



Comparativo de Fundações de Uma Ponte em Relação a Interação Solo-Estrutura Felipe Tramontini Conzatti¹, Rebeca Jéssica Schmitz², Valmir Stani Fell Júnior³

¹ Universidade do Vale do Taquari - Univates / felipe.conzatti1@universo.univates.br

^{2,3} Universidade do Vale do Taquari – Univates / Completa Soluções em Estruturais / rebeca.j.schmitz@gmail.com

Resumo

O processo de desenvolvimento de projetos estruturais se modificou muito ao longo dos anos devido à evolução das tecnologias, o que também impactou nas atribuições do projetista. Inicialmente, o processo era muito empírico, evoluiu para uso de modelos simples que ainda assim exigiam muito esforço matemático manual e, atualmente, pode-se desenvolver modelos de diferentes graus de refinamento podendo-se chegar em análises mais precisas utilizando softwares. Um ponto que pode ser mencionado é que, atualmente, tem-se ferramentas que possibilitam a análise integrada da estrutura e suas fundações, considerando a Interação Solo-Estrutura (ISE). Este tópico já é bastante estudado, entretanto ainda é insipiente no cotidiano de projetos, sendo mais usual em obras de grande porte como Obras de Arte Especiais (OAE). Dentro deste contexto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o impacto da ISE nas estacas raiz de uma ponte biapoiada com 30 m de vão. Partiu-se do modelo previamente desenvolvido por Fachinelli e Schmitz (2023) no TQS, sendo realizados ajustes a fim de trazer melhorias, sendo mantidos as premissas básicas do modelo original, bem como os caminhos críticos e regiões de carga da carga móvel. A partir disso, foram dimensionados os blocos de coroamento e as estacas, por meio do método de Cabral (1986). Posteriormente, esse modelo foi duplicado para a aplicação da interação solo-estrutura permitindo a comparação dos resultados obtidos em ambos modelos. Ao comparar os dados obtidos, verificou-se a variação entre 1,21% e 5,00% para as reações nos apoios e 0,34% a 2,95% para a área total de armadura dos blocos. Em um primeiro momento, entende-se que a análise da ISE não apresentou impactos significativos para o projeto da ponte em questão, devido ao tipo de fundação utilizado e às características do solo

Palavras-chave

Fundação de Ponte; Interação Solo-Estrutura; Pontes; Estaca Raiz.

Introdução

A modelagem e análise merecem especial atenção durante o desenvolvimento de projetos estruturais, sendo que a modelagem pode ser feita seguindo diferentes metodologias. Mesmo que trabalhem de maneira unificada, frequentemente a estrutura e maciço de solos são tratados separadamente, buscando simplificar a análise do modelo estrutural, que por sua vez é realizada considerando apoios rígidos, mesmo que o geotécnico considere as forças de reação fornecidas pelo estrutural, será ignorada a possibilidade de haver deformações na configuração atual da estrutura (Cutrin, 2020).

Entretanto, a opção mais adequada é ver a estrutura como um todo e não como partes isoladas, considerando a Interação Solo-Estrutura (ISE). Uma das diversas vantagens de considerar a ISE é a capacidade de estimar o efeito da redistribuição de carga nos elementos estruturais, bem como a forma e magnitude do recalque diferencial, permitindo projetos mais eficazes e eficientes.

De encontro a isso, os softwares passaram por atualizações que permitem a realização de cálculos e dimensionamentos que antes eram muito complexos e até impossíveis, como é o caso da ISE. Dentro deste contexto, o presente artigo trata da análise dos resultados obtidos nas fundações de uma ponte, em relação a duas condições de análise, sendo uma considerando apoios indeslocáveis e a outra apoios móveis, aplicando a interação solo estrutura.

Procedimentos Metodológicos

Os procedimentos metodológicos seguidos para a realização deste estudo estão apresentados no diagrama da Figura 1.

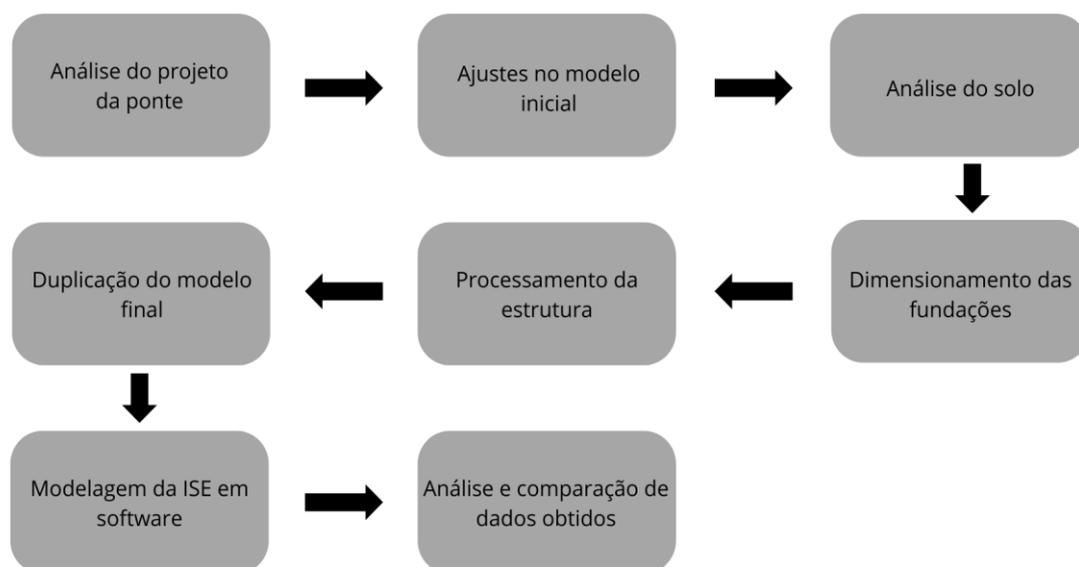


Figura 1 – Diagrama de procedimentos metodológicos.

O presente estudo foi realizado no software TQS, por meio de uma licença estudantil. Para realizar as comparações, foi necessário compreender o modelo inicial e a partir disso foram realizadas alterações na estrutura base. O modelo inicial utilizado nesse estudo é uma ponte biapoiada de vão total de 30 metros, sem pilares intermediários, apoiada somente nas suas extremidades, com seção transversal de faixa simples em ambos sentidos, passeios nas extremidades, sem a presença de canteiro central e largura total de 15,90 metros, a mesma foi previamente desenvolvida por Fachinelli e Schmitz (2023), apresentada na Figura 2.

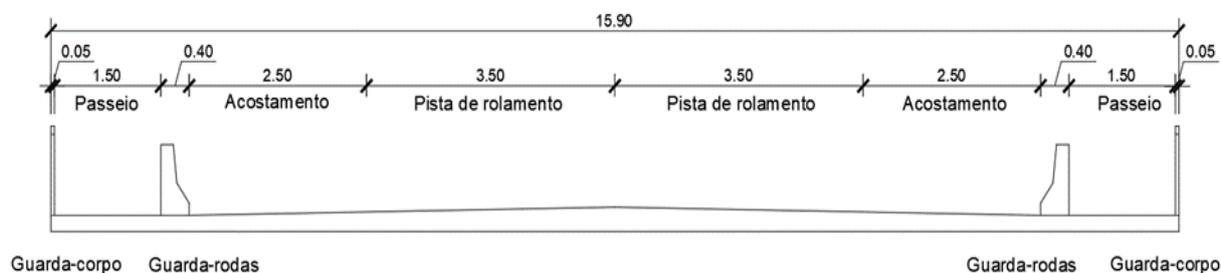


Figura 2 – Seção transversal da ponte (em metros). Fachinelli e Schmitz (2023).

A estrutura inicial era dividida em três níveis, dentre eles estão a superestrutura (laje pré-fabricada em concreto armado, pavimento asfáltico, guarda-rodas e guarda-corpos), mesoestrutura (aparelhos de apoio representados por pilares fictícios em concreto) e infraestrutura (blocos e estacas).

A fim de simplificar a modelagem, o modelo foi alterado, reduzindo de um nível da estrutura, unificando os elementos presentes na superestrutura e mesoestrutura em um mesmo nível, restando apenas dois níveis, superestrutura e infraestrutura, também houve a substituição do tipo de fundação, que deixou de ser compostas por estacas pré-moldadas e blocos de concreto armado e passaram a ser blocos e estacas raiz. Outra alteração feita foi em relação aos aparelhos de apoio. No modelo de referência eles estavam como elementos de concreto, mas para que representassem adequadamente o comportamento do aparelho de apoio de neoprene fretado, a rigidez dos pilares foi ajustada por meio da altura. No modelo atualizado, substituiu-se os materiais, utilizando as propriedades do elastômero fretado. Isto permitiu o uso das dimensões reais dos aparelhos de apoio, como pode ser observado na Figura 3.

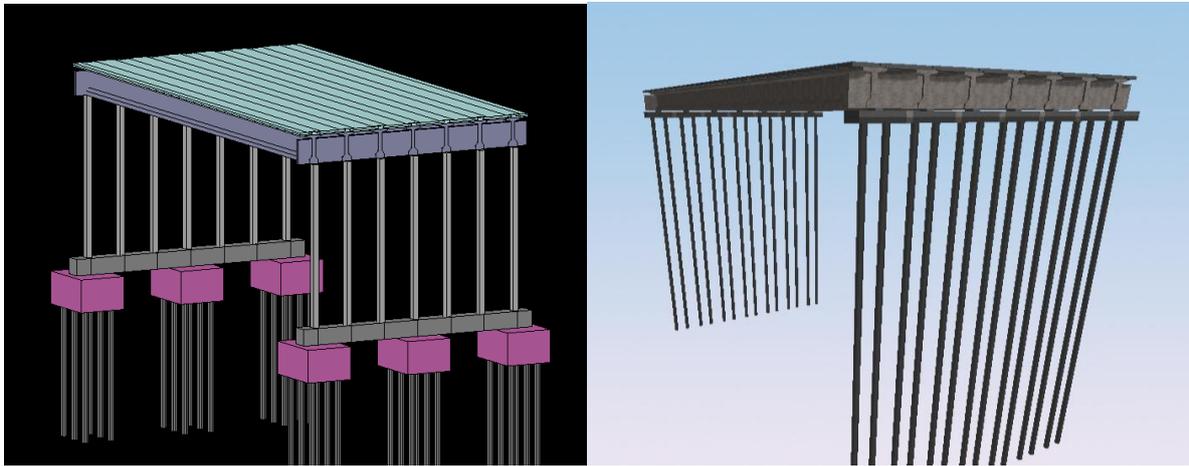


Figura 3 – Modelo inicial e modelo após alterações, respectivamente.

Foram consideradas as mesmas cargas variáveis presentes no modelo inicial, porém foram removidos os coeficientes CIV, CNF e CIA, pois os mesmos não são relevantes no projeto de fundação, conforme apresentado na NBR 7188 (ABNT, 2024). Os valores considerados para as cargas variáveis referentes a multidão são iguais a 0,50 tf/m² e para as cargas de passeio o valor é igual a 0,30 tf/m².

As cargas móveis previamente existentes no modelo, foram aplicadas novamente, mantendo-se os mesmos caminhos críticos, porém lançadas por meio do comando “cargas móveis”, presente nas versões mais recentes do software, que por sua vez é responsável por aplicar a mesma carga repetidas vezes na estrutura, em diferentes posições, num caminho selecionado. Ao todo foram utilizados os 4 caminhos críticos que já estavam presentes no modelo inicial, e as cargas foram aplicadas em 3 posições, sendo elas no início e nas duas extremidades e no meio de cada um dos caminhos. Essas cargas móveis foram inseridas conforme indicado na NBR 7188 (ABNT, 2024), seguindo o padrão TB-450. Esse padrão, define um tipo de veículo de carga total P = 450 kN, o mesmo possui seis rodas, divididas em três eixos distintos de 2 metros de comprimento e separados entre si por um espaço de 1,5 metros.

Para este caso foi utilizado o trem-tipo homogeneizado, devido a carga de multidão na mesma posição do veículo, houve a redução da carga pontual adicional das rodas. Nesse caso a carga aplicada por roda deixa de ser de 75 kN (7,5tf) e passa a ser de 6,0 tf/roda, igual a 36 tf/veículo.

Também foi adicionada uma carga de vento, o cálculo foi realizado conforme os padrões da NBR 6123 (ABNT, 2023), o mesmo tem como base os valores característicos do local onde a estrutura será executada, a velocidade básica adotada foi de 45 m/s, fator topográfico relativo a terreno plano, igual a 1,0, classe de rugosidade III, classe de edificação B e fator estatístico igual a 1,10, para edificações que exigem maior segurança. Vale ressaltar que para o dimensionamento da carga de vento, a ponte foi considerada carregada, logo a área de incidência do vento considera sobre o pavimento asfáltico um veículo de altura igual a 2 metros. A partir desses dados, o resultado foi de 1,01 tf/m esse valor foi inserido no software por meio da edição de cargas, a carga de vento foi aplicada à estrutura com ângulo de incidência de 90°.

Para as combinações de cargas atuantes na estrutura foram criadas 12 combinações de estado limite último (ELU) do tipo normal, onde cada uma delas tem sua composição as cargas de multidão e passeio aplicadas em uma determinada área da estrutura, carga de peso próprio, cargas permanentes, carga de vento e também uma carga móvel referente ao veículo em uma posição dentro dos caminhos críticos pré-estabelecidos. Vale ressaltar que os fatores de segurança aplicados à combinação foram obtidos através na NBR 8681 (ABNT, 2003), e a carga de vento foi considerada como ação variável secundária, sendo aplicados dois fatores, 1,4 e 0,6, totalizando 0,84, conforme pode ser observado na Equação 1.

$$S_d = S_{pesok} * 1,35 + S_{permk} * 1,35 + S_{veick} * 1,50 + S_{multk} * 1,50 + S_{pask} * 1,50 + S_{ventk} * 0,84 \quad (1)$$

Onde:

S_d = Solicitação de cálculo;

S_{pesok} = Valor característico da carga de peso próprio da estrutura;

S_{permk} = Valor característico da carga permanente;

S_{veick} = Valor característico da carga do veículo;

S_{multk} = Valor característico da carga de multidão;

Spask = Valor característico da carga de passeio;
Sventk = Valor característico da carga de vento.

Para o dimensionamento das fundações, foi utilizado uma sondagem real, que não está diretamente relacionada a um terreno onde foi construída uma ponte. O ensaio de SPT, apresentado na Figura 4, representa um solo composto por silte e predominantemente de silte arenoso, onde o nível de água está a 22,03 metros do início da sondagem e a rocha a 25 metros de profundidade.

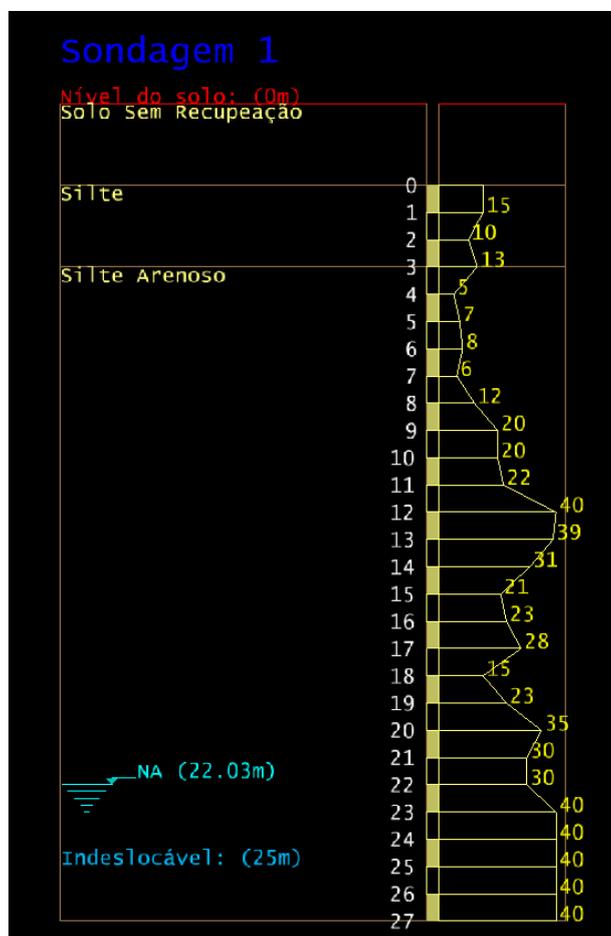


Figura 4 – Ensaio de SPT.

A concepção da fundação foi totalmente alterada em relação ao modelo inicial, foi adotado um modelo de encontro aliviado, com uma viga travessa que recebe todas as longarinas e se apoia diretamente sobre as estacas. Porém foram necessários ajustes, pois não foi possível modelar uma única viga sobre várias estacas, então foram considerados vários blocos, com dimensões iguais a 200 x 100 x 55 cm, um para cada apoio de longarinas e aparelhos de apoio, totalizando 14 blocos. A fim de simular um único elemento, os blocos foram unidos por uma viga rígida, com peso próprio desprezado, que não foi dimensionada e foi aplicado um fator que aumento de rigidez.

As estacas foram dimensionadas manualmente em uma planilha Excel, por meio do método de Cabral (1986), método esse que é utilizado especificamente para o cálculo da capacidade de compressão de uma estaca raiz, visando atender as necessidades indicadas pela NBR 6122 (ABNT, 2019), que apresenta a estaca raiz como um método que se diferencia dos demais pelo seu processo construtivo envolvendo perfuração rotativa ou rotopercussiva, preenchimento com argamassa, e pela moldagem in loco. Além disso, é completamente revestida, na parte que se encontra no solo, com um conjunto de tubos metálicos recuperáveis. Essa estaca é finalizada com a instalação de uma armadura ao longo de todo o seu comprimento, por fim a argamassa é compactada, através de ar comprimido, com o auxílio de pressurizadores.

A capacidade de carga a compressão das estacas foi obtida através da utilização das Equações 2, 3 e 4.

$$PR = PL + PP \quad (2)$$

Onde:

PR = Carga de ruptura;

PL = Resistência de atrito lateral;
 PP = Resistência de ponta da estaca;

$$PL = E \beta_0 \beta_1 N U \Delta I \quad (3)$$

Onde:

N = Número de SPT;

U = Perímetro da estaca;

$$PP = \beta_0 \beta_2 N A_b \quad (4)$$

Onde:

N = Número de SPT;

A_b = Área da base da estaca;

β₀, β₁ e β₂ são coeficientes obtidos através das tabelas presentes na Figura 5.

D \ t	0	1	2	3	Solo	β ₁	β ₂
10	0,90	1,01	1,12	1,23	Areia	7	3
12	0,88	0,99	1,10	1,21	Areia siltosa	8	2,8
15	0,85	0,96	1,07	1,18	Areia argilosa	8	2,3
16	0,84	0,95	1,06	1,17	Silte	5	1,8
20	0,80	0,91	1,02	1,13	Silte arenoso	6	2,0
25	0,75	0,86	0,97	1,08	Silte argiloso	3,5	1,0
31	0,69	0,80	0,91	1,02	Argila	5	1,0
42	0,58	0,69	0,80	0,91	Argila arenosa	5	1,5
					Argila siltosa	4	1,0

Figura 5 – Tabelas utilizadas para obter os valores de β₀, β₁ e β₂. Cabral (1986).

A partir das equações apresentadas e do auxílio de uma planilha excel, foram obtidos os valores de resistência lateral igual a 1815,34 kN e resistência de ponta igual a 350,70 kN, chegando a uma resistência total de 2166,04 kN para uma estaca de diâmetro 310 mm e profundidade de 25 metros. Foi adotado fator de segurança 2, portanto a resistência admitida por estaca em projeto foi de 1083,02 kN.

Por fim, o modelo pós alterações foi processado pelo software e duplicado, para poder ser aplicado o sistema de interação solo-estrutura (SISEs) e então comparar os resultados obtidos em ambos. A aplicação do SISEs foi realizada conforme o passo a passo disponibilizado pela própria plataforma do TQS, onde foi necessário informar o programa sobre o método de dimensionamento que deve ser utilizado, nesse caso foi o modelo de Cabral (1968), para os cálculos das estacas raiz. Também foram inseridos os dados da sondagem, que foram os mesmos utilizados para o dimensionamento das estacas no modelo que considera apoios indeslocáveis, incluindo cota de arrasamento, tipo de solo, cota de água e profundidade do impenetrável, conforme apresentado na Figura 6.

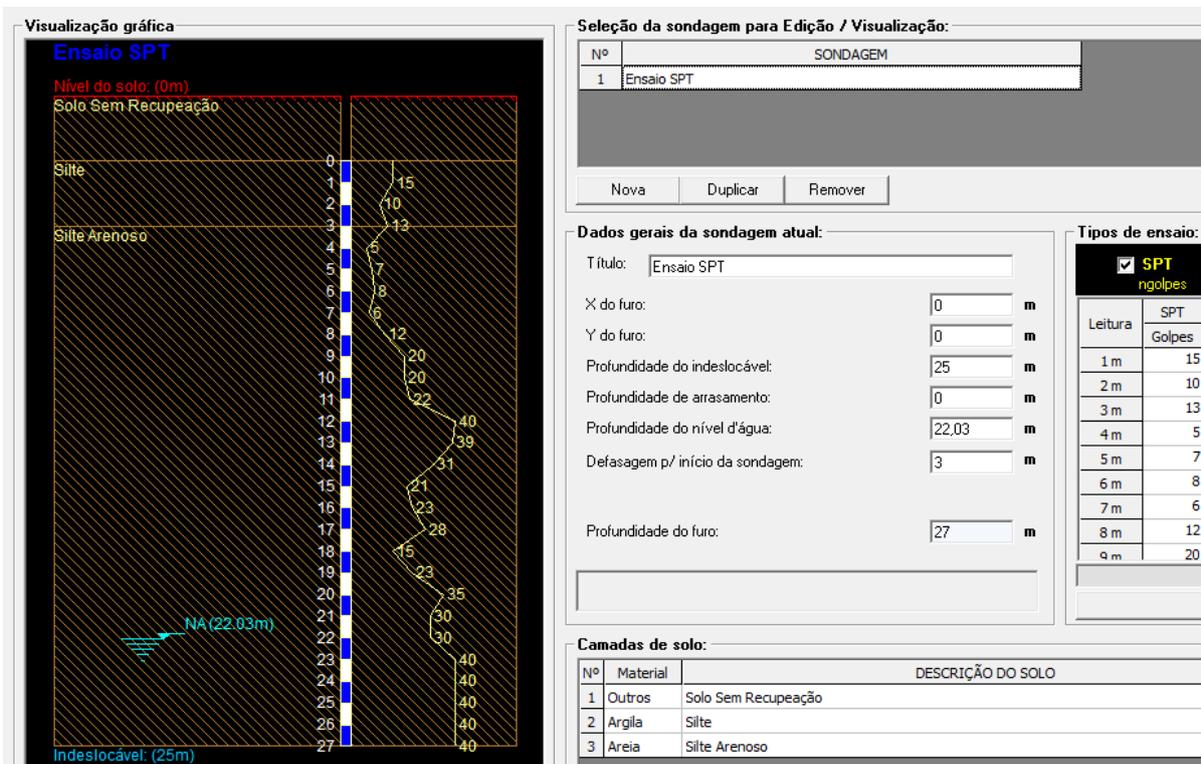


Figura 6 – Dados de sondagem inseridos no software.

Resultados e discussão

Tendo em vista que este estudo teve como finalidade realizar um comparativo entre fundações de uma mesma ponte em relação a consideração da análise de interação solo-estrutura, ambos os modelos foram testados com as mesmas características de solo, áreas e valores de carga, sendo assim a única diferença entre eles foram os apoios.

Desse modo, os resultados foram obtidos através das ferramentas presentes no software TQS e expostos a seguir. Iniciando pelas reações nos apoios, indicados na Tabela 1, que leva em consideração os valores máximos encontrados para cada bloco, independente da combinação de ELU em que esse valor foi obtido.

Tabela 1 - Reação nos apoios por combinação crítica (tf)

Bloco	Combinação	Indeslocável	ISE	Variação (%)
B1	V4 P1	87,45	90,83	3,87%
B2	V4 P2	106,98	111,21	3,95%
B3	V4 P3	120,44	124,47	3,35%
B4	V4 P3	136,97	140,06	2,26%
B5	V3 P3	137,15	140,32	2,31%
B6	V1 P3	137,96	140,75	2,02%
B7	V1 P3	103,88	108,17	4,13%
B8	V4 P3	87,48	90,49	3,44%
B9	V4 P2	107,06	110,80	3,49%
B10	V4 P1	120,37	123,74	2,80%
B11	V4 P1	138,58	141,47	2,09%
B12	V3 P1	138,72	141,69	2,14%
B13	V1 P1	139,64	142,13	1,78%
B14	V1 P1	102,55	107,05	4,39%

A partir dos valores apresentados na tabela anterior, é possível visualizar que para todos os blocos a consideração de apoios indeslocáveis gerou valores de carga inferiores aos obtidos através da interação entre solo e estrutura, também é importante ressaltar que não houveram grandes variações entre as condições, proporcionando variações entre 1,78% até 4,39%.

Após a verificação desses valores, foi feita uma nova análise, dessa vez considerando apenas a combinação de cargas de ELU V1-P1, essa combinação representa o pior cenário para os blocos B13 e B14, e também foi responsável pelas maiores taxas de variação entre modelos.

Vale evidenciar que a combinação V1-P1 é obtida por meio da Equação 1. Sendo que nesse caso utiliza-se a carga móvel referente ao veículo na posição 1, situada acima dos blocos 13 e 14, na extremidade inicial do primeiro caminho crítico, também são utilizadas as cargas de multidão e de passeio em sua pior condição, ocupando todo o vão, mas apenas na região da seção transversal que proporciona a maior carga para essa condição.

Tabela 2 - Reação nos apoios para a mesma combinação (tf)

Bloco	Indeslocável	ISE	Variação (%)
B1	81,82	82,81	1,21%
B2	81,58	85,66	5,00%
B3	80,61	84,49	4,81%
B4	89,92	93,85	4,37%
B5	106,33	109,89	3,35%
B6	108,70	111,82	2,87%
B7	95,56	99,99	4,64%
B8	81,50	85,49	4,90%
B9	82,07	85,76	4,50%
B10	80,86	84,67	4,71%
B11	89,06	93,08	4,51%
B12	118,07	121,90	3,24%
B13	139,64	142,13	1,75%
B14	102,55	107,05	4,39%

Na tabela 2, foram expostos novamente os valores das reações nos apoios, porém nesse caso todas as reações em relação a uma mesma combinação de carga, foi possível verificar que os dados obtidos para as reações foram em geral inferiores aos presentes na Tabela 1, a principal diferença entre as tabelas está na variação. A diferença entre modelos vista na Tabela 2 é superior a outra, gerando alterações entre 1,21% e 5,00%. É interessante comentar que mesmo com essa diferença entre tabelas, o modelo que considera interação entre solo e estrutura apresenta valores superiores aos obtidos por apoios indeslocáveis.

Tabela 3 - Esforços nas estacas (tf)

Bloco	Indeslocável	ISE	Variação (%)
B1	101,79	98,70	-3,04%
B2	119,33	118,28	-0,88%
B3	132,98	131,92	-0,80%
B4	149,52	147,53	-1,33%
B5	149,65	147,64	-1,34%
B6	150,64	148,11	-1,68%
B7	116,10	115,62	-0,41%
B8	101,81	98,72	-3,04%
B9	119,42	118,29	-0,95%
B10	132,93	131,83	-0,83%
B11	151,14	148,93	-1,46%
B12	151,24	149,02	-1,47%
B13	152,33	149,60	-1,79%
B14	114,79	114,32	0,41%

A partir dos valores presentes na Tabela 3, é possível perceber que diferente dos resultados obtidos pelas reações nos apoios, os esforços nas estacas apresentam uma variação contrária, onde os apoios indeslocáveis possuem valores superiores aos obtidos pela interação solo-estrutura. Entretanto a variação entre os modelos segue sendo pequena, nesse caso entre 0,41% e 3,04%

Através da Tabela 4, apresentada a seguir, foram indicados os valores de área de armadura total necessária por bloco, estes por sua vez foram obtidos por meio dos relatórios fornecidos pelo software.

Tabela 4 - Área de armadura total necessária (cm²)

Bloco	Indeslocável	ISE	Variação (%)
B1	18,46	17,99	-2,55%
B2	21,14	20,95	-0,90%
B3	23,54	23,37	-0,72%
B4	26,47	26,12	-1,32%
B5	26,51	26,16	-1,32%
B6	26,68	26,24	-1,65%
B7	20,63	20,56	-0,34%
B8	18,46	17,99	-2,55%
B9	21,15	20,95	-0,95%
B10	23,54	23,36	-0,77%
B11	26,76	26,38	-1,42%
B12	26,79	26,39	-1,49%
B13	26,97	26,48	-1,82%
B14	20,42	20,35	-0,34%

A partir desta tabela é possível perceber que não houveram grandes variações entre a armadura necessária nos blocos que consideram apoios indeslocáveis e apoios móveis, obtendo diferenças de 0,34% até 2,55%. Vale apontar que, para chegar nos valores de armadura total necessária, são necessários os valores de armaduras principal, superior e lateral, cujos valores tiveram variações diferentes das apresentadas.

A armadura principal representa cerca de 72% da armadura total necessária para cada bloco, em virtude disso a mesma foi a que registrou as maiores variações dentre os modelos, variando entre 0,41% e 3,12%. Já as outras apresentaram variações inferiores, entre 0% e 1,85% para a superior e entre 0,34% a 3,20% para a lateral, devido a ambas serem dimensionadas em função da principal.

É interessante ressaltar que estacas do tipo raiz devem sempre possuir armadura em toda sua extensão. No caso do modelo com apoios indeslocáveis, a estaca não faz parte do modelo estrutural e se utiliza a carga do bloco para projetar a estaca. Se considera que o bloco irá distribuir as cargas sem gerar momento na estaca. Logo, isso requer a utilização apenas de armadura mínima, conforme indicado na NBR 6122 (ABNT, 2019), a armadura mínima é de 0,4% da seção da estaca. Já no caso da ISE, a estaca faz parte do modelo e devido à modelagem do solo por meio de molas, conforme apresentado na Figura 8, acabam surgindo momentos fletores na estaca. Isso requer que se faça o dimensionamento da armadura de flexão, que pode ser maior que a armadura mínima.

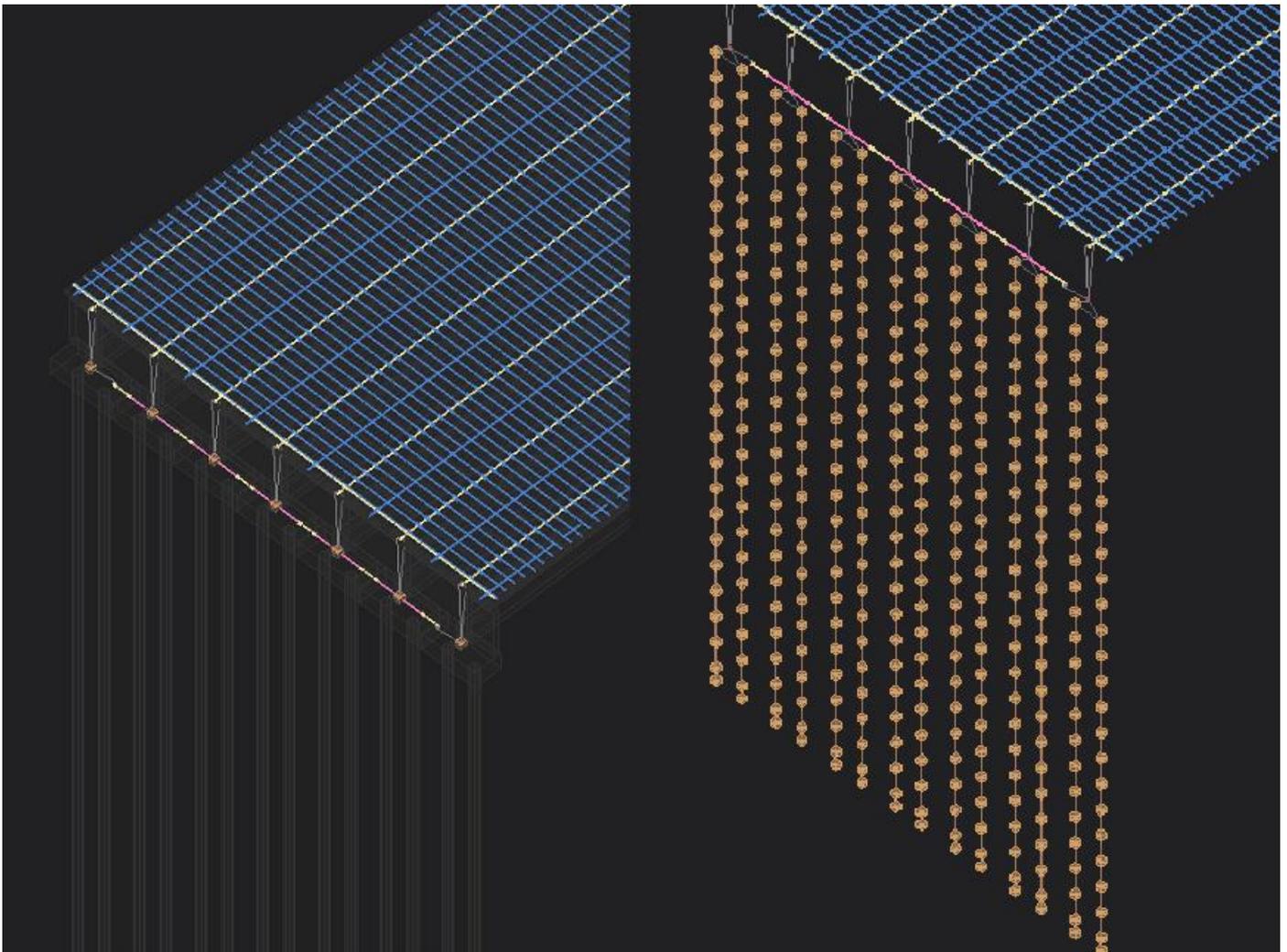


Figura 7 – Pórticos considerando apoios IDE e ISE, respectivamente

A taxa de armadura nos blocos não foi apresentada devido a baixa variação entre os valores obtidos, em virtude de que os mesmos são calculados através da divisão da área de armadura pela área dos blocos, sendo assim, os resultados além de serem proporcionais aos existentes na Tabela 4, a variação ainda será inferior, tornando esses resultados irrelevantes. Junto a isso, também foram removidos os valores de momento na estrutura, que foram calculados a partir das ferramentas presentes no software, visto que as diferenças obtidas foram entre 0,01% e 0,31%.

Considerações finais

O objetivo deste estudo, foi analisar e comparar as fundações de uma ponte, dentro de dois contextos de análise, um considerando apoios indeslocáveis e outro com a aplicação do sistema de interação entre solo e estrutura (SISEs). Através dessa análise, foram obtidos os dados apresentados no decorrer do artigo, sendo eles as reações nos apoios, esforços nas estacas e quantitativo de armadura nos blocos.

Ao verificar as reações nos apoios, foi possível identificar que a ISE apresentou valores superiores aos gerados por apoios indeslocáveis, porém a diferença real entre os apoios foi pouco expressiva, sendo que mesmo na combinação de carga com as maiores variações, as mesmas ficaram entre 1,21% e 5,00%. Realizando a verificação de esforços nas estacas foi possível perceber que nesse caso a variação apresentada foi no sentido contrário à anterior, onde os esforços foram inferiores para o modelo que considera a interação solo estrutura, obtendo valores entre 0,41% e 3,04%. Por fim, a análise da área de armadura necessária nos blocos mostrou que a mesma também não apresentou grandes variações, obtendo diferenças de 0,34% até 2,55% para armadura total e variação de 0,41% a 3,12% especificamente para a armadura principal, que representa cerca de 72% da armadura total, sendo a que sofre as maiores alterações.

Os dados obtidos na pesquisa apresentam valores semelhantes entre si, primeiramente é possível concluir que a interação não seja tão relevante para um projeto desse porte. Entretanto, tudo depende do tipo de solo, então é imprescindível conhecer o tipo de solo onde a estrutura será construída, pois diversos tipos de solos podem alterar os resultados aqui obtidos, sem contar as possíveis variações que uma estrutura diferente pode

ocasionar. Portanto, é importante ressaltar que os resultados não podem ser generalizados para outros tipos de fundação ou condições de solo.

É relevante citar que uma estaca do tipo raiz acaba por representar um engastamento, a pequena diferença nos valores obtidos demonstra que a estaca raiz, mesmo analisada em uma condição de apoios indeslocáveis, acaba por gerar condições muito semelhantes às geradas com apoios móveis, para esse tipo de fundação e características de solo. Por fim, é possível seguir com esse estudo, visto que não houveram grandes diferenças entre os apoios para as condições de solo analisadas, ao estudar outros tipos de solo, as verificações possivelmente apresentarão resultados diferentes para ambos os apoios.

Referências

VALERIANO, Ricardo. Pontes. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

CUTRIN, Marlan Derlan Serra. Análise linear estática e dinâmica de edifício considerando a interação solo e fundação rasa ou profunda. 2020 102f. Dissertação (Mestre em Ciências, área de concentração, Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 6122: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT Editora, 2003b.

TQSDocs. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3938&language=pt-br>>. Acesso em: 8 jul. 2024.

FACHINELLI, N.; SCHMITZ, R. Estudo Comparativo entre Pontes com Superestrutura de Concreto Protendido e Mistas de Aço e Concreto.CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 14., 2023, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro. 2023.