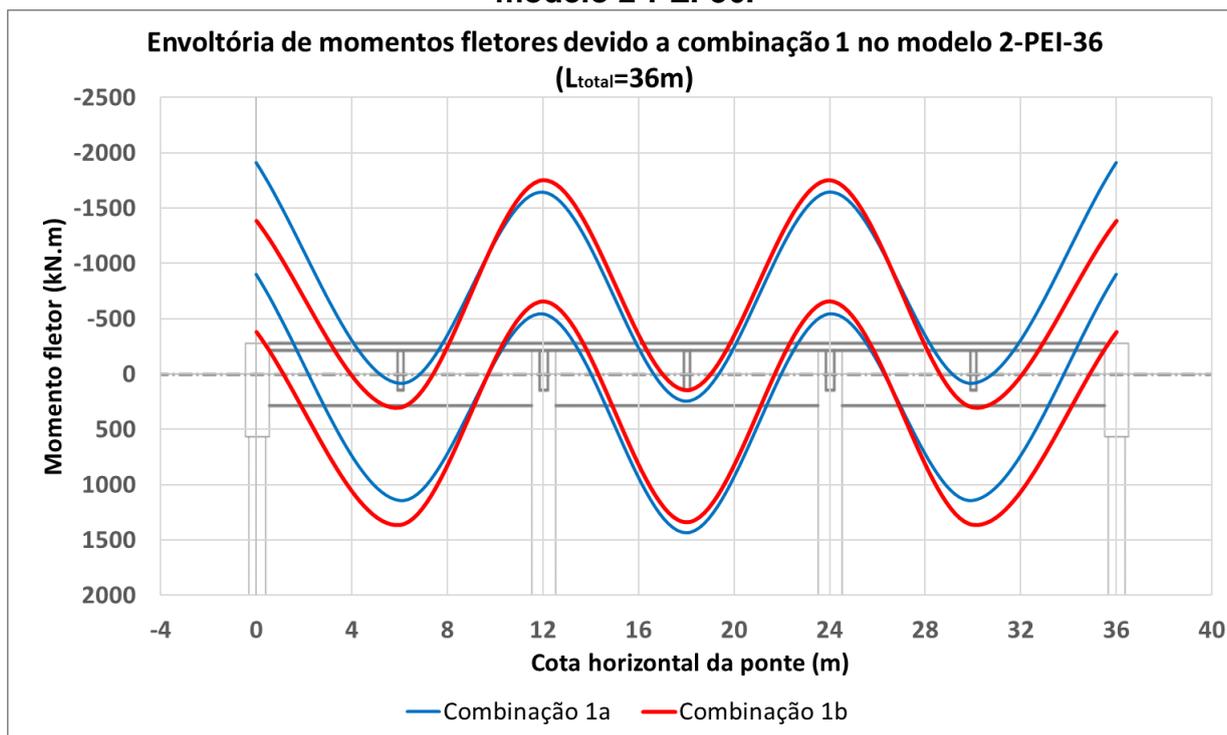
Por outro lado, para a seção S2 (meio do vão de extremidade), a ação do gradiente térmico ocasionou uma redução, em módulo, dos valores dos momentos fletores positivos. Para a combinação 1b, o momento positivo no meio do vão é igual a 1.331,6 kN.m e 1.124,2 kN.m para a combinação 1a, representando uma redução de 15,6 % no valor deste momento e, portanto, um efeito favorável e que não deve ser levado em conta, para este caso específico.

Para as seções S3 e S4 (pilares centrais), o valor do momento negativo é igual a -1.773,5 kN.m para a combinação 1b e igual a -1.699,1 kN.m para a combinação 1a, representando uma redução de 4,2%, em módulo, no valor do momento negativo.

Portanto, para as seções S2, S3 e S4 a ação do gradiente térmico ocasionou efeitos favoráveis e que não deverão ser levados em consideração para efeito de dimensionamento das longarinas, considerando este caso específico de análise.

A Figura 4.14 apresenta a envoltória de momentos fletores atuantes na longarina da ponte 2-PEI-36, para as combinações 1a e 1b.

Figura 4.14 – Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-36.



Para a ponte de encontros integrais, 2-PEI-36, os valores dos momentos fletores foram muito próximos dos valores do modelo 1-PI-36, com diferenças menores do que 5,5%. Para este modelo, é possível observar um aumento no módulo do momento fletor negativo na região do encontro (seção 1), com a consideração da ação do gradiente térmico. Para a combinação 1b, o momento fletor negativo na extremidade da ponte é de -1.384,06 kN.m e para a combinação 1a, este momento aumentou para -1.908,54 kN.m, representando um aumento de 37,9%, em módulo.

Para a seção S5 (meio do vão central), houve um pequeno acréscimo no módulo do momento fletor positivo, com ordem de grandeza bem inferior ao efeito provocado na extremidade da ponte. Para a combinação 1b o momento é igual a 1.336,94 kN.m e para combinação 1a este momento passou para o valor de 1.435,40 kN.m, representando um aumento de 7,4%. Este efeito também pode ser visualizado no gráfico da Figura 4.7, para o trecho do vão central.

A diferença entre os modelos 1-PI-36 e 2-PEI-36 é explicada pela existência de aparelhos de apoio nas ligações dos pilares centrais com o tabuleiro da ponte neste segundo modelo. Porém, esta alteração no sistema estrutural foi pouco significativa, havendo um pequeno aumento dos momentos fletores positivos e um pequena redução

no módulo dos momentos negativos, para o modelo do Grupo 02. Esta maior redistribuição do momento positivo, para o Grupo 02, foi devido à ausência de continuidade dos pilares centrais com a longarina da ponte e, conseqüentemente, um menor momento fletor negativo atuante sobre os pilares do modelo do Grupo 02, devido à existência de aparelhos de apoio, reduzindo a rigidez na ligação entre longarinas e pilares e que existe, de fato, no sistema do Grupo 01.

Nas Figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se os momentos fletores atuantes nos pilares centrais, para os modelos dos Grupos 01 e 02, respectivamente, considerando a combinação 1a.

Figura 4.15 - Momento fletor atuante em pilares centrais da ponte 1-PI-36 (Combinação 1a).

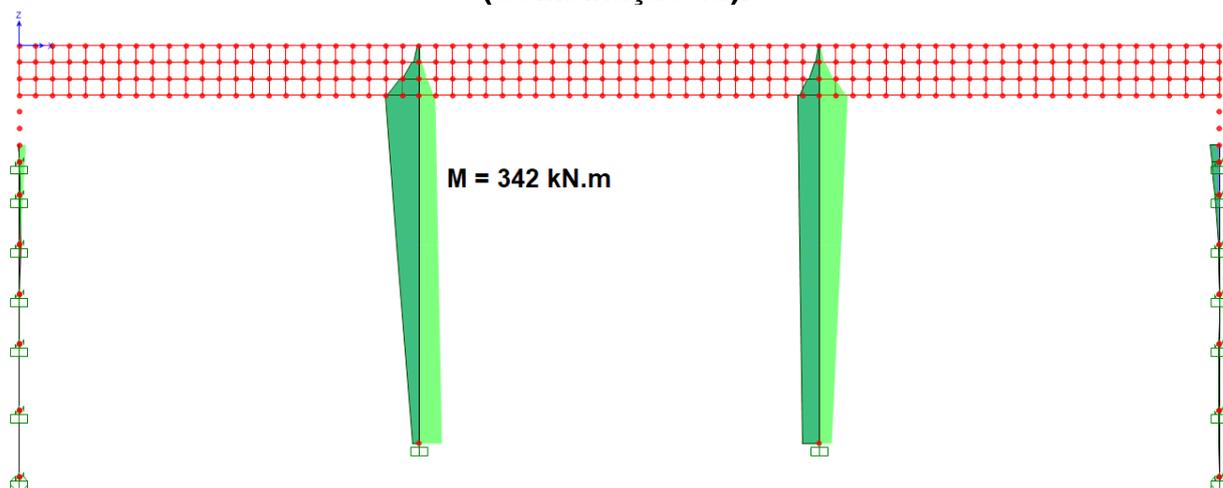
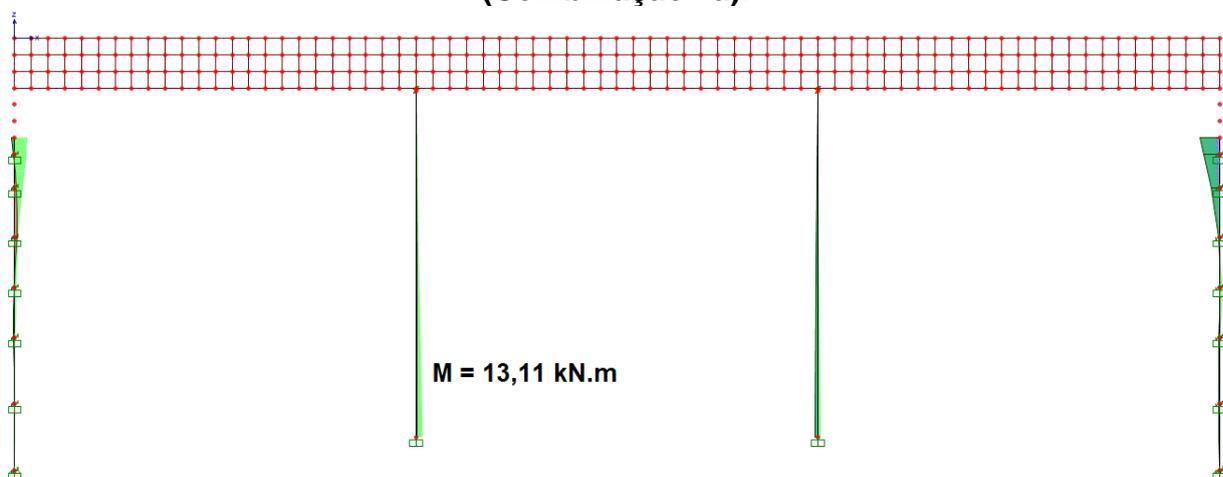


Figura 4.16 - Momento fletor atuante em pilares centrais da ponte 2-PEI-36 (Combinação 1a).



É possível concluir que para as pontes integrais e de encontros integrais, a ação do gradiente térmico provocou acréscimos de esforços significativos, principalmente nas extremidades da ponte, representando um efeito desfavorável e que deve ser levado em consideração no dimensionamento das longarinas nestes tipos de sistemas estruturais.

A Tabela 4-8 apresenta o resumo dos acréscimos percentuais, em módulo, de momentos fletores na seção do encontro (seção 1), para todos os modelos dos Grupos 01 e 02.

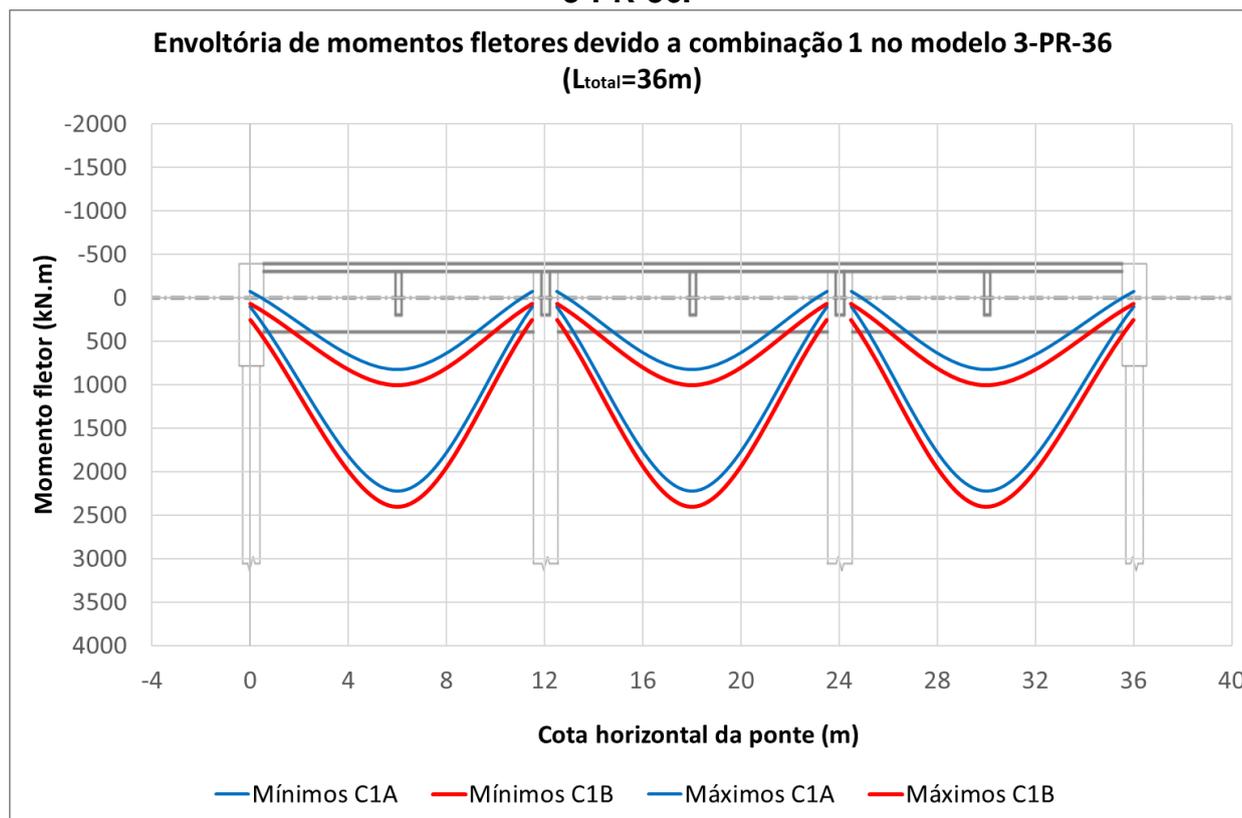
Tabela 4-8 - Acréscimos de momento fletor na seção do encontro.

Modelo	M, encontro (kN.m)		ΔM (%)
	Comb. 1a	Comb. 1b	
1-PI-36	-1901,9	-1358,7	40,0
2-PEI-36	-1908,5	-1384,1	37,9
1-PI-54	-3778,7	-2680,0	41,0
2-PEI-54	-3833,6	-2750,0	39,4
1-PI-72	-5753,7	-4631,1	24,2
2-PEI-72	-5824,1	-4730,9	23,1

Em complemento, foi possível constatar através da análise da Tabela 4-8, que com o aumento do comprimento total da ponte, ocorreram acréscimos dos momentos fletores negativos no encontro. Tal fato aconteceu devido ao aumento dos carregamentos usuais, tais como cargas permanentes, sobrecargas etc. e do aumento dos esforços provocados pelos efeitos térmicos, sendo estes proporcionais ao comprimento da ponte. A Tabela 4-8 indica também uma redução da variação percentual do momento, conforme aumento do comprimento total da ponte, indicando que os efeitos de variação de temperatura tornam-se menos preponderantes em relação às ações diretas, à medida que o comprimento é aumentado.

A Figura 4.17 apresenta a envoltória de momentos fletores atuantes na longarina da ponte de referência 3-PR-36, para as combinações 1a e 1b.

Figura 4.17 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-36.



Para este sistema estrutural, a ação do gradiente térmico provoca o aparecimento de momentos fletores negativos nos vãos isostáticos, conforme explicado no item 4.1.2.2 e que pode ser observado na Figura 4.7.

Analisando-se o gráfico da ponte de referência (3-PR-36), a partir da Figura 4.17, inicialmente é possível observar, para a combinação 1b, a existência apenas de momentos fletores positivos, atuando em cada um dos vãos isostáticos da ponte.

A influência da ação do gradiente térmico provoca a redução dos momentos fletores positivos no meio do vão. Para a combinação 1b, o momento máximo no meio do vão é igual a 2.405 kN.m e, para a combinação 1a, temos o valor de 2.221,1 kN.m, representando uma redução de 7,6% no módulo do momento fletor. Portanto, trata-se de um efeito favorável e que, para este modelo específico, não deve ser considerado para efeito de dimensionamento das longarinas. Para a ponte de 54 metros, esta redução foi de 5,7% e para a ponte de 72 metros a redução foi de 3,8%. Os gráficos dos modelos de referência das pontes de 54 e 72 metros encontram-se no Anexo E.

Conforme comentado no item 4.1.2.2, o gradiente térmico dá origem a momentos negativos nos vãos isostáticos da ponte convencional 3-PR-36. Na região dos

encontros e sobre os apoios centrais, este momento possui valor igual a $-76,6$ kN.m (Combinação 1a), sendo um momento com baixa ordem de grandeza, quando comparado com o momento positivo do meio do vão. Reforça-se aqui que a existência deste momento é devido à restrição do solo nos encontros da ponte e também devido à ligação semi-rígida entre longarinas e transversinas e entre longarinas e encontros. Na região do meio do vão isostático, o momento negativo ocasionado pelo gradiente térmico é igual a $-183,7$ kN.m, representando um efeito favorável.

Portanto, pode-se concluir que o efeito do gradiente térmico para os modelos estudados não provocou efeitos desfavoráveis significativos nas pontes convencionais, quando comparado com os efeitos provocados nas pontes dos Grupos 01 e 02.

4.2 Análise dos efeitos da fluência e retração

Para evidenciar a influência dos efeitos reológicos do concreto nas pontes integrais, foram criadas duas combinações, utilizando-se duas abordagens diferentes para análise estrutural: **(1)** combinação 2a e **(2)** combinação 2b. Na segunda, combinação 2b, utilizou-se o procedimento convencional de análise elástica, onde as propriedades não variam com a idade do concreto. A combinação 2a, dita reológica, considera a influência das propriedades reológicas do concreto, levando-se em consideração as ações de fluência e retração, conforme explicado no Capítulo 3.

4.2.1 Comparação entre as combinações 2a e 2b

Nesta etapa serão analisados os momentos fletores atuantes nas longarinas, devido às combinações 2a e 2b. A comparação entre as duas combinações permitirá analisar a ordem de grandeza dos momentos fletores originados nas longarinas devido os efeitos de retração e fluência.

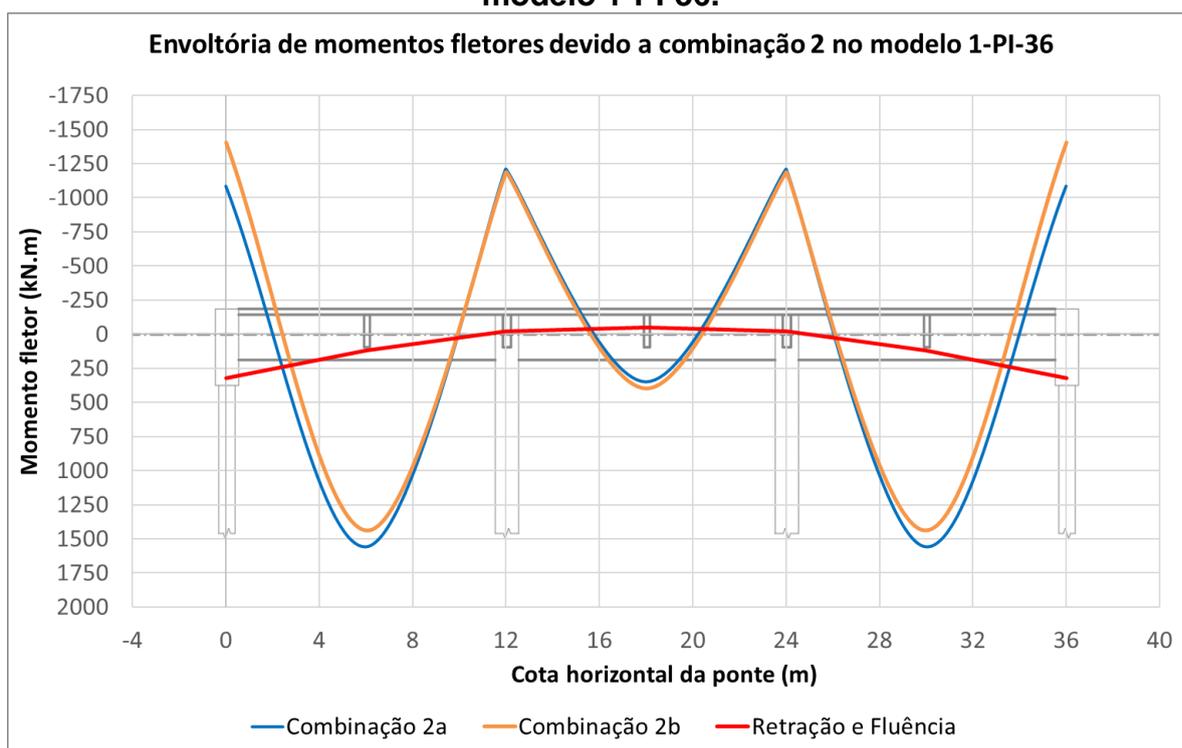
Conforme explicado no Capítulo 3, para o caso das combinações 2a e 2b, a carga móvel teve que ser modelada como um carregamento estático equivalente, devido a limitações de modelagem no SAP 2000, para o tipo de combinação de estágios construtivos considerada. Devido a isto, foi realizada uma análise das linhas de influência de momento fletor sendo o trem-tipo posicionado nas posições que

tornassem mínimos os momentos na seção do encontro (seção S1) e máximos os momentos na seção do meio do vão de extremidade da ponte (seção S2). Essas foram as duas seções de interesse para a análise dos efeitos de retração e fluência sobre os momentos fletores das longarinas.

Por simplificação, serão apresentados os gráficos de momentos fletores apenas da ponte com comprimento igual a 36 metros, para os 03 sistemas estruturais analisados. Os gráficos das pontes com 54 metros e 72 metros estão apresentados no Anexo E deste trabalho.

A Figura 4.18 apresenta o gráfico de momentos fletores atuantes na longarina da ponte 1-PI-36, para as combinações 2a e 2b. Além disso, o gráfico também apresenta os momentos fletores devido às ações de fluência e retração agindo isoladamente, representado pela linha vermelha.

Figura 4.18 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 1-PI-36.



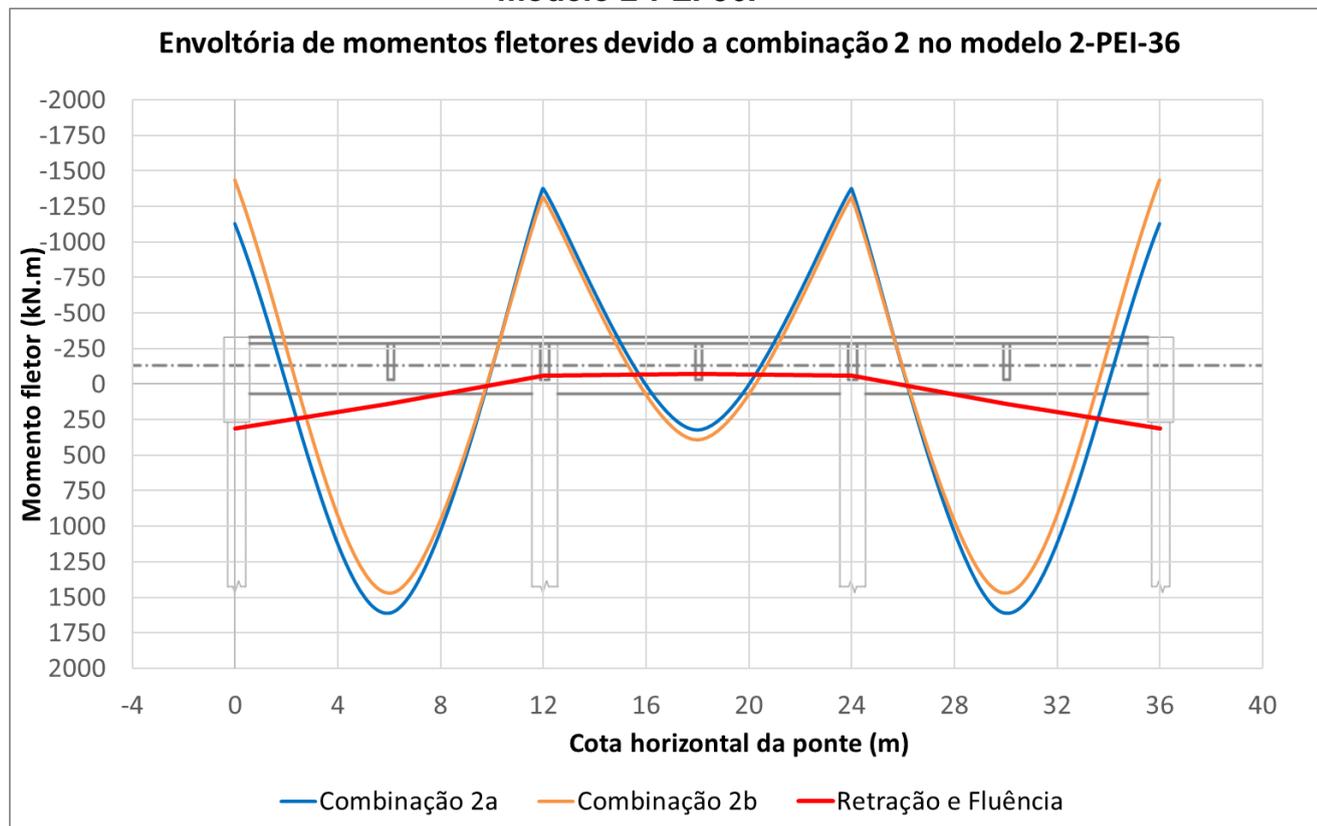
A partir do gráfico da Figura 4.18, é possível observar que o principal efeito desfavorável das ações de retração e fluência, na ponte integral, aconteceu na seção S2 (meio do vão de extremidade). Houve um aumento no valor do momento fletor positivo no meio do vão, com o valor passando de 1.435,9 kN.m (combinação 2b) para 1.558,1 kN.m (combinação 2a), representando um acréscimo de 8,5%.

O gráfico da ação isolada de retração e fluência demonstra bem este efeito, indicando o surgimento de momentos fletores positivos nas extremidades da ponte até próximo da região dos apoios centrais. Este gráfico apresenta sentido contrário aos dos momentos fletores ocasionados pela ação isolada do gradiente térmico, apresentados na Figura 4.7. Na região do vão central, o gráfico do momento fletor devido às ações de fluência e retração apresenta valores negativos de pequena ordem de grandeza. Além disso, é válido lembrar que a seção dos apoios centrais e do vão central não representam seções de interesse devido aos motivos já explicados.

Para o caso da seção S1 (encontros), ocorreu uma redução no módulo do momento negativo de extremidade, com a consideração das ações de fluência e retração. Para a combinação 2b, este momento é igual a $-1.402,80$ kN.m e para combinação 2a este momento possui valor igual a $-1.083,1$ kN.m. Portanto, ocorreu um decréscimo de 22,8%, representando um efeito favorável da ação de fluência e retração e que, portanto, não deve ser levado em consideração no dimensionamento das longarinas deste modelo.

A Figura 4.19 apresenta o gráfico de momentos fletores atuantes na longarina da ponte 2-PEI-36, para as combinações 2a e 2b.

Figura 4.19 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 2-PEI-36.



Para a ponte de encontros integrais, 2-PEI-36, os valores dos momentos fletores das seções S1 e S2 ficaram muito próximos dos valores do modelo 1-PI-36, com diferenças menores do que 4,1%. No caso, as duas seções apresentaram momentos ligeiramente maiores, em módulo, para o caso do modelo do Grupo 2. Tal fato pode ser explicado pela maior redistribuição dos momentos fletores no tabuleiro para o caso do Grupo 2, devido à ausência de ligação monolítica dos pilares centrais com o tabuleiro, para este caso, havendo uma redução da rigidez na ligação longarina-pilar.

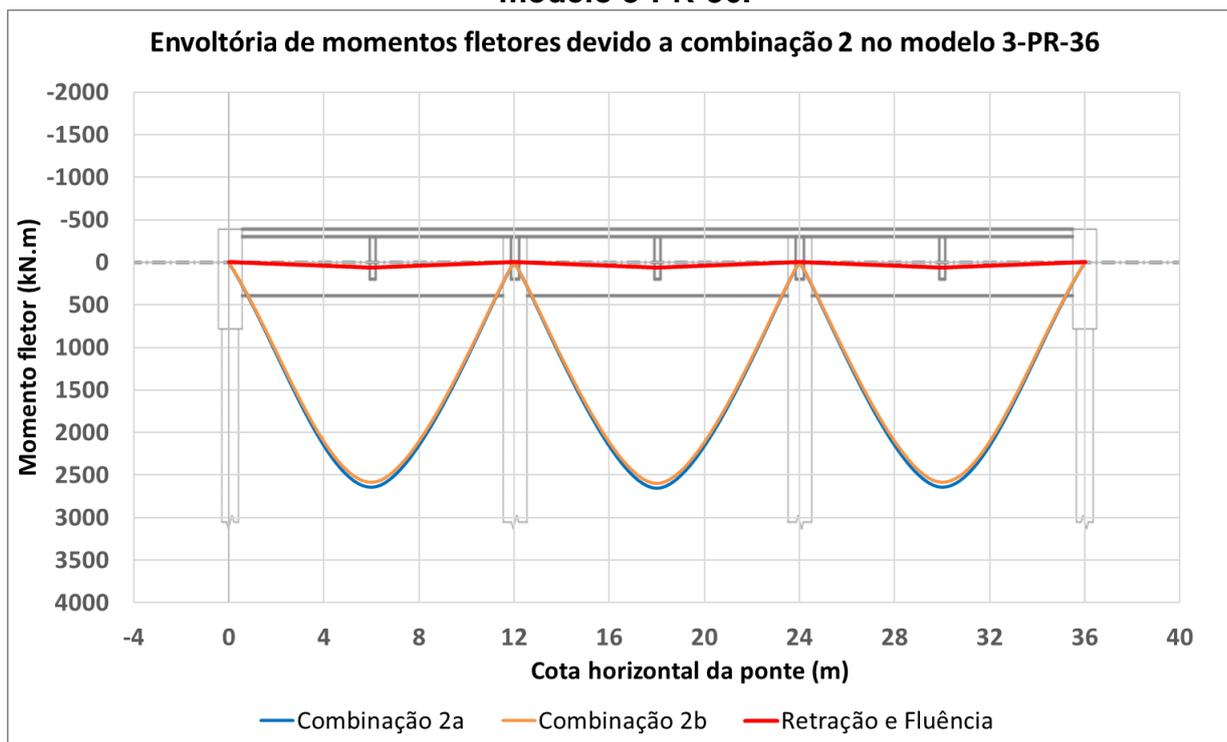
A partir do gráfico da Figura 4.19, é possível observar que o principal efeito desfavorável das ações de retração e fluência, na ponte de encontros integrais do Grupo 02, aconteceu na seção S2 (meio do vão de extremidade). Houve um aumento no valor do momento fletor positivo no meio do vão, com o valor passando de 1.472,6 kN.m (combinação 2b) para 1.609,4 kN.m (combinação 2a), representando um acréscimo de 9,3%.

Para o caso da seção S1 (encontros), ocorreu uma redução no módulo do momento negativo de extremidade. Para a combinação 2b, este momento é igual a -1.437,5 kN.m e para combinação 2a este momento possui valor igual a -1.127,2 kN.m. Portanto, ocorreu uma redução de 21,6%, representando um efeito favorável da ação de fluência e retração e que, portanto, não deve ser levado em consideração no dimensionamento das longarinas deste modelo.

Portanto, para os dois tipos de sistemas integrais analisados, as ações da fluência e retração provocaram efeitos desfavoráveis no meio do vão de extremidade da ponte (seção S2), provocando acréscimos de momentos fletores significativos. Para a seção do encontro (seção S1), o efeito foi favorável, acarretando em redução do módulo dos momentos negativos.

A Figura 4.20 apresenta o gráfico de momentos fletores atuantes na longarina da ponte 3-PR-36, para as combinações 2a e 2b.

Figura 4.20 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 para o modelo 3-PR-36.



A partir do gráfico da Figura 4.20, é possível observar que as ações de fluência e retração provocam o aparecimento de momentos fletores positivos em cada um dos vãos isostáticos. Houve um acréscimo no valor do momento fletor positivo no meio do vão, com o valor passando de 2.579,8 kN.m (combinação 2b) para 2.639,2 kN.m (combinação 2a), representando um acréscimo de apenas 2,3%. Portanto, para a ponte de referência, este efeito desfavorável possui uma ordem de grandeza menor, quando comparada aos efeitos provocados nas seções analisadas nos modelos dos Grupos 01 e 02. O gráfico da ação isolada de retração e fluência demonstra bem este efeito, indicando o surgimento de momentos fletores positivos com pequena ordem de grandeza, no meio dos vãos isostáticos.

A Tabela 4-9 apresenta o resumo dos acréscimos percentuais, em módulo, de momentos fletores na seção do meio do vão de extremidade (seção S2), para todos os modelos dos Grupos 01 e 02.

Tabela 4-9 - Acréscimos de momento fletor na seção S2.

Modelo	M, seção S2 (kN.m)		ΔM (%)
	Comb. 2a	Comb. 2b	
1-PI-36	1558,1	1435,9	8,5
2-PEI-36	1609,4	1472,6	9,3
1-PI-54	3175,5	2963,1	7,2
2-PEI-54	3265,1	3027,8	7,8
1-PI-72	5130,0	4908,3	4,5
2-PEI-72	5278,6	5026,5	5,0

A partir da análise da Tabela 4-9, é possível observar uma diminuição da variação do momento fletor na seção S2 com o aumento do comprimento da ponte.

A Tabela 4-10 apresenta o resumo dos acréscimos percentuais, em módulo, de momentos fletores na seção do meio dos vãos isostáticos, para os modelos do Grupo 03:

Tabela 4-10 - Acréscimos de momento fletor no meio dos vãos isostáticos dos modelos do Grupo 03.

Modelo	M, meio vão (kN.m)		ΔM (%)
	Comb. 2a	Comb. 2b	
3-PR-36	2639,2	2579,8	2,3
3-PR-54	5455,9	5360,0	1,8
3-PR-72	8655,1	8537,1	1,4

Para o caso da seção S1, vimos que o efeito das ações de fluência e retração agiu favoravelmente, aliviando os momentos negativos nos encontros. Porém, vale ressaltar que este efeito ocorreu particularmente para os modelos descritos neste trabalho, uma vez que todos eles representam pontes de concreto armado convencional, ou seja, sem a protensão. É fato que, caso as longarinas fossem protendidas, o sentido dos gráficos dos momentos fletores devido à fluência poderia apresentar configuração diferente ou até mesmo inversa dos apresentados nos modelos aqui descritos, conforme apresentado nas Figuras 2.25 e 2.26 do Capítulo 2. Portanto, poderão haver situações em que os efeitos reológicos ocasionem resultados desfavoráveis nas extremidades das pontes integrais, principalmente quando estas foram compostas por longarinas protendidas.

Diante disto, com o objetivo de conhecer a ordem de grandeza da influência dos efeitos reológicos nas seções de extremidade da ponte, a Tabela 4-11 apresenta as variações percentuais, em módulo, de momentos fletores ocorridas na seção S1, para os modelos de pontes integrais.

Tabela 4-11 - Variação percentual de momento fletor na seção S1, para os modelos de pontes integrais.

Modelo	M, seção S1 (kN.m)		ΔM (%)
	Comb. 2a.	Comb. 2b.	
1-PI-36	-1083,1	-1402,8	-22,8
2-PEI-36	-1127,2	-1437,5	-21,6
1-PI-54	-1995,5	-2566,6	-22,3
2-PEI-54	-2068,5	-2624,8	-21,2
1-PI-72	-3677,0	-4304,9	-14,6
2-PEI-72	-3814,3	-4420,5	-13,7

A partir da análise da Tabela 4-11, é possível observar uma redução de momento fletor em até 22,8%, para o caso do modelo 1-PI-36. As alterações percentuais indicadas apresentam valores maiores do que as sofridas pela seção S2, conforme Tabela 4-9. Tal fato evidencia uma maior influência dos efeitos reológicos nas extremidades das pontes integrais, conforme explicado no item 2.8 deste trabalho, devendo ser consideradas no dimensionamento quando ocasionarem efeitos desfavoráveis.

A partir da Tabela 4-11, também foi possível observar uma diminuição desta variação percentual do momento fletor com o aumento do comprimento da ponte, da mesma forma que o observado para o caso da seção S2, visto na Tabela 4-9. Conforme comentado no item 4.1.3, isto pode ser explicado pelo fato de que com o aumento do comprimento total da ponte, os valores dos esforços originados pelas ações diretas tais como peso próprio, sobrecarga etc. também aumentam tornando a variação de momento ocasionada pelos efeitos de retração e fluência menos preponderantes, com o aumento do vão.

4.2.2 Análise das deformações provocadas pelas ações de fluência e retração

Neste item, as deformações específicas de encurtamento provocadas pela fluência e retração foram obtidas utilizando-se o método analítico do Eurocode 2 (2004), conforme apresentado no item 2.9 do Capítulo 2, e comparadas com as deformações obtidas do modelo numérico computacional (MEF).

A deformação específica total teórica de encurtamento sofrida pela extremidade da ponte foi obtida de maneira aproximada, utilizando-se a Equação 4.1:

$$\varepsilon_t = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc} + \varepsilon_e) \cdot L \quad (4.1)$$

Onde:

ε_{cs} : Deformação específica de encurtamento devido à retração;

ε_{cc} : Deformação específica de encurtamento devido à fluência;

ε_e : Deformação específica de encurtamento devido à ação do empuxo de terra;

L: Distância da extremidade da ponte até o ponto do tabuleiro que não sofre deslocamento (comprimento total da ponte dividido por 2).

O cálculo das parcelas de cada deformação específica bem como dos respectivos encurtamentos foi realizado para o tempo final da análise, considerando o período “ t ” igual a 18250 dias. O cálculo detalhado dos encurtamentos de acordo com o Eurocode 2 (2004), para cada um dos modelos considerados, encontra-se no Anexo D deste trabalho.

A Tabela 4-12 apresenta os valores das deformações específicas de encurtamento sofridas pela extremidade da ponte devido às ações de fluência e retração, obtidos através dos métodos analíticos e numéricos.

Tabela 4-12 - Comparação dos encurtamentos nas extremidades da ponte entre os métodos analítico e numérico.

Modelo	Encurtamento teórico (m) Δ_{MA} (Eurocode)	Encurtamento numérico (m) Δ_{MEF}	Δ (%)	FATOR: Δ_{MEF}/Δ_{MA}
1-PI-36	-0,006543	-0,005100	-22,1	0,78
2-PEI-36	-0,006552	-0,005100	-22,2	0,78
3-PR-36	-0,002984	-0,003550	19,0	1,19
1-PI-54	-0,010989	-0,008000	-27,2	0,73
2-PEI-54	-0,011069	-0,008000	-27,7	0,72
3-PR-54	-0,005353	-0,006300	17,7	1,18
1-PI-72	-0,017988	-0,011500	-36,1	0,64
2-PEI-72	-0,018574	-0,011600	-37,5	0,62
3-PR-72	-0,010116	-0,011450	13,2	1,13

Os valores dos encurtamentos obtidos via MEF foram extraídos diretamente do modelo realizado no SAP 2000, referente à análise da combinação 2a, que considerou os efeitos reológicos.

A última coluna da Tabela 4-12 indica um fator de divisão entre os encurtamentos obtidos através do método numérico (MEF) e os obtidos através de procedimento analítico (Eurocode 2, 2004).

Para os modelos 1-PI-36 e 2-PEI-36, o fator apresentou valor igual a 0,78. Para os modelos 1-PI-54 e 2-PEI-54 foi obtido o valor igual a 0,73 e 0,72, respectivamente. Para os modelos 1-PI-72 e 2-PEI-72, foi obtido um fator igual a 0,64 e 0,62, respectivamente. Portanto, os modelos 1-PI-72 e 2-PEI-72 apresentaram as maiores diferenças percentuais entre os métodos, chegando a 37,5%. Como pode-se observar, em todos os modelos dos Grupos 01 e 02, os deslocamentos obtidos através do método numérico foram menores do que os obtidos analiticamente, com valores do fator menores do que 1 (um).

Tal fato pode ser explicado devido à existência de uma maior restrição das pontes integrais e de encontros integrais (Grupos 01 e 02) aos movimentos de encurtamento provocados pela retração e fluência. Esta maior restrição é devido o impedimento ao movimento provocado pelas estacas de fundação, pelos encontros e pelo solo localizado ao redor destes elementos. Portanto, era esperado que os deslocamentos obtidos via MEF para os modelos dos Grupos 01 e 02 fossem menores

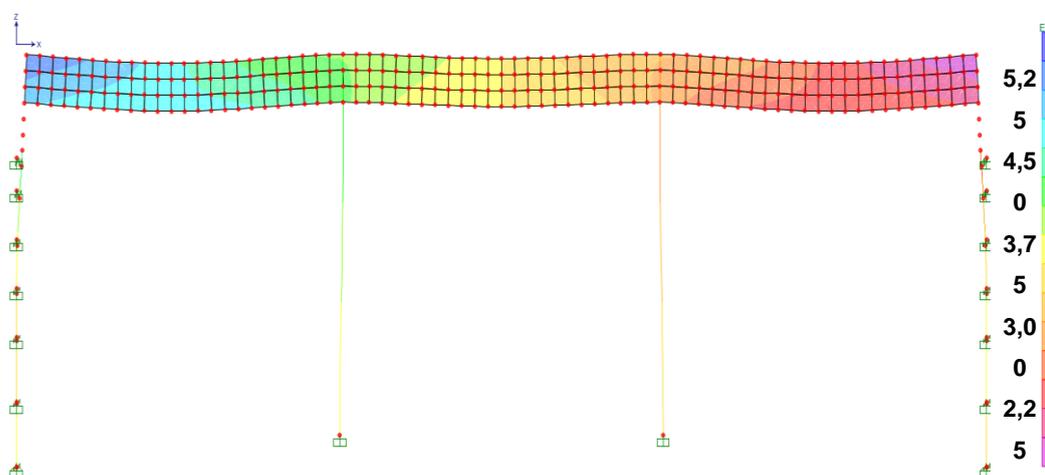
do que os obtidos através do método analítico, uma vez que este último considera uma estrutura sem restrição. Frosch & Lovell (2011) chegaram ao valor igual a 0,60 para este fator em modelos de pontes integrais, considerando uma análise conjunta da retração, fluência e temperatura para diferentes geometrias de pontes. Portanto, os valores obtidos para os modelos dos Grupos 01 e 02 estão coerentes com os resultados esperados.

O modelo 3-PR-36 apresentou diferença percentual entre os métodos analítico e numérico igual a 19%. Os modelos 3-PR-54 e 3-PR-72 apresentaram diferenças percentuais entre os métodos analítico e numérico iguais a 17,7% e 13,2%, respectivamente. Em todos os modelos do Grupo 03, os deslocamentos obtidos através do método numérico foram maiores do que os obtidos analiticamente, com valores do fator superiores a 1,00. As diferenças percentuais citadas podem ser consideradas como aceitáveis, uma vez que a diferença percentual média foi de 16,6%.

Ao contrário dos sistemas integrais, a ponte convencional apresenta liberdade de movimentação devido à existência de aparelhos de apoio nas ligações entre o tabuleiro com os pilares e com os encontros da ponte, permitindo livre movimentação de encurtamento. Este comportamento se aproxima mais das equações analíticas de cálculo, uma vez que estas consideram que a estrutura não sofra restrições.

A título de ilustração, a Figura 4.21 apresenta a deformação de encurtamento sofrida pela ponte 1-PI-36, devido à combinação 2a, para o período final da análise ($t = 18250$ dias).

Figura 4.21 – Deformação de encurtamento da ponte 1-PI-36, devido à Comb. 2a, em milímetros.



4.2.3 Análise dos deslocamentos verticais na seção S2 da longarina

Neste item, serão analisados os deslocamentos verticais obtidos na seção S2, ou seja, seção de meio do vão de extremidade da ponte. Os deslocamentos foram obtidos a partir do resultado do modelo numérico em MEF, para as combinações 2a e 2b, com o objetivo de determinar a influência das ações de fluência e retração sobre os deslocamentos da ponte ao longo do tempo.

Por simplificação, os gráficos apresentados neste item se referem à ponte com comprimento total igual a 36 metros. Os gráficos das pontes com $L=54$ metros e $L=72$ metros estão apresentados no Anexo E.

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os deslocamentos verticais obtidos no nó 502 da seção S2 da ponte 1-PI-36, para as combinações 2a e 2b, respectivamente.

Figura 4.22 - Flecha na seção S2 da ponte 1-PI-36, para a combinação 2a

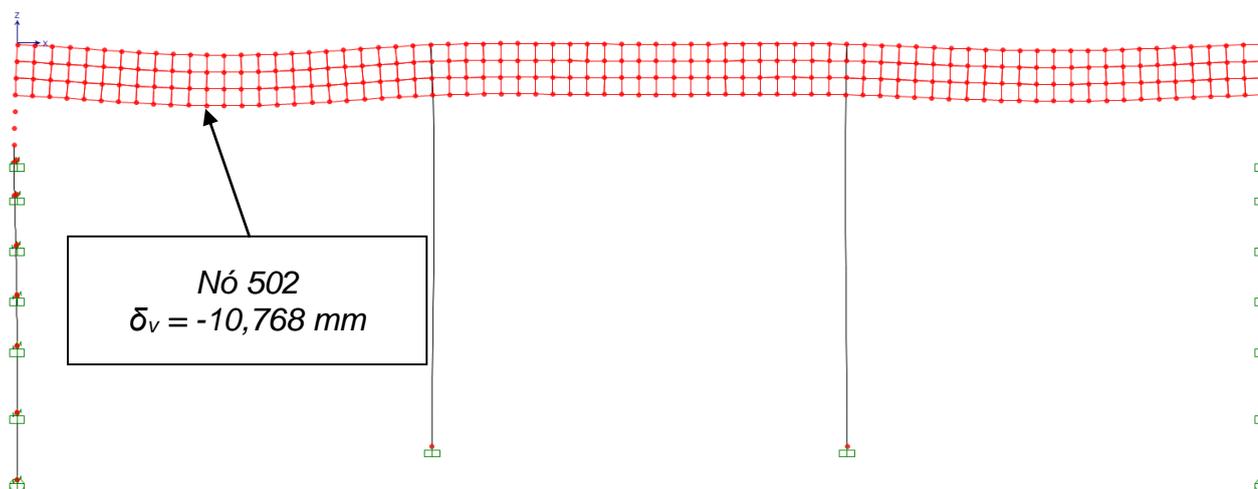
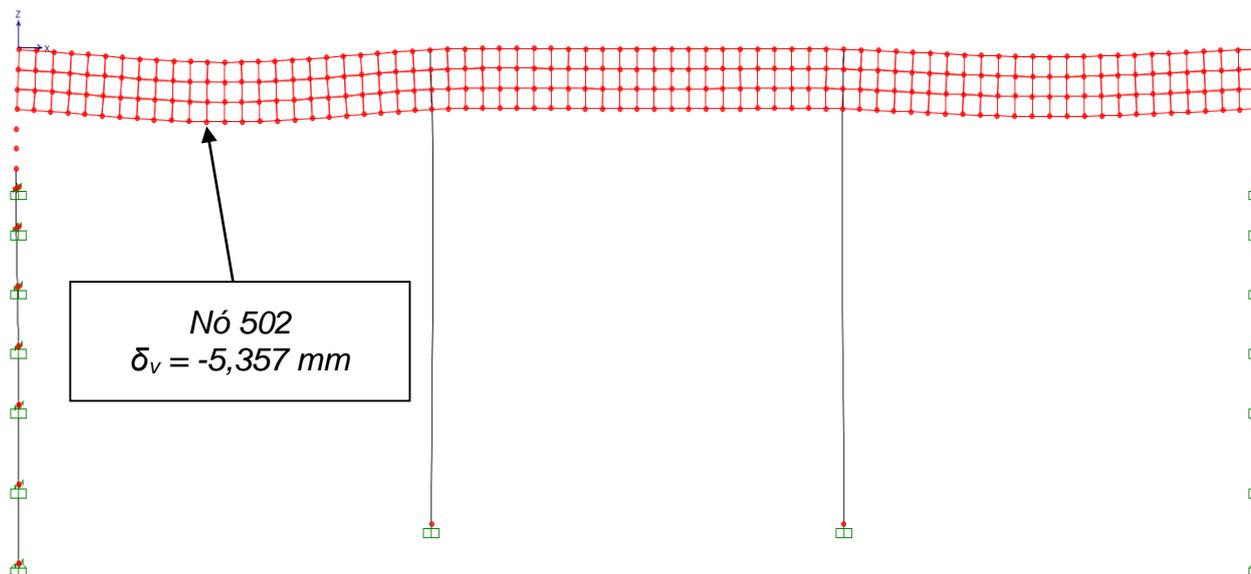
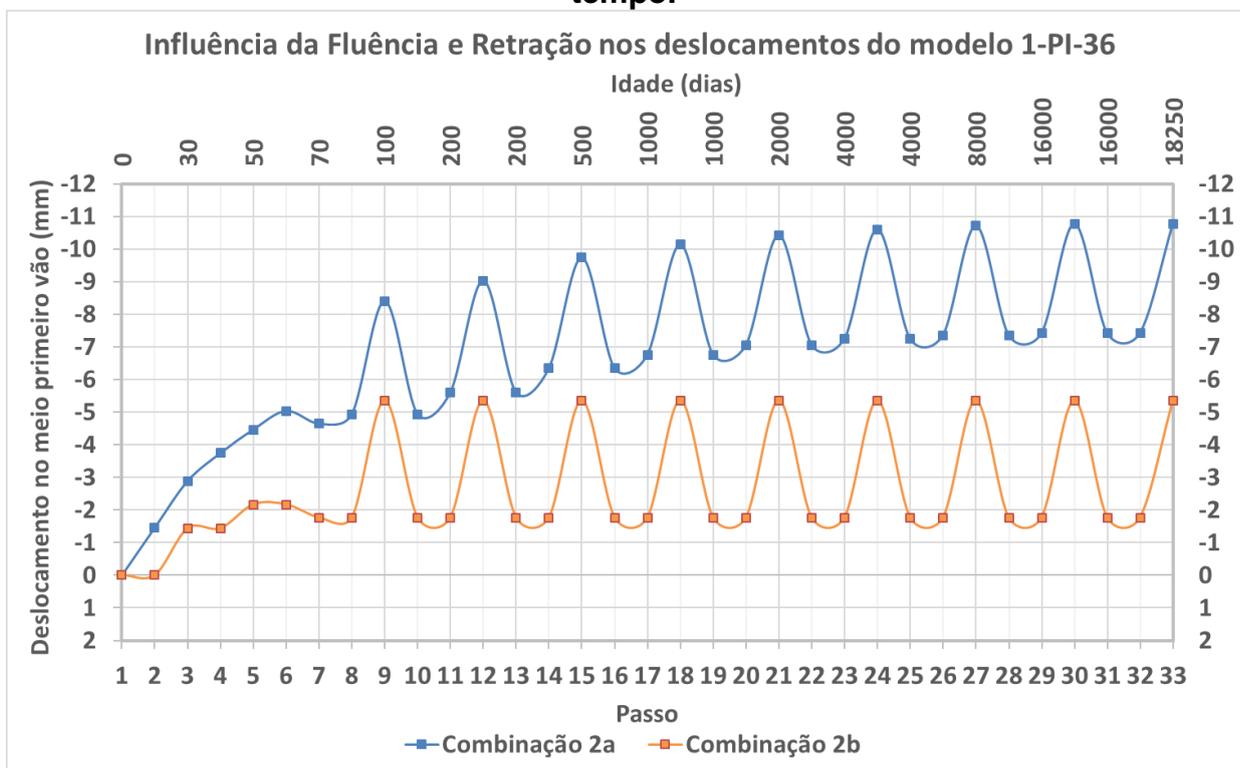


Figura 4.23 - Flecha na seção S2 da ponte 1-PI-36, para a combinação 2b.



A Figura 4.24 apresenta o gráfico da variação dos deslocamentos verticais obtidos ao longo do tempo no nó 502 da seção S2 da longarina, para as combinações 2a e 2b, para a ponte 1-PI-36.

Figura 4.24 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-36 ao longo do tempo.



Os valores dos deslocamentos verticais foram extraídos no nó do elemento finito do modelo da longarina. O eixo das abscissas representa as etapas da análise, de acordo com a Tabela 3-11 apresentada no item 3.8.2.5, e o eixo das ordenadas representa os deslocamentos verticais no nó considerado, em milímetros. O formato senoidal dos deslocamentos a partir de certa etapa representa a aplicação cíclica do carregamento móvel e da ação horizontal do vento.

A partir do gráfico, nota-se um aumento progressivo do deslocamento ao longo da duração da análise, para o caso da combinação 2a, com a consideração dos efeitos reológicos. Por outro lado, o gráfico do deslocamento vertical para a combinação 2b, mostra que a flecha se torna praticamente constante ao longo do tempo, oscilando apenas devido ao efeito cíclico do carregamento móvel e da ação de vento. Esta combinação apresenta um aspecto estacionário dos deslocamentos, uma vez que não considera os efeitos reológicos.

O comportamento da curva da combinação 2a possui semelhança com o gráfico da Figura 2.22, apresentada no Capítulo 2. Esta conclusão é resultado do processo de deformação por fluência e retração explicado no item 2.7 do mesmo capítulo. Portanto, o deslocamento vertical no centro do vão tende a um valor limite constante ao término da análise.

Esse deslocamento ocorre com o sinal negativo (sentido para baixo do eixo vertical global Z do modelo), o que evidencia que a deformação reológica amplifica os deslocamentos ocasionados pelo peso próprio e demais carregamentos verticais, uma vez que neste trabalho não foi considerado o efeito da protensão.

A partir do gráfico da Figura 4.24, pode-se observar o efeito das ações de fluência e retração sobre as flechas obtidas na seção S2 da ponte integral. Para a combinação 2a, o deslocamento final, após 18250 dias, apresentou valor igual a -10,8 milímetros. Para a combinação 2b, a flecha obtida, após o mesmo período de tempo, foi de -5,4 milímetros. A amplificação dos deslocamentos, considerando-se os efeitos reológicos, foi de 101%.

Dividindo-se o deslocamento da combinação 2a pelo obtido pela combinação 2b, obteremos o coeficiente reológico de fluência e retração, considerado no cálculo dos deslocamentos diferidos. Para este caso, o valor deste coeficiente é igual a 2,01.

O gráfico demonstra também que o deslocamento vertical logo nas primeiras etapas da análise, na combinação 2a, é superior ao da combinação 2b, indicando que as influências da fluência e retração são expressivas desde curtos períodos de tempo, quando da análise dos deslocamentos verticais.

Para efeito de comparação, a seguir serão apresentados os gráficos da variação dos deslocamentos verticais obtidos ao longo do tempo na seção S2 da longarina, para as combinações 2a e 2b, para os modelos 2-PEI-36 e 3-PR-36.

As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam os gráficos da variação dos deslocamentos verticais obtidos ao longo do tempo na seção S2 da longarina, para os modelos 2-PEI-36 e 3-PR-36, respectivamente.

Figura 4.25 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-36 ao longo do tempo.

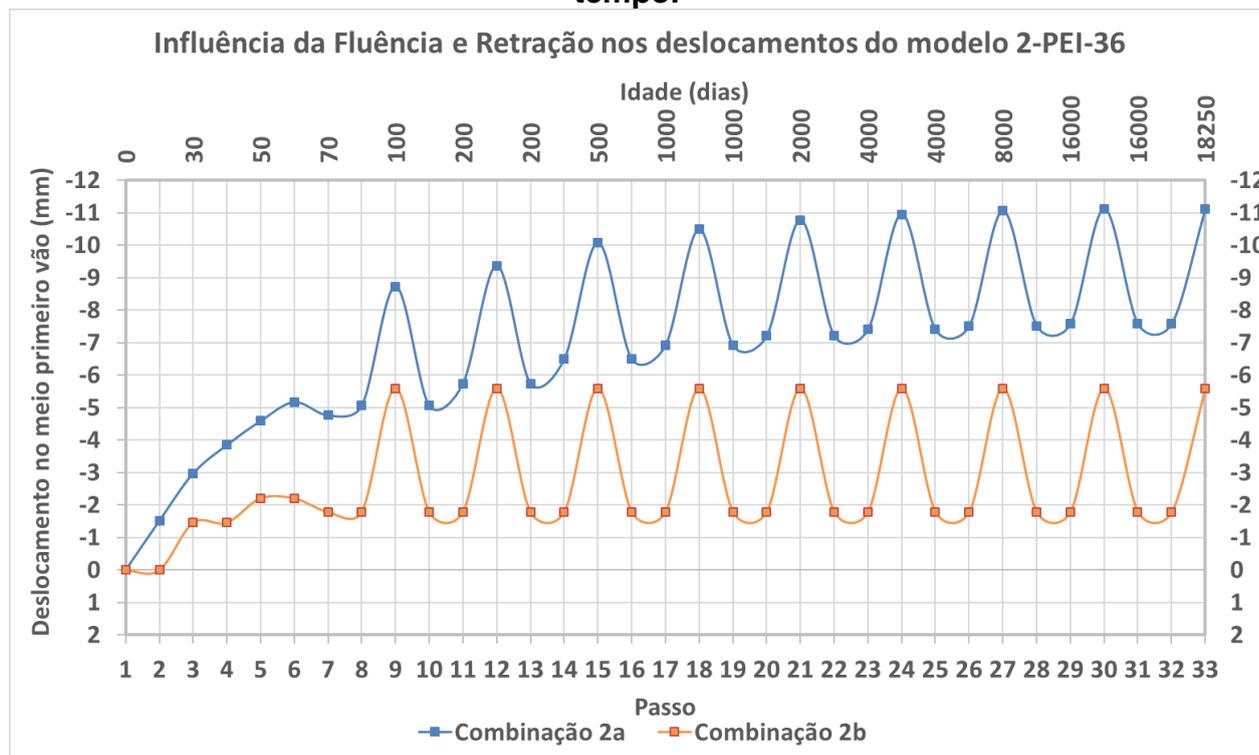
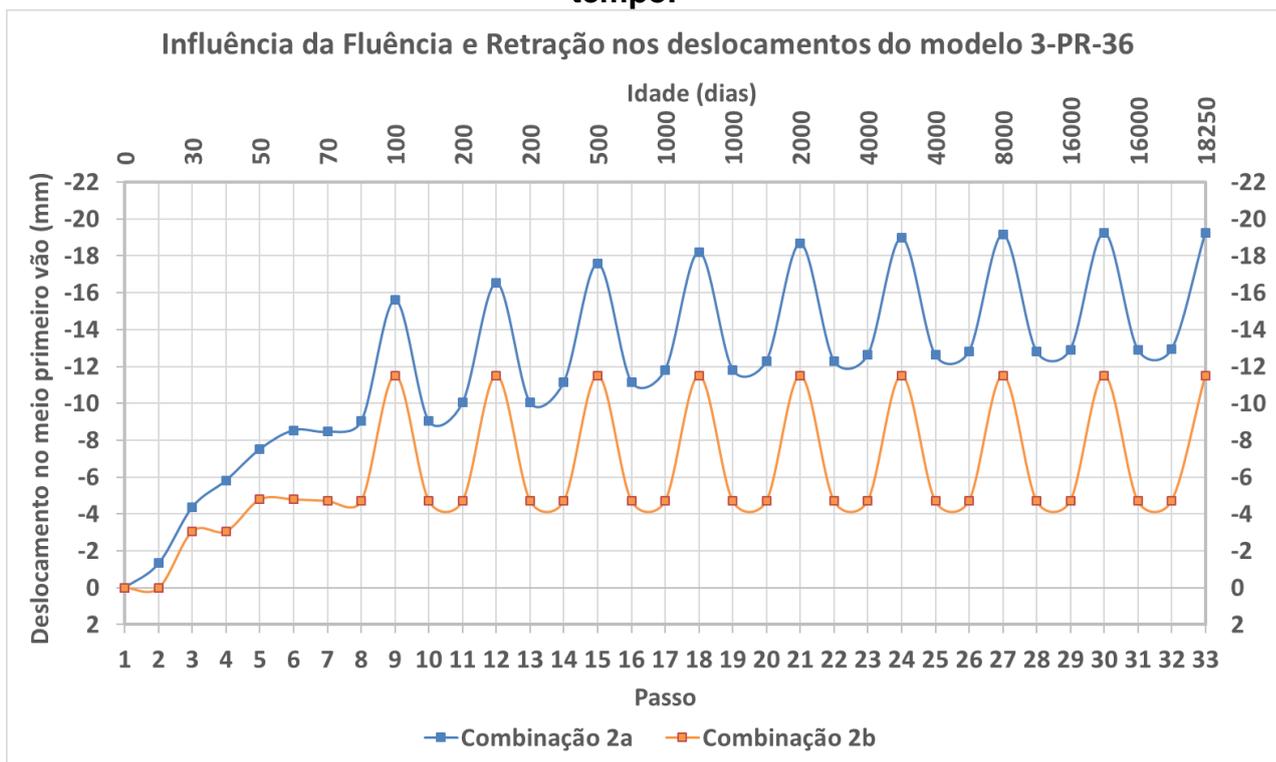


Figura 4.26 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-36 ao longo do tempo.



Os gráficos dos deslocamentos dos modelos 2-PEI-36 e 3-PR-36 (Figuras 4.25 e 4.26) apresentam as mesmas características do gráfico da Figura 4.24, referente ao modelo 1-PI-36. Nota-se um aumento progressivo do deslocamento ao longo da duração da análise, para o caso da combinação 2a. Por outro lado, o gráfico do deslocamento vertical para a combinação 2b torna-se estacionário, a partir de certo período. A Tabela 4-13 apresenta os deslocamentos verticais (em milímetros) obtidos no meio do vão de extremidade (seção S2), no nó localizado na face inferior da longarina, para todos os modelos estudados. Os deslocamentos foram obtidos ao final da análise das combinações 2a e 2b, ou seja, após o período de tempo de 18250 dias.

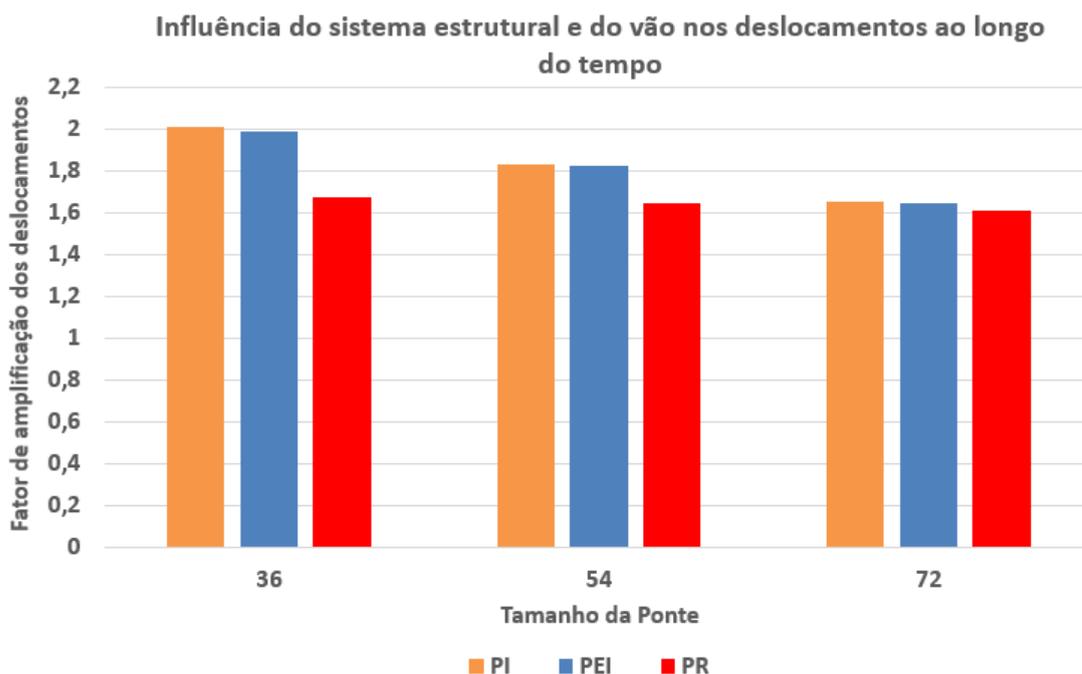
Tabela 4-13 - Deslocamentos verticais no meio do vão de extremidade (seção S2) para “t” igual a 18250 dias.

Modelo	Deslocamentos verticais (mm)		Fator: Comb.2a / Comb.2b
	Combinação 2a	Combinação 2b	
1-PI-36	-10,8	-5,4	2,0
2-PEI-36	-11,1	-5,6	2,0
3-PR-36	-19,3	-11,5	1,7
1-PI-54	-19,4	-10,6	1,8
2-PEI-54	-20,1	-11,0	1,8
3-PR-54	-37,9	-23,1	1,6
1-PI-72	-45,3	-27,3	1,7
2-PEI-72	-47,1	-28,5	1,6
3-PR-72	-96,6	-59,9	1,6

A última coluna da Tabela 4-13 representa um fator de divisão entre os deslocamentos obtidos pela Combinação 2a sobre os obtidos pela Combinação 2b.

O gráfico da Figura 4.27 a seguir apresenta o fator de amplificação dos deslocamentos verticais devido aos efeitos reológicos de fluência e retração, indicando a influência do sistema estrutural e do comprimento da ponte.

Figura 4.27 - Influência do sistema estrutural e do comprimento da ponte sobre os deslocamentos ao longo do tempo.



A partir dos dados fornecidos pela Figura 4.27, nota-se que, para as pontes com $L=36$ metros e $L=54$ metros, o fator de amplificação dos deslocamentos foi significativamente maior nos modelos dos Grupos 01 e 02, ou seja, nos modelos com sistemas integrais e de encontros integrais, quando comparados com o respectivo modelo de referência do Grupo 03. Por exemplo, para o modelo 1-PI-36, o fator de amplificação é igual a 2,0, sendo o maior valor entre todos os modelos. O modelo 2-PEI-36 apresentou fator igual a 2,0, estando igual ao do modelo do Grupo 01. Por outro lado, para o modelo 3-PR-36, o fator apresentou valor igual a 1,7, ou seja, 16,92% menor do que o modelo do Grupo 01. Os modelos da ponte com $L=36$ metros apresentaram os maiores valores para o fator de amplificação dos deslocamentos, comparando-se cada sistema estrutural individualmente.

Para o modelo 1-PI-54, o fator de amplificação é igual a 1,8. O modelo 2-PEI-54 apresentou fator igual a 1,8. Já o modelo 3-PR-54 apresentou fator igual a 1,6, ou seja, 9,84% menor do que o modelo do Grupo 01. Portanto, para a ponte com $L=54$ metros houve uma redução na diferença entre os fatores dos modelos integrais em relação aos obtidos no modelo de referência.

Para a ponte com $L=72$ metros, todos os sistemas estruturais apresentaram fatores muito próximos: 1,7 para o modelo 1-PI-72; 1,6 para o modelo 2-PEI-72 e 1,6 para o modelo 3-PR-36. A diferença entre o modelo do Grupo 01 para o do Grupo 03 foi de apenas 3,01%. Também para a ponte $L=72$ metros foram obtidos os menores valores, de cada sistema estrutural, para o fator de amplificação dos deslocamentos.

Os fatos constatados acima podem indicar uma provável redução da influência dos efeitos reológicos da fluência e retração sobre os deslocamentos verticais da ponte, com o aumento do comprimento. Os valores dos fatores de amplificação dos efeitos reológicos dos modelos dos Grupos 01 e 02 tenderam a se aproximar mais dos valores obtidos para os modelos convencionais do Grupo 03, conforme se aumentou o comprimento total da ponte. Além disso, esses valores também se tornaram cada vez menores com o aumento do vão.

Neville (2016) aponta que diversas pesquisas mostraram que, de fato, os efeitos de retração e fluência são menores em elementos estruturais com maiores dimensões. Segundo o autor, isso provavelmente decorre dos efeitos de retração e do fato da fluência na superfície ocorrer em condições de secagem e, portanto, ser maior do que no interior do elemento, onde as condições se aproximam da cura de grandes massas

de concreto.

A constatação da influência do vão relatada acima é limitada, abrangendo apenas os modelos e vãos considerados neste trabalho. Um número maior de modelos e estudos deverá ser realizado, inclusive com a consideração do efeito da protensão, para que seja possível uma melhor compreensão deste efeito.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

5.1.1 Análise dos efeitos da temperatura

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa, após realização de um estudo para comparação entre os momentos fletores e deslocamentos gerados em tabuleiro de pontes de três sistemas estruturais diferentes: **(a)** sistema de ponte integral; **(b)** sistema de ponte com encontros integrais e **(c)** sistema de ponte convencional, considerando o solo como arenoso. Por fim são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

Considerando uma variação uniforme de temperatura, constatou-se que para os modelos dos Grupos 01 e 02 os deslocamentos obtidos nas extremidades da ponte via MEF foram menores do que os obtidos através de procedimentos analíticos, demonstrando que houve uma restrição nestes modelos aos deslocamentos longitudinais de expansão, provocada pelo solo, pelas fundações e pelos encontros. Este efeito pôde ser medido através de um fator que variou de 0,69 a 0,80. Os resultados desta análise foram considerados satisfatórios e também contribuíram para a calibração dos modelos em elementos finitos.

Ainda para o caso da variação uniforme de temperatura, foi possível notar a influência do comprimento da ponte sobre os deslocamentos longitudinais originados nas estacas e nos encontros. À medida que se aumentou o tamanho do comprimento total da ponte, houve um aumento dos deslocamentos. Foi possível indicar que, para o caso do Grupo 02, houve pouca influência dos aparelhos de apoio sobre estes deslocamentos, obtendo-se resultados de deslocamentos muito próximos dos modelos do Grupo 01.

Para o caso da ação isolada do gradiente térmico, também foi possível constatar esta pouca influência dos aparelhos de apoio nas ligações entre os pilares centrais e o tabuleiro para os modelos do Grupo 02. Além disso, observou-se que nos modelos de pontes integrais o gradiente térmico provocou um movimento de expansão da ponte, com rotação e translação de suas extremidades. Para os modelos de referência (Grupo

03), os deslocamentos obtidos via MEF apresentaram resultados pouco menores do que os obtidos através de métodos analíticos, com diferença percentual máxima de 11,9%, demonstrando resultado satisfatório para o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Para os modelos dos Grupos 01 e 02, a ação do gradiente térmico originou momentos fletores negativos significativos nas regiões de extremidades da ponte, principalmente na região dos encontros, onde o momento apresentou seu valor máximo em módulo. Tais momentos foram comparados com procedimentos analíticos de cálculo, obtendo-se bons resultados, com ordens de grandeza próximas.

Através da análise das combinações 1a. e 1b. foi possível observar que os acréscimos percentuais de momentos fletores negativos nas extremidades da ponte chegou ao valor máximo de 40%, para o modelo 1-PI-36 e de 23,1% para o modelo 2-PEI-72. O valor médio percentual do acréscimo foi de 34,3%. Também foi constatado um aumento dos momentos negativos na região do encontro, com o aumento do comprimento total da ponte. Tais resultados evidenciam a importância da consideração dos efeitos térmicos no dimensionamento de tabuleiros de pontes integrais de concreto armado.

Para os modelos de pontes convencionais, a ação do gradiente térmico provocou o aparecimento de momentos fletores negativos nos vãos isostáticos, tratando-se de um efeito favorável, em sua maior parte, e com baixa ordem de grandeza, quando comparados com os efeitos provocados nas pontes de sistemas integrais.

5.1.2 Análise dos efeitos de retração, fluência e deslocamentos

Com relação aos efeitos de fluência e retração, para os dois tipos de sistemas integrais estudados, analisando-se as combinações 2a e 2b, constatou-se que as ações de fluência e retração provocaram efeitos desfavoráveis no meio do vão de extremidade da ponte (seção S2), provocando acréscimos de momentos fletores significativos, com variação percentual máxima de 9,3%. Para a seção do encontro (seção S1), este efeito foi favorável, acarretando em redução do módulo dos momentos negativos, com variação percentual máxima de 22,8%. Entretanto, apesar de favoráveis, foi constatada uma maior influência dos efeitos reológicos nas extremidades das pontes integrais. O fato do efeito ser favorável ou desfavorável irá depender do tipo de ação e sistema construtivo considerado. Desta forma, poderá haver situações que estes efeitos deverão ser levados em consideração no projeto de pontes integrais.

Também foi possível observar uma diminuição da variação do momento fletor na seção S1 com o aumento do comprimento da ponte, indicando que, para este estudo, os efeitos reológicos da retração e fluência diminuíram com o aumento do comprimento da ponte.

Para os modelos de referência, as ações de retração e fluência ocasionaram o surgimento de momentos fletores positivos com pequena ordem de grandeza no meio dos vãos isostáticos da ponte.

Com relação ao estudo das deformações específicas de encurtamento provocadas pelas ações de fluência e retração, foi constatada a existência de uma maior restrição aos deslocamentos horizontais da extremidade do tabuleiro para os modelos de pontes integrais e de encontros integrais (Grupos 01 e 02). Esta maior restrição é devido ao impedimento ao movimento provocado pelas estacas de fundação e pelo solo localizado ao redor destes elementos e dos encontros. Os deslocamentos obtidos via MEF para os modelos dos Grupos 01 e 02 foram menores do que os obtidos através do método analítico, uma vez que este último considera uma estrutura sem restrição. Os resultados foram considerados satisfatórios e dentro do esperado.

Para os modelos de referência não foi constatada esta restrição. Inclusive, para estes modelos, os deslocamentos de encurtamento obtidos pelo MEF foram maiores do que os obtidos por métodos analíticos.

Por fim, analisando-se as flechas no meio dos vãos de extremidades de cada modelo, para as combinações 2a e 2b, foi possível constatar que o fator de amplificação das deformações foi sempre maior para os modelos de pontes integrais e de encontros integrais, evidenciando que para estes tipos de sistemas estruturais, os efeitos da fluência e retração são mais significativos e devem ser levados em consideração no projeto. Em complemento também foi observado uma redução dos efeitos reológicos com o aumento do comprimento da ponte, fato este que ainda precisa ser mais bem estudado com um número maior de modelos.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros:

Como trabalhos futuros, recomenda-se:

- Desenvolver modelos com utilização de vigas protendidas, para verificação dos esforços ocasionados pelos efeitos de retração, fluência e variação de temperatura neste tipo de sistema estrutural, além da verificação das perdas de protensão;
- Estudar os efeitos de temperatura em pontes para as condições climáticas do Brasil, com a consideração de variações negativas de temperatura, de forma a provocar deformações de encurtamento sobre o tabuleiro;
- Abordar outras tipologias de pontes integrais: utilização de vigas pré-fabricadas, fundações em estacas metálicas, fundações diretas, pontes com apenas um vão ou dois etc.;
- Desenvolver modelos adicionais sob o comportamento de pontes integrais com relação aos efeitos de variação de temperatura, retração e fluência considerando outros tipos de solo, como por exemplo, solos argilosos;
- Realizar estudos para elaboração de reabilitação de pontes existentes com a aplicação do conceito de ponte integral, eliminando-se as juntas e promovendo-se a continuidade estrutural;
- Análise de pontes integrais curvas e esconsas.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD Bridge Design Specifications**, Washington DC, 2007.

AASHTO (2014) AASHTO. **LRFD Bridge Design Specifications** (7thed.), Washington D.C., USA.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações**, Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes em Concreto Armado e Protendido** – Procedimento, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes em Concreto Armado e Protendido** – Procedimento, Rio de Janeiro, 1987.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 7188 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas**, Rio de Janeiro, 2013.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 6484 (2001). **Solo-Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT** – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, Brasil.

API – AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms**, Working Stress Design, RP 2A-WSD, 21th ed., 2000.

American Petroleum Institute (1993). **Recommended Practice for Planning, Designing, and Construction Fixed** Offshore Platforms – Working Stress Design, API RP2A –WSD, American Petroleum Institute, Washington D.C., 21 Edition.

Araújo, A. G. D. de. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia civil. Natal, RN, 2013.

Arockiasamy, M. Sivakumar, M. **Design Implication of Creep and Shrinkage in Integral Abutment Bridges**, In: American Concrete Institute SP-227: Shrinkage and Creep of Concrete, ACI, Farmington Hill, 2005.

Arsoy, S.; Barker, R.M.; Duncan, J.M. **The Behavior of Integral Abutment Bridges**, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1999.

Baptiste, K.T. **Length Limitations of Prestressed Concrete Girder Integral Abutment Bridges**, Master Thesis in Civil Engineering, Pennsylvania State University, Department of Civil and Environmental Engineering, Pennsylvania, 2009.

Bowles, J. E., 1996, **Foundation Analysis and Design**, 5th. Ed., New York, USA, McGraw-Hill.

Burke, M.P., Jr. **Integral and Semi-integral Bridges**, Wiley Blackwell, Oxford, 2009.

Cavalcante, G.H.F. **Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia civil. Maceió, AL, 2016.

CEN - COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**, Brussels, 2004.

Correia, Joana Ferreira do Nascimento. **Pontes Integrais – Estado da Arte –** Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2015.

Christian, P. de. (2012). **Estudo da interação solo-estrutura sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UFTPR, Curitiba - PR, 194 p.

Dicleli, M., Albhaisi S. M., 2003, “**Maximum length of integral bridges supported on steel H-Piles driven in sand**”. Engineering Structures, Elsevier, v.25, n.12, pp. 1491-1504, USA, October, 2003.

DNIT (2006), **Manual de Estudos de Tráfego**, Publicação IPR-723. Rio de Janeiro, Brasil.

DNIT (2017), **Relatórios Gerenciais. Coordenação-Geral de Operações Rodoviárias**. Rio de Janeiro, Brasil.

El Debs, M.K., Takeya, T. **Introdução às pontes de concreto**. Universidade de São Paulo. EESC. Departamento de Engenharia de Estruturas. 2009.

England, G.L.; Tsang, N.C.M.; Bush, D.I. **Integral Bridges: A Fundamental Approach of the Time-Temperature Loading Problem** – Highways Agency, Telford, 2000.

Faraji, S.; TING, J.M.; CROVO, D.S.; ERNST, H.; **Nonlinear Analysis of Integral Bridges: Finite-Element Model**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(5): 454-461.

Fartaria, C. I. P., **A interação Solo-Estrutura em Pontes Integrais**, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.

Freitas, Mariana Silva. **Análise dos deslocamentos e dos momentos fletores nas fundações e nos pilares de pontes retas ortogonais em concreto armado considerando a interação solo-estrutura**. Dissertação de mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.

Frosch, R.J.; Lovell, M.D. **Long-Term Behavior of Integral Abutment Bridges**, Joint Transportation Research Program, Project No. C-36-56JJJJ, Purdue University, Indiana, 2011.

Fu, C. C.; Wang, S. (2015). **Computational Analysis and Design of Bridge Structures**, 1ª ed., CRC Press, Boca Raton, Flórida.

Gama, D. M. M., **Pontes Integrais de Betão**, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012.

Gilbert, R.I.; RANZI, G. **Time Dependent Behavior of concrete structures**, Spon Press, New York, 2011.

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

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

Imbsen, R.A., Vandershaf, D.E., Shamber, R.A., Nutt, R.V., **Thermal Effects in Concrete Bridge Superstructures**, Transportation Research Board, Washington, DC, 1985.

LaFave, J.M.; Fahnestock, L.A.; Wright, B.A.; Riddle, J.K.; Jarret, M.W.; Svatora, J.S.; AN, H.; Brambila, G. **Integral Abutment Bridges Under Thermal Loading: Numerical Simulations and Parametric Study**, Illinois Center for Transportation Report, ICT PROJECT R27-115, Research Report No. FHWA-ICT-16-014, Illinois Center for Transportation, Urbana, IL.

Laman, J.A.; Kim, W. Numerical analysis method for long-term behavior of integral abutment bridges – *Engineering Structures* 32, 2010.

Leonhardt, F. *Construções de Concreto – Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto - Volume 6*, Interciência, Rio de Janeiro, 1979.

Lock, R.J. **Integral Bridge Abutments**. CUED/D-SOILS/TR320 (June 2002). M. Eng. Project Report.

Madureira De Souza, Michael Leone. **Estudo da Fluência e Retração na Análise de um Tabuleiro em Vigas Múltiplas de uma Ponte Rodoviária** / Michael Leone Madureira de Souza. – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2013.

Nagato, Y., Silva Filho, J.N. Determinação dos esforços provocados pela variação de temperatura estabelecida na norma NBR 7187/87.2009.

Neville, A. M. **Propriedades do Concreto**, 5. Ed., Porto Alegre, Bookman, 2016.

Oesterle, R.G.; Tabatabai, H. **Design Considerations for Integral Abutment/ Jointless Bridges in the USA**, (2014). Civil and Environmental Engineering Faculty Articles. Paper 1.

Oliveira, A. B. *Pontes Integrais - Análise, Projeto e Métodos Construtivos*. Monografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

Pinho, M. F., Araújo, E. R., REGIS, P. A., **Pontes Integrais – Aspectos de Projeto e Construção**, Tese de Pós-Graduação, UFPE, Recife, PE, Brasil, 2011.

Rebouças, A. da S. **Análise da distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes curvas de concreto armado.** Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia civil. Natal, RN, 2017.

Reese, L.Y.; Van Impe, W.F. **Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading,** Taylor and Francis/Balkema, Leiden, 2001.

SAP 2000 – *Integrated Solution for Structural Analysis and Design.* **CSI Analysis reference Manual.** Advanced version 19.0.0, Computers and Structures, Inc.

Sivakumar, M. **Creep and Shrinkage Effects on Integral Abutment Bridges,** PhD Thesis, Florida Atlantic University, Boca Raton, 2004.

Sivakumar, B.G.L.; GIRISH, K. **Integral Abutment Bridges,** *Department of Civil Engineering, Indian Institute of Science, Bangalore.* NBM&CW, 2015.

Soares, R. W., **Efeito da Variação de Temperatura em Pontes Integrais de Concreto com Fundações em Estacas de Aço,** Monografia, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

Terzaghi, K. (1955) **Evaluation of coefficients of subgrade reaction.** *Geotechnique*, vol. 5, nº 4.

Timoshenko, Stephen P. **Mecânica dos Sólidos: Volume I.** Rio de Janeiro: LCT – Livros técnicos e científicos, 1983.

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

Viana, S. A. O.; Lima, G. E. S.; D'Ávila, C. **Estudo de Caso de Recuperação de Junta de Dilatação de Viaduto em Belo Horizonte, MG.** 6ª Conferência sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, 2018.

White, H. **Integral Abutment Bridges: Comparison of Current Practice Between European Countries and the United States of America** – Special Report 12, New York State DOT, Albany, 2007.

ANEXO A – CARGAS ATUANTES NA SUPERESTRUTURA

A.1 Ações Verticais

A NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento (ABNT, 2003) esclarece quais ações devem ser consideradas nos projetos de pontes, classificando-as em permanentes, variáveis e excepcionais.

A seguir serão apresentados os cálculos de cada uma das ações consideradas neste trabalho, para cada modelo analisado.

A.1.1 Peso Próprio

Refere-se ao peso dos componentes da superestrutura (lajes, longarinas, transversinas e encontros) que compõem a ponte. A norma NBR 7187 (ABNT, 2003) estabelece que deve ser tomado como peso específico mínimo para estruturas de concreto armado ou protendido o valor de 25 kN/m³.

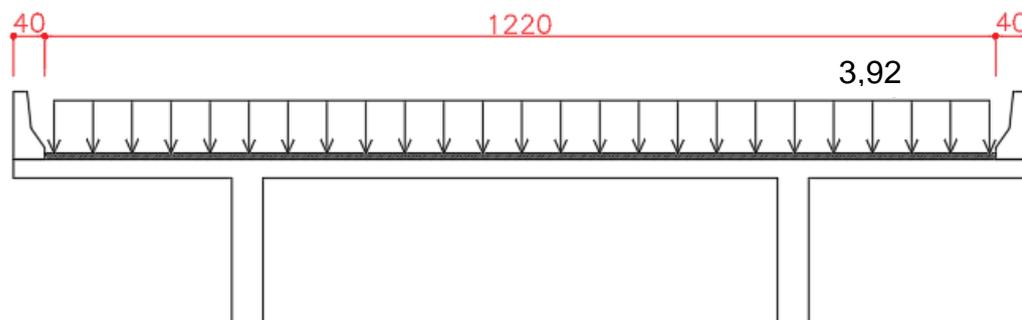
A partir da definição da geometria dos elementos estruturais bem como do material constituinte e suas propriedades, o peso próprio é calculado de forma automática pelo programa SAP 2000.

A.1.2 Sobrecarga permanente

Nesta pesquisa, os elementos considerados como sobrecarga permanente são: pavimentação, barreiras de proteção e guarda-corpo.

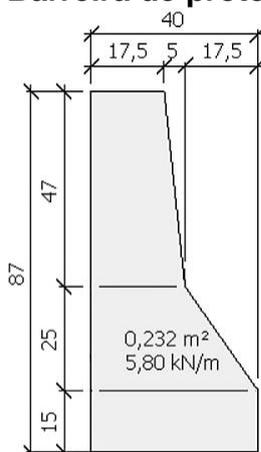
A NBR 7187 (ABNT, 2003) aponta que deve ser adotado como peso específico do material empregado no pavimento o valor mínimo de 24 kN/m³, devendo-se ainda prever uma carga adicional de 2 kN/m² para um possível recapeamento. A carga total de pavimentação considerada foi de 3,92 kN/m², considerando-se uma espessura de pavimento constante igual a 8 centímetros, por simplificação.

Figura A.1 - Distribuição da carga de pavimentação sobre laje do tabuleiro. (Cotas em cm)



A barreira de proteção destina-se a manter o veículo no interior da via, servindo de anteparo caso ocorra algum acidente. Foi adotada a barreira de proteção do tipo *New Jersey*, cuja seção transversal é mostrada na Figura A.2.

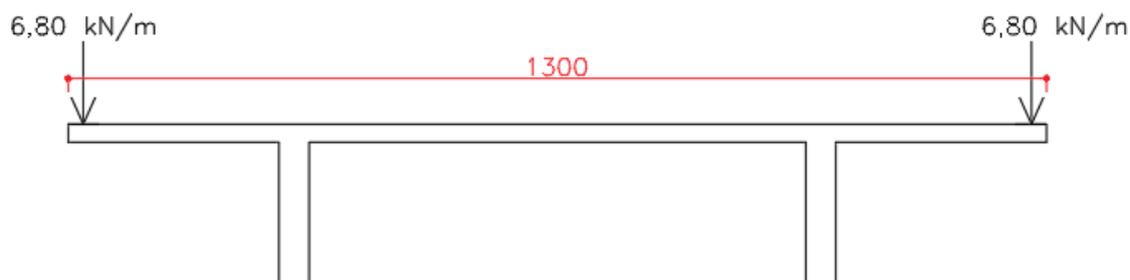
Figura A.2 - Barreira de proteção adotada



Sabendo-se que a área da seção transversal é de $0,232 \text{ m}^2$ e adotando-se o peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 , a carga longitudinal a ser considerada para a barreira é de $5,80 \text{ kN/m}$.

O guarda-corpo destina-se à proteção dos transeuntes. A partir das medidas usuais especificadas pelo DNIT, é usual a utilização do valor igual a $1,00 \text{ kN/m}$ para a carga de guarda-corpo, sendo este valor o adotado neste trabalho.

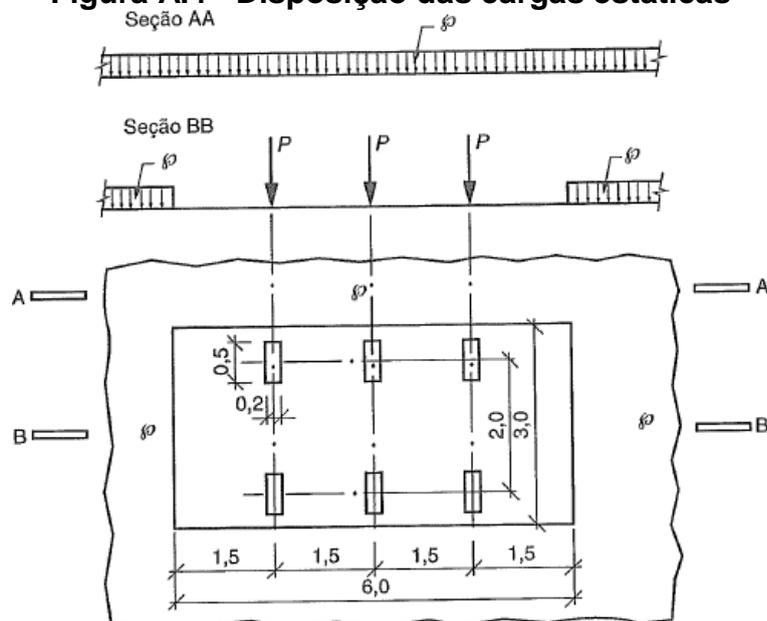
Figura A.3 - Distribuição da carga devido à defesa e guarda-corpo. (Cotas em cm)



A.1.3 Carga Móvel

Para a análise dos carregamentos foi considerada a carga móvel rodoviária padrão TB-450 que é definida pela NBR 7188 (2013) como sendo um veículo tipo de 450 kN, que é composto por um veículo com seis rodas (75 kN por roda) dispostas em três eixos afastados entre si de 1,50 m e área de ocupação de 18,00 m², circundado por uma carga distribuída uniforme (p) de 5,00 kN/m², conforme apresenta a Figura A.4.

Figura A.4 - Disposição das cargas estáticas



Fonte: NBR 7188 (2013)

A carga móvel deve assumir qualquer posição ao longo de toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive em acostamentos e faixas de segurança. A carga distribuída deve ser introduzida nas regiões mais desfavoráveis para a análise de cada elemento estrutural.

Os resultados Q e q são as cargas concentradas e distribuídas, respectivamente, nos quais são os valores de carga móvel iguais aos característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), definidos como:

$$Q = P \text{ CIV CNF CIA} \quad (\text{A.1})$$

$$q = p \text{ CIV CNF CIA} \quad (\text{A.2})$$

a) Coeficiente de impacto vertical

O coeficiente de impacto vertical (CIV) majora os carregamentos concentrados P e distribuídos q no dimensionamento das peças estruturais. O coeficiente aumenta a carga estática a partir do efeito de amplificação dinâmica da carga em movimento e a suspensão de veículos. É definido como:

$$\text{CIV} = 1,35 \quad \forall \text{ Liv} \leq 10 \text{ m} \quad (\text{A.3})$$

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{\text{Liv} + 50} \right) \quad \forall 200 \leq \text{Liv} \leq 10 \text{ m} \quad (\text{A.4})$$

Onde:

Liv = Comprimento do vão, expresso em metros (m).

b) Coeficiente de número de faixas

O coeficiente de número de faixas (CNF) ajusta os valores das cargas móveis a partir do número de faixas definido na seção transversal da ponte. O coeficiente leva em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas.

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 (n - 2) > 0,9 \quad (\text{A.5})$$

Onde:

n = Número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um

tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego na rodoviária. Todos os modelos deste estudo possuem 2 faixas de tráfego, portanto:

$$CNF = 1 - 0,05 (2 - 2) = 1,0$$

c) Coeficiente de impacto adicional

O coeficiente de impacto adicional (CIA) majora os esforços em função de imperfeições ou descontinuidades da superestrutura para seções com afastamento inferiores à 5 metros desses pontos. Para o caso em questão foi considerado para toda a estrutura. Para obras em concreto ou mistas o valor do coeficiente CIA é igual a 1,25.

d) Cargas distribuídas e concentradas finais:

O programa SAP 2000 considera a carga de multidão nos locais de aplicação das cargas pontuais do trem-tipo, ou seja, considera a carga de multidão abaixo do veículo, o que não é previsto na norma brasileira.

Diante disto, é necessário um artifício para corrigir o valor do carregamento móvel, recalculando-se as cargas P (carga por roda) e p (carga de multidão), reduzindo-se da carga do veículo a carga de multidão situada abaixo dele, para consideração de um trem tipo homogeneizado, conforme apresentado a seguir:

$$P = \frac{75\text{kN} \times 6 - (5 \times 3 \times 6)}{6} = 60 \text{ kN/roda} \quad (\text{A.6})$$

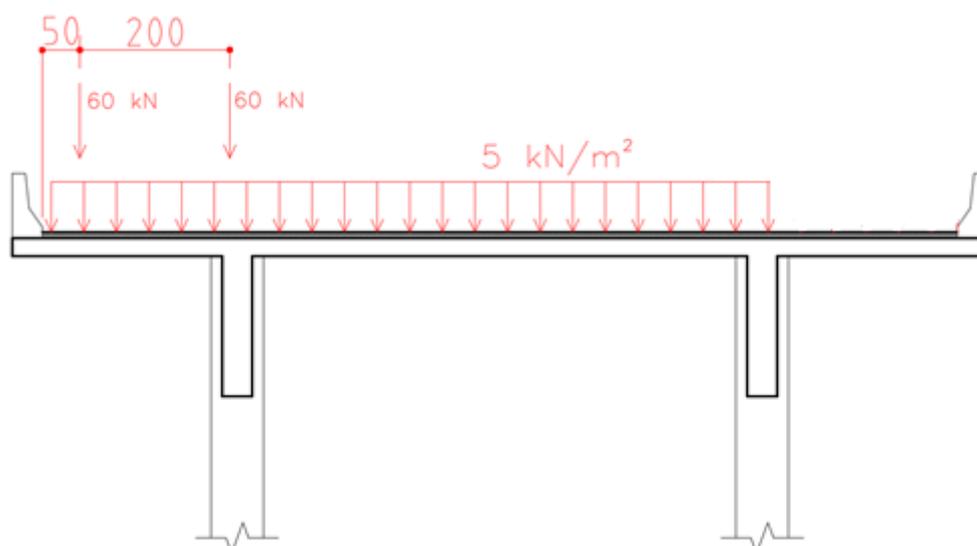
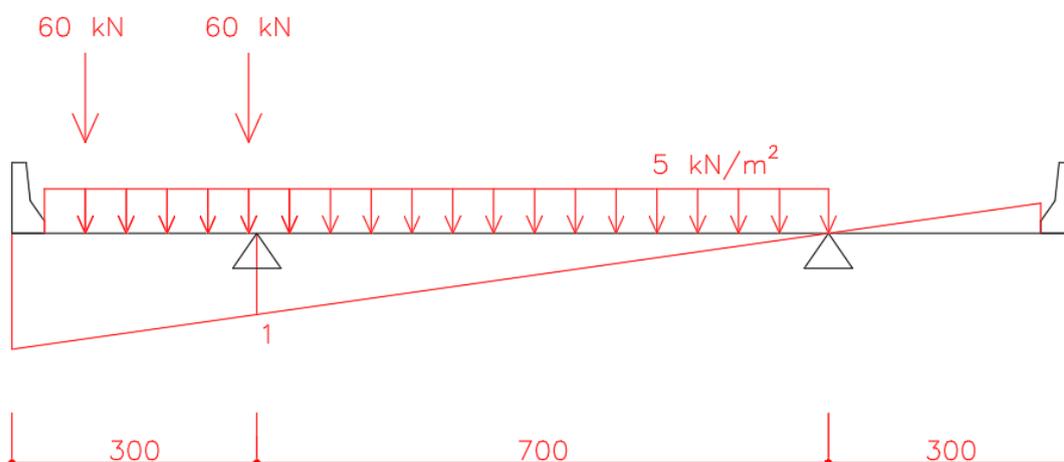
$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.7})$$

Por fim, são apresentados na Tabela A-1 os valores para as cargas finais da carga P (valor por roda) e da carga p , multiplicadas pelo coeficiente de impacto, para cada modelo analisado.

Tabela A-1 - Valores finais das cargas móveis

Vão Total	CI final	P (por roda, em kN)	p (kN/m ²)
36 m (03 vãos de 12m)	1,68	100,8	8,40
54 m (03 vãos de 18m)	1,64	98,4	8,20
72 m (03 vãos de 24m)	1,61	96,6	8,05

Com relação ao posicionamento transversal do trem tipo homogeneizado, as rodas do veículo são separadas de 2,00 m e devem ter afastamento, no mínimo, de 50 centímetros da barreira de proteção, sendo aplicado na posição mais desfavorável da linha de influência de reações transversais da longarina, conforme Figuras A.5 e A.6:

Figura A.5 – Posição do trem-tipo na seção transversal.**Figura A.6 – Linha de influência de reação transversal para a longarina.**

A.2 Ações Horizontais

A.2.1 Gradiente térmico

Este estudo utilizou as recomendações da NBR 6118 (2014) e da NBR 7187 (1987) para a consideração da carga térmica. Foram considerados dois casos de análise para a ação da temperatura: (1) uma variação uniforme de temperatura; e (2) um gradiente térmico. Os dois casos foram analisados separadamente.

A.2.1.1 Variação uniforme

Neste trabalho foi considerada uma variação uniforme de $+15^{\circ}\text{C}$, tal como recomendações das normas citadas anteriormente.

A.2.1.2 Variação não uniforme

Neste trabalho, foram analisados dois procedimentos diferentes para consideração da variação não-uniforme de temperatura, baseados no diagrama de distribuição apresentado pela NBR 7187 (1987), apresentado no item 2.6.2, e no modelo de El Debs & Takeya (2009). A partir da comparação dos dois procedimentos, adotou-se pelo procedimento 2. Os procedimentos serão apresentados a seguir:

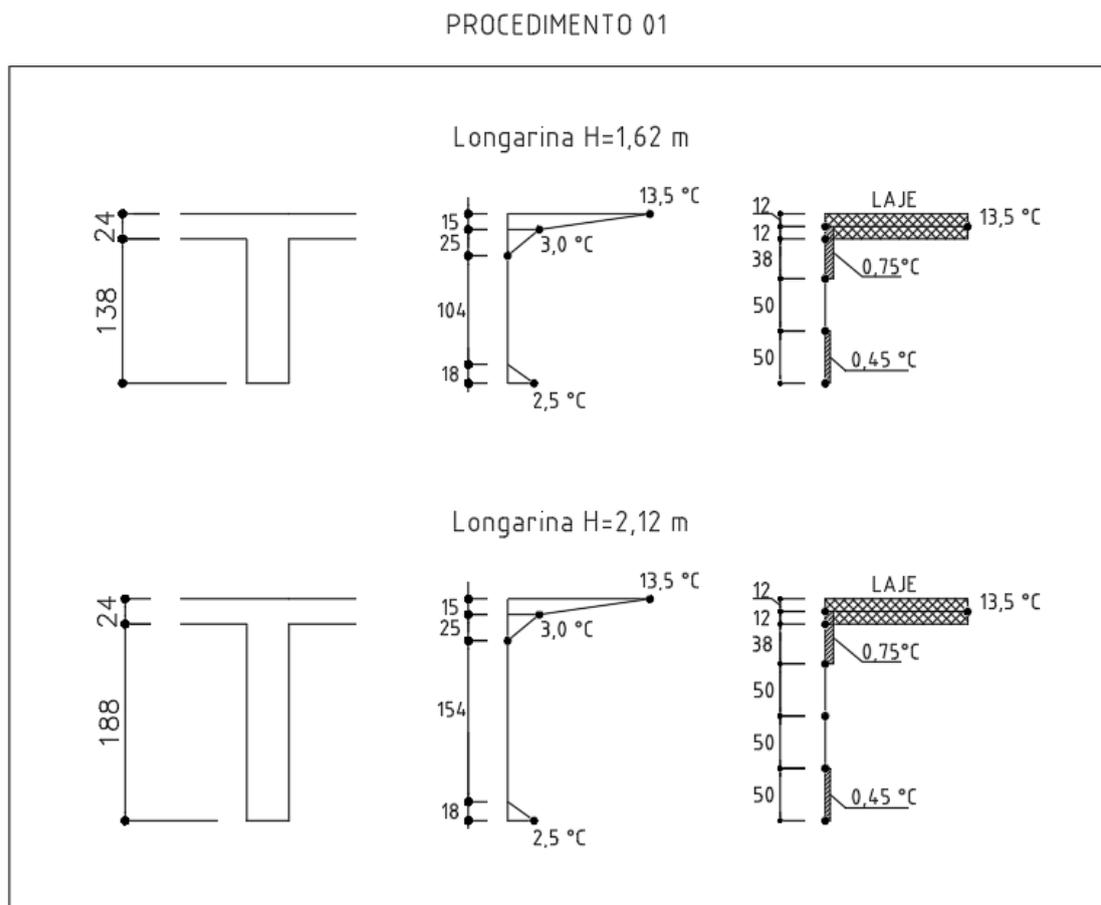
- **Procedimento 1:**

Neste procedimento, foi considerado o gradiente térmico proposto pela NBR 7187:1987, apresentado no item 2.6.2 deste trabalho. Para modelagem deste gradiente no SAP 2000, foi necessário a implementação de diagramas de variações uniformes de temperatura para cada camada da seção transversal da ponte, de forma a compor um gradiente térmico final equivalente ao proposto pela norma brasileira.

Este procedimento simplificado foi necessário devido ao fato de o programa SAP 2000 não modelar o gradiente térmico ao longo da altura da viga, quando da utilização de elementos do tipo casca para modelagem. Para estes tipos de elementos finitos, o programa só permite utilizar um gradiente de temperatura ao longo da espessura do elemento de casca (largura da viga), que não é o caso.

A Figura A.7 apresenta a composição do gradiente térmico da NBR 7187:1987 através de uma composição de variações uniformes de temperatura com áreas equivalentes, para cada camada da altura da seção transversal analisada:

Figura A.7 – Procedimento 01
a) Seção transversal; b) Gradiente térmico proposto pela NBR 7187 (1987); c) Modelagem do gradiente térmico.



Para a laje do tabuleiro, foi considerada uma temperatura uniforme igual a 13,5°C. Esta temperatura foi aplicada em toda a extensão da laje.

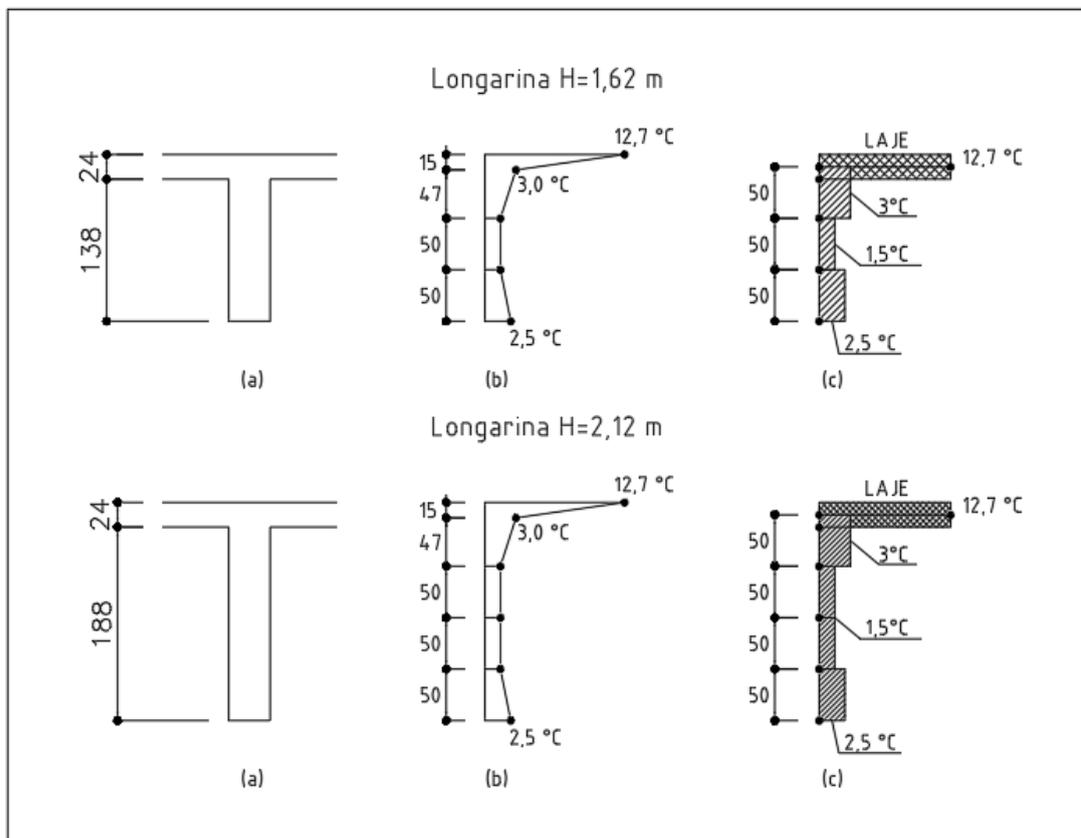
- **Procedimento 2:**

Esta segunda metodologia trata-se de um gradiente térmico adaptado pelo autor, conforme apresentado na Figura A.8.

Figura A.8 – Procedimento 02

a) Seção transversal; b) Gradiente térmico proposto; c) Modelagem do gradiente térmico.

PROCEDIMENTO 02



Para este procedimento, também foi realizada uma modelagem do gradiente de temperatura proposto através de uma composição de diagramas uniformes de temperatura, distribuídos nos respectivos elementos finitos do modelo.

Pode-se notar que neste caso, a variação de temperatura atribuída para a face superior da seção transversal foi igual a $12,7\text{ °C}$, correspondendo a amplitude térmica para a cidade de Natal/RN, conforme Tabela 3-10 no item 3.8.2.1, sendo este valor de variação térmica mais representativo para a região estudada. Foi considerado que a ponte foi executada durante a estação de inverno, portanto, a variação de temperatura é positiva.

Além disso, os valores de variação de temperatura para a alma da viga não foram considerados nulos em nenhum trecho da seção transversal, diferentemente do proposto pelo procedimento 1. Na realidade, foram adotados valores mais condizentes com o proposto por El Debs & Takeya (2009), conforme apresentado na Figura 2.21 do item 2.6.2 do Capítulo 2.

A comparação entre as duas metodologias apresentadas foi realizada apenas para a ponte integral com vão total igual a 36 metros (1-PI-36), sendo esta suficiente para validação da metodologia. A seguir, é apresentado o resultado de momentos fletores, para os procedimentos 1 e 2, levando-se em consideração apenas a atuação da ação do gradiente térmico agindo isoladamente:

Tabela A-2 - Comparação entre os procedimentos 1 e 2 para cálculo dos momentos fletores devido ao gradiente térmico.

Seção		Cota	Combinação	Método	M (kN.m)	Diferença (%)
SCUT1	Encontro	0,0	Gradiente	Procedimento 1	-582,9	-7,50
				Procedimento 2	-539,2	
SCUT2	Meio primeiro vão	6,0	Gradiente	Procedimento 1	-229,0	-10,40
				Procedimento 2	-205,2	
SCUT3	Apoio	11,5	Gradiente	Procedimento 1	168,0	-3,25
				Procedimento 2	162,5	
SCUT4	Apoio	12,5	Gradiente	Procedimento 1	82,4	-10,24
				Procedimento 2	74,0	
SCUT5	Meio vão central	18,0	Gradiente	Procedimento 1	77,8	-4,24
				Procedimento 2	74,5	

O procedimento 2 foi adotado para consideração do gradiente de temperatura sobre a estrutura da ponte. A justificativa pela escolha do segundo método é devido ao fato de este representar melhor os valores de variações térmicas para a cidade de Natal/RN. Além disso, o procedimento 2 apresentou valores muito próximos do proposto pela norma, com valores médios 7,13% menores do que o procedimento 1.

A.2.2 Empuxo de terra

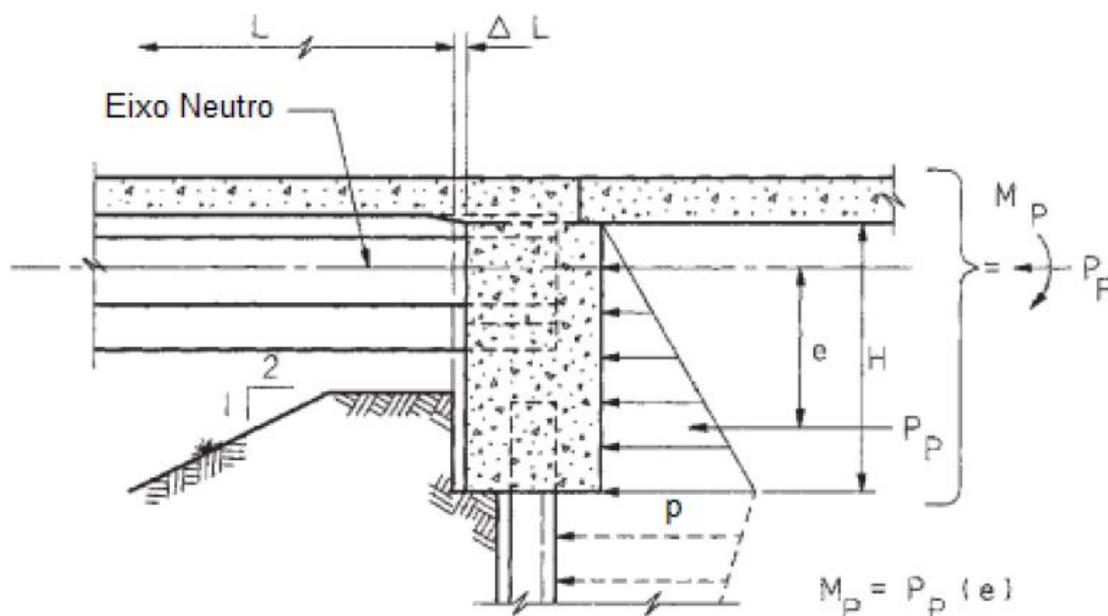
A NBR 7187:2003 admite que, por simplificação pode ser suposto que o solo não apresente coesão (areias) e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. O peso específico do solo deve ser no mínimo igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno ϕ deve ser, no máximo, igual a 30°. Os dados do solo foram considerados conforme Tabela 3-7 do item 3.7.4, apresentada no Capítulo 3.

Os valores dos coeficientes de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p) são:

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) = 0,333 \quad (\text{A.8})$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) = 3 \quad (\text{A.9})$$

Figura A.9 - Distribuição simplificada do empuxo de terra.



Fonte: Adaptado de Burke (2009).

O valor da pressão de empuxo atuante na cortina p , mostrado na Figura A.9 pode ser obtido pela Equação A.10:

$$p = K_a \times \gamma \times H = 0,33 \times 18 \times 3,00 = 17,82 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.10})$$

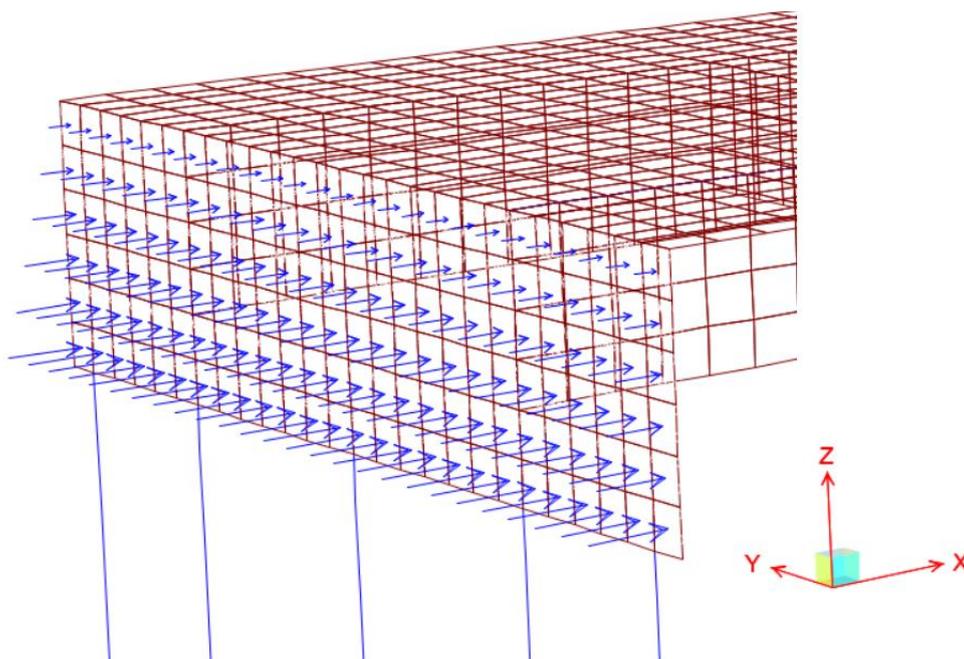
onde:

K_a : coeficiente de empuxo ativo; γ : peso específico do solo;

H : profundidade em metros (altura da cortina).

A ação do empuxo foi atribuída como carga linear triangular sobre as paredes dos encontros através da aplicação de forças nodais no modelo em elementos finitos do SAP 2000, conforme Figura A.10 a seguir.

Figura A.10 - Carga Triangular de Empuxo sobre o Encontro.



A.2.3 Carga de frenagem e/ou aceleração

De acordo com a NBR 7188 (2013), as forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável.

A NBR 7187 (2003) em seu item 7.2.1.5 define que a carga de frenagem e aceleração deve ser calculada como uma fração das cargas móveis, sem considerar o impacto. Para pontes rodoviárias, deve-se tomar a carga aplicada na superfície de rolamento do tabuleiro como sendo igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

Considerando-se uma ponte classe 45, comprimento variável conforme o modelo e sua largura de 13,0 m, calcula-se a maior ação horizontal a considerar devido ao tráfego de veículos.

$$F \geq \left\{ \begin{array}{l} F_{aceleração} = 5\% \cdot 5 \cdot L \cdot 13,00 \\ F_{frenagem} = 30\% \cdot 450 = 135 \text{ kN} \end{array} \right\} \quad (\text{A.11})$$

Onde:

L = Comprimento concomitante da carga distribuída q , expresso em metros (m), variável para cada modelo.

Logo, deve-se considerar os seguintes valores para cada modelo analisado:

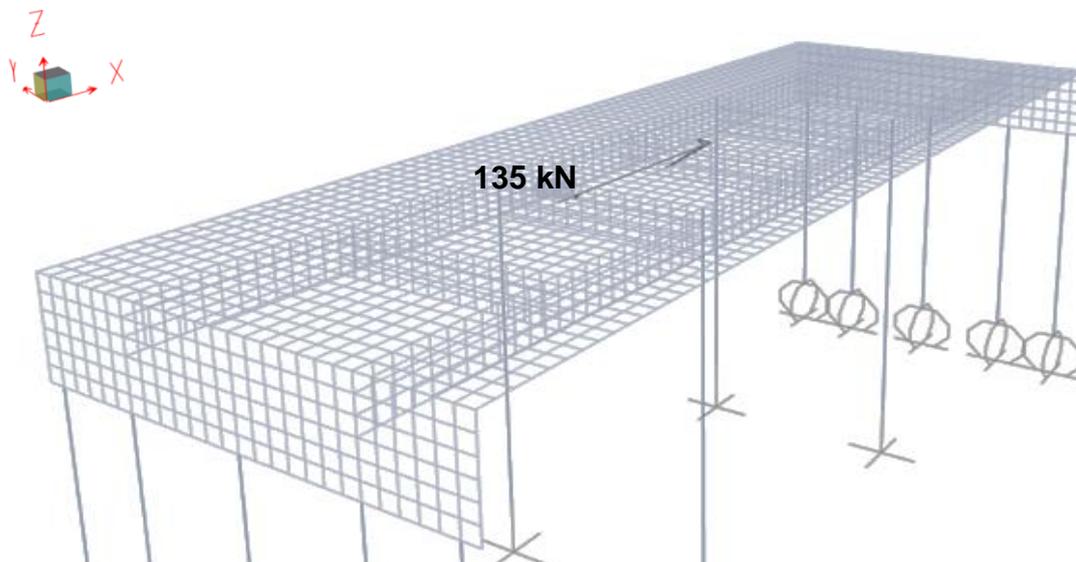
Tabela A-3 - Valor adotado para força de frenagem/aceleração para cada modelo.

L (m)	Largura (m)	F acel. (kN)	F fren. (kN)	Valor Adotado (kN)
36	13,0	117,0	135,0	135,0
54	13,0	175,5	135,0	175,5
72	13,0	234,0	135,0	234,0

Para os modelos do grupo de referência (Grupo 03), no qual a ponte analisada possui 03 vão isostáticos separados por junta de dilatação, foi considerado o valor de 135 kN aplicado no centro geométrico do tabuleiro de cada um dos três vãos isostáticos, sendo este o valor mais desfavorável para este modelo.

A ação de aceleração e frenagem foi aplicada no modelo do SAP 2000 como uma carga concentrada horizontal, atuando na posição central do tabuleiro, conforme Figura A.11.

Figura A.11 - Modelagem da carga de aceleração no SAP2000



A.2.4 Carga de vento

O vento é uma ação dinâmica que incide sobre a estrutura da ponte preponderantemente no plano transversal à seção da ponte, sendo preconizado pela NBR 7187 (2003) que esta ação deve ser avaliada pela NBR 6123 (1988).

A NBR 6123 (1988) trata as ações devido ao vento como cargas estáticas, considerando uma velocidade básica dimensionada a partir de uma rajada 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos.

A ação do vento foi considerada atuando apenas no sentido longitudinal do tabuleiro.

A.2.4.1 Vento longitudinal:

De acordo com a AASHTO (2014), para a direção longitudinal, sobre a superestrutura, adota-se 25% da força de vento que atua na direção transversal. Já sobre a carga móvel adota-se 40% da força de vento que atua na direção transversal.

Para o caso da ponte em estudo, o comprimento total da ponte variou conforme modelo analisado. A superestrutura apresenta altura de 1,62 m para o modelo de ponte com vão total igual a 36 metros e altura de 2,12 metros para os demais modelos (vãos totais de 54 e 72 metros).

A pavimentação foi considerada com espessura média de 0,08 m, as barreiras com 0,87 m de altura e foi considerado um veículo com altura de 2,00 m. A determinação das ações horizontais devido ao vento longitudinal é apresentada a seguir:

Para a ponte descarregada tem-se:

$$F_{descarregada} = 25\% \cdot (C_a \cdot q) \cdot L \cdot (H + 0,87) \quad (\text{A.12})$$

A pavimentação foi considerada com espessura média de 0,08 m e as barreiras com 0,87 m de altura. A determinação das ações horizontais devido ao vento longitudinal é apresentada a seguir:

Onde:

H é a altura da superestrutura;

L é o vão total da ponte;

C_a é o coeficiente de arrasto, calculado de acordo com a NBR 6123:1980 e variou conforme o modelo;

q é a pressão dinâmica da ponte, calculada de acordo com a NBR 6123:1980 e variou conforme o modelo.

Para a ponte carregada tem-se:

$$F_{carregada} = 25\% \cdot (C_a \cdot q) \cdot L \cdot (H + 0,08) + 40\% \cdot (C_a \cdot q) \cdot L \cdot 2,0 \quad (\text{A.13})$$

A Tabela A-4 apresenta o resumo das ações consideradas para cada modelo:

Tabela A-4 - Força longitudinal estática do vento considerada.

Vão Total	C_a	q (kN/m ²)	Força longitudinal do vento (kN)	
			Ponte descarregada	Ponte carregada
36 m (03 vãos de 12m)	1,20	0,46	11,49	22,61
54 m (03 vãos de 18m)	1,25	0,43	21,56	38,93
72 m (03 vãos de 24m)	1,25	0,43	28,74	51,91

A ação longitudinal do vento foi aplicada no modelo do SAP, considerando-se a uma carga concentrada no centro geométrico do tabuleiro.

A.2.5 Retração e fluência

As ações de retração e fluência foram consideradas no modelo do SAP 2000, utilizando-se uma análise linear incremental de etapas construtivas (*Staged Construction*), na qual foi adotado o modelo do Eurocode-2 (2004), conforme descrito no item 3.8.2.5.

Foram considerados os seguintes parâmetros para consideração do modelo do Eurocode-2 (2004) no SAP2000:

Classe do cimento: Classe N;

Umidade relativa do ar = 80% (INPE);

Espessura fictícia (ponte com vão total L=36 m):

$$h_0 = 2 \times \frac{A_c}{u} = 2 \times \frac{4,22}{32} = 0,26 \text{ m} \quad (\text{A.14})$$

Espessura fictícia (pontes com vão totais iguais a L=54 m e L=72 m):

$$h_0 = 2 \times \frac{A_c}{u} = 2 \times \frac{4,62}{34} = 0,27 \text{ m} \quad (\text{A.15})$$

$$k_h = 0,75 \quad (\text{A.16})$$

Onde:

A_c = Área da seção transversal da peça;

u = Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

k_h : Coeficiente que depende da espessura fictícia da peça;

Coeficiente de retração $\beta_{SH} = 5$;

Início da retração = 7 dias;

Idade de aplicação do carregamento (peso próprio) = 30 dias.

ANEXO B - CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO ATRAVÉS DO PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS

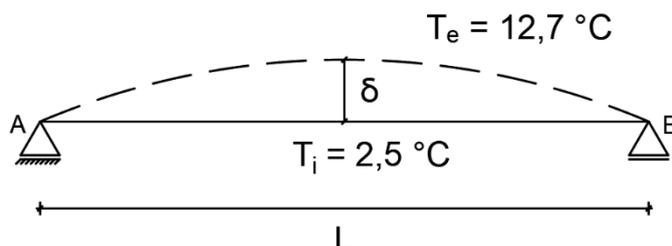
Pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), pode-se calcular os deslocamentos em uma estrutura isostática sujeita a uma variação não-uniforme de temperatura, através da equação:

$$\bar{P} \cdot \delta = \alpha \cdot T_g \cdot A_{\bar{N}} + \frac{\alpha \cdot \Delta T}{h} \cdot A_{\bar{M}} \quad (\text{B.1})$$

Onde $A_{\bar{N}}$ e $A_{\bar{M}}$ são os diagramas de esforço normal e de momento fletor no estado de carregamento (PTV).

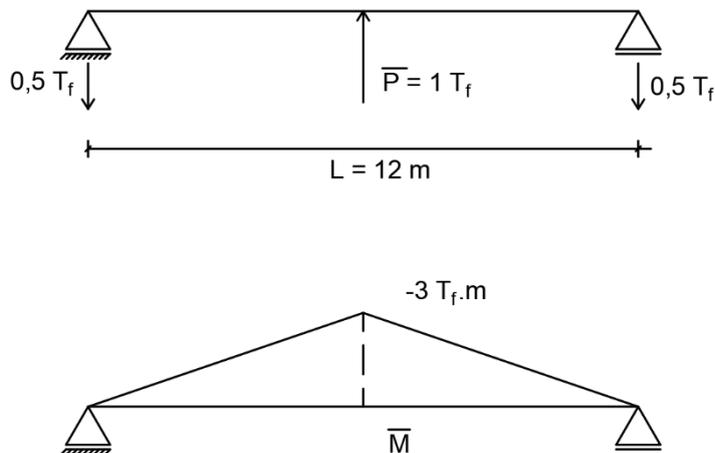
A partir disto, calcula-se o deslocamento no meio do vão das pontes isostáticas referentes aos modelos do Grupo 03. Foi considerada uma variação não uniforme de temperatura seguindo os valores do gradiente térmico proposto neste trabalho:

Figura B.1 - Cálculo de deformação no meio do vão



Para ponte c/ $L=36$ m (3 vãos isostáticos de 12m) tem-se o seguinte estado de carregamento:

Figura B.2 – Aplicação do PTV para ponte de 36 metros

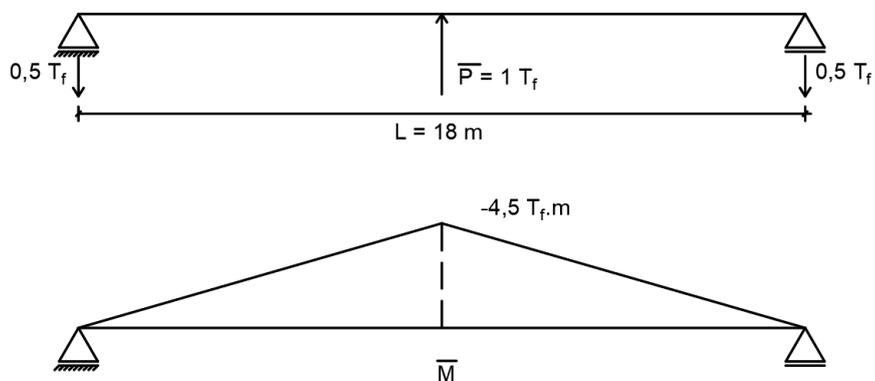


Como $A_{\bar{N}} = 0$, teremos a parcela $\alpha \cdot T_g \cdot A_{\bar{N}} = 0$, logo:

$$\delta = (9,9 \cdot 10^{-6}) \times \frac{(2,5 - 12,7)}{1,62} \times \left(\frac{-3 \cdot 12}{2} \right) = +1,122 \times 10^{-3} m \quad (\text{B.2})$$

Para ponte c/ $L=54$ m (3 vãos de 18 m), tem-se o seguinte estado de carregamento:

Figura B.3 – Aplicação do PTV para ponte de 54m

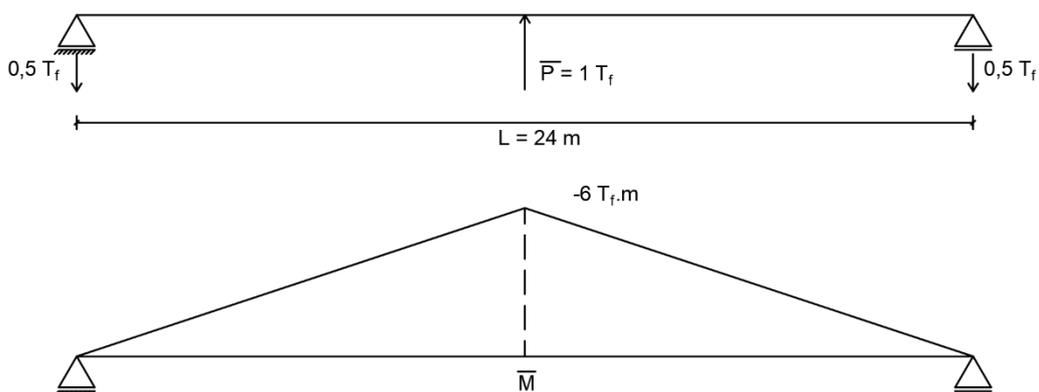


Portanto:

$$\delta = (9,9 \cdot 10^{-6}) \times \frac{(2,5 - 12,7)}{2,12} \times \left(\frac{-4,5 \cdot 18}{2} \right) = +1,93 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{B.3})$$

Para a ponte c/ L=72 m (3 vãos de 24m):

Figura B.4 – Aplicação do PTV para ponte de 72m



Logo:

$$\delta = (9,9 \cdot 10^{-6}) \times \frac{(2,5 - 12,7)}{2,12} \times \left(\frac{-6 \cdot 24}{2} \right) = +3,43 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{B.4})$$

ANEXO C – CÁLCULO DOS MOMENTOS DE ENGASTAMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO

O cálculo do momento de engastamento perfeito nas extremidades de uma viga biengastadas sujeita à uma variação não uniforme de temperatura, segundo Timoshenko (1983), é realizado através da equação:

$$M_A = -M_b = \frac{E \cdot I \cdot \alpha \cdot (t_i - t_e)}{h} \quad (C.1)$$

Conforme a NBR 7187 (ABNT, 1987) sugere, é possível realizar uma linearização da variação não uniforme de temperatura. Segundo El Debs & Takeya (2009) esse procedimento pode ser executado através da expressão:

$$\Delta T_l = \frac{h}{I} \cdot \int T(\bar{y}) \cdot \bar{y} \cdot dA \quad (C.2)$$

$$S = \int T(\bar{y}) \cdot \bar{y} \cdot dA \quad (C.3)$$

Onde:

A: Área da seção transversal;

I: Momento de inércia em relação ao C.G. da seção;

$\bar{y} = y - y_s$ (Ordenada medida a partir do C.G. da seção);

y_s : Distância do C.G. da seção à borda inferior.

C.1 Cálculo das propriedades geométricas

El Debs & Takeya (2009) utilizam o valor de largura colaborante proposto pelo item da 14.6.2.2 da NBR 6118:2014 para o cálculo da linearização da temperatura. Nesta pesquisa, foi adotado o valor igual a 1,00 m para a largura da laje do tabuleiro, sendo este valor utilizado apenas para o cálculo do parâmetro S. Para cálculo do momento de inércia da longarina, foi utilizado o valor igual a 0,40 m para a largura.

C.2 Cálculo da linearização do gradiente térmico

Este procedimento foi realizado apenas para os modelos do Grupo 01, uma vez que a diferença percentual entre valores de momentos dos Grupos 01 e 02 foi de apenas 1,45%. Além disso, para o modelo do Grupo 03 o valor teórico do momento em sua extremidade é nulo.

A seguir, foi realizado o cálculo do parâmetro S, considerando-se o gradiente térmico do Procedimento 2 apresentado no item A.2.1.2 deste Anexo, conforme Figura A.8.

A Tabela C-1 apresenta o procedimento de cálculo do parâmetro S e da variação de temperatura linear equivalente, realizado através de integral calculada por somatório sucessivo:

Tabela C-1 - Cálculo do parâmetro S e da linearização da variação térmica.

Modelos do grupo 01								
Modelos	H long. (m)	Inércia (m ⁴)	Y _s	\bar{y}	S	T _s (°C)	T _i (°C)	ΔT (°C) linearizada
1-PI-36	1,62	0,1417	0,8100	0,8100	2,21	12,60	-12,60	25,21
1-PI-54	2,12	0,3176	1,0600	1,0600	3,03	10,11	-10,11	20,21
1-PI-72	2,12	0,3176	1,0600	1,0600	3,03	10,11	-10,11	20,21

Para a ponte com L=36 m, temos:

$$S = ((1,00 \cdot 12,7 \cdot 0,24) \cdot (0,81 - 0,12) + (1,00 \cdot 3 \cdot 0,12) \cdot (0,81 - 0,18) + (0,4 \cdot 0,38 \cdot 3) \cdot (0,81 - 0,43) + (0,4 \cdot 0,19 \cdot 1,5) \cdot (0,81 - 0,715) - (0,4 \cdot 0,31 \cdot 1,5) \cdot (0,81 - 0,655) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 2,5) \cdot (0,81 - 0,25)) = 2,21 \text{ } ^\circ\text{C} \times \text{m}^3.$$

Para a ponte com L=54 m, temos:

$$S = ((1,00 \cdot 12,7 \cdot 0,24) \cdot (1,06 - 0,12) + (1,00 \cdot 3 \cdot 0,12) \cdot (1,06 - 0,18) + (0,4 \cdot 0,38 \cdot 3) \cdot (1,06 - 0,43) + (0,4 \cdot 0,44 \cdot 1,5) \cdot (1,06 - 0,84) - (0,4 \cdot 0,56 \cdot 1,5) \cdot (1,06 - 0,78) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 2,5) \cdot (1,06 - 0,25)) = 3,03 \text{ } ^\circ\text{C} \times \text{m}^3.$$

Para a ponte com L=72 m, temos:

$$S = ((1,00 \cdot 12,7 \cdot 0,24) \cdot (1,06 - 0,12) + (1,00 \cdot 3 \cdot 0,12) \cdot (1,06 - 0,18) + (0,4 \cdot 0,38 \cdot 3) \cdot (1,06 - 0,43) + (0,4 \cdot 0,44 \cdot 1,5) \cdot (1,06 - 0,84) - (0,4 \cdot 0,56 \cdot 1,5) \cdot (1,06 - 0,78) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 2,5) \cdot (1,06 - 0,25)) = 3,03 \text{ } ^\circ\text{C} \times \text{m}^3.$$

C.3 Cálculo do momento de engastamento

Para a ponte com L=36 m, temos:

$$M = \frac{E \cdot I \cdot \alpha \cdot (t_i - t_e)}{h} = \frac{32000000 \cdot 0,1417 \cdot (9,90E - 06) \cdot 25,21}{1,62} = 698,6 \text{ kN.m} \quad (\text{C.4})$$

Para a ponte com L=54 m, temos:

$$M = \frac{E \cdot I \cdot \alpha \cdot (t_i - t_e)}{h} = \frac{32000000 \cdot 0,3176 \cdot (9,90E - 06) \cdot 20,21}{2,12} = 959,3 \text{ kN.m} \quad (\text{C.5})$$

Para a ponte com L=72 m, temos:

$$M = \frac{E \cdot I \cdot \alpha \cdot (t_i - t_e)}{h} = \frac{32000000 \cdot 0,3176 \cdot (9,90E - 06) \cdot 20,21}{2,12} = 959,3 \text{ kN.m} \quad (\text{C.6})$$

ANEXO D - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS PROVOCADAS PELA FLUÊNCIA, RETRAÇÃO E EMPUXO DE TERRA

A deformação total teórica de encurtamento da ponte foi obtida de maneira aproximada, utilizando-se a equação:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc} + \varepsilon_e \quad (D.1)$$

Onde:

ε_{cs} : Deformação específica de encurtamento devido à retração;

ε_{cc} : Deformação específica de encurtamento devido à fluência;

ε_e : Deformação específica de encurtamento devido à ação do empuxo de terra.

O encurtamento na extremidade da ponte foi calculado multiplicando-se a deformação específica total de encurtamento pelo comprimento total da ponte dividido por dois:

$$\varepsilon_t = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc} + \varepsilon_e) \cdot \frac{l}{2} \quad (D.2)$$

Onde:

l : Comprimento total da ponte.

D.1 Cálculo das deformações específicas devido à retração

A deformação específica devido à retração foi calculada de acordo com procedimentos do Eurocode 2:2004 explicados no Capítulo 2. Para a idade $t = 18250$ dias, foram obtidos os seguintes valores:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(t = 18250) &= -0,000252 \text{ (Ponte com } L=36 \text{ m)} \\ \varepsilon_{cs}(t = 18250) &= -0,000252 \text{ (Ponte com } L=54 \text{ m e } L=72 \text{ m)} \end{aligned}$$

D.2 Cálculo das deformações específicas devido à fluência

A deformação específica devido à fluência foi calculada para a idade $t = 18250$ dias, através da equação do Eurocode 2:2004:

$$\varepsilon_{cc}(t = 18250) = \phi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_{c0}} \right) \quad (D.3)$$

onde:

ϕ : coeficiente de fluência;

E_{c0} : Módulo de elasticidade secante no tempo t_0 ;

σ_c : Tensão de compressão constante aplicada no instante t_0 ;

$\phi(\infty, t_0) = 1,3048$ para ponte $c/L = 36$ m;

$\phi(\infty, t_0) = 1,3012$ para ponte $c/L = 54$ m e $L = 72$ m;

$E_{c0} = 32.000.000 \text{ kN/m}^2$.

A tensão média de compressão σ_c foi calculada através da equação, utilizando-se o momento $M_{pp+perm}$ referente ao momento ocasionado pela aplicação da carga do peso próprio e das cargas permanentes, no tempo t_0 :

$$\sigma_c = \frac{M_{pp} \cdot y}{I} \quad (D.4)$$

O cálculo da tensão σ_c foi realizado para cada modelo e está apresentado na Tabela D-2, ao final deste Anexo.

O valor do tempo t_0 foi calculado considerando-se que as cargas de peso próprio e cargas permanentes foram aplicadas em idades diferentes, utilizando-se a equação abaixo:

$$t_o = \frac{\sum P_i \cdot t_{oi}}{\sum P_i} \quad (D.5)$$

Onde:

P_i : Representa as parcelas das cargas e variou conforme o modelo analisado;

t_{oi} : Idade em que foi aplicada a parcela P_i , em meses;

$t_{oi} =$ Igual a 1 mês (30 dias) para o peso próprio e 1,23 meses (50 dias) para

carga permanente, conforme Tabela 3-11 do item 3.8.2.5.

A Tabela D-1 apresenta o cálculo do tempo t_0 , para cada modelo e a média obtida, sendo esta última o valor utilizado no cálculo.

Tabela D-1 - Cálculo do tempo t_0 para cada modelo.

Modelo	t_0
1-PI-36	37,2
2-PEI-36	37,2
3-PR-36	37,3
1-PI-54	36,8
2-PEI-54	36,8
3-PR-54	37,0
1-PI-72	36,8
2-PEI-72	37,7
3-PR-72	36,9
MÉDIA	37,1

D.3 Cálculo das deformações específicas devido à ação do empuxo de terra

A deformação específica devido ao empuxo foi calculada de forma simplificada, utilizando-se a equação da Lei de Hooke:

$$\varepsilon_e = \frac{P}{EA} \quad (D.6)$$

onde:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot B = \frac{18 \cdot 3^2}{2} \cdot 13 = 1053 \text{ kN (Força de empuxo);}$$

B: Largura da cortina, igual a 13 metros;

H: Altura do encontro, igual a 3 metros;

$$E = 32.000.000 \text{ kN/m}^2 ;$$

A: Área da seção transversal da ponte, dada por:

$$A = 4,22 \text{ m}^2 \text{ para a ponte } L = 36 \text{ m};$$

$$A = 4,624 \text{ m}^2 \text{ para a ponte } L = 54 \text{ m e } L = 72 \text{ m}.$$

A Tabela D-2 apresenta o resumo do cálculo das deformações específicas e dos encurtamentos nas extremidades da ponte, realizados para cada modelo analisado neste trabalho:

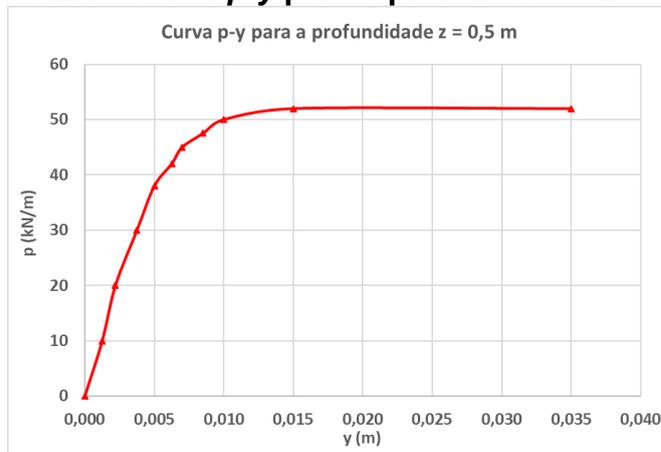
Tabela D-2 - Cálculo dos encurtamentos devido à retração e fluência.

Modelo	L/2 (m)	I (m ⁴)	M pp+perm. (kN.m)	σ_c (kN/m ²)	$\phi(\infty, t_0)$	ϵ_{cs}	ϵ_{cc}	ϵ_e	Encurtamento (m)
1-PI-36	18,0	0,1417	-443,8	-2536,8	1,3048	-0,000252275	-0,000103438	-0,000007798	-0,006543
2-PEI-36	18,0		-445,9	-2548,6			-0,000103921		-0,006552
3-PR-36	6,0		1018,2	-5819,3			-0,000237283		-0,002984
1-PI-54	27,0	0,3176	-1088,3	-3632,1	1,3012	-0,000252181	-0,000147691	-0,000007116	-0,010989
2-PEI-54	27,0		-1110,3	-3705,5			-0,000150677		-0,011069
3-PR-54	9,0		2472,4	-8251,6			-0,000335531		-0,005353
1-PI-72	36,0		-1771,1	-5911,1			-0,000240361		-0,017988
2-PEI-72	36,0		-1891,0	-6311,3			-0,000256634		-0,018574
3-PR-72	12,0		4301,2	-14355,3			-0,000583722		-0,010116

ANEXO E – GRÁFICOS COMPLEMENTARES

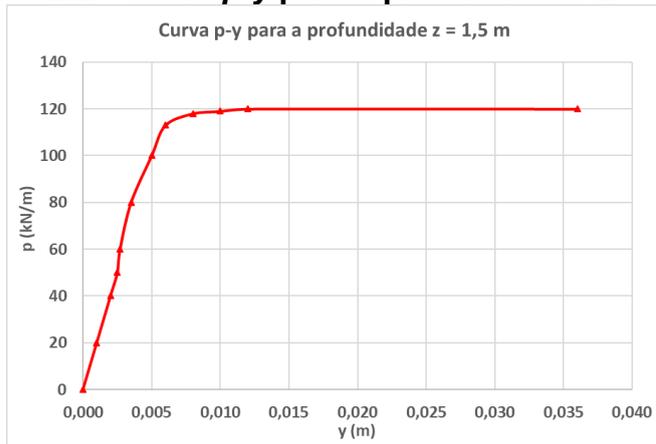
E.1 Curvas p - y por profundidade

Figura E.1 - Curva p - y para a profundidade $z = 0,5$ m.



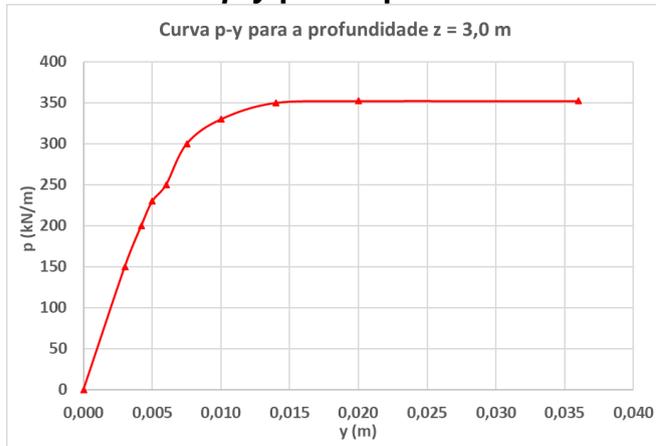
Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.2 - Curva p - y para a profundidade $z = 1,5$ m.



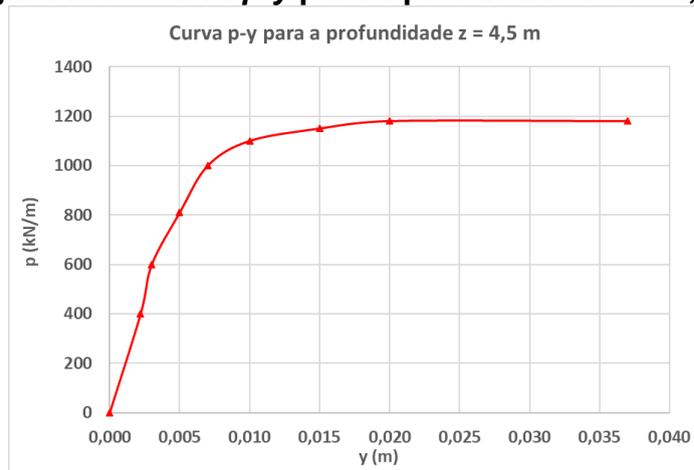
Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.3 - Curva p - y para a profundidade $z = 3,0$ m.



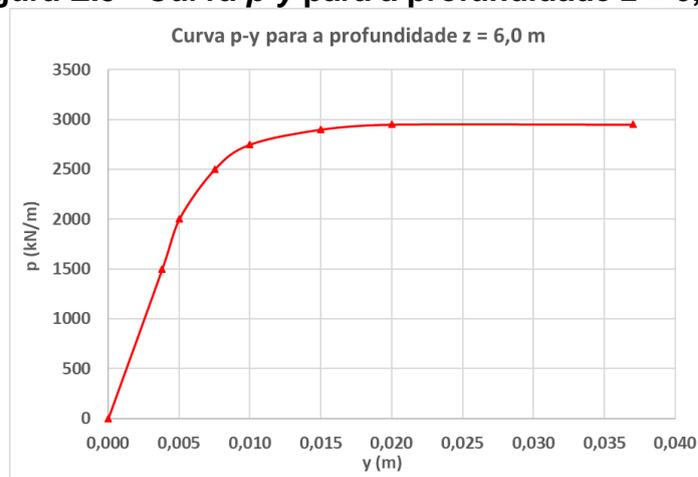
Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.4 - Curva p - y para a profundidade $z = 4,5$ m.



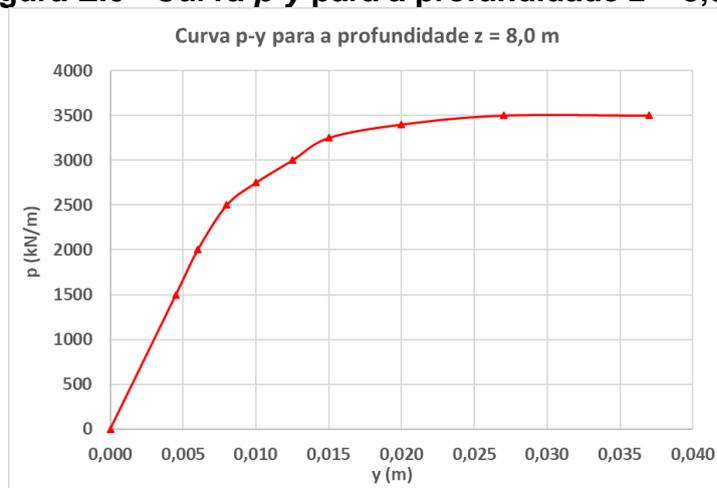
Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.5 - Curva p - y para a profundidade $z = 6,0$ m.



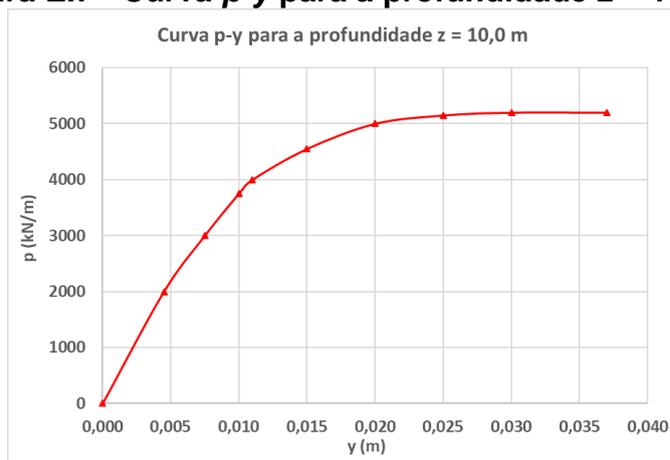
Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.6 - Curva p - y para a profundidade $z = 8,0$ m.



Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

Figura E.7 - Curva p-y para a profundidade z = 10,0m.



Fonte: Adaptado de Araújo (2013).

E.2 Demais Gráficos da Combinação 1

Figura E.8 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-54.

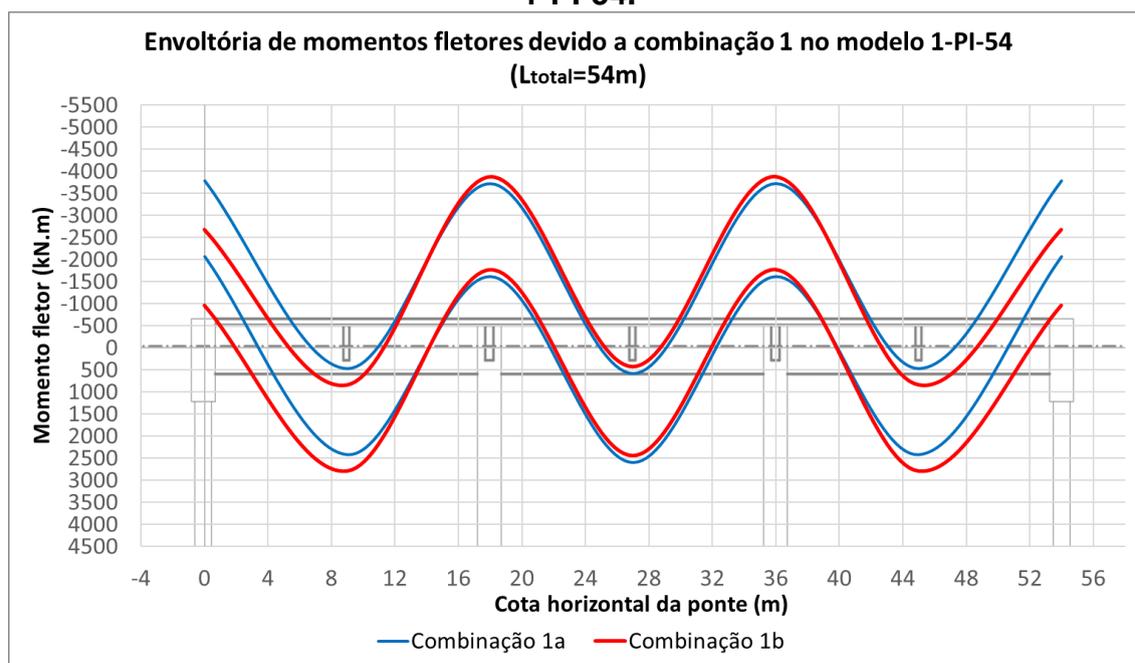


Figura E.9 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-54.

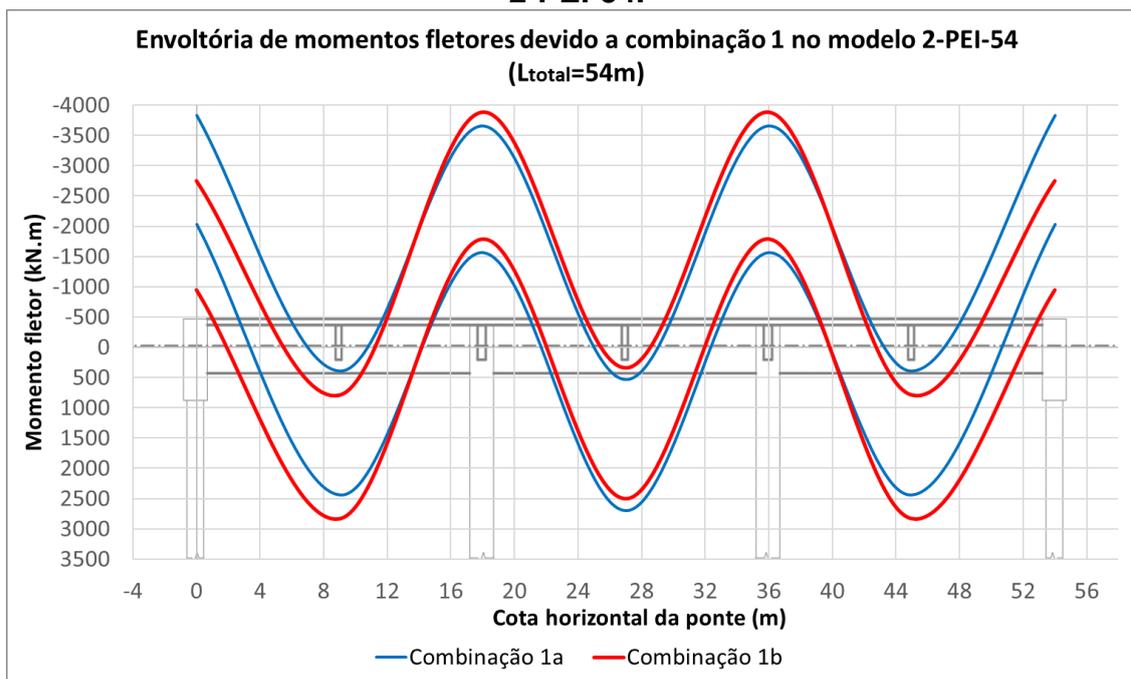


Figura E.10 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-54.

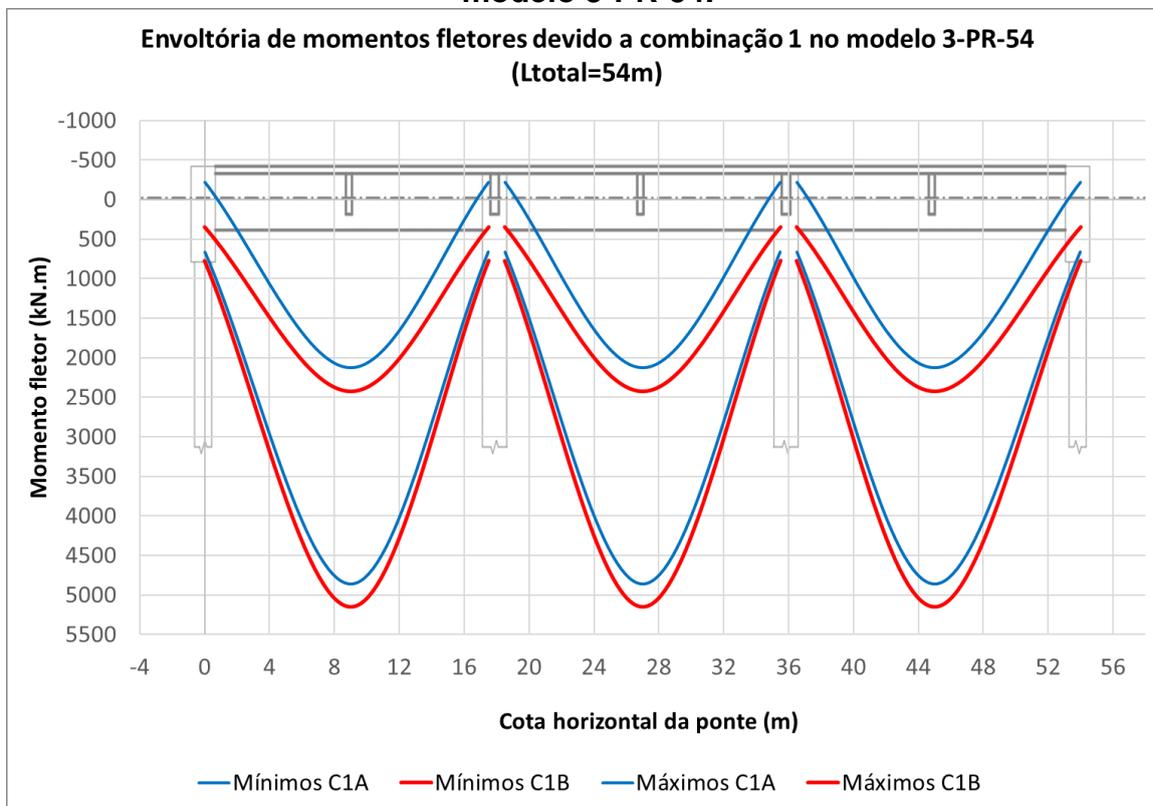


Figura E.11 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 1-PI-72.

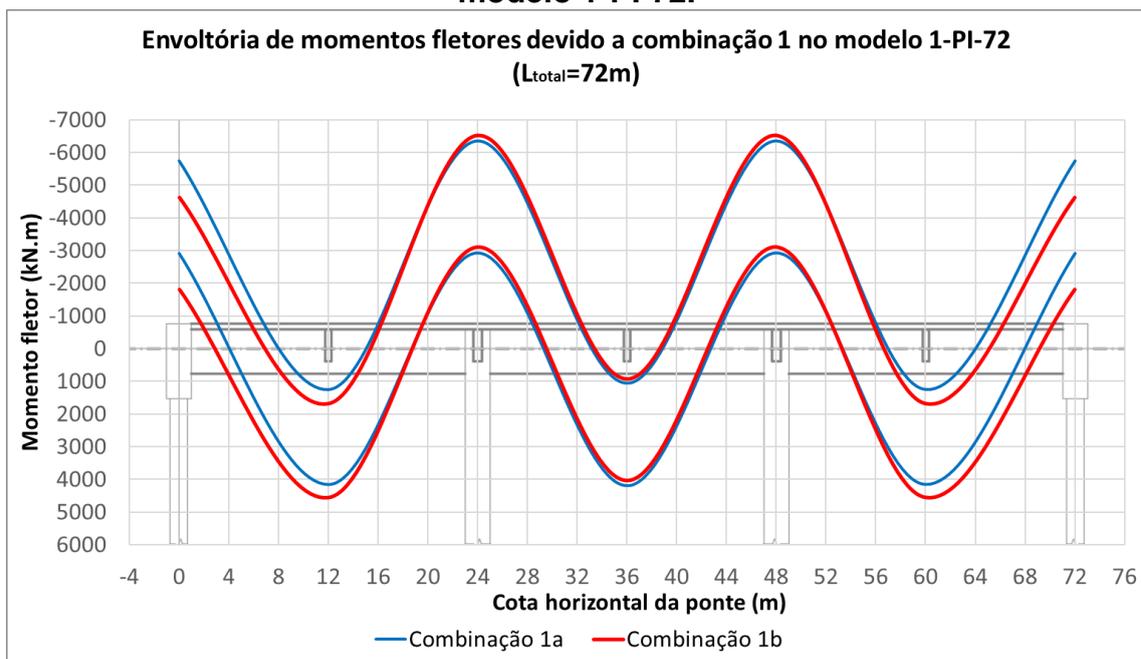


Figura E.12 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 2-PEI-72.

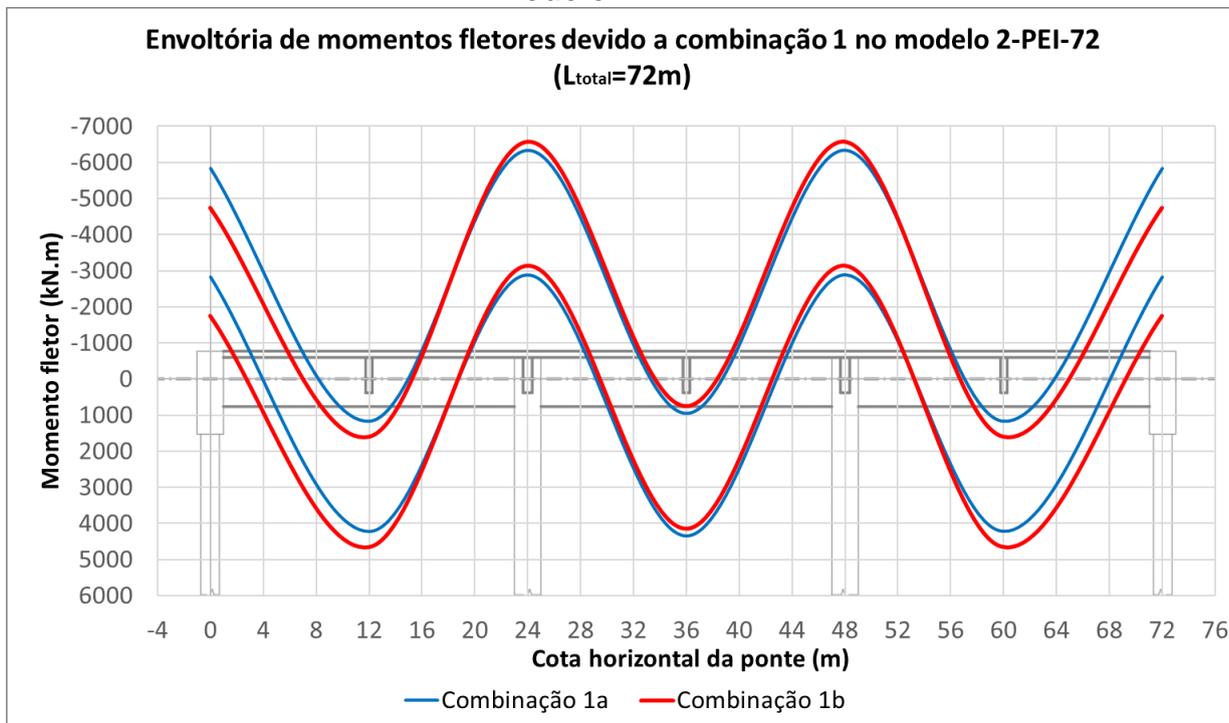
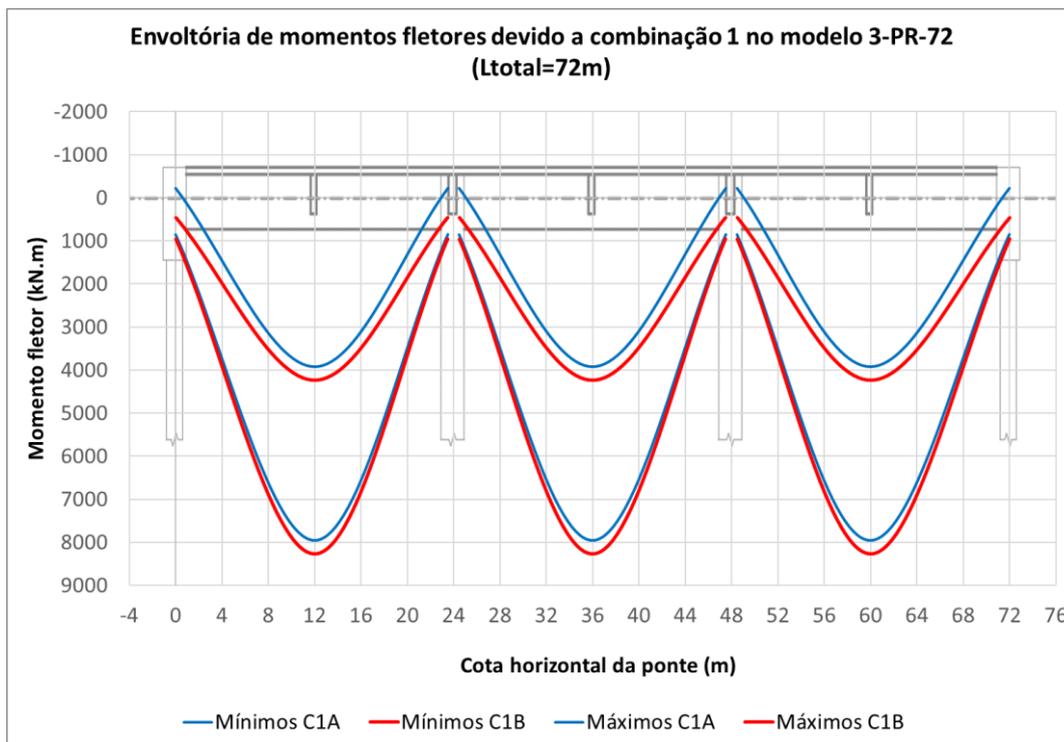


Figura E.13 - Envoltória de momentos fletores devido à combinação 1 do modelo 3-PR-72.



E.3 Demais Gráficos da Combinação 2

Figura E.14 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 1-PI-54.

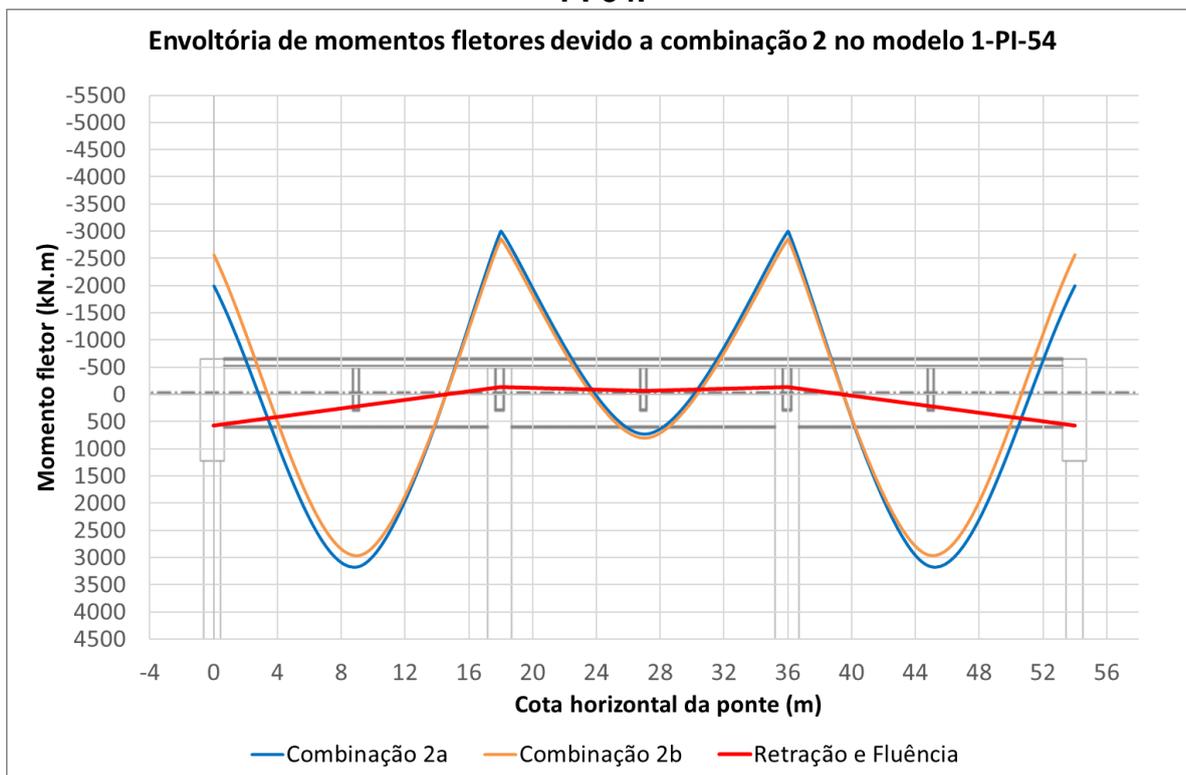


Figura E.15 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 2-PEI-54.

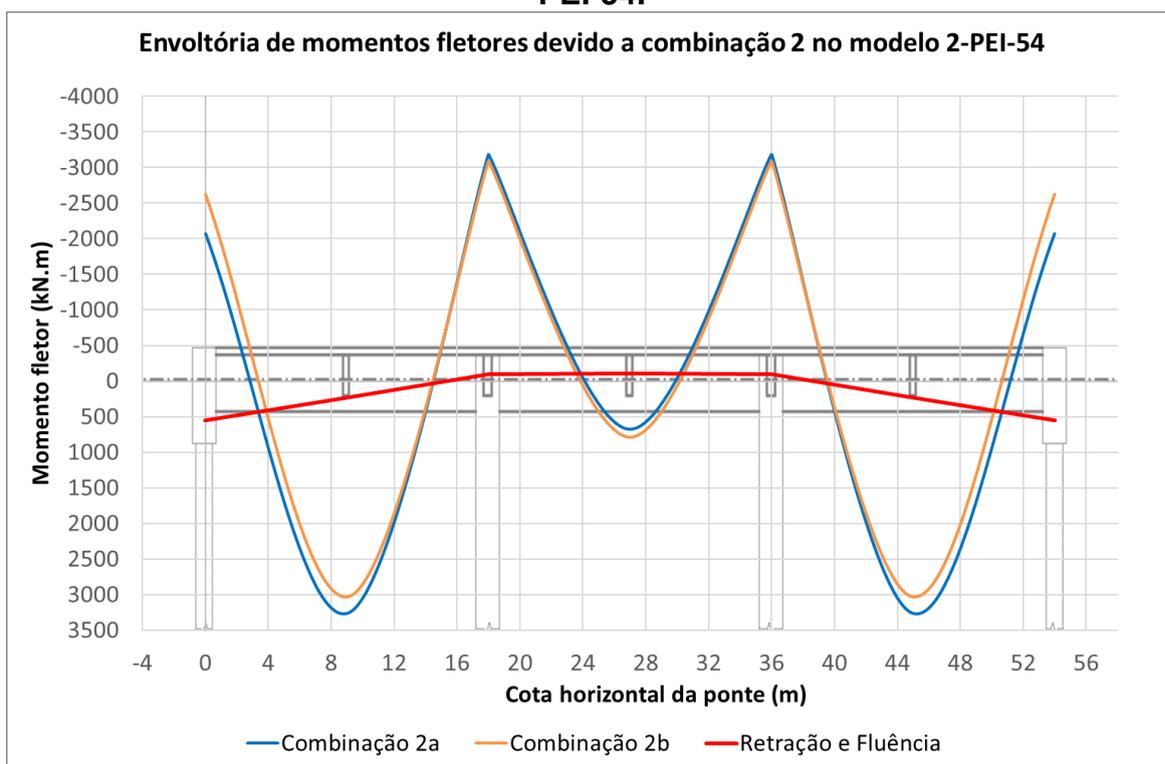


Figura E.16 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 3-PR-54.

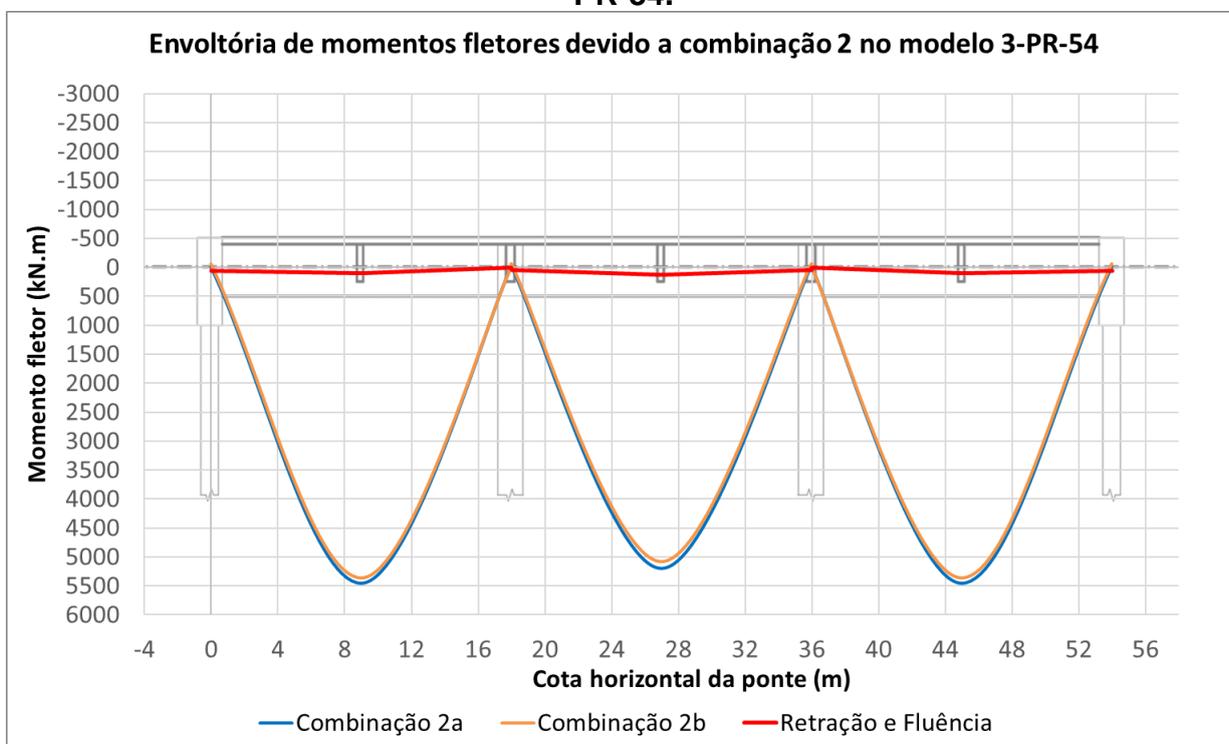


Figura E.17 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 1-PI-72.

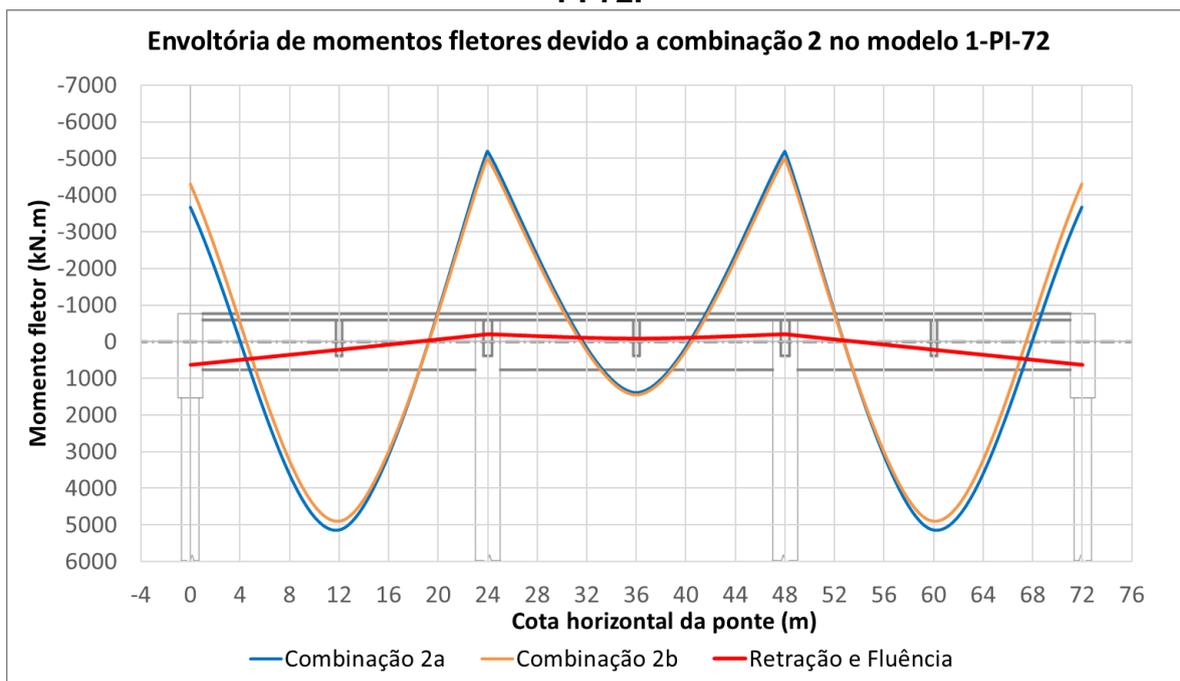


Figura E.18 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 2-PEI-72.

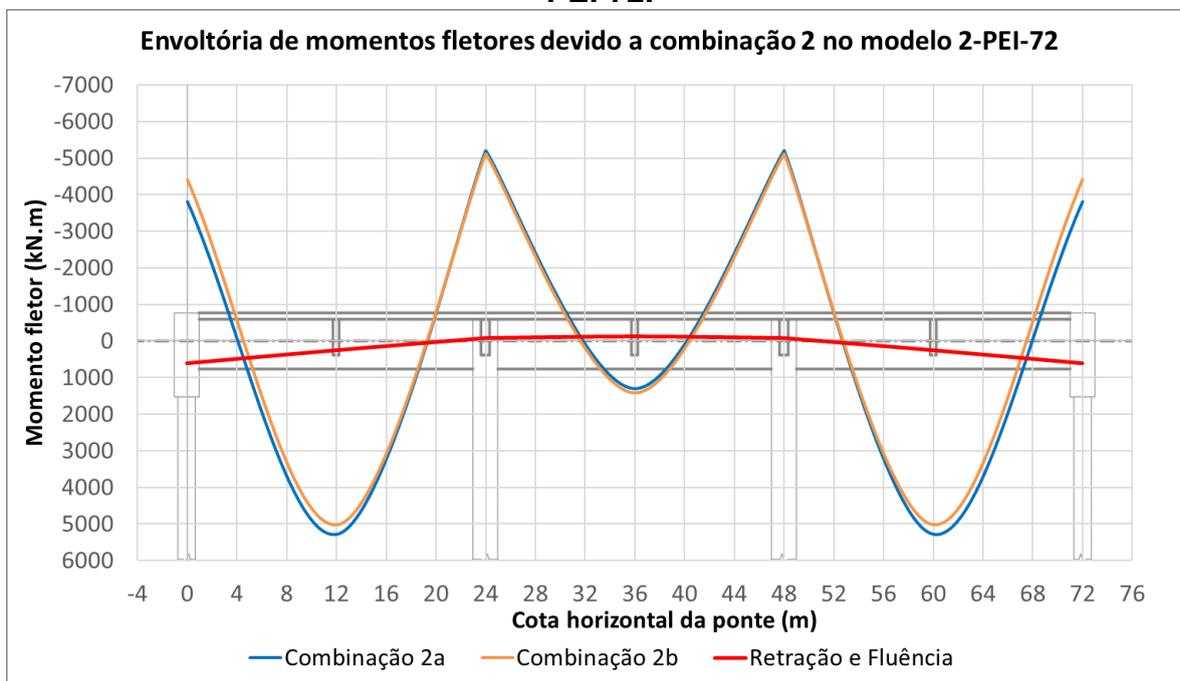
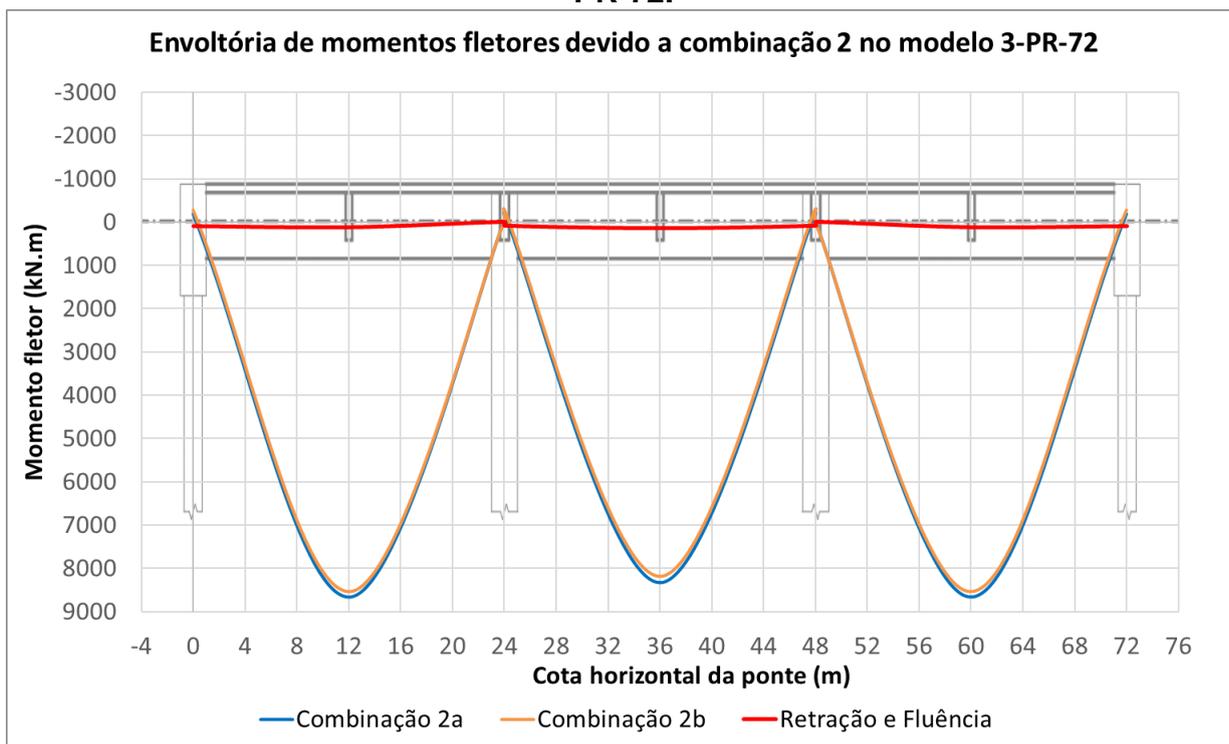


Figura E.19 - Gráfico de momentos fletores devido à combinação 2 no modelo 3-PR-72.



E.4 Demais Gráficos de deslocamentos verticais na seção S2 da viga

Figura E.20 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-54 ao longo do tempo.

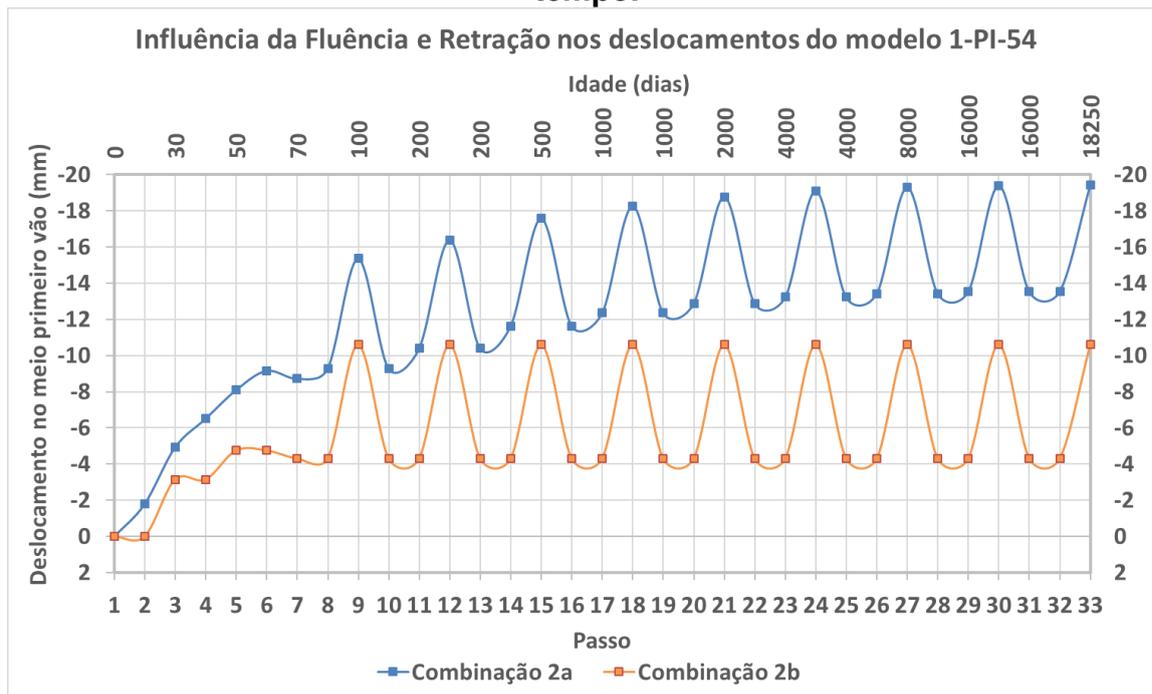


Figura E.21 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-54 ao longo do tempo.

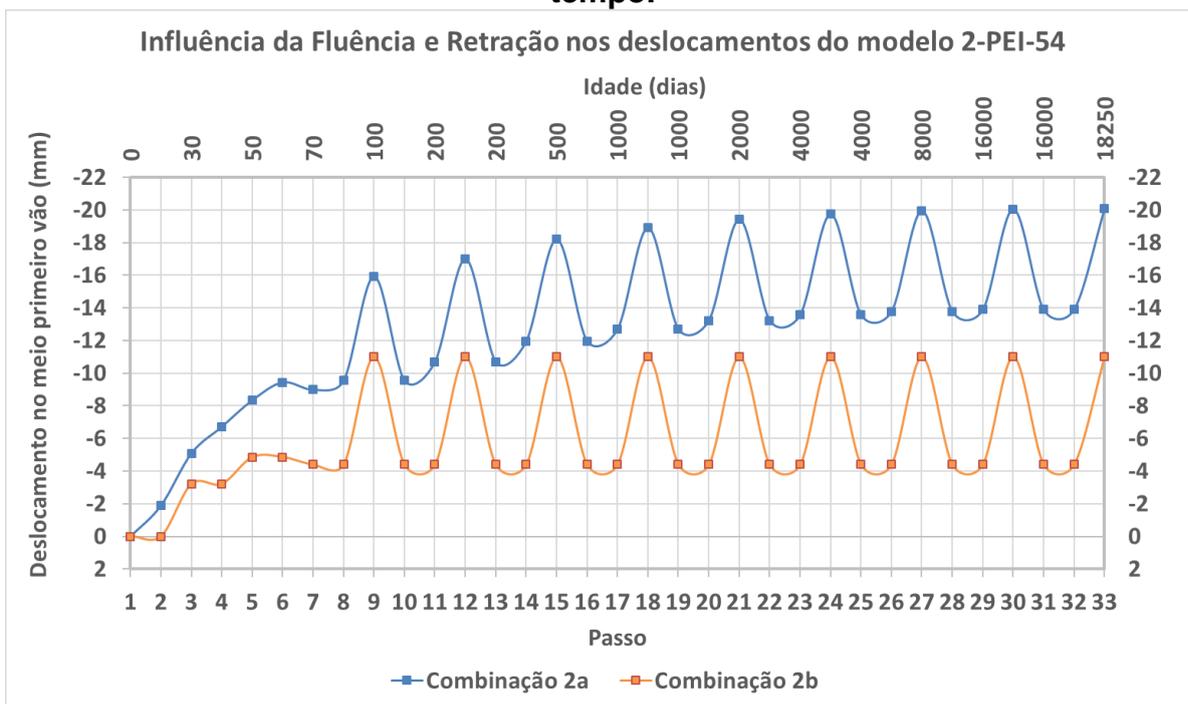


Figura E.22 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-54 ao longo do tempo.

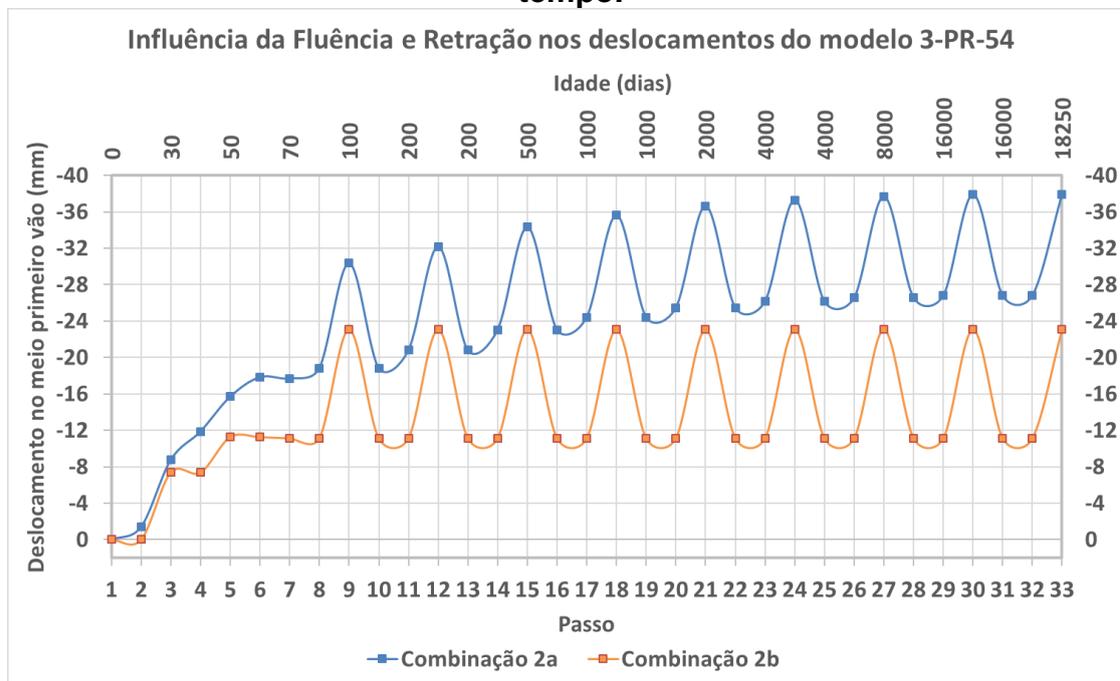


Figura E.23 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 1-PI-72 ao longo do tempo.

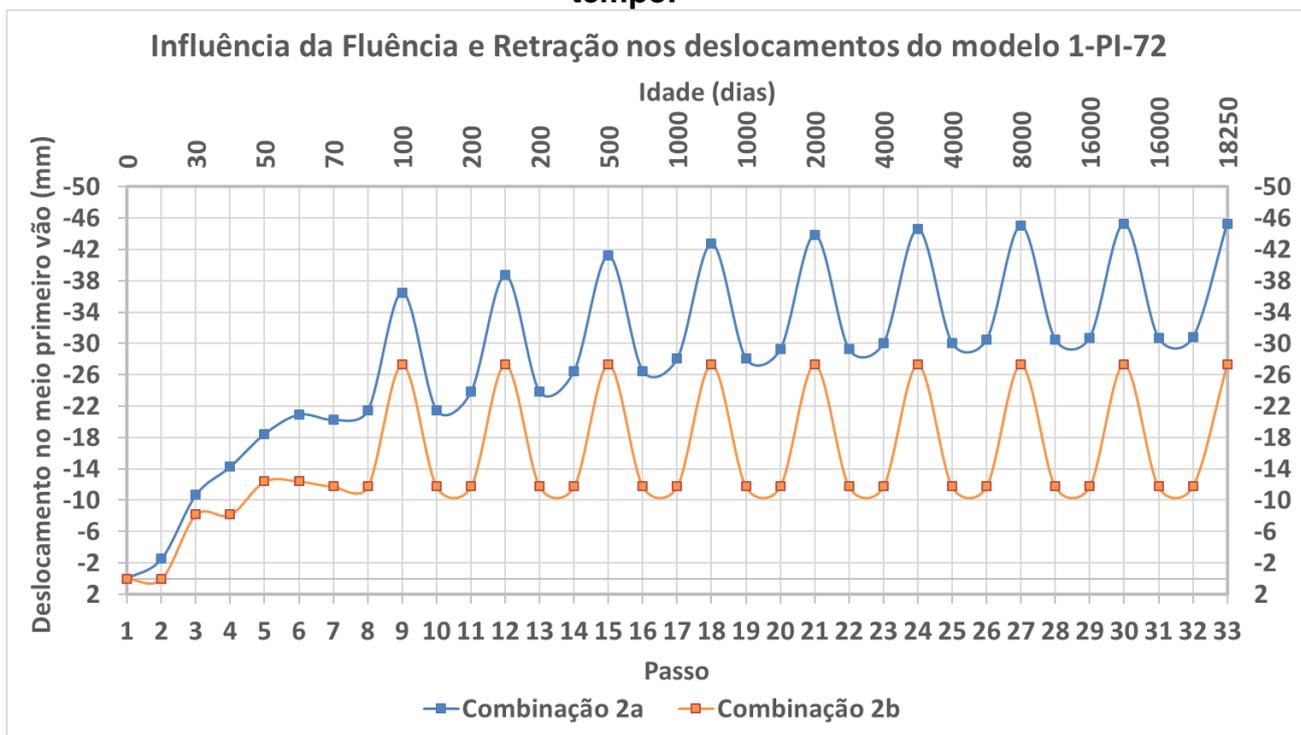


Figura E.24 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 2-PEI-72 ao longo do tempo.

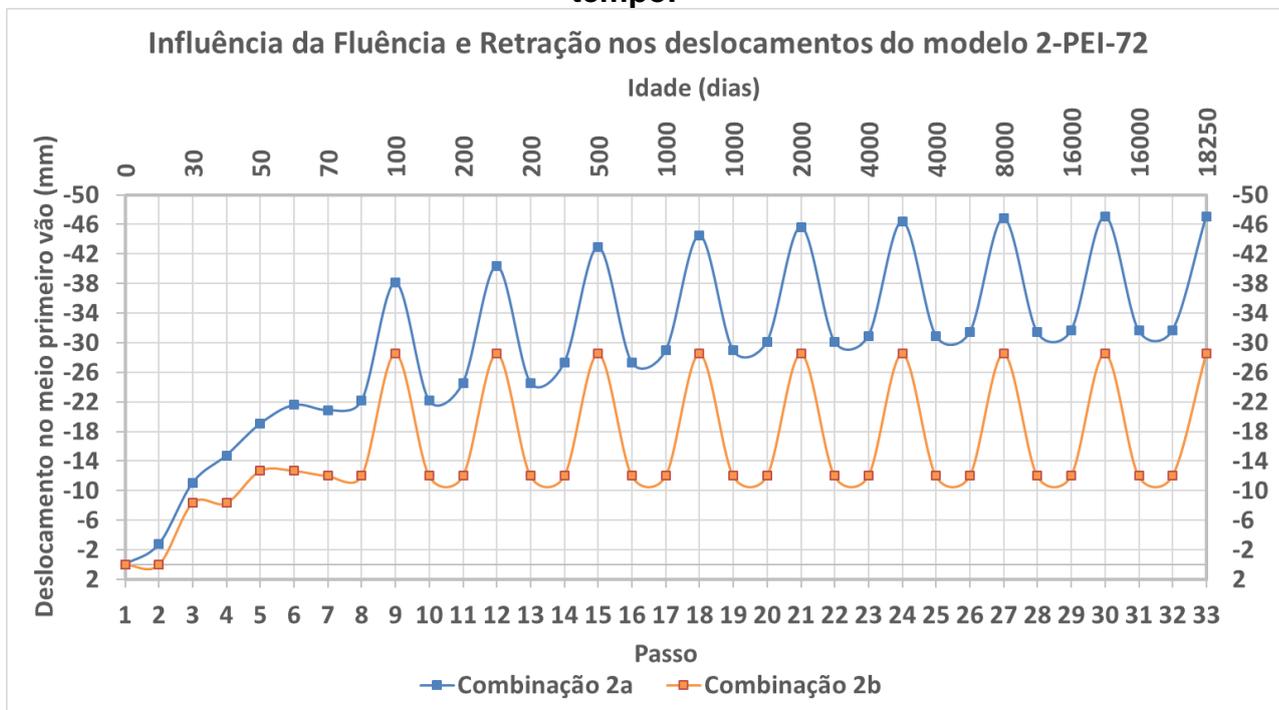


Figura E.25 - Deslocamentos obtidos no nó 502 da ponte 3-PR-72 ao longo do tempo.

