

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

MANOELA DA SILVA SAUTHIER

**SEGURANÇA ESTRUTURAL NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM
EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS**

**Alegrete
2016**

MANOELA DA SILVA SAUTHIER

**SEGURANÇA ESTRUTURAL NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM
EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil da Universidade Federal do
Pampa, como requisito parcial para
obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Alisson Simonetti Milani

Coorientador: André Lubeck

**Alegrete
2016**

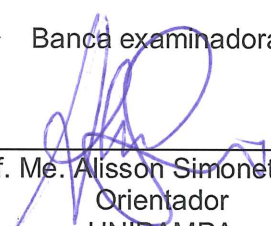
MANOELA DA SILVA SAUTHIER

**SEGURANÇA ESTRUTURAL NA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA EM
EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de
Engenharia Civil da Universidade
Federal do Pampa, como requisito
parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 30/11/2016

Banca examinadora:



Prof. Me. Alisson Simonetti Milani
Orientador
UNIPAMPA

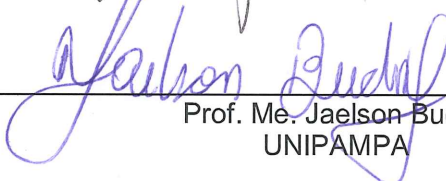
ANDRE LUBECK:96288302015

Assinado de forma digital por ANDRE LUBECK:96288302015
DN: c=BR, o=ICP-Brasil, ou=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, ou=CORREIOS,
ou=ARCORREIOS, ou=RFB e-CPF A3, cn=ANDRE LUBECK:96288302015
Data: 2016.12.02 08:17:38 -02'00'

Prof. Me. André Lübeck
UNIPAMPA



Prof. Me. Aldo Leonel Temp
UNIPAMPA



Prof. Me. Jaelson Budny
UNIPAMPA

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente à minha mãe Glades, por ser meu alicerce em todos os momentos, com toda a sua paciência, doçura e jeito de ser. Pelas horas no telefone, pelo apoio nos momentos difíceis e pela alegria sincera nos momentos de conquista. Pelo amor incondicional que se faz presente mesmo com os quilômetros de distância e, principalmente, por ser essa mulher incrível, guerreira e o exemplo que sigo todos os dias.

Agradeço ao meu pai, Paulo, pela confiança de que eu chegaria até aqui, pelo amor e carinho nunca ausentes, pelas gargalhadas arrancadas de mim tão facilmente e pelas cantorias que sempre funcionaram melhor que qualquer terapia. À minha “boadrasta” Rejane, que sempre depositou sua confiança em mim, fazendo o papel da irmã mais velha que eu não tive e se tornando tão especial na minha vida.

Agradeço à minha irmã, Anna, que me proibiu de reprovar em alguma cadeira durante a graduação por me querer de volta em casa o mais cedo possível. Pelas horas de conversa, pela alegria de sempre, pela compreensão em todos os momentos, e principalmente, por me deixar chamá-la de Alemoa azeda sem ficar brava!

Ao meu namorado Eduardo, por gostar de mim exatamente como sou e por me deixar conhecer e conviver todos os dias com a pessoa incrível que ele é. Pelo apoio de todas as horas, pelos abraços apertados, pelos sorrisos e gargalhadas compartilhados, e pela naturalidade com que toda essa convivência acontece!

Ao meu falecido avô, Selério, que mesmo sem me imaginar tão longe de casa, já me imaginava com o diploma na mão. Sinto uma saudade inexplicável da cumplicidade que tínhamos, e sei que está comigo em todos os momentos. À minha avó, Leonida, por ser essa mulher tão especial e querida por todos, fazendo o papel de mãe e avó de toda a família e ajudando os conhecidos sempre e como puder.

Aos meus amigos Daniela, Darielle, Gabriele e Hernane, que marcaram esses anos da minha vida com seus jeitos únicos, compartilhando reclamações, alegrias, festas, horas de estudos, notas boas, notas ruins, e todas as mil sensações que só quem passa pelo que passamos consegue entender. Vocês são o presente que essa graduação me trouxe e que vou carregar sempre no coração.

Às minhas amigas “fundamentais”, que fazem da distância um mero detalhe e continuam ao meu lado me entendendo de uma maneira que ninguém mais entende. Agradeço de coração por me deixarem crescer com vocês, pela nossa cumplicidade, e até pela saudade sentida, que transformamos em intermináveis horas de conversa sempre que nos encontramos.

Aos meus orientadores Alisson Milani e André Lübeck pelo conhecimento dividido, pela paciência e pela gentileza de me ajudarem em todos os momentos que precisei.

Aos demais amigos que acompanham a minha trajetória, estando comigo nos momentos bons e ruins e fazendo a diferença na minha caminhada. Muito obrigada.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Carga de ruptura estaca-solo.....	23
Figura 2 – Meio elástico semi-infinito	26
Figura 3 – Aplicação de Steinbrenner para várias camadas	28
Figura 4 – Fluxograma geral de processamento de transferência de dados.....	30
Figura 5 – Representação das molas na estaca	31
Figura 6 – Efeito da interação solo estrutura em recalques e reações de apoio de edificações	39
Figura 7 – Analogia de viga-parede	40
Figura 8 – Simulação da sequência construtiva	42
Figura 9 – Planta de fôrmas do pavimento térreo (edifício modelo).....	45
Figura 10 – Planta de fôrmas dos pavimentos tipo e térreo (edifício modelo).....	46
Figura 11 – Edifício Modelo.....	46
Figura 12 – Perfil de solo analisado	48
Figura 13 – Elementos analisados	53
Figura 14 – Pórticos analisados	53
Figura 15 – Denominação dos pórticos analisados.....	54
Figura 16 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 1, ELU 1	55
Figura 17 – Diagrama de esforço cortante(kN)-Modelo de Ruas–Pórtico 1, ELU 1	54
Figura 18 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto – Pórtico 1, ELU 1	56
Figura 19 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável – Pórtico 1, ELU 1	58
Figura 20 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas – Pórtico 1, ELU 1	58
Figura 21 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto – Pórtico 1, ELU 1	59
Figura 22 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 1	61
Figura 23 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 1	61

Figura 24 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo Proposto - Pórtico 2, ELU 1	62
Figura 25 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 1	63
Figura 26 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 1	64
Figura 27 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 1	64
Figura 28 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 2	66
Figura 29 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 2	67
Figura 30 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 2	67
Figura 31 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 2	69
Figura 32 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 2	70
Figura 33 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 2	70
Figura 34 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 2	72
Figura 35 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 2	72
Figura 36 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 2	73
Figura 37 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 2	74
Figura 38 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 2	75
Figura 39 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 2	75

Figura 40 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 2	77
Figura 41 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 2	77
Figura 42 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 2	78
Figura 43 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 2	79
Figura 44 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 2	80
Figura 45 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 2	80
Figura 46 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 1, ELU 3	82
Figura 47 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 1, ELU 3	82
Figura 48 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico 1, ELU 3	83
Figura 49 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 1, ELU 3	85
Figura 50 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 1, ELU 3	85
Figura 51 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 1, ELU 3	86
Figura 52 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 3	88
Figura 53 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 3	88
Figura 54 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 3	89
Figura 55 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 3	91
Figura 56 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 3	91

Figura 57 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 3	92
Figura 58 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 4	94
Figura 59 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 4	95
Figura 60 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 4	95
Figura 61 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 4	97
Figura 62 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 4	97
Figura 63 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 4	98
Figura 64 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 4	99
Figura 65 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 4	100
Figura 66 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 4	100
Figura 67 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 4	102
Figura 68 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 4	102
Figura 69 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 4	103
Figura 70 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 4	104
Figura 71 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 4	105
Figura 72 – Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 4	105
Figura 73 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 4	107

Figura 74 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 4	
.....	107
Figura 75 – Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU	
4	108

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estimativa do módulo de elasticidade do solo	21
Quadro 2 – Estimativa de coeficientes de Poisson	22
Quadro 3 – Valores de coeficientes K e α	24
Quadro 4 – Valores de coeficientes F1 e F2..	25
Quadro 5 – Valores do coeficiente m para solos arenosos..	32
Quadro 6 – Valores do coeficiente m para solos argilosos..	33
Quadro 7 – Ação do vento na Direção X.....	44
Quadro 8 – Ação do vento na Direção Y	45
Quadro 9 – Dimensões adotadas para as estacas.....	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 1	56
Tabela 2 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 1	56
Tabela 3 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 1, ELU 1	59
Tabela 4 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 1, ELU 1	60
Tabela 5 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 1	62
Tabela 6 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 1	62
Tabela 7 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 2, ELU 1	65
Tabela 8 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 2, ELU 1	65
Tabela 9 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico A, ELU 2	68
Tabela 10 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico A, ELU 2	68
Tabela 11 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico A, ELU 2	71
Tabela 12 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico A, ELU 2	71
Tabela 13 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico B, ELU 2	73
Tabela 14 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico B, ELU 2	73
Tabela 15 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico B, ELU 2	76
Tabela 16 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico B, ELU 2	76
Tabela 17 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico C, ELU 2	78
Tabela 18 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico C, ELU 2	78
Tabela 19 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico C, ELU 2	81
Tabela 20 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico C, ELU 2	81
Tabela 21 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 3	83
Tabela 22 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 3	83
Tabela 23 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 1, ELU 3	86
Tabela 24 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 1, ELU 3	87
Tabela 25 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 3	89
Tabela 26 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 3	89
Tabela 27 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 2, ELU 3	92
Tabela 28 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 2, ELU 3	93
Tabela 29 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico A, ELU 4	96
Tabela 30 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico A, ELU 4	96
Tabela 31 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico A, ELU 4	98
Tabela 32 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico A, ELU 4	98

Tabela 33 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico B, ELU 4	101
Tabela 34 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico B, ELU 4	101
Tabela 35 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico B, ELU 4	103
Tabela 36 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico B, ELU 4	103
Tabela 37 – Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico C, ELU 4	106
Tabela 38 – Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico C, ELU 4	106
Tabela 39 – Resumo do máximo momento fletor - Pórtico C, ELU 4	108
Tabela 40 – Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico C, ELU 4	108
Tabela 41 – Reações de apoio no modelo indeslocável	109
Tabela 42 – Reações de apoio no modelo de Ruas	110
Tabela 43 – Reações de apoio no modelo proposto	111
Tabela 44 – Comparação entre valores máximos de reações de apoio	111
Tabela 45 – Parâmetro γ_z para os diferentes modelos analisados	112

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	17
1.2 Objetivos	18
2 CONCEITOS GERAIS	19
2.1 O Maciço de solo e os Elementos de Fundação	20
2.1.1 Método Aoki-Velloso para a determinação de ruptura das estacas	22
2.1.2 Estimativa de recalques em fundações profundas - estacas	25
2.1.3 Determinação dos coeficientes de reação para estacas	28
2.2 Segurança nas estruturas	33
2.2.1 O Método dos Estados Limites	33
2.3 Método dos elementos finitos (MEF)	37
2.4 Interação Solo-Estrutura	37
2.4.1 Rigidez relativa estrutura-solo	38
2.4.2 Número de Pavimentos	39
2.4.3 Influência do Processo Construtivo	40
3 METODOLOGIA PARA A INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	43
3.1 Procedimentos	43
3.2 Edificação modelo	43
3.3 Fundações tipo estaca	47
3.4 Características do solo	47
3.5 Software de elementos finitos	49
3.6 Combinações de Segurança para o Estado Limite Último	49
3.7 Parâmetro γ_z	50
4 OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL ..	51
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
5.1 Consideração inicial	52
5.2 Elementos estruturais analisados	52
5.3 Estado Limite Último 1	54
5.3.1 Pórtico 1	54
5.3.2 Pórtico 2	60
5.4 Estado Limite Último 2	66
5.4.1 Pórtico A	66
5.4.2 Pórtico B	71
5.4.3 Pórtico C	76
5.5 Estado Limite Último 3	81
5.5.1 Pórtico 1	81
5.5.2 Pórtico 2	87
5.6 Estado Limite Último 4	93
5.6.1 Pórtico A	94
5.6.2 Pórtico B	99
5.6.3 Pórtico C	104
5.7 Esforço normal nos pilares	109
5.8 Reações de apoio	110
5.9 Deslocamento horizontal (γ_z)	113
6. CONCLUSÕES	114
REFERÊNCIAS	116

RESUMO

O presente trabalho visou avaliar as variações de esforços causados nos elementos estruturais e nos elementos de fundação de um edifício em concreto armado projetado considerando-se quatro casos de interação solo-estrutura (um para cada combinação do estado limite último elaboradas) e os casos apresentados por Ruas (2015), sendo estes um edifício projetado sobre estrutura indeslocável e outro considerando a interação solo-estrutura para a envoltória das reações de apoio para as combinações do estado limite último. A análise da estrutura foi executada pelo método dos elementos finitos através do software SAP2000v18 e a interação solo-estrutura foi considerada através da inserção de molas translacionais nos elementos de fundação. O edifício modelo e os elementos de fundação foram dimensionados considerando os mesmos fatores considerados por Ruas (2015) em seu estudo. Foram comparados os esforços cortantes, momentos fletores e esforços normais em alguns elementos do primeiro pavimento da edificação modelo, considerando quatro possibilidades de combinações de carregamento, com o vento atuando como ação lateral, sobrecarga de utilização e peso-próprio dos elementos. Da mesma forma que o observado por Ruas (2015), a consideração da interação solo-estrutura altera significativamente os esforços internos nos elementos avaliados quando comparados os modelos com e sem interação. A diferença entre o modelo de interação proposto neste trabalho e o modelo indeslocável de Ruas chegou nas vigas a ser de 58,71% nos esforços cortantes e 41,62% nos momentos fletores. Já para os pilares, a diferença foi de 97,72% nos momentos fletores e 14,90% nos esforços normais. Comparando os modelos com interação solo-estrutura, as variações encontradas nas vigas foram de 31,62% nos esforços cortantes e 33,58% nos momentos fletores, e nos pilares 97,67% para os momentos fletores e 13,79% nos esforços normais. Assim, fica claro que a consideração da interação solo-estrutura é necessária, mas a sua forma de consideração também precisa ser melhor avaliada.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura; fundação profunda; elementos estruturais; combinação de ações.

ABSTRACT

The present work aiming at evaluating the variations of efforts caused in the structural elements and founding elements of a building in reinforced shotcrete, considering four cases of soil-structure interaction (one for each combination of the ultimate limit state elaborated) and the cases presented by Ruas (2015), these being a building projected on indescribable structure and another considering the interaction soil-structure for the envelope of the support reactions for the combinations of the last limit state. The analysis of the structure was performed by the finite element method through the software SAP2000v18 and the soil-structure interaction was considered through the insertion of translational springs in the foundation elements. The model building and foundation elements were dimensioned considering the same factors considered by Ruas (2015) in their study. The shear forces, bending moments and normal stresses were compared in some elements of the first floor of the model building, considering four possibilities of load combinations, with the wind acting as lateral action, overload of use and weight of the elements. Similarly to that observed by Ruas (2015), the consideration of the soil-structure interaction significantly changes the internal stresses in the evaluated elements when compared with the models with and without interaction. The difference between the interaction model proposed in this work and the indeslocável model by Ruas reached the beams to be 58.71% in the shear forces and 41.62% in the bending moments. For the buttress, a difference was 97.72% in the bending moments and 14.90% in the normal efforts. Comparing the models with soil-structure interaction. The variations found in the beams were 31.62% in the shear forces and 33.58% in the bending moments, and in the buttresses 97.67% for the bending moments and 13.79% in the normal forces. Thus, it is clear that consideration of soil-structure interaction is necessary, but its form of consideration also needs to be better evaluated.

Keywords: Soil-structure interaction; Deep foundation; Structural elements; Combination of actions

1 INTRODUÇÃO

No cálculo estrutural, o engenheiro procura determinar as dimensões dos elementos que formam a estrutura para um conjunto específico de carregamentos, supondo conhecer o comportamento dos materiais empregados. A estrutura é reproduzida por um conjunto finito de elementos, como pilares, lajes e vigas. Os carregamentos são transmitidos através dos elementos até as fundações, onde são transmitidos ao solo de maneira que a estrutura se mantenha em equilíbrio.

Convencionalmente, supõe-se as fundações ou apoios das estruturas de concreto armado como indeslocáveis, sejam eles engastados ou rotulados, gerando um conjunto de reações verticais, horizontais e momentos fletores que serão transmitidos às fundações. O engenheiro de fundações, então, faz seu dimensionamento a partir destes carregamentos, estimando recalques atuantes e comparando-os aos recalques admissíveis.

Sabe-se, no entanto, que devido a deformações ocorrentes no solo, as fundações solicitam a superestrutura, geralmente hiperestática, de maneira diferente da hipótese dos apoios indeslocáveis, modificando os esforços atuantes na estrutura. Sendo assim, o cálculo estrutural que analisa de forma mútua a superestrutura e o sistema de fundações se ajusta melhor ao comportamento real da estrutura.

A interação solo-estrutura (ISE), mecanismo de interação entre superestrutura, fundação e maciço de solos, permite que sejam identificados os efeitos de redistribuição de esforços nos elementos estruturais, considerando os efeitos da rigidez da estrutura e as etapas de construção da edificação. Este processo se inicia juntamente com o início da construção e permanece até que se atinja um estado de equilíbrio, onde tensões e deformações da estrutura e do solo subjacente se estabilizem (HOLANDE JR., 1998; MOTA, 2009).

Projetos elaborados utilizando a interação solo-estrutura, além de prever de forma mais realista o desempenho estrutural da edificação, podem apresentar uma maior economia, pois podem acabar por viabilizar dimensionamentos que em outras análises se tornariam onerosos.

Outro aspecto significativo no dimensionamento de elementos estruturais, seja por análise de interação solo-estrutura ou por métodos convencionais, é a

determinação das ações às quais a estrutura será solicitada. De maneira geral, os valores de cálculo das ações são obtidos através de ponderações com coeficientes determinados por métodos probabilísticos, que consideram a variabilidade das ações e da resistência do elemento. Esses métodos resultam em carregamentos padronizados e coeficientes de ponderação para as ações que buscam cobrir a maior probabilidade de casos que ocorrerão ao longo da vida útil da edificação. Estes casos são classificados em função da sua probabilidade de ocorrência e efeitos que podem causar à estrutura.

Os casos ou estados limites, como denominados nas normas estruturais, separam-se em estados limites últimos e de serviço. Os estados limites últimos visam garantir que a estrutura não chegue à ruína ou perda de equilíbrio, enquanto os estados limites de serviço visam garantir que ao longo do seu uso, não aconteçam situações que causem desconforto aos usuários, como deformações ou vibrações excessivas.

A partir do conhecimento dos estados limites últimos e de serviço da estrutura, ou seja, identificação de possíveis colapsos ou modos pelos quais a estrutura deixaria de atender os requisitos para os quais é projetada, são elaboradas combinações últimas de ações e combinações de serviço das ações, multiplicando-se os coeficientes de ponderação às ações permanentes e variáveis atuantes concomitantemente na edificação. Esses coeficientes são fixados pelas normas que regem o dimensionamento como, por exemplo, a NBR 6118 (ABNT, 2014). Uma estrutura bem dimensionada é aquela que atende a todos os casos previstos em norma, além de ser economicamente exequível.

1.1 Justificativa

Vários modelos teóricos para a análise da estrutura que consideram sua interação com o solo já foram criados e vêm se aperfeiçoando com o passar dos anos, visando uma melhor representação do comportamento real que a estrutura apresenta.

Uma das maiores dificuldades para uma análise mais criteriosa, é a consideração da deslocabilidade ocorrente nos apoios da edificação, pois esta depende de diversos fatores, como o tipo de solo sobre o qual a edificação é

executada, o tipo de fundação da estrutura, a própria superestrutura e suas características, por exemplo.

Dentre os métodos utilizados para simular o efeito do solo, pode-se citar o modelo que determina coeficientes de reações vertical (CRV) e horizontal (CRH), vínculos elásticos que representam a rigidez do contato fundação-solo e resultam em um conjunto de “molas” equivalentes ao comportamento do elemento de fundação. Este modelo de cálculo pode ser considerado simplificado em relação a outros modelos, o que facilita a sua aplicação e sua representatividade, o que faz este método um dos mais utilizados inclusive no cálculo computacional.

Em projetos de fundações que utilizam a interação solo estrutura, normalmente são considerados os valores da envoltória das reações, obtendo-se assim um único conjunto de molas para cada elemento de fundação, mesmo sendo a estrutura calculada para diferentes combinações de ações. Ruas (2015) considerou uma edificação hipotética e analisou a influência da rigidez do solo sobre a estrutura e sua distribuição de esforços. Em suas considerações, o autor utilizou a envoltória das reações para o cálculo dos coeficientes CRV e CRH, não avaliando a influência das combinações de ações sobre o cálculo realizado.

1.2 Objetivos

O objetivo geral do trabalho proposto é ampliar a análise de Ruas (2015), calculando os diferentes coeficientes de reação vertical e horizontal para cada uma das combinações de ações cabíveis ao projeto, comparando as diferenças entre os esforços encontrados nos mesmos elementos estruturais analisados, e, a partir das comparações, concluir se o procedimento de considerar a interação solo-estrutura pela envoltória dos coeficientes pode ser considerado seguro.

São apresentados como objetivos específicos:

- a) Obtenção de esforços internos nos elementos estruturais, reações nas fundações e deslocamento horizontal na estrutura para as diferentes combinações de ações elaboradas.
- b) Comparar os resultados de esforços internos, reações e deslocamentos obtidos nas análises de cada combinação de ações.
- c) Comparar os resultados de esforços internos nos elementos estruturais, reações nas fundações e deslocamento horizontal obtidos na análise de

cada combinação de ações com os resultados obtidos por Ruas (2015) quando considerado apenas valores da envoltória.

2 CONCEITOS GERAIS

Os projetos estruturais de engenharia, seja qual for o tipo de estrutura projetada, necessitam do conhecimento de certos fatores fundamentais e determinantes de projeto. O conhecimento do tipo de solo que deverá suportar a estrutura, o uso para o qual ela será destinada, os materiais utilizados na sua execução, entre outros, influenciam diretamente as decisões que o projetista deverá tomar.

Em projetos de fundações pode-se adotar elementos estruturais superficiais ou profundos, que se diferem basicamente pela profundidade de implantação e na maneira pela qual os esforços são distribuídos ao maciço de solo. A escolha do tipo de fundação dependerá principalmente da capacidade de suporte do terreno e da maneira como ele se comportará ao receber um carregamento, o que está diretamente relacionado às deformações que irão ocorrer na infraestrutura e que modificam a distribuição de esforços em toda a estrutura. Para o presente trabalho, foram consideradas fundações profundas do tipo estaca.

São vários os métodos para a estimativa da capacidade de carga de um elemento de fundação profunda e de seus respectivos recalques. Com estas estimativas o engenheiro de fundações pode determinar se estes recalques estão dentro dos limites aceitáveis para o projeto. Quando utilizada a interação solo-estrutura para o dimensionamento da edificação, busca-se meios de representar os efeitos que poderão ocorrer nos elementos estruturais, fundações e maciço de solo. Dentre os métodos possíveis, há o de determinação de coeficientes de reação vertical (CRV) e horizontal (CRH), obtidos a partir das estimativas citadas.

Para cada estaca são calculados vínculos elásticos que simulam a relação existente entre elemento e solo. Comumente, estes vínculos determinados com os CRV e CRH encontrados, são relativos a envoltória das reações, condizentes com os casos críticos oriundos de combinações de segurança das ações. Entende-se que, possivelmente, utilizar-se desta envoltória para os dimensionamentos pode acabar por trazer limitações ao projeto, que seriam contornadas caso sejam determinados conjuntos de molas para cada combinação de ações elaboradas.

Existem atualmente diversos mecanismos que auxiliam os profissionais de engenharia nos projetos desenvolvidos, como softwares elaborados a partir de teorias e métodos de cálculos de diversos pesquisadores. Um método bastante utilizado para o cálculo de estruturas é o denominado método dos elementos finitos (MEF), que discretiza um meio contínuo em elementos menores de maneira a permitir que sejam encontradas soluções aproximadas para problemas de solução analítica impossível ou muito complexa.

2.1 O Maciço de solo e os Elementos de Fundação

A infraestrutura de uma edificação é composta basicamente por dois elementos, sendo eles o conjunto de fundações e o maciço de solo que o circunda e serve de apoio para o mesmo. Destes elementos, as fundações são responsáveis por garantir a compatibilização entre as cargas da superestrutura e a resistência do terreno de forma que a segurança com relação à ruptura seja atendida e assegurando deformações que não comprometam a estabilidade, funcionalidade e estética da edificação. Já o solo tem a função de absorver os esforços desenvolvidos na estrutura. Logo, um sistema de fundação apresentar segurança à ruptura não significa que o mesmo estará atuando de maneira satisfatória, pois se faz necessário a verificação de que os recalques atendam às condições de desempenho além da segurança (COLARES, 2006; GUSMÃO, 1990).

Conforme Velloso e Lopes (2010), os elementos necessários para um projeto de fundações são: o conhecimento da topografia da área, inclusive dados sobre taludes e encostas no terreno; dados geológico-geotécnicos como investigação do subsolo, mapas, fotos aéreas, artigos sobre experiências anteriores na região, entre outros aspectos que se tornem relevantes ao projeto; dados sobre construções vizinhas, para que se possa controlar possíveis consequências de escavações ou vibrações provocadas pela nova obra; por fim, dados da estrutura a construir, como o uso ao qual ela se destinará, o sistema estrutural, o sistema construtivo e as cargas aplicadas nas fundações.

Conhecendo-se as características listadas, o engenheiro de fundações pode definir o tipo de fundação que mais se adequa à superestrutura e ao terreno de implantação, atendendo aos principais requisitos deste tipo de projeto, como

apresentar deformações aceitáveis sob as condições de trabalho, segurança ao colapso do solo e segurança ao colapso dos elementos estruturais.

O processo de análise da interação solo-estrutura necessita do conhecimento do solo e de suas características como seu módulo de elasticidade, para que a verificação do seu comportamento seja o mais próximo possível da realidade.

O Quadro 1 apresenta valores estimados do módulo de elasticidade para alguns tipos de solo conhecidos. Já a Equação 1, apresentada por Melo (1971) apud. CAD/TQS (2011) trata-se de uma expressão empírica para a estimativa do módulo de elasticidade E_s a partir do conhecimento do número de SPT.

Quadro 1 - Estimativa do módulo de elasticidade do solo

SOLO	VALORES TÍPICOS (kgf/cm ²)
Silte arenoso residual de São Paulo	E = 1,15 Rp
Silte argiloso residual de São Paulo	E = 2,40 Rp
Aterro compactado de silte argiloso	E = 3,00 Rp
Areia normalmente adensada	E = 5 (SPT + 5)
Areia sobreadensada	E = 180 + (7,50 SPT)
Argila terciária de São Paulo	E = 55,4 + (25,9 SPT)
Argila muito mole (n° SPT ≤ 2)	10
Argila mole (n° SPT 3 a 5)	20
Argila média (n° SPT 6 a 10)	50
Argila rija (n° SPT 11 a 19)	80
Argila dura (n° SPT > 19)	150
Areia fofa (n° SPT ≤ 4)	50
Areia pouco compacta (n° SPT 5 a 8)	200
Areia medianamente compacta (n° SPT 9 a 18)	500
Areia compacta (n° SPT 19 a 40)	700
Areia muito compacta (n° SPT > 40)	900

Fonte: Penna (2004, não paginado)

$$E = 220 \cdot 10^{(1,224+0,405 \log N)} \quad \dots(1)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (kPa);

N = número SPT da sondagem.

Quanto ao coeficiente de Poisson, pode-se adotar o valor conforme o Quadro 2, que apresenta estimativas de valores para diferentes tipos de solo.

Quadro 2 - Estimativa de coeficientes de Poisson

SOLO	POISSON
Argila saturada	0,50
Argila não-saturada	0,30
Areia	0,35
Silte	0,30

Fonte: Penna (2004, não paginado)

Um exemplo de fundação comumente utilizado quando se tem cotas profundas de implantação, necessitando da transferência de cargas da superfície para certas profundidades do solo, é a estaca. Os carregamentos neste tipo de fundação podem ocorrer tanto de forma axial, como lateral e por torção, ou ambos ao mesmo tempo.

As estacas caracterizam-se principalmente por apresentar resistência aos carregamentos não apenas pela sua base em contato com o solo, mas principalmente pelo seu contato lateral ao longo do fuste. Sendo assim, a carga de compressão normal recebida pela estaca pode ser dividida em duas parcelas, sendo estas:

- Ao longo do fuste, provocada pela movimentação relativa estaca-solo, gerando o surgimento de tensões cisalhantes que dão origem a reações laterais, denominadas PL.
- Na base da estaca, originando a reação PP devido à tensão de compressão em contato com o solo, baseada na movimentação vertical da estaca.

São diversos os métodos de cálculo desenvolvidos para determinar a ruptura estaca-solo. Dentre eles, um dos mais utilizados no Brasil e que se adapta às condições e características dos solos locais é o método de Aoki-Velloso (1975), apresentado a seguir.

2.1.1 Método Aoki-Velloso para a determinação de ruptura das estacas

O método de Aoki-Velloso baseia-se em resultados semi-empíricos apresentados a partir de ensaios de penetração estática CPT, ou por correlações de dados de índice de penetração dinâmica SPT, amplamente utilizado como sistema de sondagem do solo. Este método estima o diagrama de ruptura estaca-solo

(Figura 1), considerando as duas parcelas de carga que ocorrem no elemento, as características do solo no qual a estaca será executada e o tipo de estaca a ser empregada.

Carga de ruptura do sistema estaca-solo:

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

Carga de ruptura lateral ao longo do fuste:

$$PL = \sum U \cdot \Delta l \cdot Rl \quad \dots(3)$$

Carga de ruptura da base da estaca:

$$PP = A \cdot Rp \quad \dots(4)$$

Sendo:

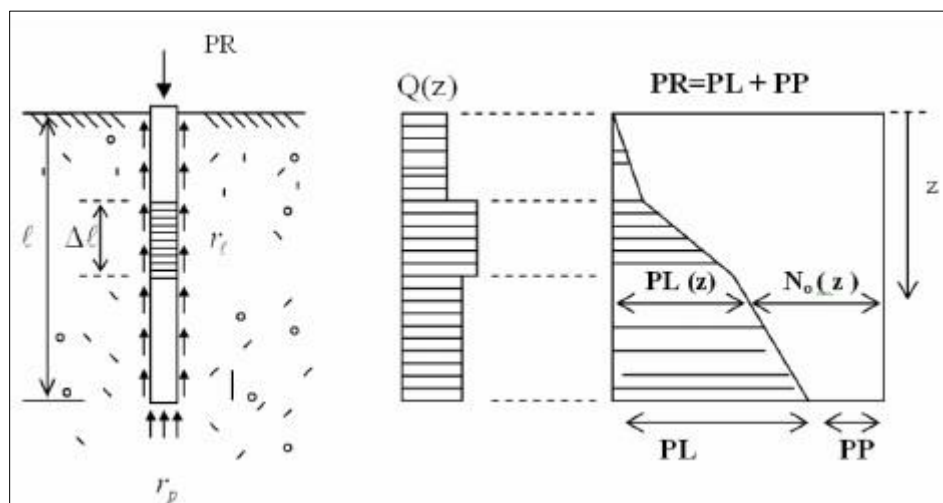
U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Rl = atrito lateral específico;

A = área da ponta da estaca;

Δl = trecho onde se admite Rl constante, comumente adotado para cada metro.

Figura 1 - Carga de ruptura estaca-solo



Fonte: Aoki & Velloso (1975, não paginado).

$$Rl = \frac{f_s}{F_2} \cong \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad \dots(5)$$

$$Rp = \frac{qc}{F_1} \cong \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \quad \dots(6)$$

Onde:

N_{SPT} = número de SPT obtido nas sondagens à percussão ao longo da profundidade de implantação da estaca;

Rl = atrito lateral específico de um trecho de comprimento, dependente do solo e tipo da estaca empregada;

α = valores obtidos de acordo com o tipo de solo (Quadro 3);

K = valores obtidos de acordo com o tipo de solo (Quadro 3);

F_1 = coeficiente obtido de acordo com o tipo de estaca (Quadro 4);

F_2 = coeficiente obtido de acordo com o tipo de estaca (Quadro 4).

Quadro 3 - Valores de coeficientes K e α

Tipo de Terreno	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki & Velloso, Alonso (1983, não paginado)

Quadro 4 - Valores de coeficientes F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
ESCAVADA Broca (Circular - Pequeno f)	3,00	6,00
ESCAVADA Circular em geral	3,50	7,00
ESCAVADA Circular/Retangular com Lama Betonítica	3,50	6,50
PRÉ-MOLDADA Cravada (Circular ou Quadrada)	2,50	3,50
PRÉ-MOLDADA Prensada (Circular ou Quadrada)	1,20	2,30
STRAUSS	4,20	3,90
HÉLICE CONTÍNUA	3,00	3,80
RAIZ	2,20	2,40
METÁLICA	1,75	3,50
INJETADA SOB ALTA PRESSÃO	3,00	3,00
FRANKI Fuste Apilado	2,30	3,00
FRANKI Fuste Vibrado	2,30	3,20
NÃO PADRÃO	3,00	3,00

Fonte: Aoki & Velloso, Alonso (1983, não paginado)

2.1.2 Estimativa de recalques em fundações profundas - estacas

A análise e estimativa de tensões e recalques em determinado ponto no interior do maciço de solo, introduzido por uma estaca com carregamento vertical é uma questão complexa que envolve a interação solo-elemento de fundação; a deformação do solo; a deformação do elemento de fundação; além das mudanças nas características do solo e das tensões originais, devido à execução da estaca. (IWAMOTO, 2000).

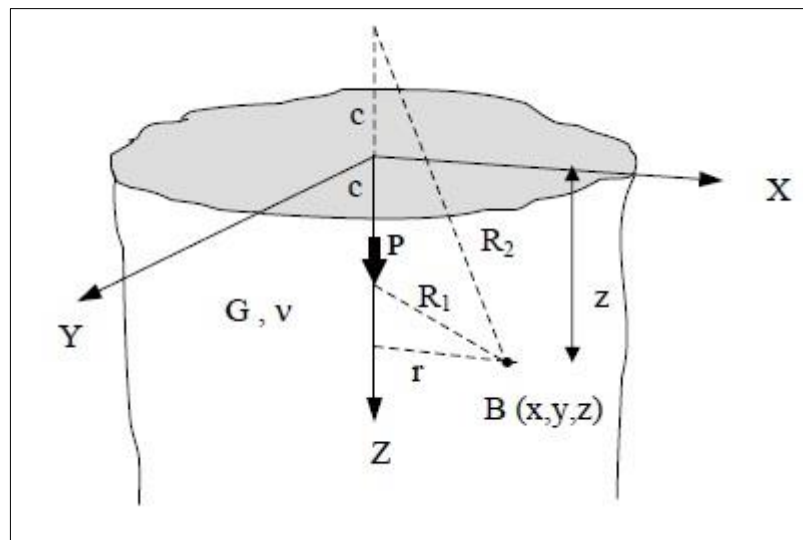
Segundo Vesic (1975), pode-se utilizar três modelos representativos do comportamento do solo, para obtenção do recalque na base da estaca. São eles: Função de transferência de carga; meio elástico semi-infinito, isótropo, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade E_s e pelo coeficiente de Poisson ν ; método dos elementos finitos.

O primeiro modelo substitui os apoios oferecidos pelo solo por molas de rigidez conhecida, porém, considera que um ponto do maciço de solo só se desloca se no mesmo for aplicada uma carga. Sabe-se que na prática, pontos distantes do local da aplicação da carga também sofrem deslocamentos devido à continuidade do meio. Sendo assim, os outros dois modelos representam melhor esta continuidade existente.

2.1.2.1 Solução de Mindlin

Para o cálculo de recalque imediato, pode-se utilizar as equações de Mindlin (1936), que consideram o solo como elástico semi-infinito, apesar de o mesmo não ser um material perfeitamente elástico, homogêneo e isótropo. Esta Equação 7 considera o carregamento aplicado a determinada profundidade, fornecendo expressões de tensões verticais e deslocamentos correspondentes, conforme Figura 2.

Figura 2 - Meio elástico semi-infinito



Fonte: Iwamoto (2000, p. 26).

O recalque na direção vertical a profundidade (z), no ponto B da Figura 2 devido à carga pontual P é dado por:

$$r_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2-2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad \dots(7)$$

Sendo:

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2} \quad \dots(8)$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2} \quad \dots(9)$$

ν = Coeficiente de Poisson;

G = módulo de elasticidade transversal do solo;

P = carga aplicada dentro do meio contínuo

$B(x,y,z)$ é o ponto em estudo onde se quer saber o recalque r_z .

Conforme Vesic (1975), como a base da estaca pode se deslocar tanto devido às cargas aplicadas ao longo do fuste, quanto da ponta PP, pode-se definir este deslocamento de acordo com a Equação 10.

$$\delta_s = \delta_{s,f} + \delta_{s,b} \quad \dots(10)$$

Onde:

$\delta_{s,f}$ = parcela de deslocamento na base da estaca devido à ação no fuste;

$\delta_{s,b}$ = parcela de deslocamento na base da estaca devido à ação na base da estaca.

Steinbrenner (1934) propôs um artifício para aproximar da realidade as fórmulas apresentadas por Mindlin, pois as estas partem da hipótese de que o solo é um meio homogêneo e semi-infinito, porém sabe-se que de fato o solo natural apresenta estratificação e uma camada indeslocável a certa profundidade. Com o artifício proposto, considerando ainda o solo como semi-infinito e utilizando a solução de Mindlin, calcula-se:

- O recalque r_i^∞ na profundidade “i” no nível entre a superfície e o indeslocável;
- O recalque r_h^∞ na profundidade “h” escolhida como nível indeslocável.

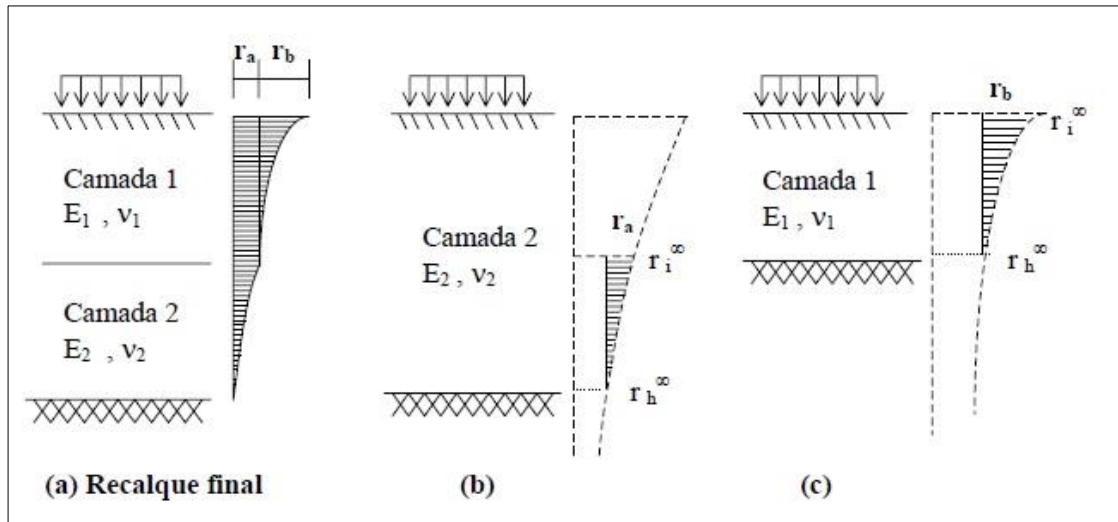
No nível indeslocável sabe-se que o recalque é considerado nulo, então qualquer recalque no nível “i” que esteja num nível acima será obtido pela diferença entre os recalques dos dois níveis (Equação 11).

$$r_i = r_i^\infty - r_h^\infty \quad \dots(11)$$

A proposição de Steinbrenner pode ser utilizada de forma generalizada para casos em que se tem várias camadas de solo antes do indeslocável. O cálculo é realizado na camada de baixo para cima, e admite-se que todo o solo acima do indeslocável seja do mesmo material da camada 2 (Figura 3b). Após, calcula-se o recalque r_i^∞ no topo da camada 2 e r_h^∞ no nível do indeslocável. O recalque r_a na camada 2 é calculado pela Equação 11.

Seguidamente, repete-se o processo considerando o indeslocável no nível da camada já calculada, e utilizando as características do solo imediatamente acima calcula-se o recalque r_b (Figura 3c). O recalque no nível da aplicação da carga é determinado, então, pela superposição dos recalques r_i das camadas (Figura 3a).

Figura 3 - Aplicação de Steinbrenner para várias camadas



Fonte: Steinbrenner (1934) apud Iwamoto (2000, p. 28).

Para o caso de estacas, utiliza-se o procedimento apresentado, sendo o recalque da estaca o somatório dos recalques das camadas abaixo do nível da base da mesma. Deve-se também considerar os efeitos de outras estacas além da analisada. Assim, o recalque no topo da estaca é a soma do recalque na base da estaca δ_s com a deformação elástica do fuste δ_p , de acordo com a Equação 12.

$$\delta_{0i} = \delta_{si} + \delta_{pi} \quad \dots(12)$$

2.1.3 Determinação dos coeficientes de reação para estacas

2.1.3.1 Coeficientes de reação vertical

O coeficiente de reações verticais das estacas classifica-se como a rigidez do contato estaca-solo, aplicado no topo das estacas que são submetidas a um carregamento provocado por sua superestrutura. Este coeficiente (CRV) é determinado de acordo com a Equação 13. (CAD/TQS, 2011).

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad \dots(13)$$

Sendo:

P_i = carga aplicada no topo da estaca;

δ_i = recalque na base da estaca + deformação elástica do fuste.

Considerando a proporcionalidade das forças distribuídas ao longo do fuste e na base da estaca, tem-se a relação apresentada na Equação 14.

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{F_{fuste\ j,i} \cdot CRV_{estaca\ i}}{\sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i}} \quad \dots(14)$$

Para:

$P < P_L(z)$, temos: $\sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i} = P_i$

$P \leq P_L(z)$, temos: $F_{ponta,i} = 0$

Onde $j = 1, 2, 3, \dots, n$ da estaca i .

Sendo assim, o coeficiente de reação vertical da ponta da estaca corresponde à Equação 15. Observa-se que quando $P \leq P_L$, o $CRV_{ponta\ i}$ é nulo.

$$CRV_{ponta\ i} = \frac{F_{ponta\ i}}{\delta_i} \quad \dots(15)$$

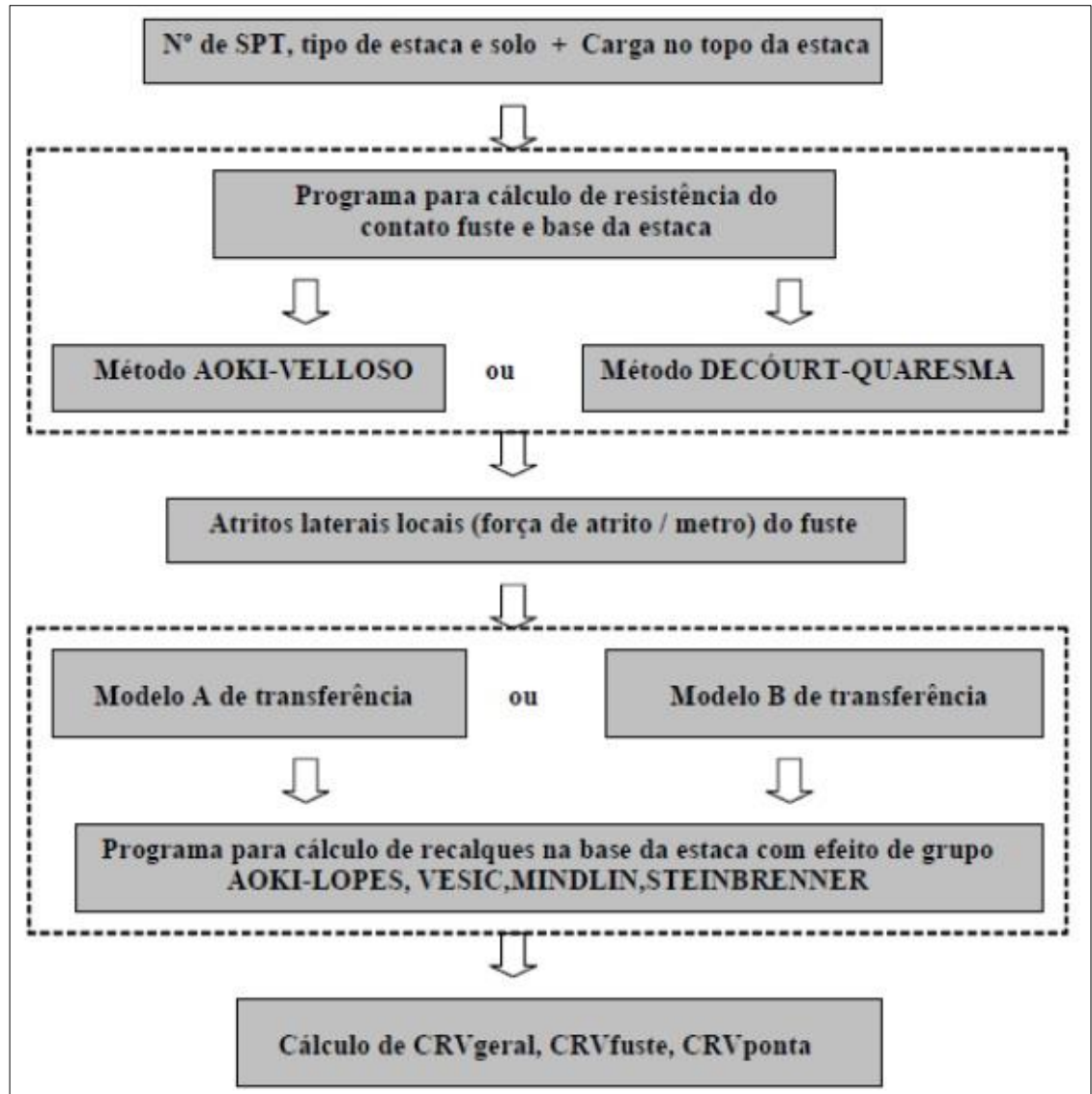
O coeficiente geral para cada estaca é dado pelo somatório das parcelas do fuste e da base, conforma a Equação 16.

$$\sum_{j=i}^m CRV_{fuste\ j,i} + CRV_{ponta\ i} = CRV_{geral\ i} \quad \dots(16)$$

As equações apresentadas resultam em um conjunto de “molas” que se distribuem ao longo do fuste e na base da estaca (Figura 5), representando proporcionalmente a distribuição das rigidezes de contato estaca-solo de acordo com a lei de transferência de cargas.

Este modelo de cálculo apresenta certa simplicidade em relação a outros modelos, como método dos elementos finitos ou elementos de contorno, o que facilita sua aplicação. Na Figura 4 pode-se visualizar um fluxograma geral do processamento de transferência de dados.

Figura 4 - Fluxograma geral de processamento de transferência de dados



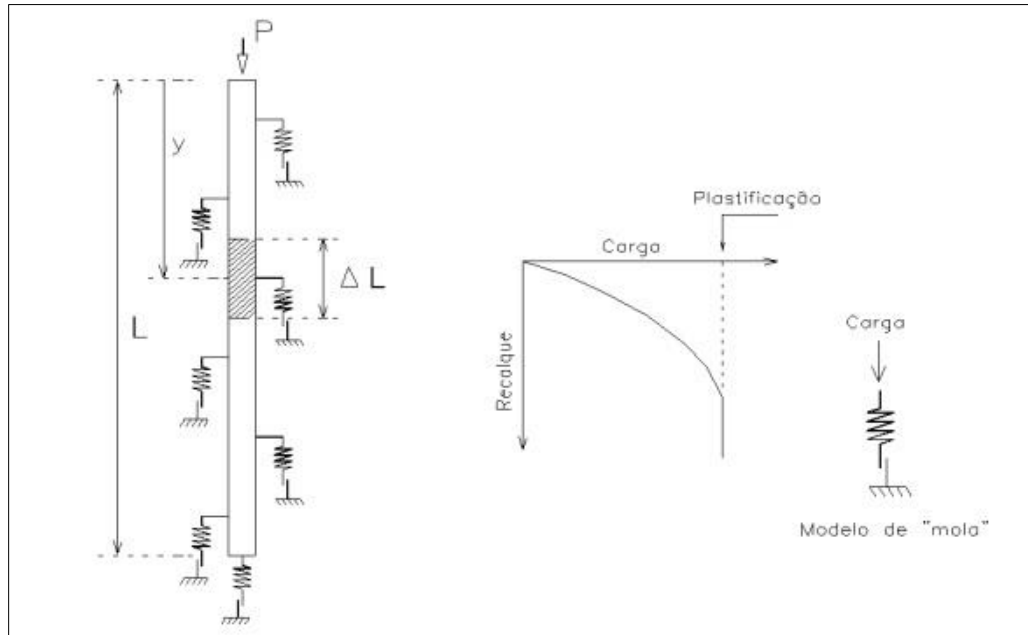
Fonte: CAD/TQS (2011, p. 108)

As “molas” encontradas não são consideradas molas de Winkler, pois:

- Variam conforme o nível de carregamento, alterando a curva quando o carregamento não ultrapassa a resistência lateral P_I do fuste, logo, representam a não linearidade no comportamento da estaca.
- São influenciadas pelo efeito de grupo das estacas, ou seja, o carregamento em uma estaca exerce influência nos recalques de estacas adjacentes.

Pode-se ainda afirmar que não há coeficientes de mola constantes para determinado solo, pois seu valor depende da interação completa da rigidez estrutura-solo (CAD/TQS, 2011).

Figura 5 - Representação das molas na estaca



Fonte: CAD/TQS (2011, p. 110)

2.1.3.1 Coeficientes de reação horizontal

O coeficiente de reação horizontal pode ser definido como a rigidez do contato estaca-solo, diferindo do CRV por ser na direção horizontal. São exemplos de ações que solicitam a estaca horizontalmente as forças do vento, empuxos de terra, sismos, entre outros.

A hipótese básica para a obtenção do coeficiente de reação horizontal k_z é a consideração de que a pressão que atua na profundidade z é proporcional ao deslocamento sofrido pelo solo (CAD/TQS, 2011).

Porém esse conceito, embora aplicado em vigas horizontais sobre apoio de maneira satisfatória, perde o sentido quando aplicada em estacas. Portanto, utiliza-se o módulo de reação horizontal (K), definido como a relação, que pode ser observada na Equação 17, entre a reação do solo na profundidade z e o deslocamento horizontal (ALONSO, 1989).

$$K = \frac{p}{y} \quad \dots(17)$$

Onde:

p = reação do solo na direção z ;

y = deslocamento horizontal.

O módulo de reação horizontal varia de duas maneiras conforme aumenta a profundidade (z): constantemente ou linearmente crescente. Em argilas pré-adensadas, o valor de K é constante com a profundidade. Já em areias ou argilas normalmente adensadas, o módulo varia linearmente, conforme a Equação 18, onde n_H é uma constante do coeficiente de reação horizontal.

$$K = n_H \cdot z \quad \dots(18)$$

Há ainda o modelo conforme o valor de SPT/m, desenvolvido por Tietz (19??) inicialmente para tubulões com diâmetro igual ou maior de 1m. Diferentemente das estacas submetidas apenas por esforços axiais de compressão, que dependem do tipo de solo abaixo da sua base, para esforços horizontais a parcela de solo mais importante é a que envolve os primeiros metros de profundidade do fuste.

Assim, tem-se a Equação 19, onde: C_z é o coeficiente de reação horizontal do solo; m , em (tf/m^4), é o coeficiente de proporcionalidade que caracteriza a variação do coeficiente C_z em relação à qualidade do solo; z é a profundidade das camadas de solo consideradas a partir do ponto analisado.

$$C_z = m \cdot z \left(\frac{\text{tf}}{\text{m}^3} \right) \quad \dots(19)$$

Os Quadros 5 e 6 apresentados contém valores para o coeficiente m conforme o solo a ser considerado.

Quadro 5 - Valores do coeficiente m para solos arenosos

SOLO ARENOSO	COMPACIDADE	SPT	m (tf/m^4)
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco compacta	7	300
Silte	Medianamente c.	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito compacta	50	1500

Fonte: CAD/TQS (2011, p. 116)

Quadro 6 - Valores do coeficiente m para solos argilosos

SOLO ARGILOSO	CONSISTÊNCIA	SPT	m (tf/m ⁴)
Turfa	Meio líquido	0	25
Argila	Muito mole	1	75
Argila	Mole	3	150
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	30	900

Fonte: CAD/TQS (2011, p. 116)

2.2 Segurança nas estruturas

A principal preocupação ao se elaborar um projeto estrutural é de que a estrutura em questão desempenhe suas funções com um máximo de economia e eficiência. Segundo Sales et.al. (2005), para assegurar a eficiência de uma estrutura, deve-se buscar um projeto que além de econômico, permita que ela tenha condições de segurança. Logo, a estrutura deve apresentar-se resistente, estável e duradoura.

2.2.1 O Método dos Estados Limites

O método dos estados limites é um critério utilizado para definir limites acima dos quais um elemento de determinada estrutura não poderá mais ser utilizado (limite de utilização), ou passará a ser considerado inseguro (limite último). Este conceito de dimensionamento pode ser considerado semiprobabilístico e foi desenvolvido na Rússia e introduzido na engenharia civil em 1958, tornando-se a primeira tentativa de se regularizar os aspectos da análise das estruturas, inclusive a especificação de ações e a análise de segurança.

Neste método, pode-se associar a segurança de uma estrutura com a capacidade desta de suportar diversas ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil, sem atingir os limites já citados. Caso a estrutura se torne inadequada para uso ou não mais atender às finalidades de sua construção, considera-se que a mesma atingiu seu estado limite (SALES et.al., 2005).

São dois os tipos de estados limites a se analisar, sendo eles o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço.

O estado limite último é aquele que quando ocorre corresponde ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, portanto, deverá ter probabilidade mínima de ocorrência por resultar na perda de vidas humanas ou de propriedades. Sua origem se dá, em geral, por fenômenos como a perda de equilíbrio da estrutura, perda da estabilidade por deformação, perda de capacidade de sustentação por parte dos elementos estruturais, entre outros fatores que comprometam de forma significativa a estrutura ou parte dela.

Já os estados limites de serviço correspondem às exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, e sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam as condições para uso normal da construção. Sua origem pode ser por fenômenos como deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura (flechas ou rotações que afetam a estética da estrutura), deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio, vibrações que afetem o conforto dos ocupantes da edificação, entre outros.

O dimensionamento pelo método dos estados limites se dá em três etapas, sendo estas:

- I) A identificação dos modos de colapso ou maneiras pelas quais a estrutura poderia deixar de atender os requisitos de projeto (estados limites).
- II) Determinação de níveis aceitáveis de segurança contra a ocorrência de cada estado limite - etapa baseada em métodos probabilísticos, que consideram a variabilidade das ações e das resistências.
- III) A consideração, pelo calculista da estrutura, dos estados limites significativos.

2.2.1.1 Características do método

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define os valores característicos de resistência (R_k) como sendo os que, em um lote de material, tem certa probabilidade de serem ultrapassados no sentido não favorável à segurança.

Como forma de cobrir as incertezas existentes no cálculo estrutural, os valores característicos de resistências (R_k) e solicitações (S_k) são transformados em valores de projetos R_d e S_d , respectivamente, através de coeficientes de ponderação

determinados por considerações probabilísticas, que minoram as resistências e majoram as ações e seus efeitos. Considera-se a estrutura calculada como segura, quando a resistência da mesma é igual ou maior que as ações que a solicitam, ou seja, atende-se a exigência da Equação 20.

$$S_d \leq R_d \quad \dots (20)$$

Pode-se classificar as ações atuantes numa edificação de acordo com a duração com que a mesma se apresenta. Desta classificação, tem-se as ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

As ações permanentes são aquelas que se apresentam praticamente constantes na vida útil da construção. Pode-se diferenciar as ações permanentes entre diretas e indiretas, sendo exemplos do primeiro caso: peso próprio da estrutura, peso de elementos construtivos fixos, entre outros. Já como ações permanentes indiretas é possível citar o deslocamento de apoios, deformações internas, protensão, entre outras.

Ações variáveis sobre uma estrutura são aquelas que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção, como a ação do vento, carregamentos móveis, entre outros esforços que não ocorrem de maneira constante.

Já as ações excepcionais ocorrem de maneira bastante curta e com probabilidade muito baixa durante o tempo de vida da edificação, como incêndios, sismos, enchentes, choques de veículos, entre outros fenômenos.

Como o carregamento que solicita uma edificação se dá pela combinação das ações que tem probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre esta, é feita análise de forma que sejam determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A NBR 8681 (ABNT, 2003) fixa os requisitos exigidos na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil, estabelecendo critérios de quantificação das ações e resistências.

Conforme já citado, são dois os estados limites verificados quando se analisa a segurança de uma edificação. Portanto, se faz necessário combinações de segurança que atendam a ambos os casos.

As combinações últimas normais consideram as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com valores minorados de combinação, como consta na Equação 21.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k}] \quad \dots(21)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{oj} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

γ_g e γ_q são coeficientes de majoração da carga permanente e variável, respectivamente.

As combinações de serviço são divididas em três análises. O primeiro caso, apresentado na Equação 22, são as combinações quase permanentes de serviço, relacionadas a deslocamentos excessivos, que podem atuar durante grande parte da vida útil da estrutura.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \dots(22)$$

Há também as combinações frequentes de serviço (Equação 23), que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e são relacionadas às vibrações excessivas.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_{1j} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \dots(23)$$

Por último, as combinações raras de serviço (Equação 24), cujo próprio nome sugere, ocorrem apenas algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad \dots(24)$$

Os valores de coeficientes de ponderação utilizados tanto nas combinações últimas normais como nas combinações de serviços, são definidos pela NBR 8681 (ABNT, 2003).

2.3 Método dos elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos (MEF) pode ser definido como a resolução numérica de um sistema de equações, e permite que sejam encontradas soluções aproximadas para problemas analíticos impossíveis ou muito complexos discretizando o meio contínuo em elementos discretos. Assan (2010) sugere que o MEF não se baseia somente em dividir o meio contínuo em elementos discretos e admitir a compatibilidade e equilíbrio entre os elementos, mas também em adotar funções contínuas que permitem descrever o comportamento de determinada grandeza mecânica ao longo de todo o domínio, por exemplo, as tensões e deformações.

O princípio do MEF é dividir ou discretizar um sistema contínuo em elementos menores, denominados elementos finitos, identificando os seus graus de liberdade ou deslocabilidades que descrevam o seu comportamento e depois elaborar as equações, geralmente polinômios simples, que representem o comportamento de cada elemento e sua interação com os elementos vizinhos. As equações são então reunidas e organizadas de maneira que se obtenha equações globais para o problema, que quando resolvidas fornecem as respostas dos graus de liberdade desconhecidos. Existe uma gama de elementos finitos com equações ou funções de interpolação já descritas, com usos específicos para diferentes problemas de engenharia. (KIM e SANKAR, 2011).

Vaz (2011) afirma que o MEF é uma evolução natural do método dos deslocamentos via matricial. Sendo que há termos comuns aos dois métodos como matriz de rigidez local e global, vetor de carga e vetor de deslocamentos, montagem ou "*assembly*" das matrizes, etc.

2.4 Interação Solo-Estrutura

O desempenho de uma edificação é governado pela interação de três partes: a superestrutura, a infraestrutura e o terreno de fundação. A essa interação dá-se a denominação de interação solo-estrutura. (GUSMÃO, 1990).

Conforme pesquisas realizadas na área da interação solo-estrutura, são três os principais fatores que influenciam o processo estudado: a rigidez relativa estrutura solo, o número de pavimentos da edificação e a influência do processo construtivo.

2.4.1 Rigidez relativa estrutura-solo

Um dos efeitos provocados pela interação solo-estrutura é a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, principalmente as cargas nos pilares. Segundo Gusmão (1990), esta redistribuição depende, entre outros fatores, da rigidez relativa entre estrutura e solo e da deformada de recalques da edificação, podendo provocar o aparecimento de danos na superestrutura.

Observa-se também que existe certa restrição quanto ao movimento relativo entre os elementos de uma estrutura devido à rigidez imposta pela solidariedade existente entre estes, o que faz com que os recalques diferenciais sejam menores que os estimados convencionalmente.

Ramalho e Corrêa (1991), em análise de dois edifícios com fundações em sapatas, um com sistema laje cogumelo e outro com sistema laje, viga, pilar, tiveram como resultado uma influência muito grande da consideração da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura, percebendo inclusive que nos pilares, os esforços normais e momentos fletores tendem a uma redistribuição que torne seus valores menos díspares, onde os maiores valores tendem a diminuir e os menores a aumentar.

Gusmão (1994) desenvolve dois parâmetros para a análise dos efeitos da interação solo-estrutura, que servem para avaliar os efeitos de redistribuição de carga nos pilares e tendência a uniformização dos recalques. São estes:

- Fator de recalque absoluto:

$$AR = \frac{S_i}{S} \quad \dots (25)$$

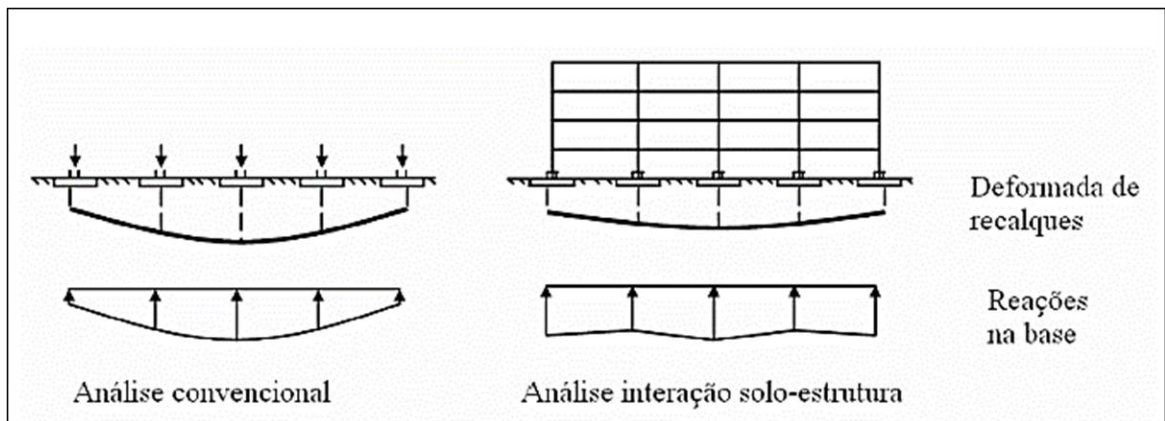
- Fator de recalque diferencial:

$$DR = \frac{S_i - S}{S} \quad \dots (26)$$

Onde: S_i = recalque absoluto de apoio i ; S = recalque absoluto médio.

Utilizando estes parâmetros, o autor apresenta três casos reais de edifícios, comparando-os com os resultados estimados sem a consideração da rigidez da estrutura e com os resultados medidos no campo. Através destas comparações é comprovado que o efeito da interação solo-estrutura realmente tende a uniformizar os recalques da edificação, conforme Figura 6. O citado autor ainda observa que a interação solo-estrutura influencia a deformada de recalques da edificação fazendo com que fique mais suave, mas o recalque absoluto médio é independente, podendo-se admitir que seja função apenas do carregamento total da estrutura e das propriedades de deformação do terreno.

Figura 6: Efeito da interação solo estrutura em recalques e reações de apoio de edificações



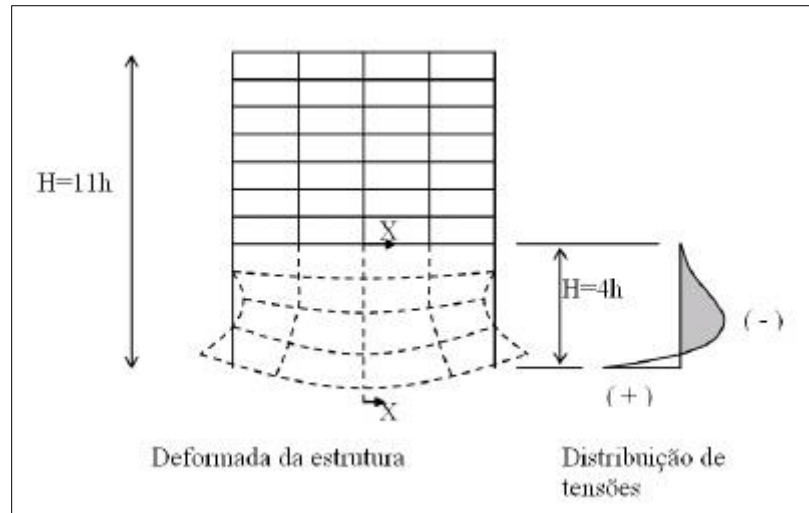
Fonte: Gusmão (1994, não paginado).

2.4.2 Número de Pavimentos

O número de pavimentos é um dos fatores que mais influencia a rigidez da estrutura. Segundo Gusmão (1994), quanto maior o número de pavimentos, maior será sua rigidez.

Goschy (1978), em análise de vigas-paredes, concluiu que esta influência é maior nos primeiros pavimentos e que não há um crescimento linear com o número de pavimentos, conforme observado na Figura 7. Desta forma, as partes inferiores da estrutura sofrerão deformações por flexão.

Figura 7 - Analogia de viga-parede



Fonte: Goschy (1978, não paginado).

Em análises da variação dos recalques de um pórtico em um edifício de concreto armado, Lopes e Gusmão (1991) definiram um parâmetro de rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) em um sistema meio elástico (Equação 27). Fixando o valor de K_{ss} e variando o número de pavimentos, os autores observaram que os recalques diferenciais sofrem uma diminuição conforme o aumento do número de pavimentos, e que os primeiros andares exercem maior influência nos valores destes recalques.

$$K_{ss} = \frac{E_c I_b}{E_s l^4} \quad \dots(27)$$

Onde:

E_c é o módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s é o módulo de elasticidade do solo;

I_b é o momento de inércia da viga típica;

l é o comprimento do vão entre pilares.

2.4.3 Influência do Processo Construtivo

Fonte et al. (1994) apud Iwamoto (2000), compararam os resultados de recalques de fundações em sapatas medidos em obra de um edifício de quatorze andares com as previsões de modelos numéricos entre considerar ou não a interação solo-estrutura e os efeitos construtivos.

Seus resultados mostraram que o modelo sem a consideração da interação solo-estrutura superestimou a previsão dos recalques diferenciais, pois não considera a rigidez da estrutura.

Já o modelo que considerou a interação solo-estrutura, porém aplica os carregamentos instantâneos para a estrutura completa acabam subestimando a previsão dos recalques por não considerarem o carregamento de forma gradual na estrutura e o acréscimo de rigidez, o que induz a uma rigidez maior que a real na estrutura.

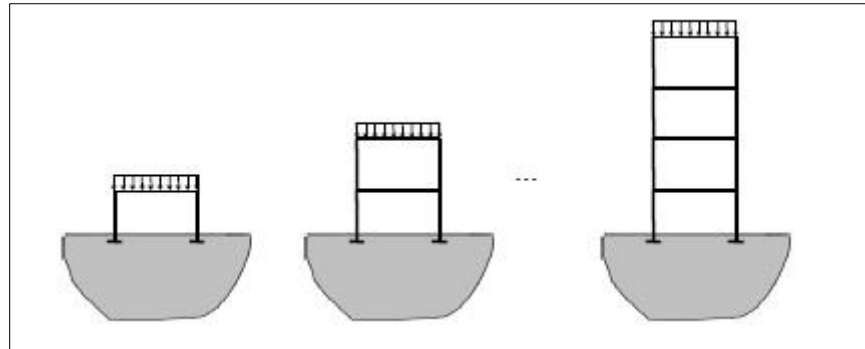
Os resultados mais próximos com os medidos em campo são do modelo que considera os efeitos da interação solo-estrutura e a aplicação de elementos de forma gradual, o que faz com que a rigidez dos elementos sofra modificações constantes a cada sequência de carregamento.

Holanda Jr. (1998), simulando numericamente a sequência construtiva considerando que um pavimento em construção não causa esforços nos demais elementos superiores que não foram executados, utiliza um processo sequencial direto.

O processo utilizado consiste em considerar apenas o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atinja o topo. Por serem todas as análises elásticas e lineares, os esforços finais de cada elemento são determinados pela soma dos seus respectivos esforços calculados em cada etapa. Para a consideração de que o pavimento é construído nivelado em sua posição original prevista, os recalques finais da fundação e deslocamentos verticais dos nós do pórtico são obtidos da mesma maneira, com superposição.

Assim, respeitando a sequência construtiva, os deslocamentos dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos inferiores. Portanto, os deslocamentos diferenciais entre nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos na altura média do edifício. No topo, a deformação corresponde somente ao último pavimento. Nos pilares, as deformações seguem o mesmo raciocínio. Na Figura 8 é possível observar a simulação da sequência construtiva considerada por este processo.

Figura 8 - Simulação da sequência construtiva



Fonte: Iwamoto (2000, p. 11).

3 METODOLOGIA PARA A INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

3.1 Procedimentos

Ruas (2015) definiu um edifício modelo em concreto armado a ser utilizado em seu estudo, determinou características do solo e dimensionou os elementos de fundação a partir das características do terreno. No presente trabalho, será utilizado o mesmo edifício modelo de Ruas (2015), assim como, o dimensionamento das fundações e demais elementos estruturais, além dos tipos de solo analisados.

Seguem, então, os procedimentos neste estudo:

1. Análise das combinações de segurança e cálculo dos coeficientes de reação vertical e horizontal para cada uma das combinações.
2. Obtenção dos diferentes conjuntos de “molas” a partir do cálculo de CRV e CRH para cada uma das combinações de ações definidas no item 1.
3. Análise da estrutura proposta, através do software SAP 2000 V18 via método dos elementos finitos, para obtenção de esforços nos elementos estruturais, reações de apoio e deslocamentos horizontais, para cada conjunto de molas determinado.
4. Comparação entre resultados para cada uma das combinações de ações entre si e com os resultados de Ruas (2015).
5. Análise da confiabilidade pela utilização de envoltória e elaboração das conclusões oriundas das comparações realizadas.

3.2 Edificação modelo

A edificação utilizada no estudo apresentado, é um edifício composto por dez pavimentos, sendo um térreo, oito pavimentos tipo e uma cobertura, todos eles com altura entre pisos de 2,8 metros, sendo sua estrutura em concreto armado, com resistência característica de 25 MPa e Aço CA-50.

Para o cálculo dos carregamentos atuantes na estrutura, foram considerados:

- Cargas Verticais:
 - ✓ Peso próprio dos elementos estruturais (laje, vigas e pilares), sendo o peso específico do concreto de 25 kN/m³;

- ✓ Peso da alvenaria sobre as vigas, com altura igual ao pé-direito, descontada a altura das vigas, para o pavimento tipo e com 1,5 m na platibanda, com peso específico de 13 kN/m³;
 - ✓ Contrapiso de 5cm de espessura e 21 kN/m³ de peso específico;
 - ✓ Piso cerâmico de 0,8cm e peso específico de 18 kN/m³;
 - ✓ Na laje de forro, 0,7 kN/m² de revestimentos;
 - ✓ Sobrecarga de 2 kN/m², correspondente à ocupação de escritórios e salas de uso geral, para pavimentos tipo;
 - ✓ Sobrecarga de 0,5 kN/m² para laje de forro sem acesso de pessoas.
- Carregamentos horizontais: Ação do vento na direção X e Y, conforme Quadros 7 e 8.

Quadro 7 - Ação do vento na Direção X

Ação do vento à 0° - Direção X							
z (m)	Vo.S1.S2 (m/s)	S2	Vk (m/s)	q (kgf/m ²)	Ai (m ²)	Fa (kN)	q (kN/m)
2,80	45	0,72	32,62	66,52	33,60	21,23	1,77
5,60	45	0,79	35,58	79,10	33,60	25,25	2,10
8,40	45	0,83	37,43	87,54	33,60	27,94	2,33
11,20	45	0,86	38,80	94,07	33,60	30,03	2,50
14,00	45	0,89	39,89	99,47	33,60	31,75	2,65
16,80	45	0,91	40,81	104,10	33,60	33,23	2,77
19,60	45	0,92	41,61	108,19	33,60	34,54	2,88
22,40	45	0,94	42,31	111,87	33,60	35,71	2,98
25,20	45	0,95	42,93	115,21	33,60	36,78	3,06
28,00	45	0,97	43,50	118,29	28,80	32,36	2,70

Fonte: Ruas (2015, p. 57)

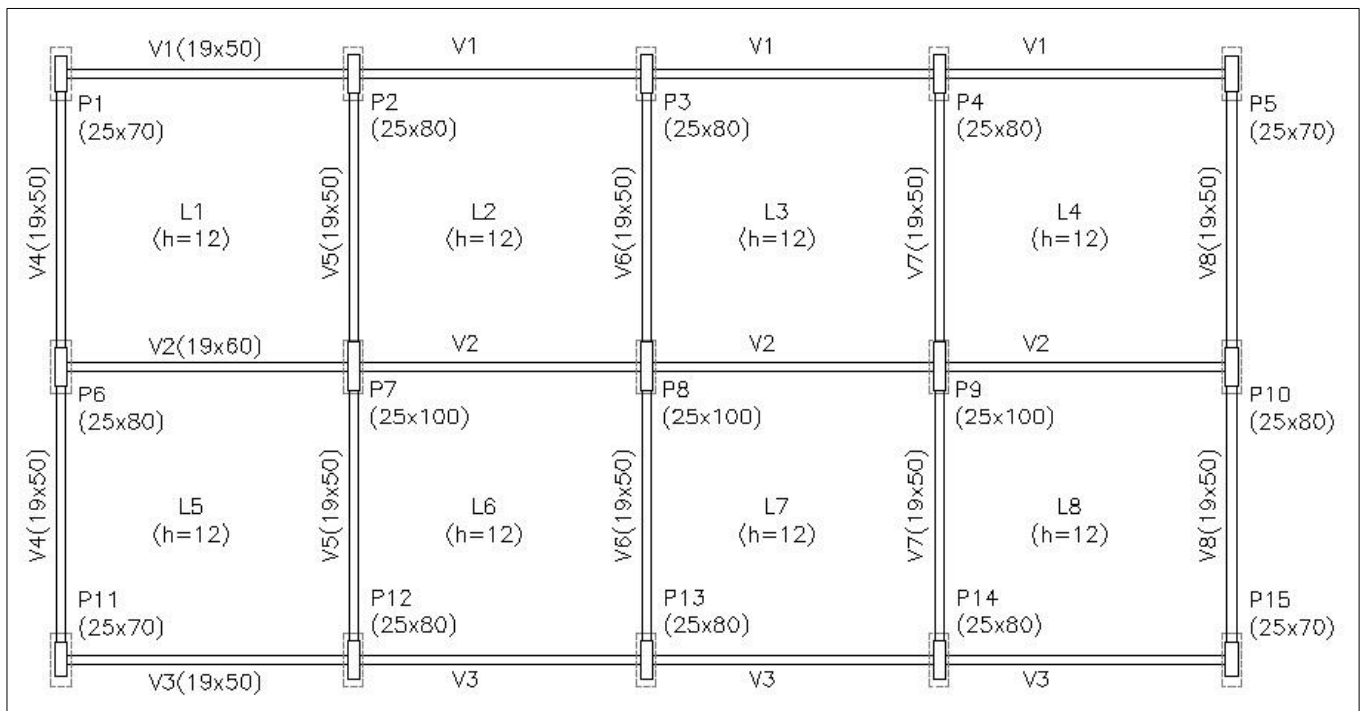
Quadro 8 - Ação do vento na Direção Y

Ação do vento à 90° - Direção Y							
z (m)	Vo.S1.S2 (m/s)	S2	Vk (m/s)	q (kgf/m ²)	Ai (m ²)	Fa (kN)	q (kN/m)
2,80	45	0,72	32,62	66,52	67,20	58,11	2,42
5,60	45	0,79	35,58	79,10	67,20	69,10	2,88
8,40	45	0,83	37,43	87,54	67,20	76,48	3,19
11,20	45	0,86	38,80	94,07	67,20	82,18	3,42
14,00	45	0,89	39,89	99,47	67,20	86,89	3,62
16,80	45	0,91	40,81	104,10	67,20	90,95	3,79
19,60	45	0,92	41,61	108,19	67,20	94,52	3,94
22,40	45	0,94	42,31	111,87	67,20	97,73	4,07
25,20	45	0,95	42,93	115,21	67,20	100,65	4,19
28,00	45	0,97	43,50	118,29	57,60	88,57	3,69

Fonte: Ruas (2015, p.58)

As Figuras 9 e 10 apresentam as plantas de fôrmas do pavimento térreo e tipo/cobertura, respectivamente, enquanto na Figura 11 observa-se a edificação modelada em três dimensões.

Figura 9 - Planta de fôrmas do pavimento térreo (edifício modelo)



Fonte: Ruas (2015, p. 53)

3.3 Fundações tipo estaca

O dimensionamento das estacas foi elaborado considerando-as articuladas em seu ponto inicial e final, obtendo-se apenas os esforços normais segundo seu eixo. O método utilizado foi o de Aoki-Velloso, demonstrado anteriormente neste trabalho. O Quadro 9 apresenta as dimensões determinadas para cada estaca. Por questões de simetria, as estacas em posições equivalentes foram dimensionadas de maneira igual.

Quadro 9 - Dimensões adotadas para as estacas

Dimensionamento das estacas					
Estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (cm)	Carga atuante (kN)	Carga admissível (kN)	Recalques (cm)
1	10	80	1679	2060,02	2,72
2	10	100	2918	3065,90	3,22
3	10	80	1989	2060,02	2,75
4	10	100	3016	3065,90	3,22
5	17	100	5129	5482,96	5,27
6	15	100	3257	3770,79	4,44
7	15	90	2973	3163,99	4,18
8	17	100	5028	5482,96	5,26
9	15	100	3218	3770,79	4,44
10	15	100	3006	3770,79	4,42
11	17	100	5121	5482,96	5,27
12	15	10	3257	3770,79	4,44
13	10	80	1808	2060,02	2,73
14	15	100	3016	3770,79	4,42
15	10	80	1989	2060,02	2,75

Fonte: Ruas (2015, p. 68)

3.4 Características do solo

O perfil de solo adotado apresenta N_{spt} variável para que seja verificada a influência da interação solo-estrutura em estacas isoladas. O solo possui características que justificam a utilização de fundações profundas, para que o estudo possa apresentar aplicabilidade dos resultados. O perfil de solo pode ser observado na Figura 12.

3.5 Software de elementos finitos

Para o estudo em questão será utilizado o SAP 2000 v12, que consiste num software comercial para análise estrutural que utiliza o método dos elementos finitos. A interface gráfica do programa é 3D, e permite a realização da modelagem, análise e o dimensionamento de diversos problemas de engenharia de estruturas. O programa permite que a modelagem seja realizada utilizando nós, barras, superfícies e sólidos, adotando os mais variados modelos constitutivos para os materiais. A modelagem elaborada utiliza elementos de barras e superfícies.

O elemento de barra pode ser usado para modelar vigas, colunas e treliças em planos e estruturas tridimensionais, podendo-se também simular um comportamento não linear do material.

As superfícies são elementos em espécies de áreas, utilizadas para modelar membranas ou placas, planas ou tridimensionais. O material pode ser representado de forma homogênea ou em camadas, representando a não homogeneidade.

3.6 Combinações de Segurança para o Estado Limite Último

O presente estudo baseou sua proposta na análise de quatro combinações de segurança do estado limite último (ELU), considerando as cargas permanentes decorrentes do peso dos elementos como ações desfavoráveis em todas as combinações. As ações variáveis consideradas são a sobrecarga de utilização e o vento nas direções principais paralelas às faces da edificação. Em duas combinações a ação variável de utilização foi considerada como principal e o vento como secundário, nas outras duas o vento foi o principal e a utilização secundária.

As equações 28, 29, 30 e 31 representam as quatro combinações testadas.

$$F_d = 1,4. G + 1,4. Q_u + 0,84. Q_{vx} \quad \dots(28)$$

$$F_d = 1,4. G + 1,4. Q_u + 0,84. Q_{vy} \quad \dots(29)$$

$$F_d = 1,4. G + 1,4. Q_{vx} + 0,7. Q_u \quad \dots(30)$$

$$F_d = 1,4. G + 1,4. Q_{vy} + 0,7. Q_u \quad \dots(31)$$

Sendo:

G = carga do peso próprio

Q_u = carga de utilização

Q_{vx,y} = carga do vento na direção X ou Y

F_d = somatório dos carregamentos gerados pela combinação

3.7 Parâmetro Υ_z

Ao se analisar a estabilidade de estruturas em geral, além de considerar os efeitos locais (quando se verifica o equilíbrio de cada elemento de maneira isolada), é necessário também análise dos efeitos globais, em que se considera a estrutura trabalhando em conjunto.

Os efeitos globais (efeitos de segunda ordem) são analisados para a estrutura na condição deformada, ou seja, estado em que ocorre a não-linearidade geométrica da estrutura.

Ao modificar suas condições geométricas iniciais, as cargas verticais atuantes na estrutura geram momentos adicionais que inicialmente não estavam presentes, o que pode acarretar em variações das propriedades do concreto, como curva tensão-deformação não linear, como também podem estar relacionados a problemas de fissuração do concreto, reduzindo o momento de inércia nas seções transversais.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando não representam um acréscimo superior a 10% nas reações e solicitações na estrutura. Este acréscimo é verificado através do parâmetro Υ_z , que considera a não-linearidade física de uma forma simplificada, reduzindo as inércias brutas de vigas e pilares.

O valor de Υ_z é dado pela Equação 32:

$$\Upsilon_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \dots(32)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1º ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição de $\gamma_z \leq 1,1$.

4 OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL

O método proposto pelo CAD/TQS (2011) e seguido neste trabalho acrescenta um conjunto de molas com rigidez equivalente à do conjunto "fundação+solo" aos nós dos elementos de fundação discretizados, permitindo que a estrutura se adapte conforme sua própria rigidez, não havendo a necessidade de forças nas fundações e imposição de deslocamentos nos apoios. Assim, tanto infra quanto superestrutura são resolvidas simultaneamente.

A determinação dos coeficientes de reações verticais consiste em subdividir as estacas ao longo do fuste, como forma a aumentar a precisão dos resultados. A partir da determinação dos esforços atuantes nas estacas, pelo método de Aoki-Lopes, Vesic, Mindlin e Steinbrenner, são encontrados os valores de recalques gerados. O coeficiente de reação vertical por metro é obtido pela análise a cada metro de profundidade do solo, e o coeficiente de reação vertical geral consiste no somatório dos valores obtidos na subdivisão da estaca e do CRV gerado pela ponta. Já o coeficiente de reação horizontal foi obtido utilizando o modelo de Tietz (1976),

conforme o modelo de SPT/m do solo. A formulação para obtenção dos coeficientes foi apresentada no capítulo de revisão bibliográfica.

O dimensionamento dos coeficientes de reação vertical e horizontal foram executados para cada combinação de ações analisada, gerando assim quatro modelos em que se considerou a interação solo estrutura.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Consideração inicial

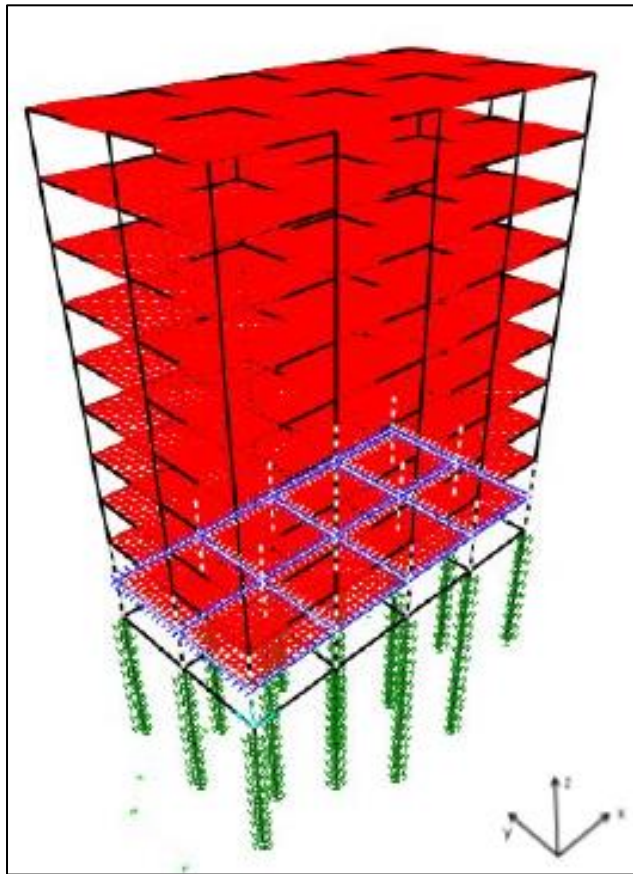
Os resultados obtidos a partir da análise dos quatro modelos elaborados (um para cada combinação do estado limite último) foram comparados com os resultados apresentados anteriormente por Ruas (2015) em dois modelos: um modelo indeslocável e um modelo considerando a interação solo-estrutura, com parâmetros calculados a partir de valores de envoltória encontrados pelo estado limite último.

A comparação entre modelos se dá para cada combinação de segurança separadamente, considerando os pórticos do primeiro pavimento da estrutura que, conforme a atuação do carregamento, sofrem maior sollicitação.

5.2 Elementos estruturais analisados

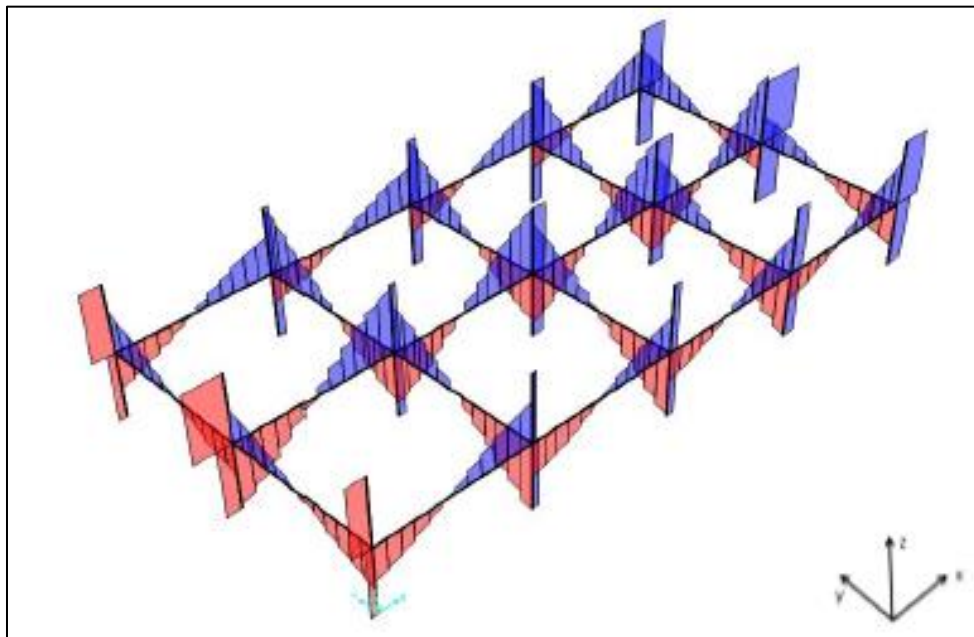
As Figuras 13 e 14 apresentam a delimitação da estrutura para a qual serão apresentados os resultados. Já na Figura 15 podem ser observados os pórticos analisados e sua denominação.

Figura 13 - Elementos analisados



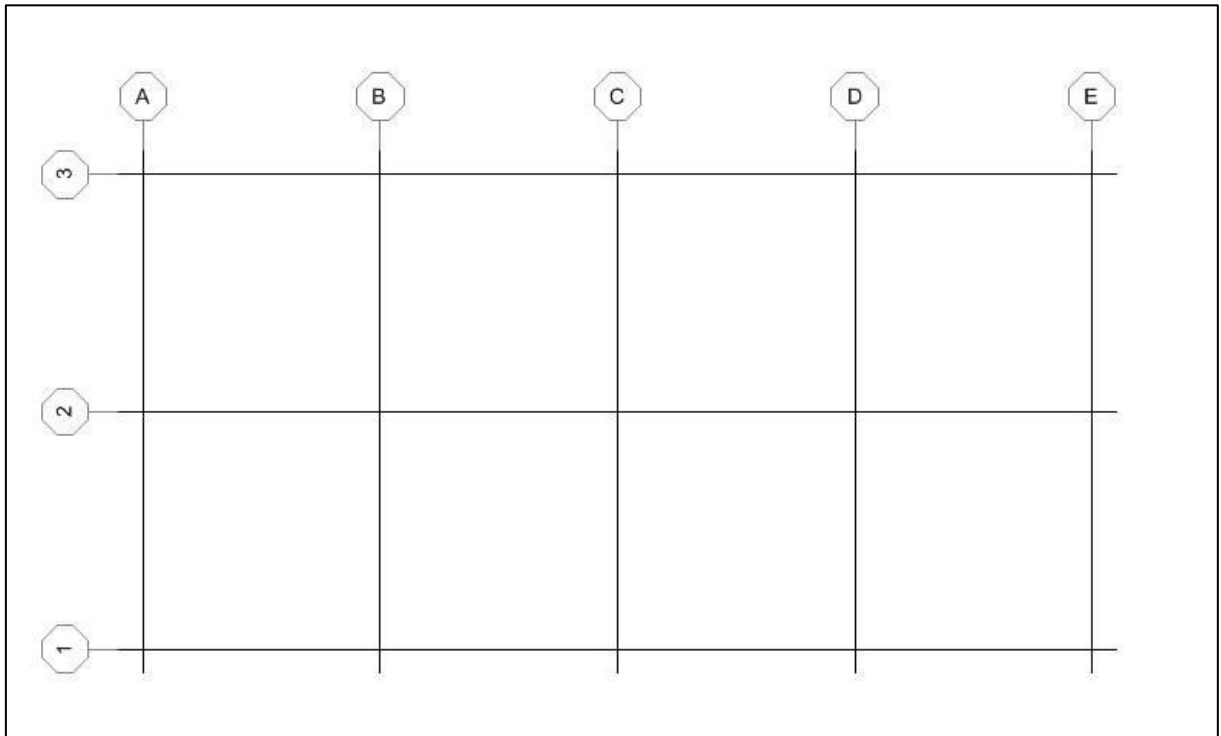
Fonte: Ruas (2015, p. 85)

Figura 14 - Pórticos analisados



Fonte: Ruas (2015, p. 85)

Figura 15 - Denominação dos pórticos analisados



Fonte: Autoria própria

5.3 Estado Limite Último 1

O ELU 1, conforme já demonstrado pela Equação 28, tem a ação do vento considerada na direção X, logo, os Pórticos analisados para tal combinação são os pórticos 1 e 2. O pórtico 3 não é apresentado por questões de simetria com o pórtico 1.

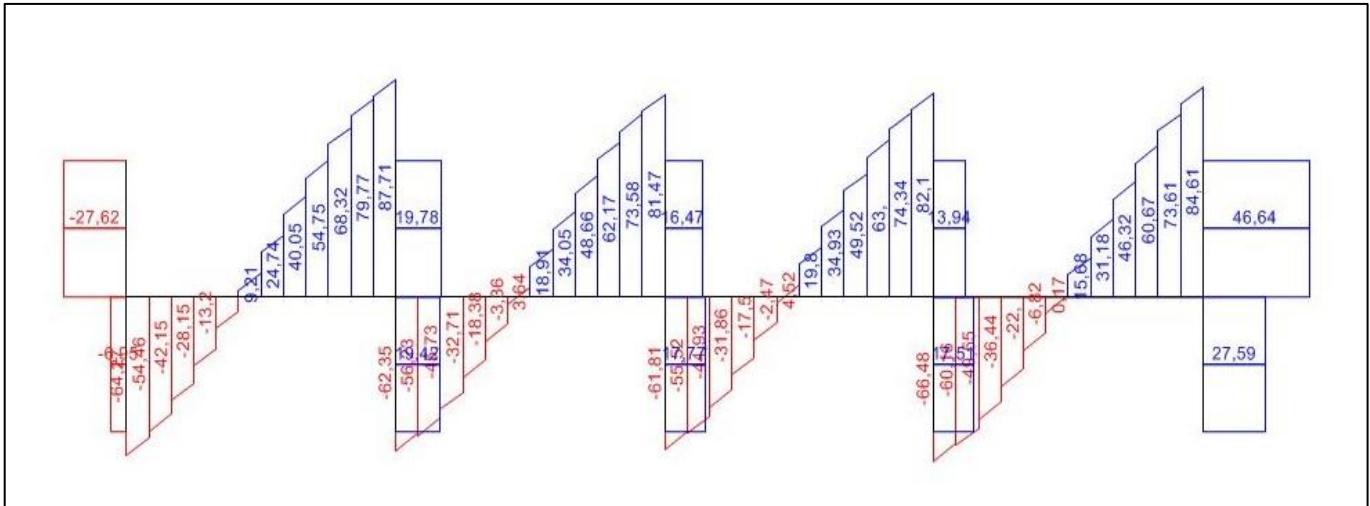
5.3.1 Pórtico 1

5.3.1.1 Esforço cortante

As Figuras 16, 17 e 18 apresentam os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável obtido por Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 1 contém os valores para o máximo esforço cortante de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao

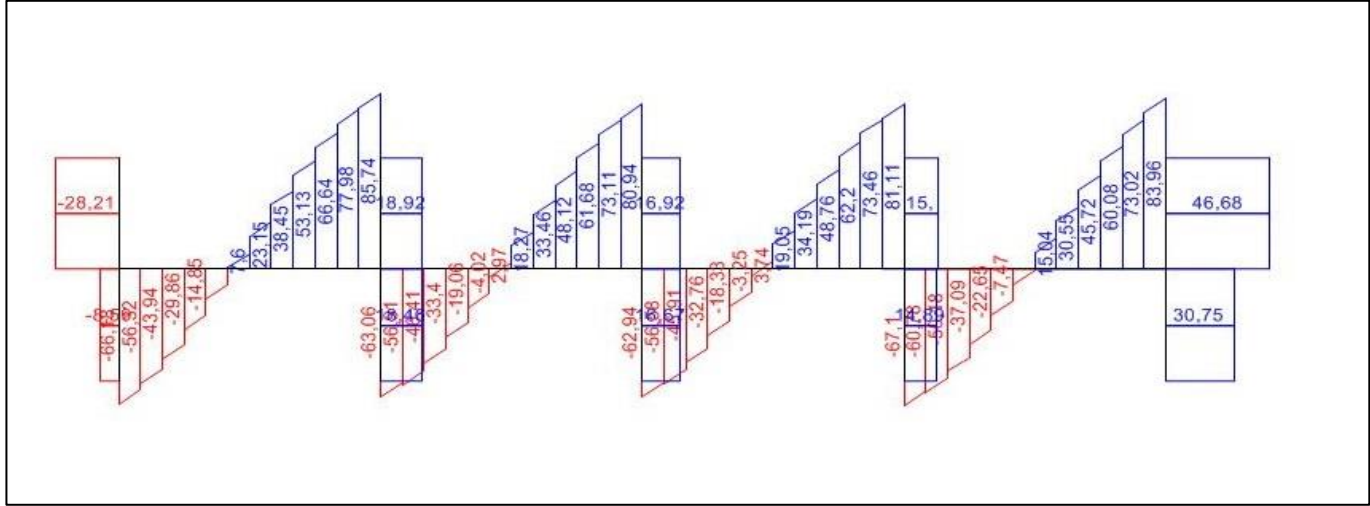
modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 2 contém as mesmas informações para o mínimo esforço cortante observado.

Figura 16 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável de Ruas - Pórtico 1, ELU 1



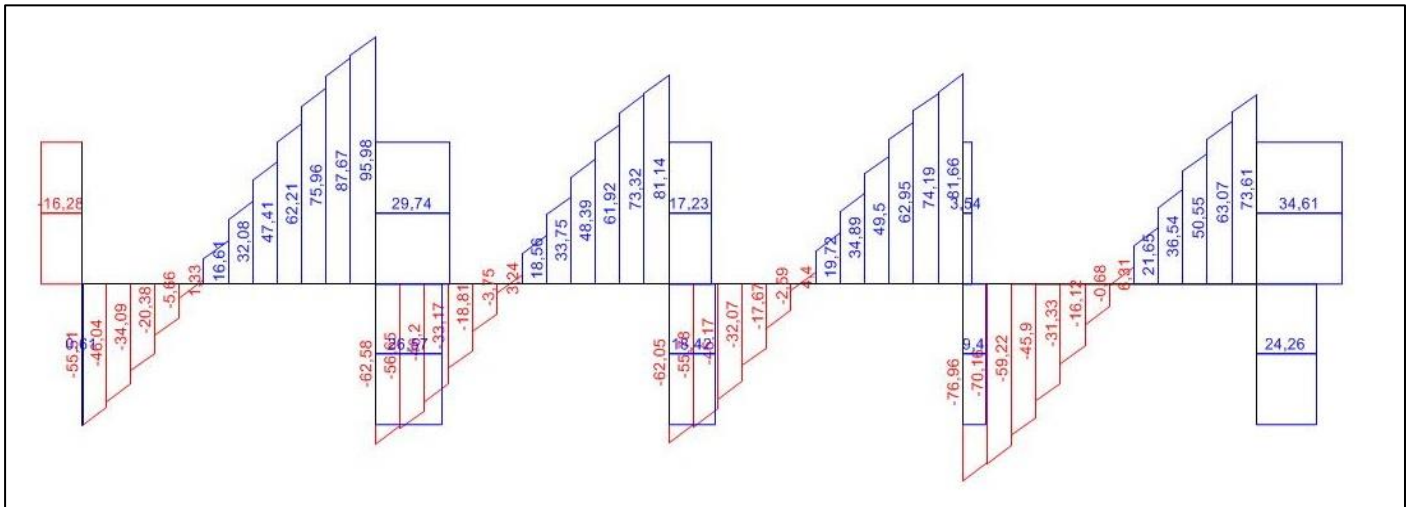
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 17 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas – Pórtico 1, ELU 1



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 18 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto – Pórtico 1, ELU 1



Fonte: Autoria própria

Tabela 1 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 1

Variação entre modelos para o máximo esforço cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 1	1	Viga	Tramo 1	87,71	85,74	95,98	9,43%	11,94%
			Tramo 2	81,47	80,94	81,14	-0,41%	0,25%
			Tramo 3	82,10	81,11	81,66	-0,54%	0,68%
			Tramo 4	84,61	83,96	73,61	-13,00%	-12,33%
		Pilar	Pilar 11	-	-	-	-	-
			Pilar 12	19,78	18,92	29,74	50,35%	57,19%
			Pilar 13	17,77	16,92	17,23	-3,04%	1,83%
			Pilar 14	13,94	15,00	3,54	-74,61%	-76,40%
			Pilar 15	46,64	46,68	34,61	-25,79%	-25,86%

Fonte: Autoria própria

Tabela 2 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 1

Variação entre modelos para o mínimo esforço cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 1	1	Viga	Tramo 1	64,27	66,18	55,51	-13,63%	-16,12%
			Tramo 2	62,35	63,06	62,58	0,37%	-0,76%
			Tramo 3	61,81	62,94	62,05	0,39%	-1,41%
			Tramo 4	66,48	67,1	76,96	15,76%	14,69%
		Pilar	Pilar 11	27,62	28,21	16,28	-41,06%	-42,29%

Fonte: Autoria própria

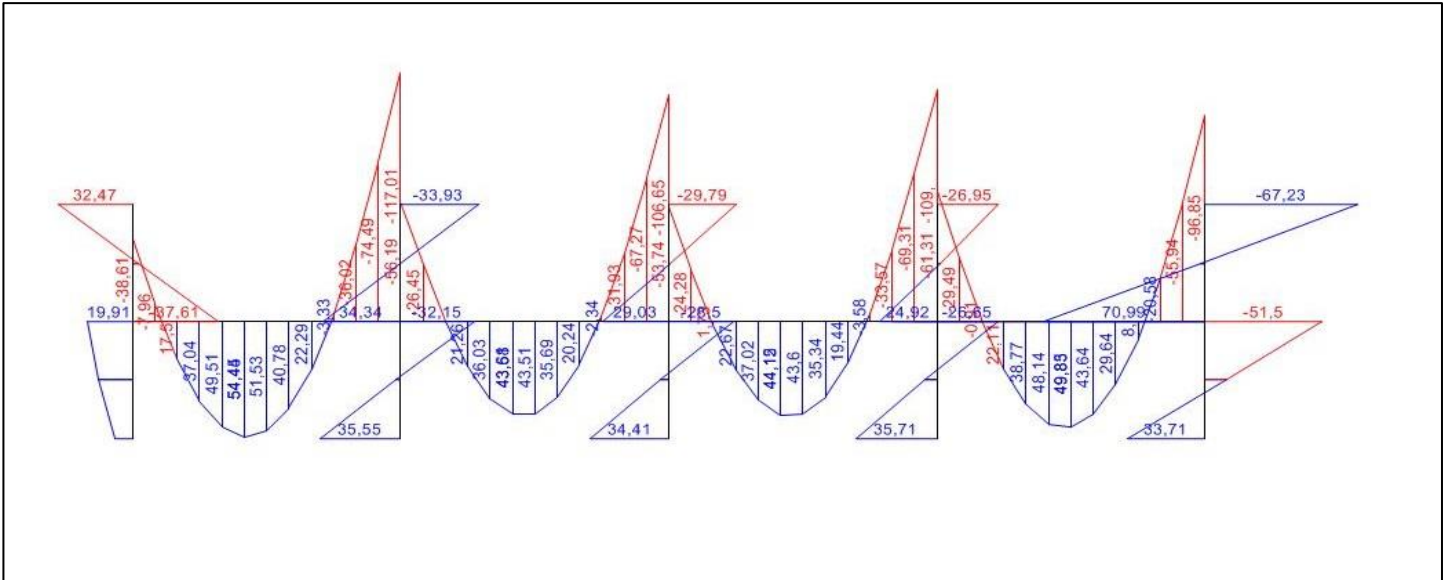
Conforme pode ser observado, os tramos da viga que sofreram maior variação em seus valores máximos e mínimos foram o primeiro e o último (tramos 1 e 4).

Quanto ao esforço cortante máximo, a maior variação observada se dá no tramo 4, onde ocorreu uma diminuição de esforços de 13% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e 12,33% em relação ao modelo de Ruas (2015). Já para o mínimo esforço cortante, a maior variação foi de 15,76% em relação ao modelo indeslocável e 14,69% em relação ao modelo de Ruas (2015), ambas variações de aumento deste esforço ocorrendo no tramo 4 da viga. Já para os pilares, a maior variação ocorre no pilar 4, sendo uma diminuição de 74,61% em relação ao modelo indeslocável e 76,40% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.3.1.2 Momento Fletor

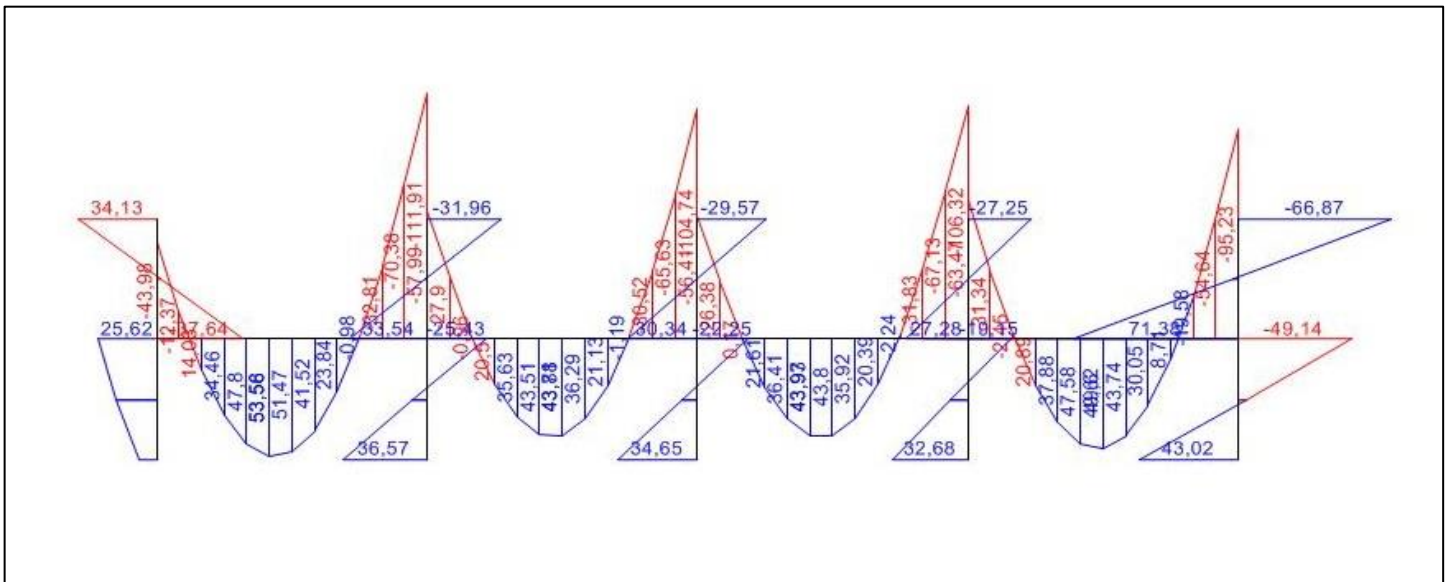
As Figuras 19, 20 e 21 apresentam os diagramas de momento fletor para os modelos indeslocável, com interação de Ruas (2015) e o proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 3 contém os valores de momento fletor máximo de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 4 contém as mesmas informações para o momento fletor mínimo observado.

Figura 19 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável de Ruas – Pórtico 1, ELU 1



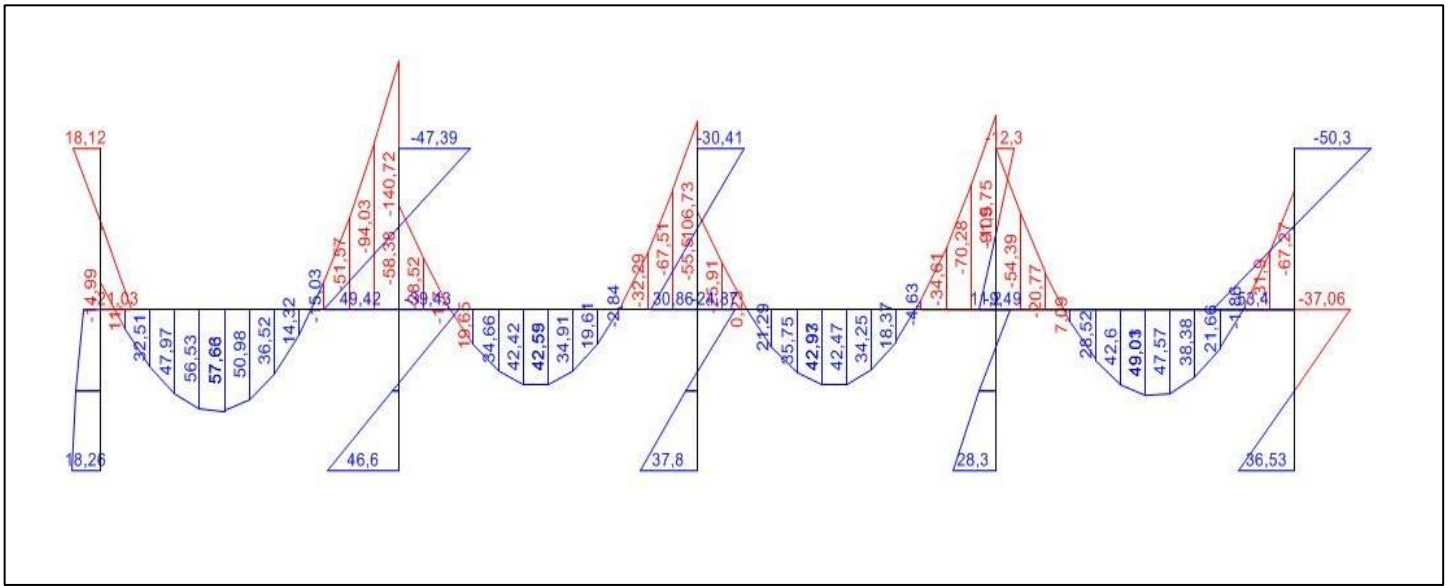
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 20 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas – Pórtico 1, ELU 1



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 21 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto – Pórtico 1, ELU 1



Fonte: Autoria própria

Tabela 3 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 1, ELU 1

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
		1	Viga	Tramo 1	54,45	53,58	57,68	5,93%
		Tramo 2	43,63	43,88	42,59	-2,38%	-2,94%	
		Tramo 3	44,13	43,93	42,93	-2,72%	-2,28%	
		Tramo 4	49,85	49,62	49,03	-1,64%	-1,19%	
	Pilar	Pilar 11	19,91	25,62	18,26	-8,29%	-28,73%	
		Pilar 12	35,55	36,57	46,6	31,08%	27,43%	
		Pilar 13	34,41	34,65	37,8	9,85%	9,09%	
		Pilar 14	35,41	32,68	28,3	-20,08%	-13,40%	
		Pilar 15	70,99	71,38	53,4	-24,78%	-25,19%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 4 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 1, ELU 1

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 1	1	Viga	Tramo 1	117,01	111,91	140,72	20,26%	25,74%
			Tramo 2	106,65	104,74	106,73	0,08%	1,90%
			Tramo 3	109	106,32	109,75	0,69%	3,23%
			Tramo 4	96,85	95,23	67,27	-30,54%	-29,36%
		Pilar	Pilar 11	37,61	37,64	21,03	-44,08%	-44,13%
			Pilar 12	33,93	31,96	47,39	39,67%	48,28%
			Pilar 13	29,79	29,57	30,41	2,08%	2,84%
			Pilar 14	26,95	27,25	12,3	-54,36%	-54,86%
			Pilar 15	67,23	66,87	50,3	-25,18%	-24,78%

Fonte: Autoria própria

Conforme pode ser observado nos diagramas de momento fletor e nas tabelas resumo, o tramo da viga que sofreu maior variação em seu valor máximo é o tramo 1, com um aumento de 5,93% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e 7,65% em relação ao modelo de Ruas (2015). Já para valores mínimos, as maiores variações ocorrem no tramo 4, sendo a diminuição de seus valores em 30,54% em relação ao modelo indeslocável e 29,36% em relação ao modelo de Ruas (2015).

Quanto aos pilares, a maior variação ocorre no pilar 4, sendo uma diminuição de 54,36% em relação ao modelo indeslocável e 54,86% em relação ao modelo de Ruas (2015). Já o maior aumento de esforços nos pilares entre os modelos com interação foi de 28,73% no pilar P1.

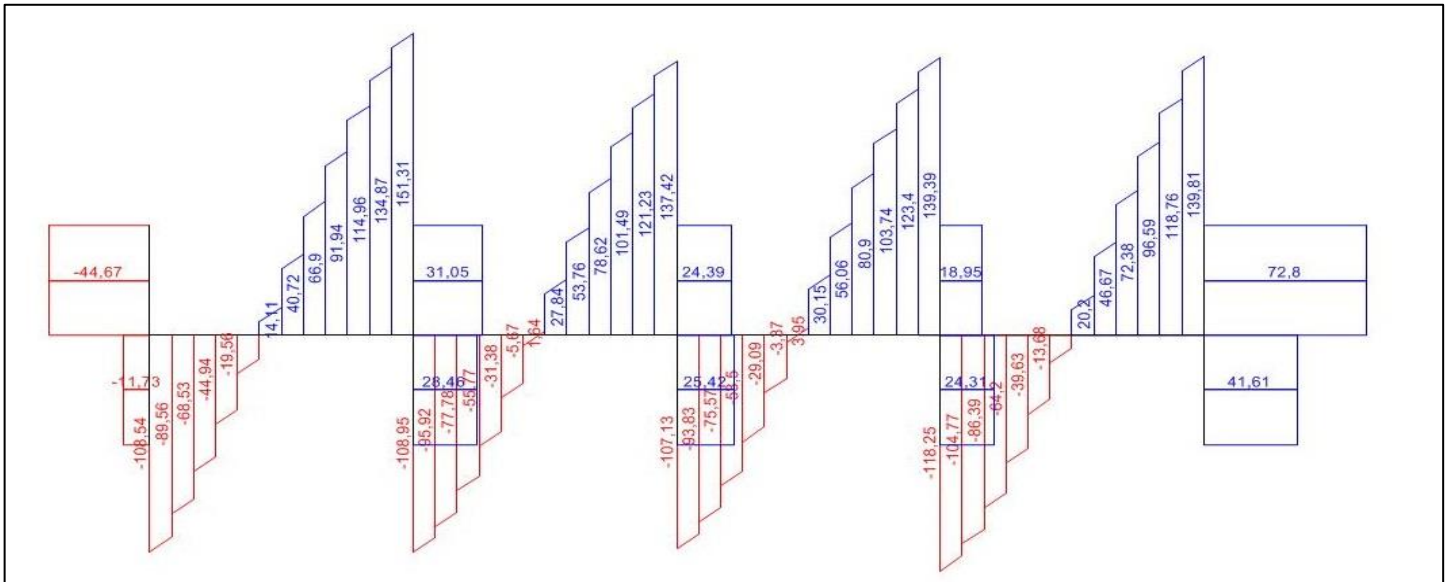
5.3.2 Pórtico 2

5.3.2.1 Esforço cortante

Pode-se observar nas Figuras 22, 23 e 24 os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. As Tabelas 5 e 6 contém os valores para o máximo e mínimo esforço cortante de cada elemento do pórtico

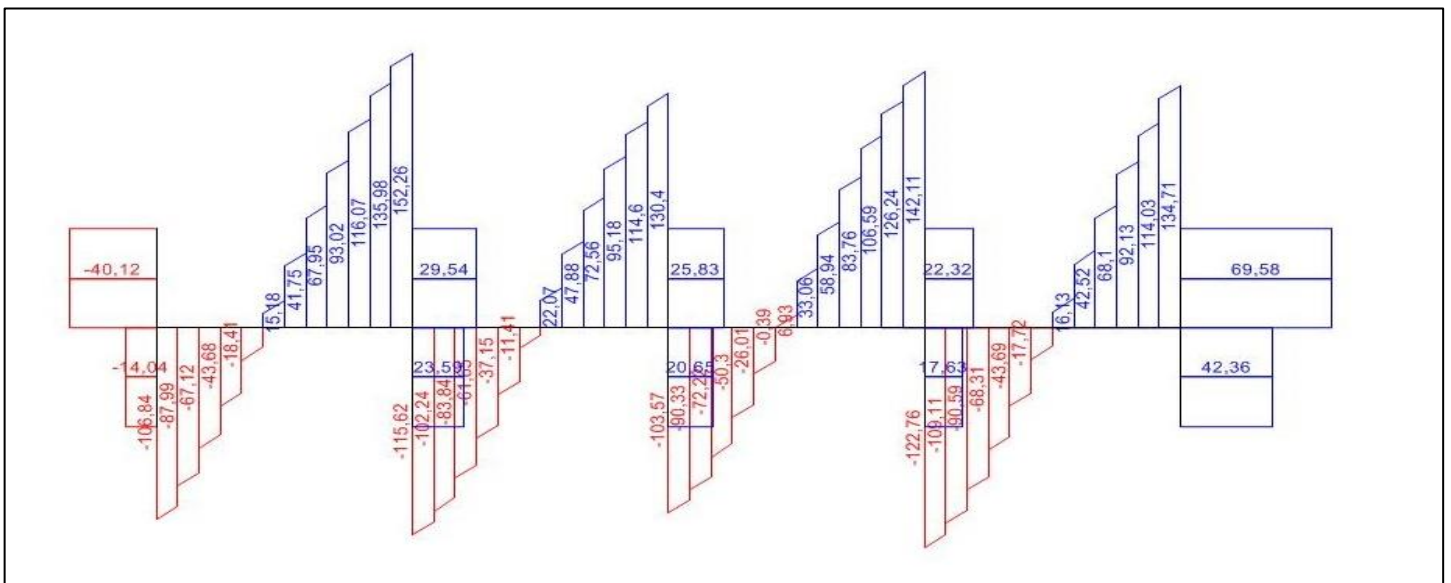
apresentado, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015).

Figura 22 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 1



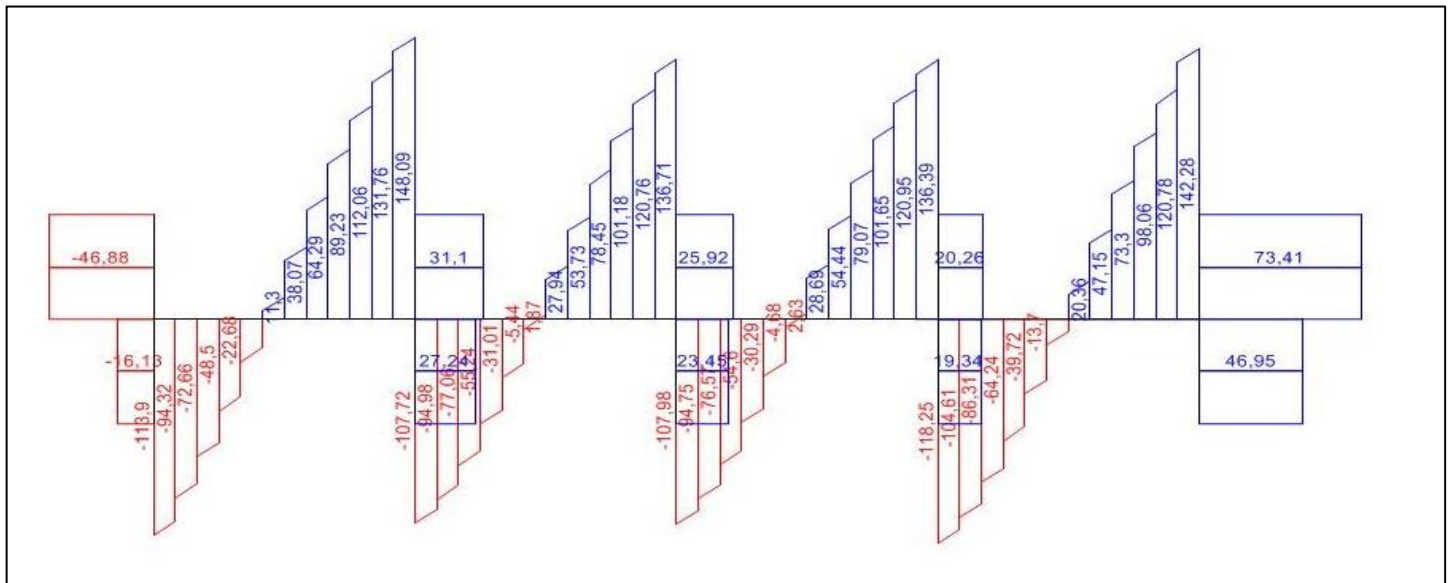
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 23 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 1



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 24 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo Proposto - Pórtico 2, ELU 1



Fonte: Autoria própria

Tabela 5 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 1

Variação entre modelos para o máximo esforço cortante								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
		2	Viga	Tramo 1	151,31	152,26	148,09	-2,13%
		Viga	Tramo 2	137,42	130,4	136,71	-0,52%	4,84%
		Viga	Tramo 3	139,39	142,11	136,39	-2,15%	-4,03%
		Viga	Tramo 4	139,81	134,71	142,28	1,77%	5,62%
		Pilar	Pilar 6	-	-	-	-	-
		Pilar	Pilar 7	31,05	29,54	31,1	0,16%	5,28%
		Pilar	Pilar 8	24,39	25,83	25,92	6,27%	0,35%
		Pilar	Pilar 9	18,95	22,32	20,26	6,91%	-9,23%
		Pilar	Pilar 10	72,8	69,58	73,41	0,84%	5,50%

Fonte: Autoria própria

Tabela 6 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 1

Variação entre modelos para o mínimo esforço cortante								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
		2	Viga	Tramo 1	108,54	106,84	113,9	4,94%
		Viga	Tramo 2	108,95	115,62	107,72	-1,13%	-6,83%
		Viga	Tramo 3	107,13	103,57	107,98	0,79%	4,26%
		Viga	Tramo 4	118,25	122,76	118,25	0,00%	-3,67%
		Pilar	Pilar 6	44,67	40,12	46,88	4,95%	16,85%

Fonte: Autoria própria

Observa-se nos diagramas de esforço cortante e nas tabelas resumo, que não há variação significativa para esforço cortante máximo e mínimo em nenhum tramo da viga do pórtico 2.

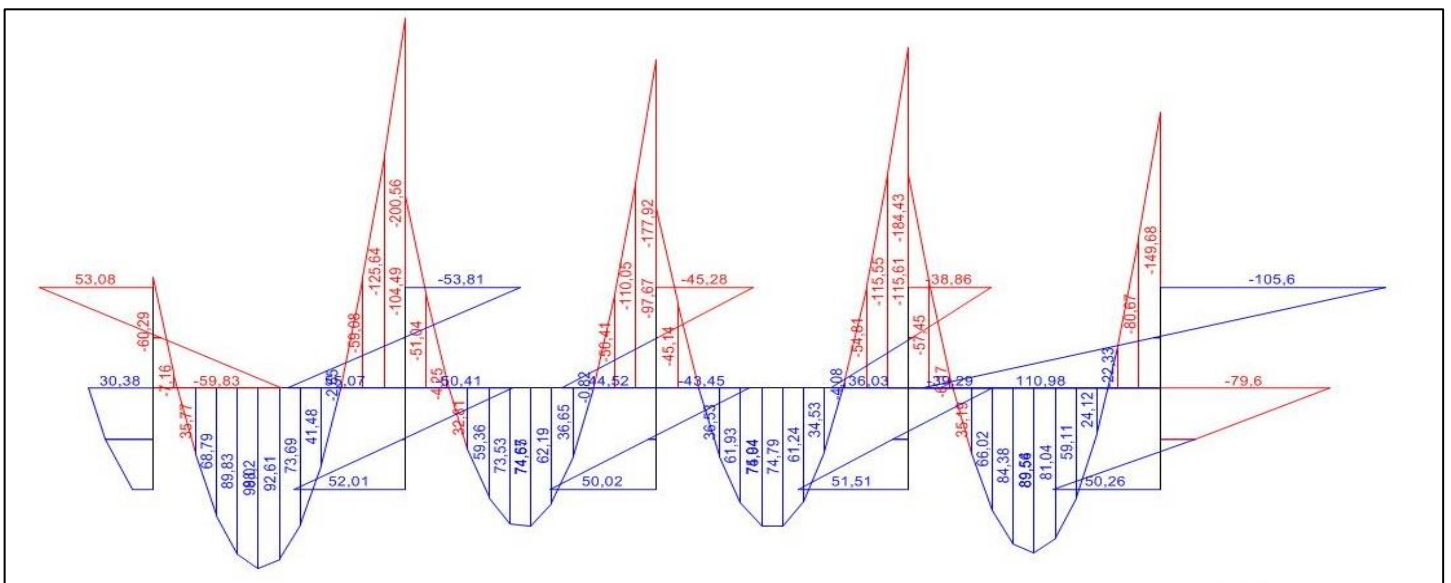
Quanto aos pilares, as maiores variações para esforço cortante máximo ocorrem no pilar 9, sendo estas de aumento de 6,91% em relação ao modelo indeslocável e de diminuição de 9,23% em relação ao modelo com interação de Ruas (2015).

O esforço cortante mínimo no pilar 6 teve significativa variação, que consiste em um aumento de 4,95% em relação ao modelo indeslocável e 16,85% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.3.2.2 Momento fletor

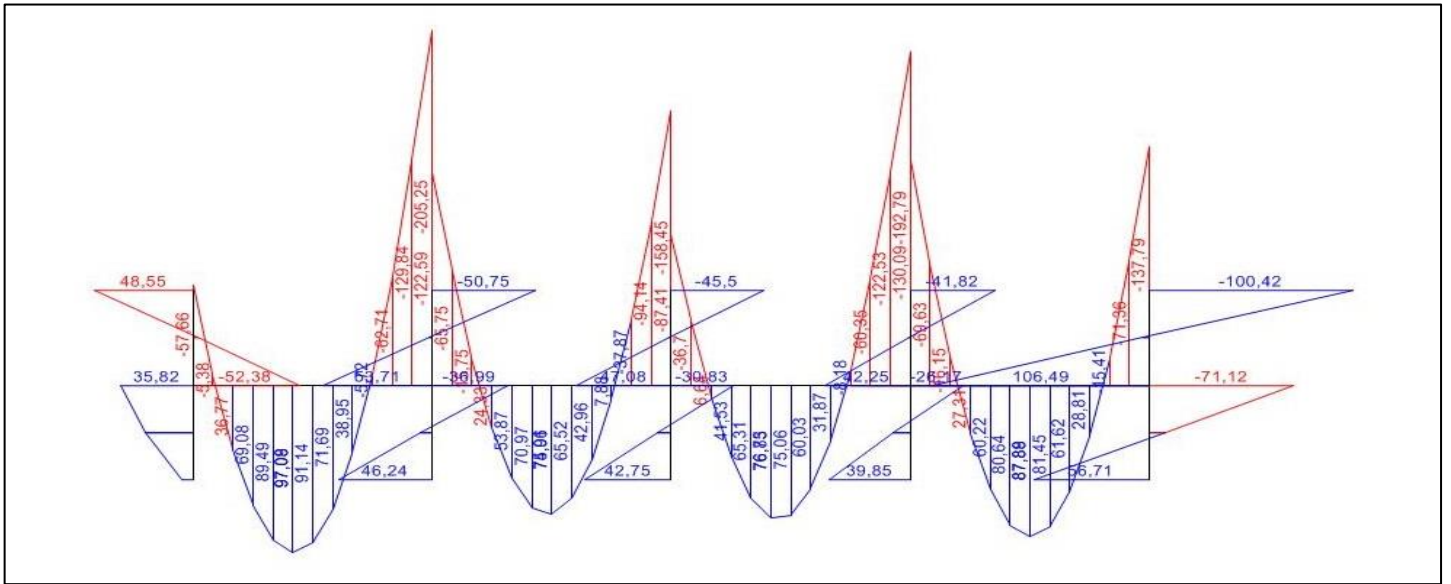
As Figuras 25, 26 e 27 representam os diagramas de momento fletor para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. As Tabelas 7 e 8 contêm os valores para momento fletor máximo e mínimo dos elementos do pórtico 2, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015).

Figura 25 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 1



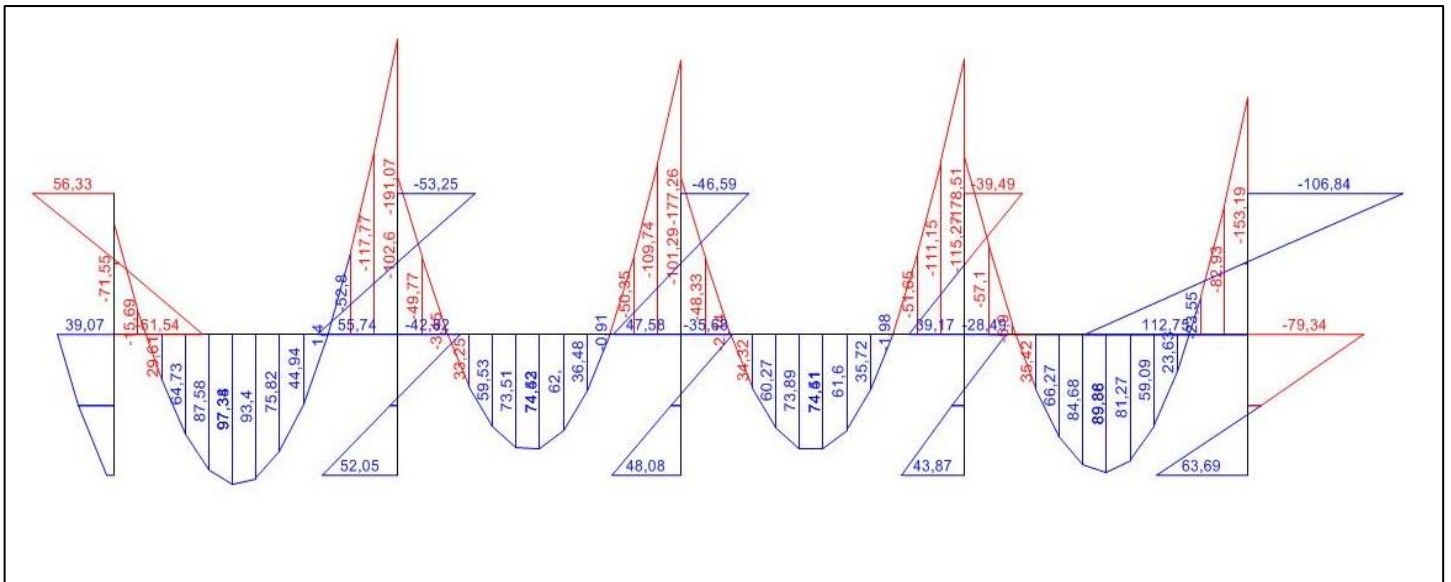
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 26 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 1



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 27 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 1



Fonte: Autoria Própria

Tabela 7 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 2, ELU 1

Variação entre modelos para o máximo de momento fletor								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
		2	Viga	Tramo 1	98,02	97,09	97,38	-0,65%
Tramo 2	74,65			76,05	74,62	-0,04%	-1,88%	
Tramo 3	74,79			76,89	74,61	-0,24%	-2,97%	
Tramo 4	89,56			87,88	89,88	0,36%	2,28%	
Pilar	Pilar 6		53,08	48,55	56,33	6,12%	16,02%	
	Pilar 7		55,07	53,71	55,74	1,22%	3,78%	
	Pilar 8		50,02	42,75	48,08	-3,88%	12,47%	
	Pilar 9		51,51	39,85	43,87	-14,83%	10,09%	
	Pilar 10		110,98	106,49	112,75	1,59%	5,88%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 8 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 2, ELU 1

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 1	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
		2	Viga	Tramo 1	200,56	205,25	191,07	-4,73%
Tramo 2	177,92			158,45	177,26	-0,37%	11,87%	
Tramo 3	184,43			192,79	178,51	-3,21%	-7,41%	
Tramo 4	149,68			137,79	153,19	2,35%	11,18%	
Pilar	Pilar 6		59,83	52,38	61,54	2,86%	17,49%	
	Pilar 7		53,81	50,75	53,25	-1,04%	4,93%	
	Pilar 8		45,28	45,5	46,59	2,89%	2,40%	
	Pilar 9		38,86	41,82	39,49	1,62%	-5,57%	
	Pilar 10		105,6	100,42	106,84	1,17%	6,39%	

Fonte: Autoria própria

A variação mais significativa para a viga do pórtico 2 devido ao momento fletor ocorre no tramo 2, para o momento mínimo, em relação ao modelo de Ruas (2015), e foi de 11,87%. Em relação ao modelo indeslocável, não houveram variações significativas.

Nos pilares, observa-se uma diminuição do momento máximo no pilar 9 de 14,83% em relação ao modelo indeslocável. Já em relação ao modelo de Ruas (2015), a maior variação ocorre no pilar 6, com o aumento em 17,49% do mínimo momento fletor.

5.4 Estado Limite Último 2

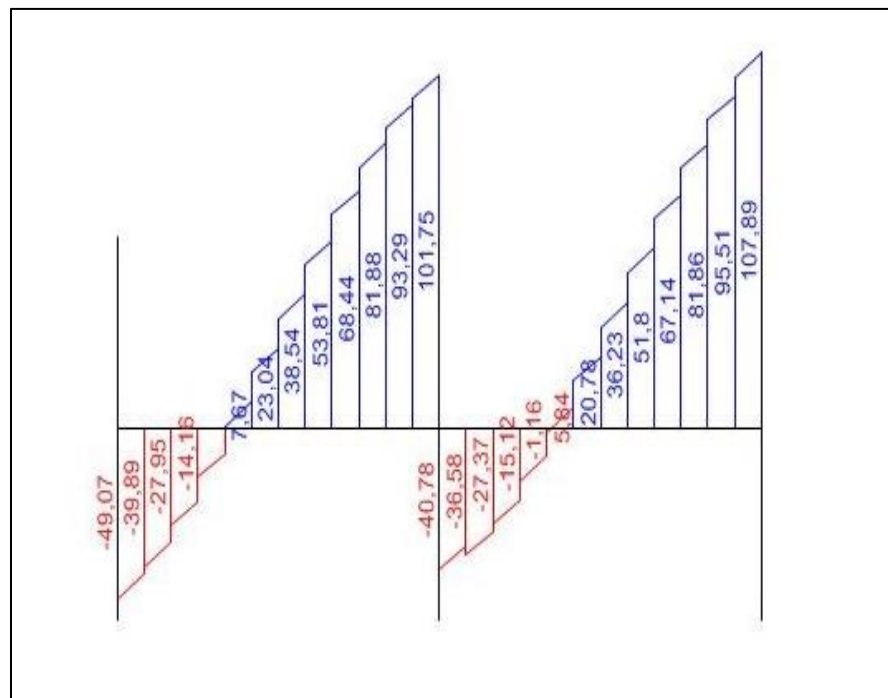
O ELU 2, conforme já demonstrado pela Equação 29, tem a ação do vento considerada na direção Y, logo, os Pórticos analisados para tal combinação são os pórticos A, B e C. Os pórticos D e E não são apresentados por questões de simetria com os pórticos A e B.

5.4.1 Pórtico A

5.4.1.1 Esforço cortante

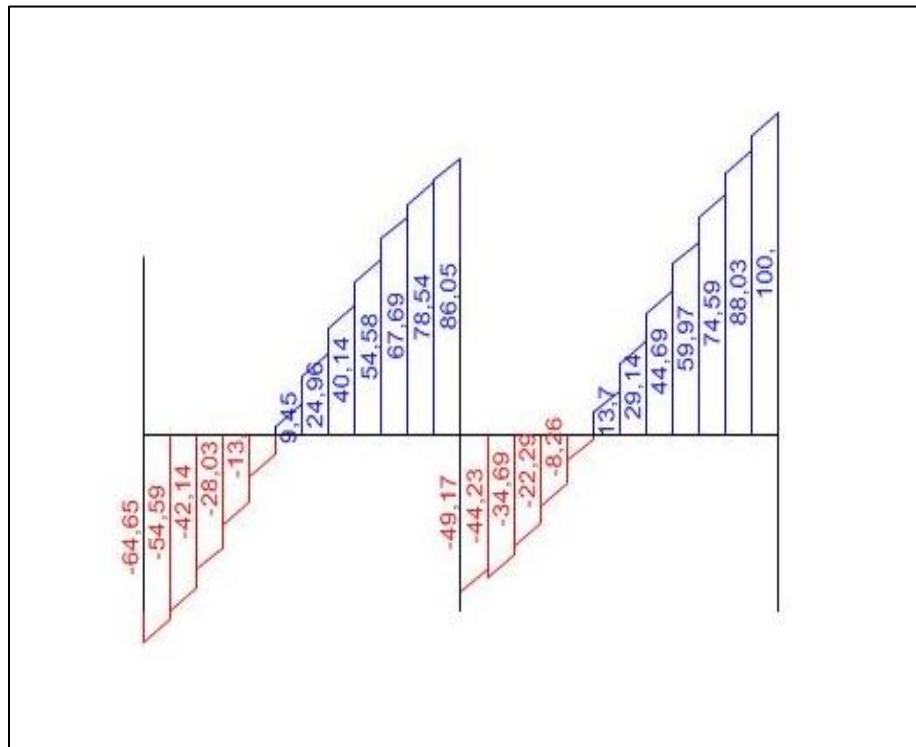
Os diagramas de esforço cortante referentes ao pórtico A do ELU 2 são apresentados nas Figuras 28, 29 e 30 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, com interação de Ruas (2015) e o proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 9 e 10.

Figura 28 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 2



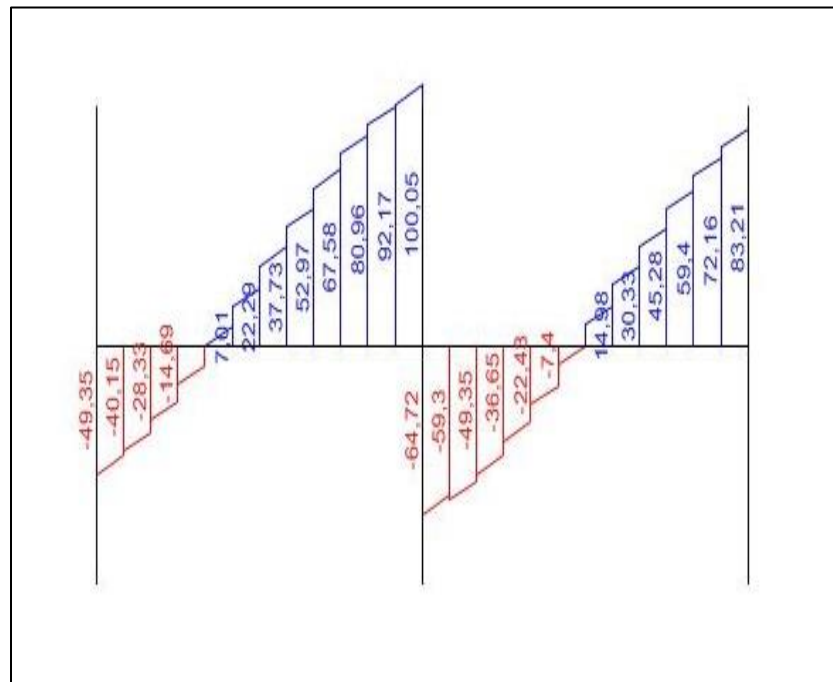
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 29 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 30 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 9 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico A, ELU 2

Variação entre modelos para o máximo esforço cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	101,75	86,05	100,05	-1,67%	16,27%
		Tramo 2	107,89	100	83,21	-22,88%	-16,79%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 10 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico A, ELU 2

Variação entre modelos para o mínimo esforço cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	49,07	64,65	49,35	0,57%	-23,67%
		Tramo 2	40,78	49,17	64,72	58,71%	31,62%	

Fonte: Autoria própria

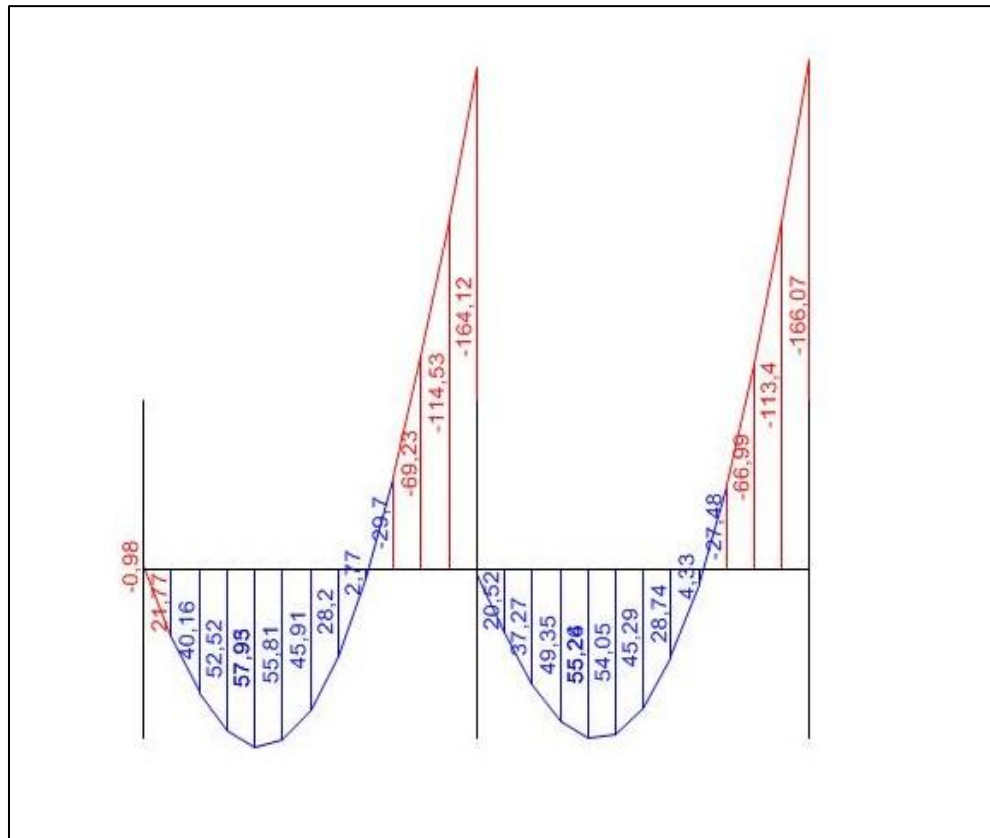
As variações entre modelos do pórtico A que ocorrem de forma mais significativa para o esforço cortante máximo são a diminuição de 22,88% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e a diminuição de 16,79% em relação ao modelo de Ruas (2015), ambas podem ser observadas no tramo 2 da viga.

Já para o mínimo esforço cortante, as variações mais significativas também se encontram no tramo dois, sendo o aumento de 58,71% em relação ao modelo indeslocável e o aumento de 31,62% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.4.1.2 Momento fletor

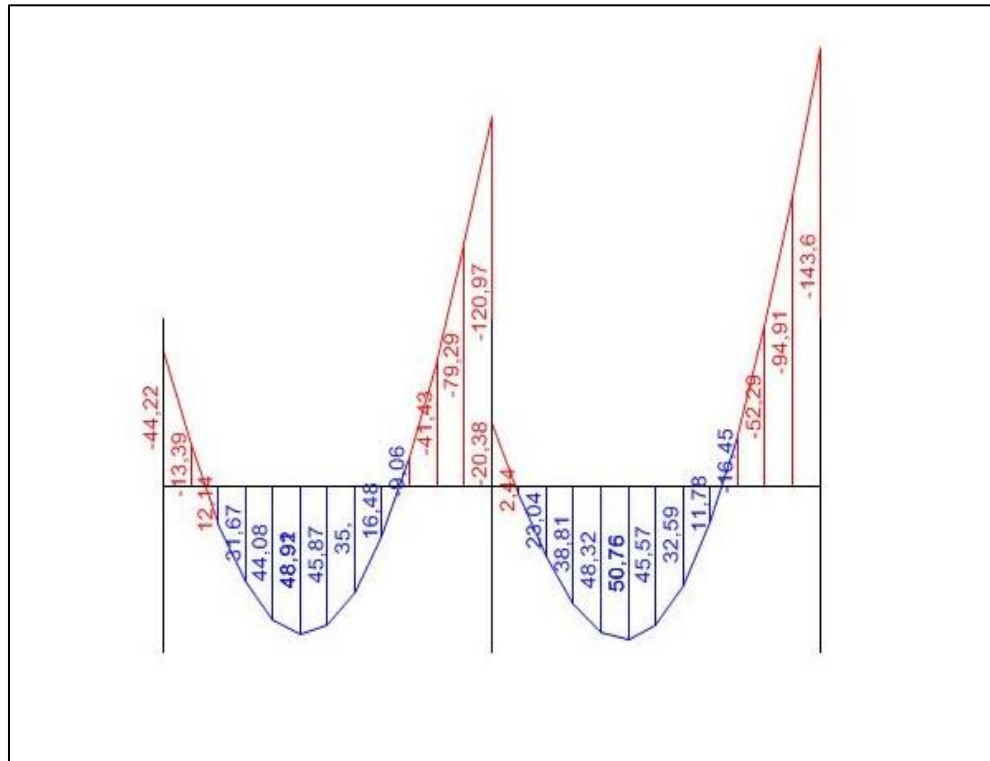
Os diagramas de momento fletor referentes ao pórtico A do ELU 2 são apresentados nas Figuras 31, 32 e 33 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 11 e 12.

Figura 31 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 2



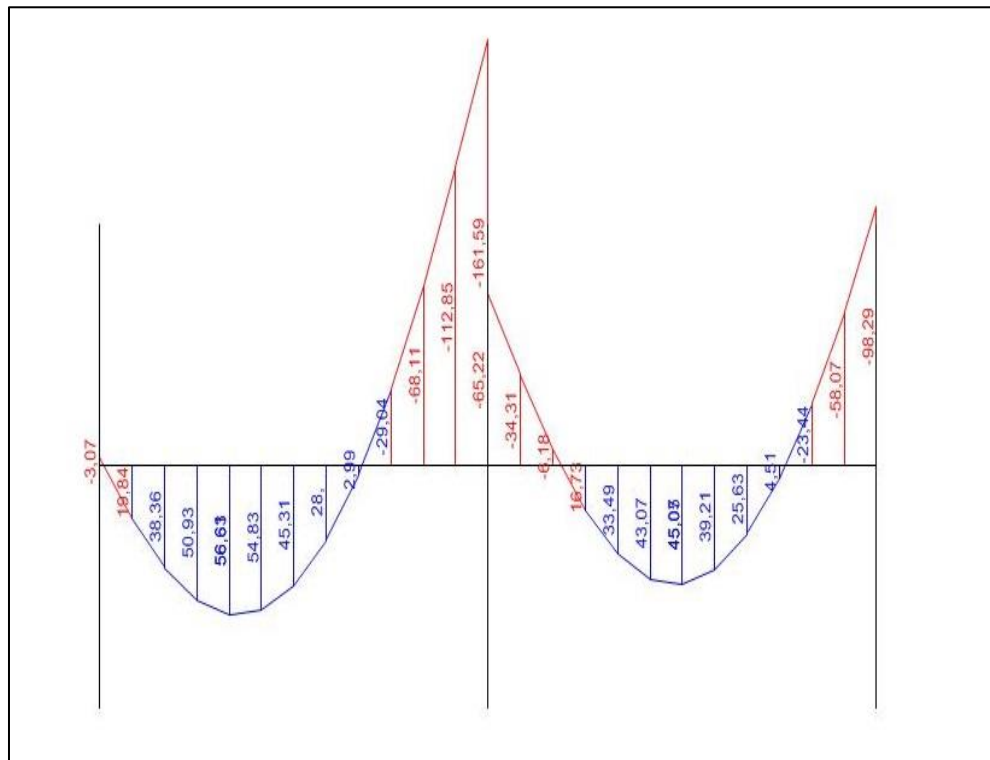
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 32 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 33 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 11 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico A, ELU 2

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	57,95	48,92	56,63	-2,28%	15,76%
		Tramo 2	55,26	50,76	45,05	-18,48%	-11,25%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 12 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico A, ELU 2

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	164,12	120,97	161,59	-1,54%	33,58%
		Tramo 2	166,07	143,6	98,29	-40,81%	-31,55%	

Fonte: Autoria própria

As variações entre modelos do pórtico A que ocorrem de forma mais significativa para o momento fletor máximo são a diminuição de 18,48% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e o aumento de 15,76% em relação ao modelo de Ruas (2015), sendo o primeiro no tramo 2 da viga, e o segundo no tramo 1.

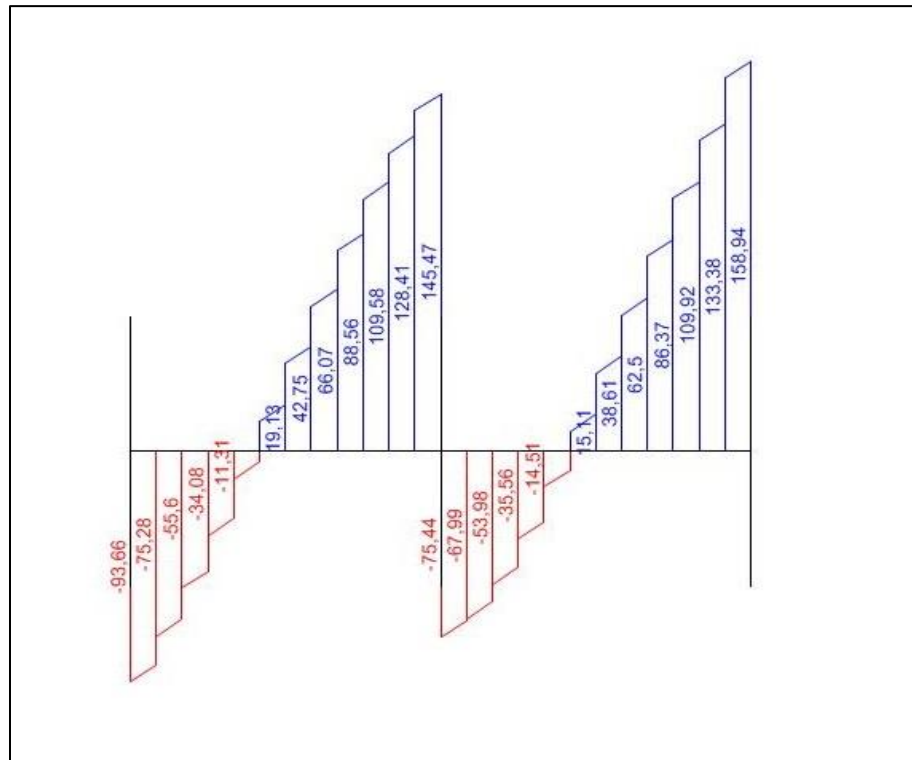
Já para o mínimo momento fletor, as variações mais significativas também se encontram no tramo 2 na relação entre modelo proposto e modelo indeslocável, sendo esta uma diminuição de 40,81% e no tramo 1 na relação entre o modelo proposto e o modelo de Ruas (2015), sendo um aumento de 33,58%.

5.4.2 Pórtico B

5.4.2.1 Esforço cortante

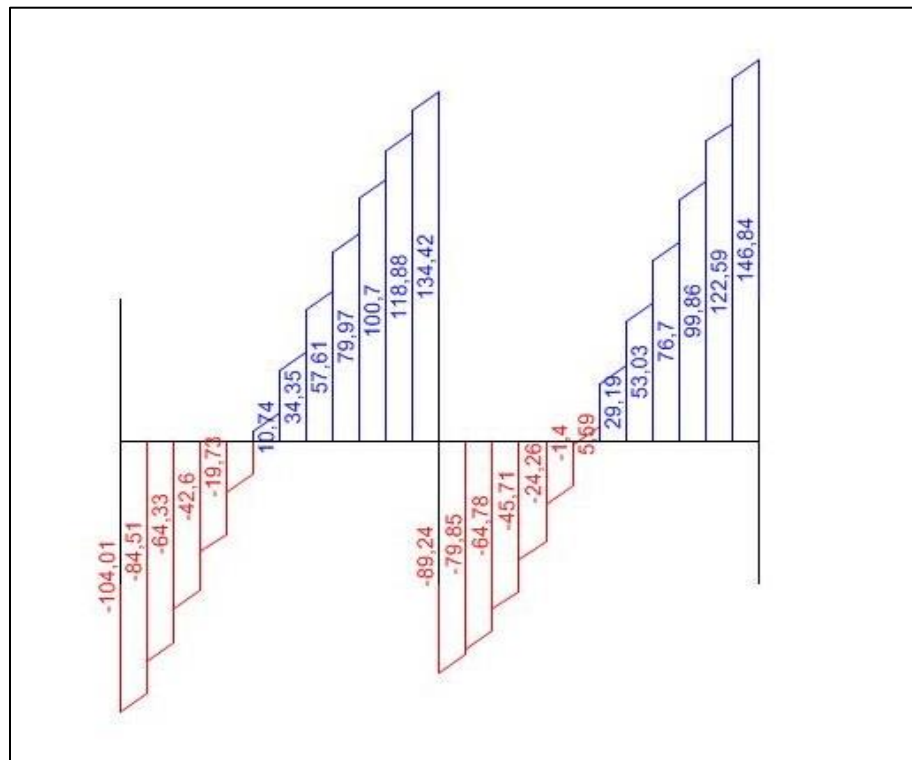
Os diagramas de esforço cortante do pórtico B do estado limite último 2 são apresentados nas Figuras 34, 35 e 36 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e proposto no presente trabalho. O resumo de valores dos esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 13 e 14.

Figura 34 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 2



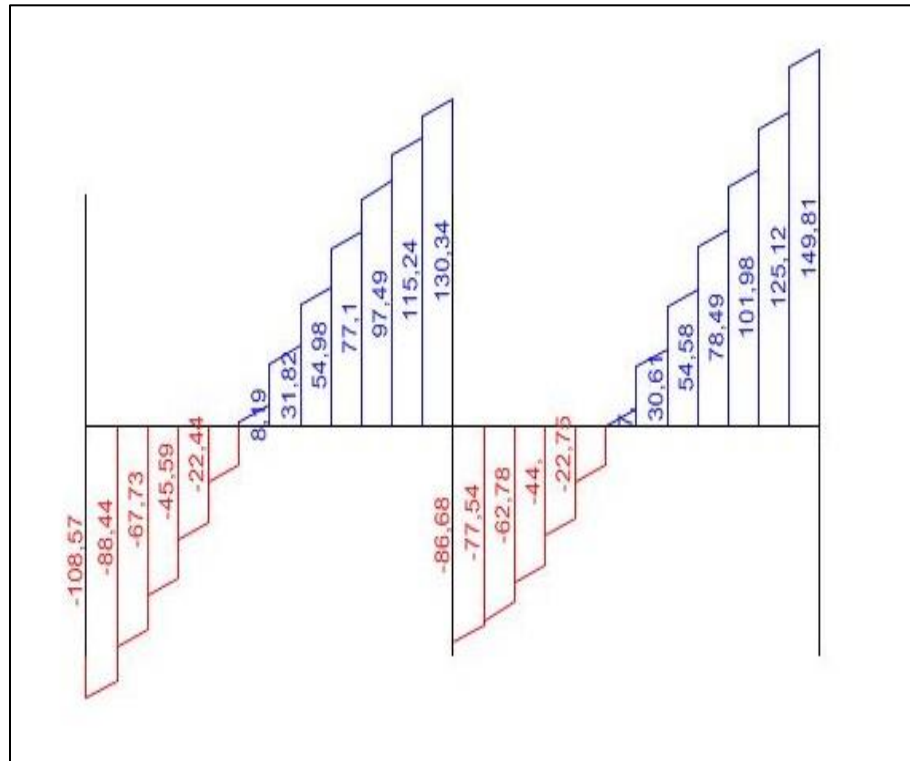
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 35 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 36 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 13 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico B, ELU 2

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	145,47	134,42	130,34	-10,40%	-3,04%
		Tramo 2	158,94	146,84	149,81	-5,74%	2,02%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 14 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico B, ELU 2

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	93,66	104,01	108,57	15,92%	4,38%
		Tramo 2	75,44	89,24	86,68	14,90%	-2,87%	

Fonte: Autoria própria

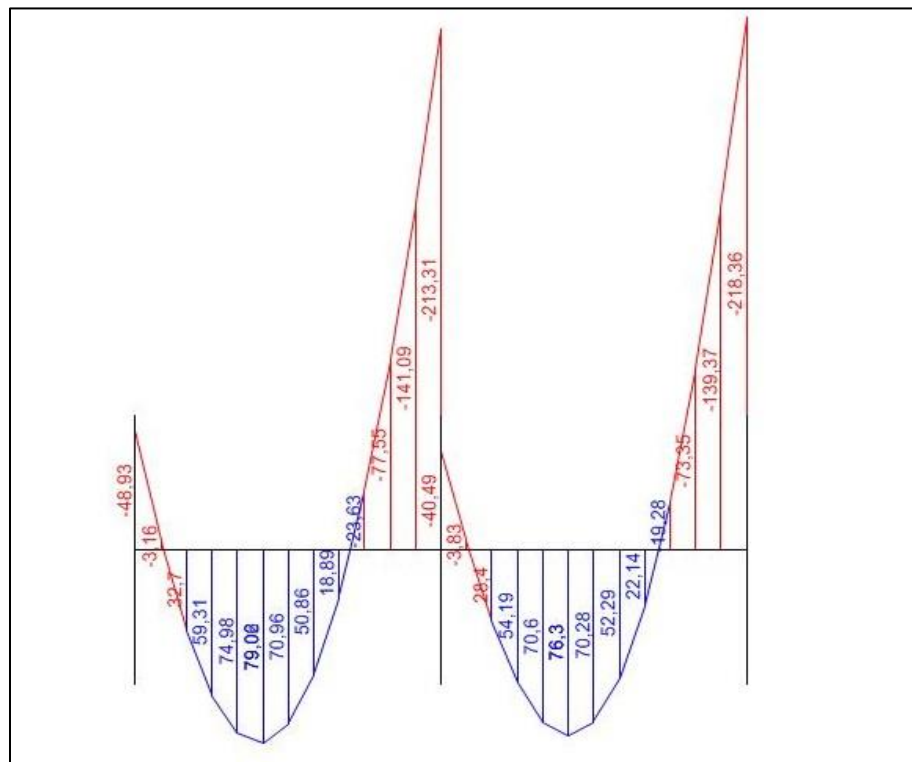
Conforme pode ser observado nos diagramas anteriores e nas tabelas resumo, a maior variação de esforço cortante máximo observada se dá no tramo 1, onde ocorre a diminuição de esforços de 10,40% em relação ao modelo indeslocável. Já para o mínimo esforço cortante, a maior variação é de 15,92% em

relação ao modelo indeslocável, no tramo 1 da viga. Em comparação ao modelo de Ruas (2015), não houveram variações significativas.

5.4.2.2 Momento fletor

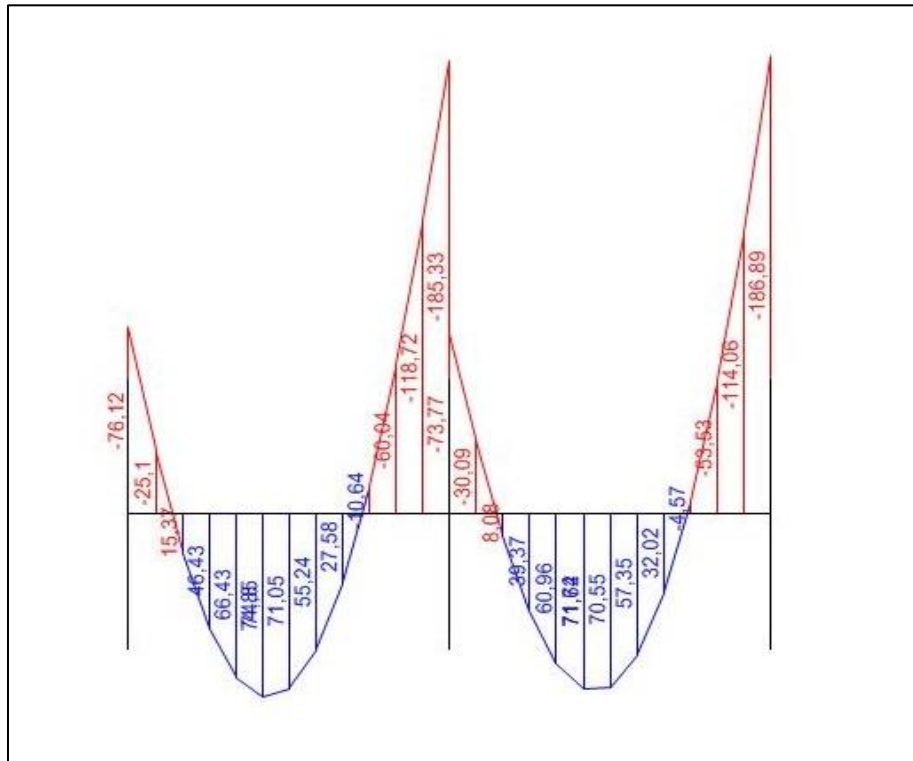
Os diagramas de momento fletor referentes ao pórtico B do ELU 2 são apresentados nas Figuras 37, 38 e 39 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 15 e 16.

Figura 37 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 2



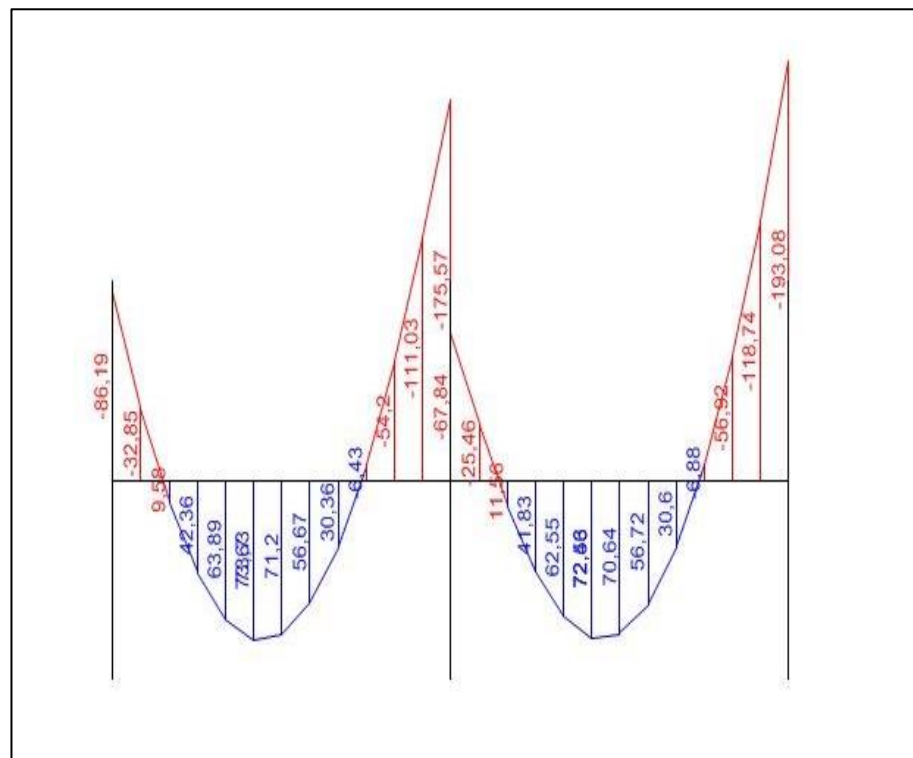
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 38 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 39 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 15 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico B, ELU 2

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	79,06	74,85	73,63	-6,87%	-1,63%
		Tramo 2	76,3	71,62	72,48	-5,01%	1,20%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 16 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico B, ELU 2

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	213,31	185,33	175,57	-17,69%	-5,27%
		Tramo 2	218,36	186,89	193,08	-11,58%	3,31%	

Fonte: Autoria própria

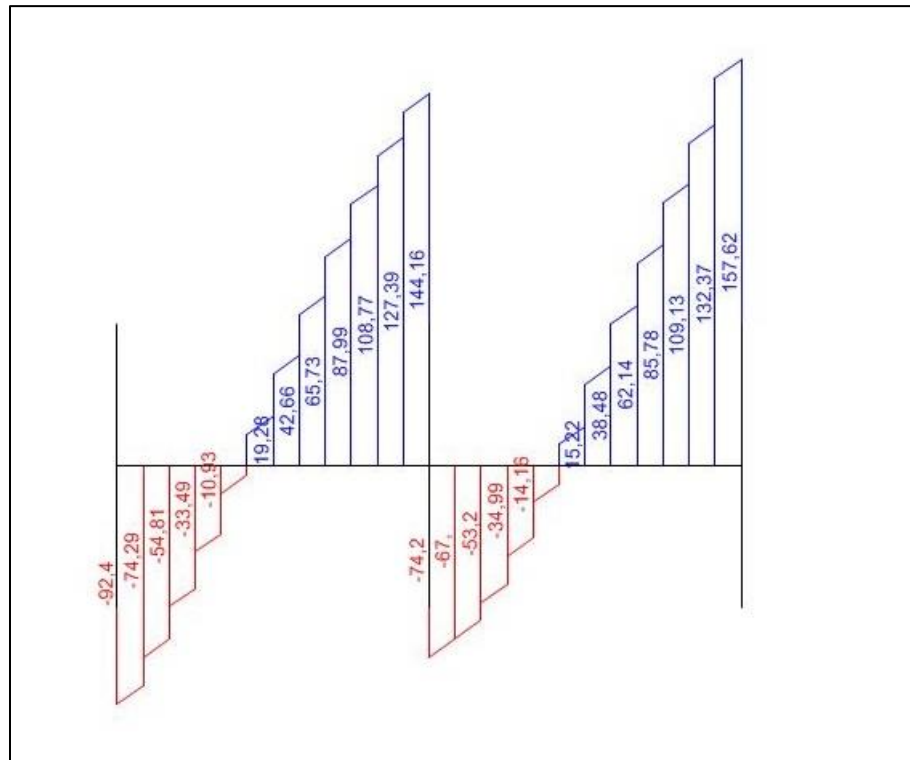
A variação mais significativa para a viga do pórtico B devido ao momento fletor ocorre no tramo 1, para o momento mínimo, somente em relação ao modelo indeslocável. Esta variação consiste na diminuição de 17,69%. Em relação ao modelo de Ruas (2015), não houveram variações significativas.

5.4.3 Pórtico C

5.4.3.1 Esforço cortante

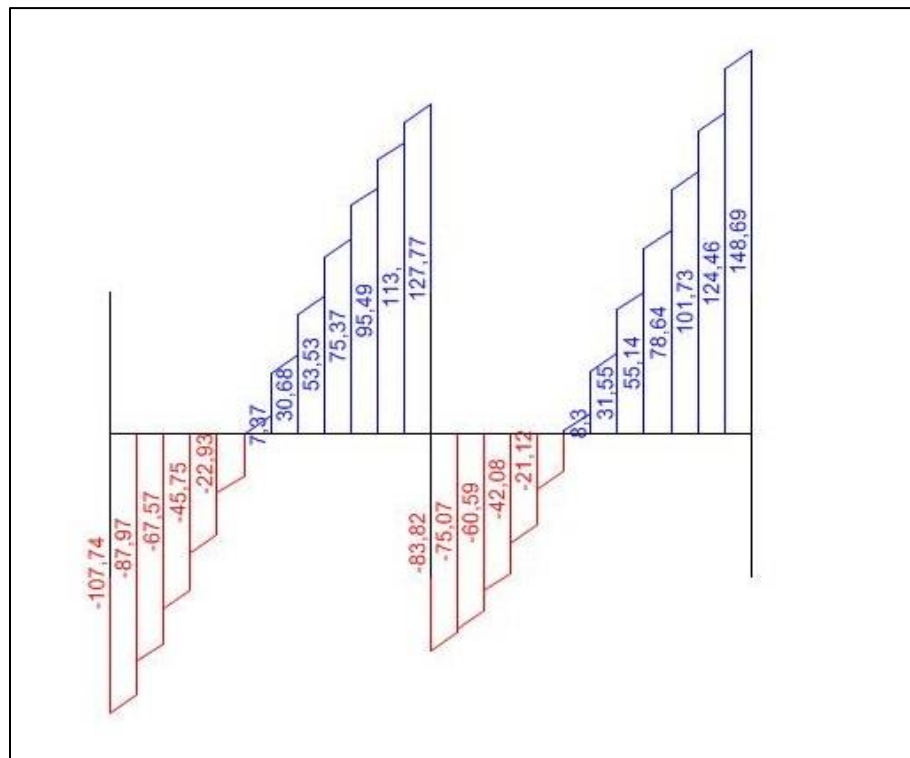
Os diagramas de esforço cortante do pórtico C do estado limite último 2 são apresentados nas Figuras 40, 41 e 42 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) com interação solo-estrutura, e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 17 e 18.

Figura 40 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 2



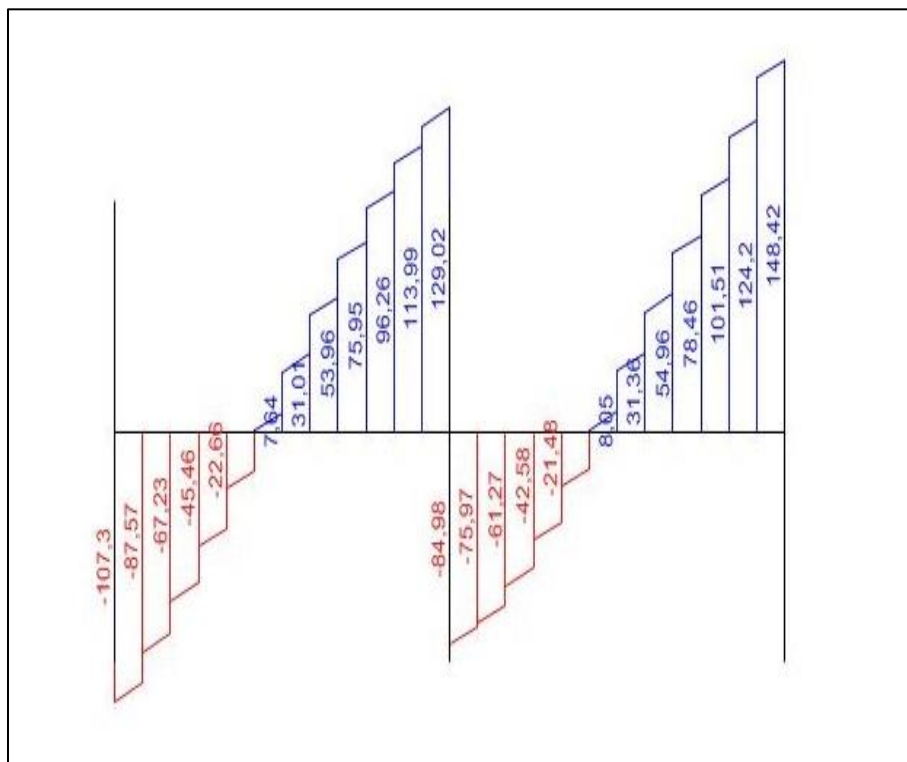
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 41 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 42 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 17 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico C, ELU 2

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	144,16	127,77	129,02	-10,50%	0,98%
		Tramo 2	157,62	148,69	148,42	-5,84%	-0,18%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 18 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico C, ELU 2

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	92,4	107,74	107,3	16,13%	-0,41%
		Tramo 2	74,2	83,82	84,98	14,53%	1,38%	

Fonte: Autoria própria

A variação entre modelos do pórtico C que ocorre de forma mais significativa para o esforço cortante máximo é a diminuição de 10,50% em relação ao modelo indeslocável, observada no tramo 1 da viga.

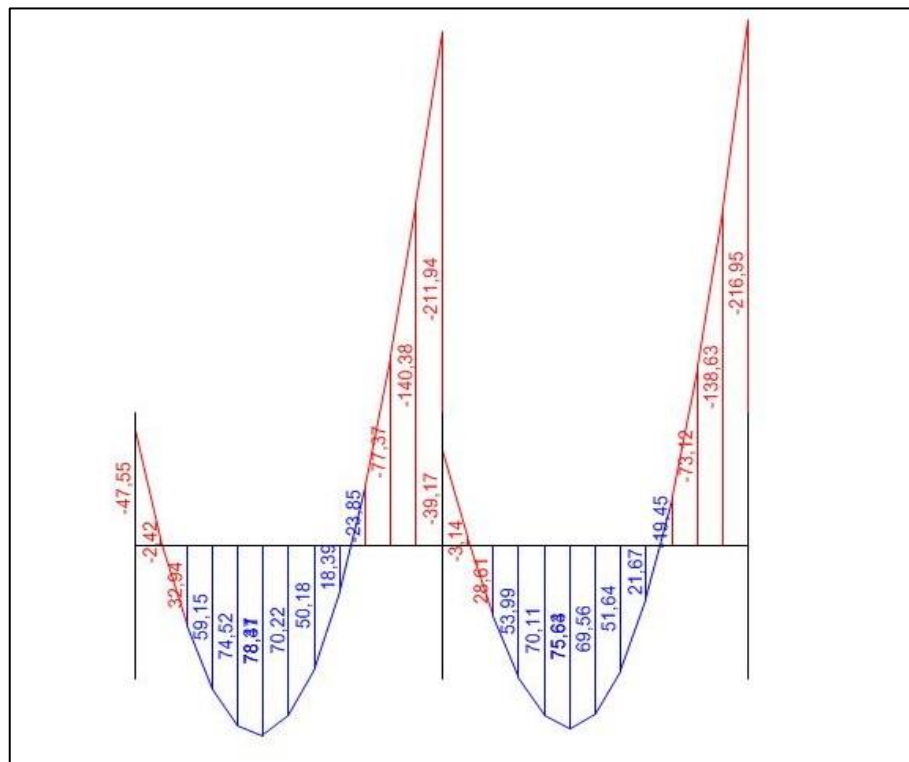
Já para o mínimo esforço cortante, a variação mais significativa também se encontra no tramo 1, sendo o aumento de 16,13% em relação ao modelo

indeslocável. Não houveram variações significativas em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.4.3.2 Momento fletor

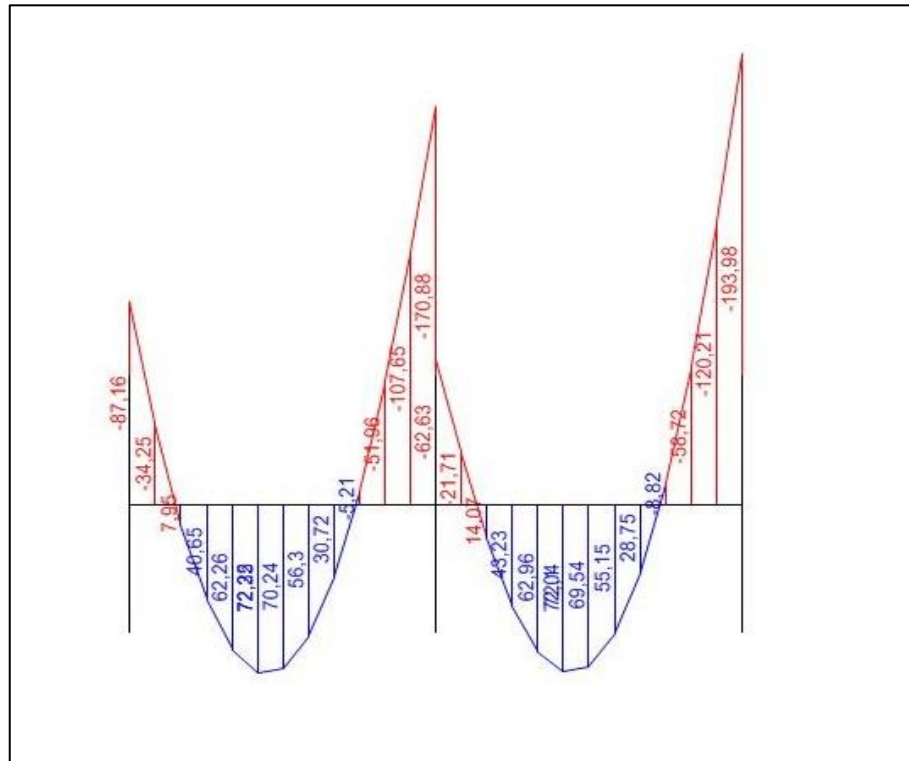
Os diagramas de momento fletor referentes ao pórtico C do ELU 2 são apresentados nas Figuras 43, 44 e 45 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 19 e 20.

Figura 43 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 2



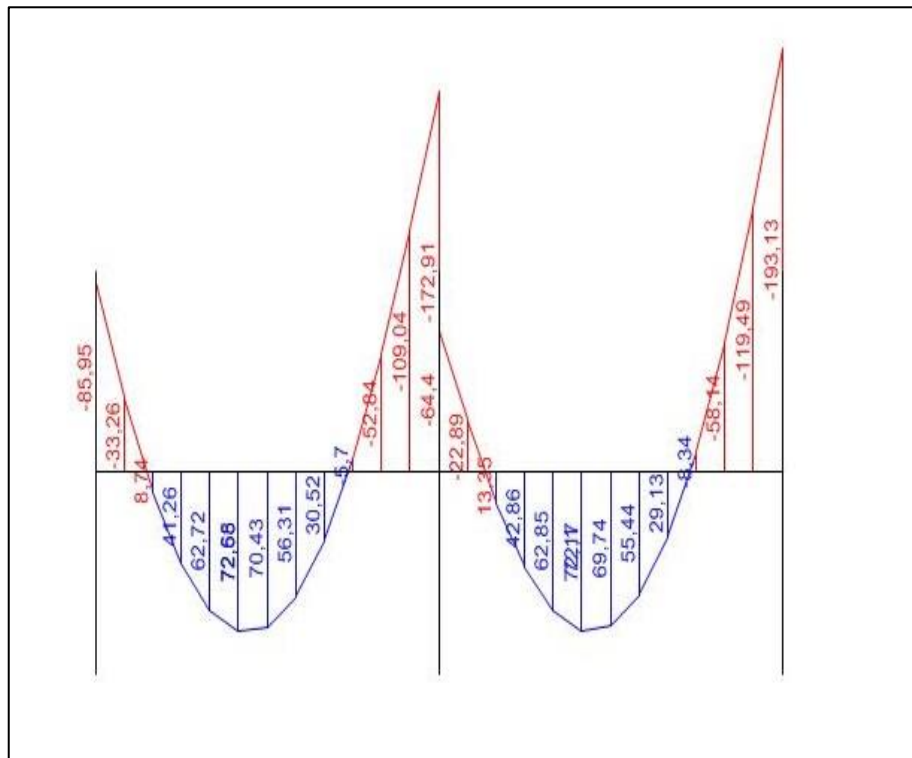
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 44 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 2



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 45 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 2



Fonte: Autoria própria

Tabela 19 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico C, ELU 2

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	78,31	72,33	72,68	-7,19%	0,48%
		Tramo 2	75,63	72,04	72,11	-4,65%	0,10%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 20 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico C, ELU 2

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 2	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	211,94	170,88	172,91	-18,42%	1,19%
		Tramo 2	216,95	193,98	193,13	-10,98%	-0,44%	

Fonte: Autoria própria

As variações entre modelos do pórtico C relativas aos momentos fletores máximos não são significativas.

Já para o mínimo momento fletor, a variação mais significativa se encontra no tramo 1 na relação entre modelo proposto e modelo indeslocável, sendo esta uma diminuição de 18,42%.

5.5 Estado Limite Último 3

O ELU 3, conforme já demonstrado pela Equação 30, tem a ação do vento considerada na direção X, logo, os Pórticos analisados para tal combinação são os pórticos 1 e 2. O pórtico 3 não é apresentado por questões de simetria com o pórtico 1.

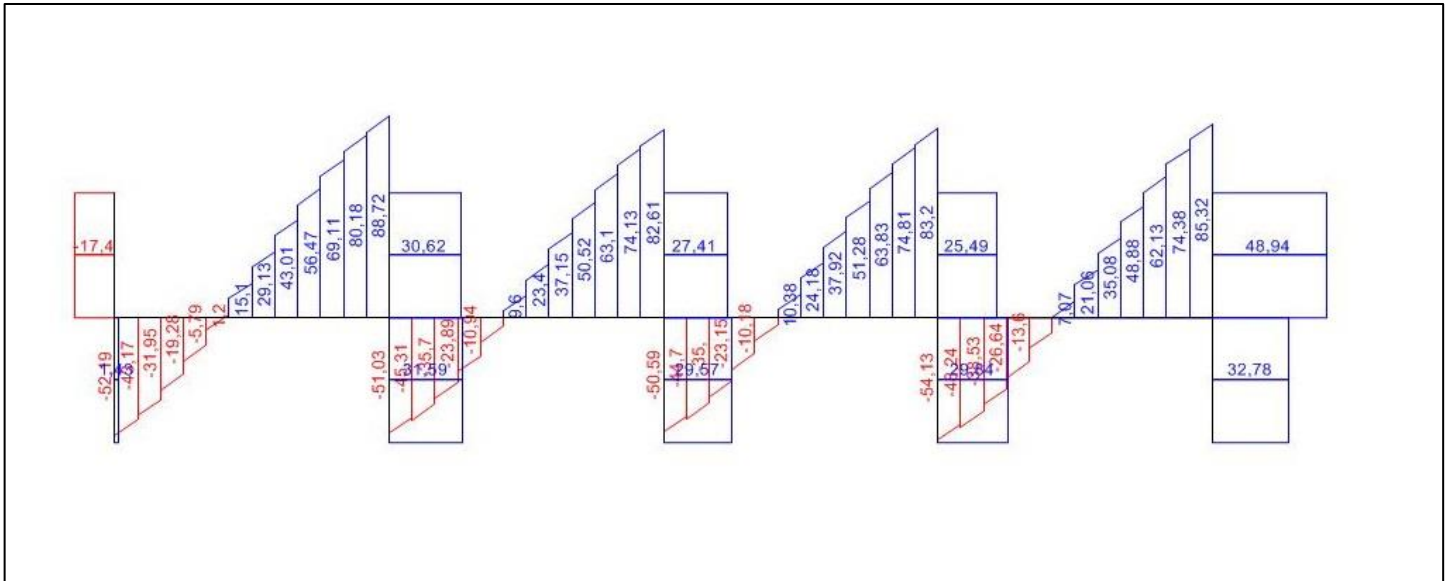
5.5.1 Pórtico 1

5.5.1.1 Esforço cortante

As Figuras 46, 47 e 48 apresentam os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 21 contém os valores para o máximo esforço cortante de cada elemento do pórtico apresentado, além da

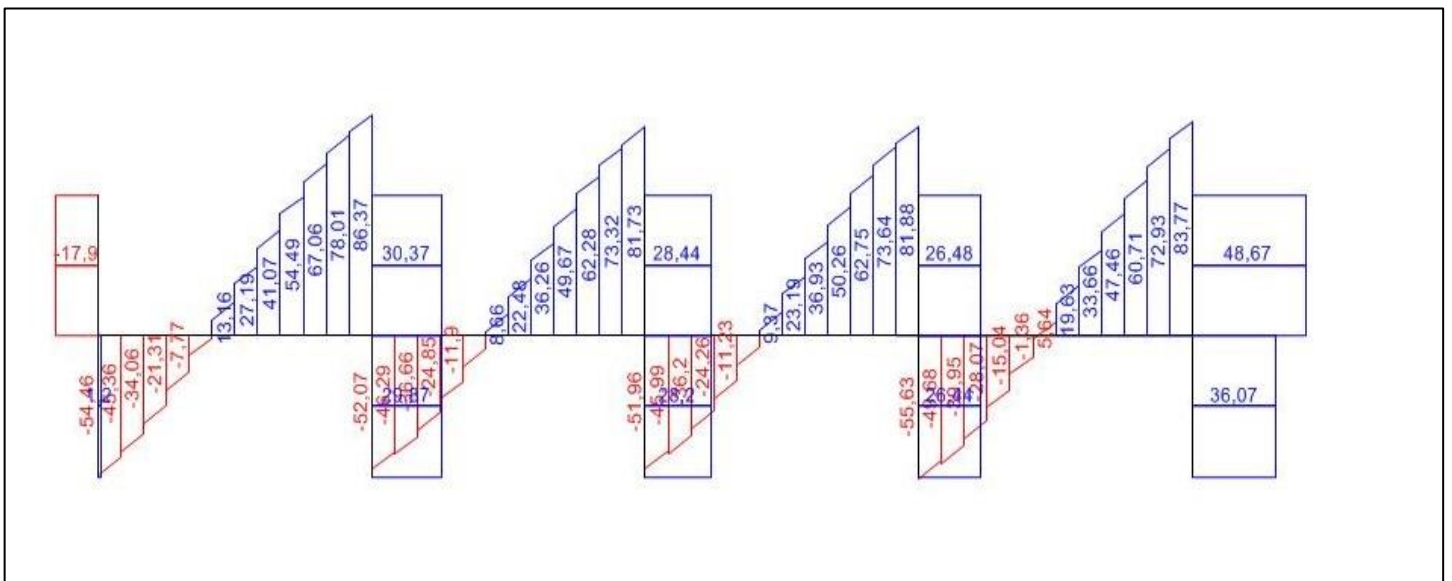
porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 22 contém as mesmas informações para o mínimo esforço cortante observado.

Figura 46 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 1, ELU 3



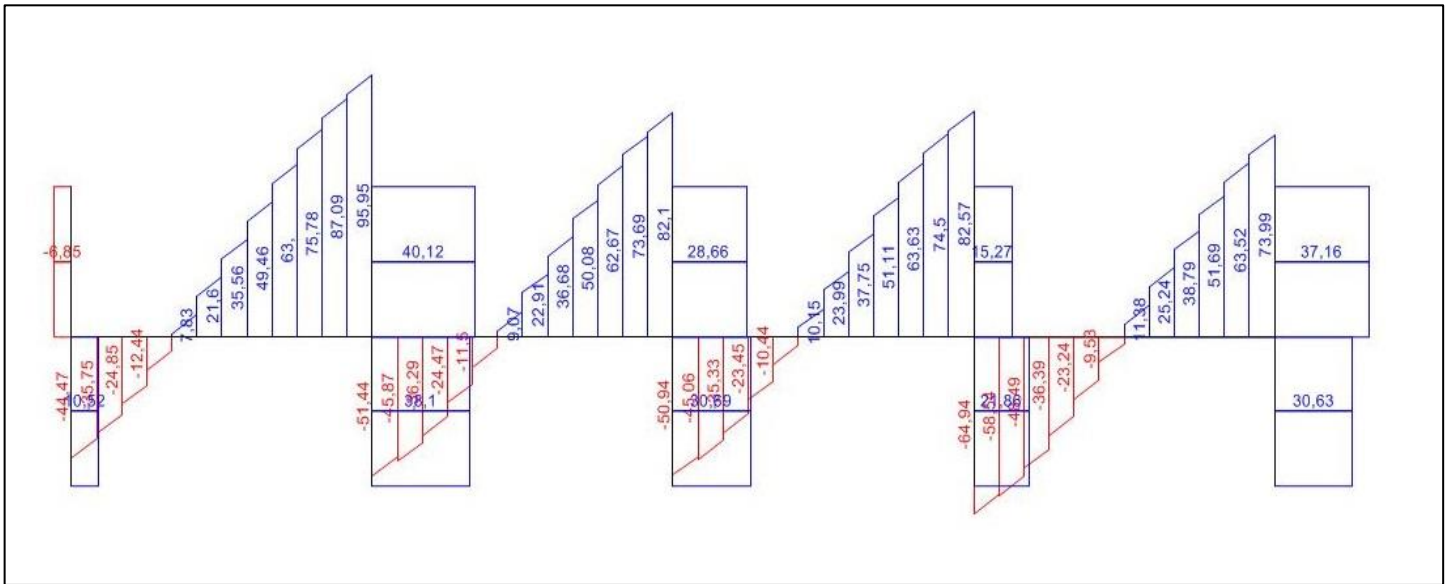
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 47 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 1, ELU 3



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 48 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico 1, ELU 3



Fonte: Autoria própria

Tabela 21 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 3

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	1	Viga	Tramo 1	88,72	86,37	95,95	8,15%	11,09%
			Tramo 2	82,61	81,73	82,1	-0,62%	0,45%
			Tramo 3	83,2	81,88	82,57	-0,76%	0,84%
			Tramo 4	85,32	83,77	73,99	-13,28%	-11,67%
		Pilar	Pilar 11	-	-	-	-	-
			Pilar 12	31,59	29,87	38,1	20,61%	27,55%
			Pilar 13	29,57	28,2	30,69	3,79%	8,83%
			Pilar 14	29,54	26,44	24,86	-15,84%	-5,98%
			Pilar 15	48,94	48,67	37,16	-24,07%	-23,65%

Fonte: Autoria própria

Tabela 22 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 1, ELU 3

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	1	Viga	Tramo 1	52,19	54,46	44,47	-14,79%	-18,34%
			Tramo 2	51,03	52,07	51,44	0,80%	-1,21%
			Tramo 3	50,59	51,96	50,94	0,69%	-1,96%
			Tramo 4	54,13	55,63	64,94	19,97%	16,74%
		Pilar	Pilar 11	17,4	17,9	6,85	-60,63%	-61,73%

Fonte: Autoria própria

Conforme pode ser observado nos diagramas anteriores e nas tabelas resumo, os tramos da viga que sofreram maior variação em seus valores máximos e mínimos foram o primeiro e o último (tramos 1 e 4).

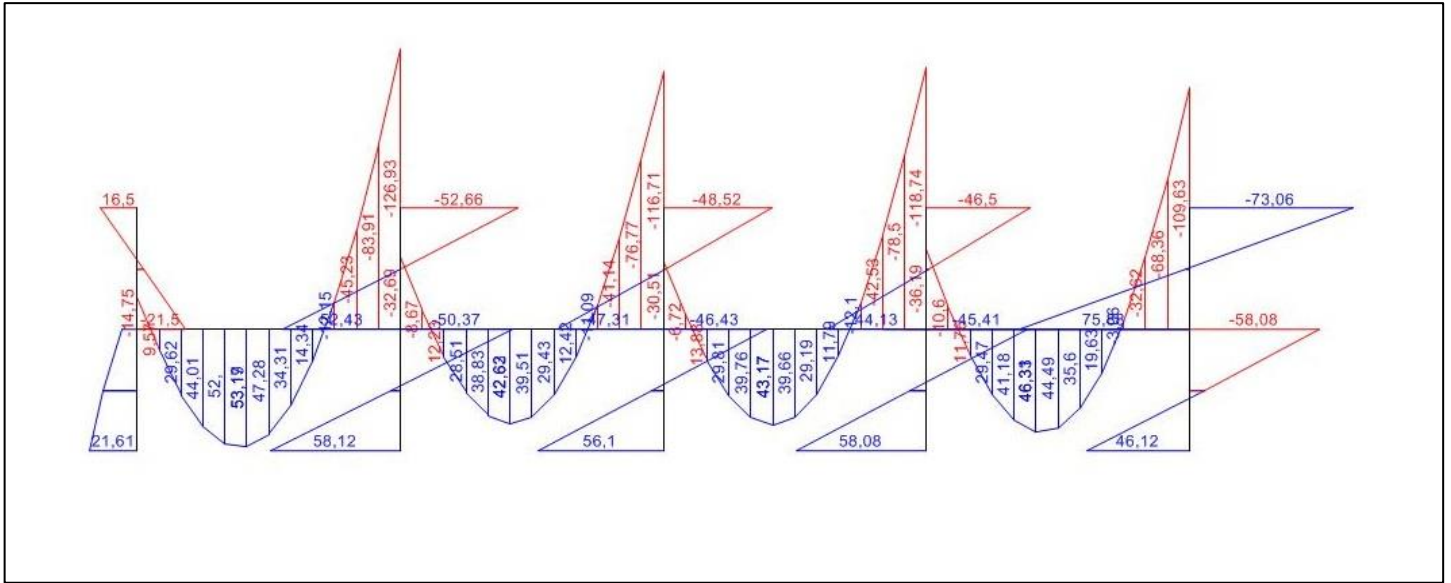
Quanto ao esforço cortante máximo, a maior variação observada se dá no tramo 4, onde ocorre a diminuição de esforços de 13,28% em relação ao modelo indeslocável e 11,67% em relação ao modelo de Ruas (2015). Já para o mínimo esforço cortante, a maior variação é do aumento de 19,97% em relação ao modelo indeslocável no tramo 4 e de diminuição de 18,34% em relação ao modelo de Ruas (2015) no tramo 1.

Já para os pilares, a maior variação ocorre no pilar 1, onde há a diminuição do mínimo esforço cortante de 60,63% em relação ao modelo indeslocável e 61,73% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.5.1.2 Momento fletor

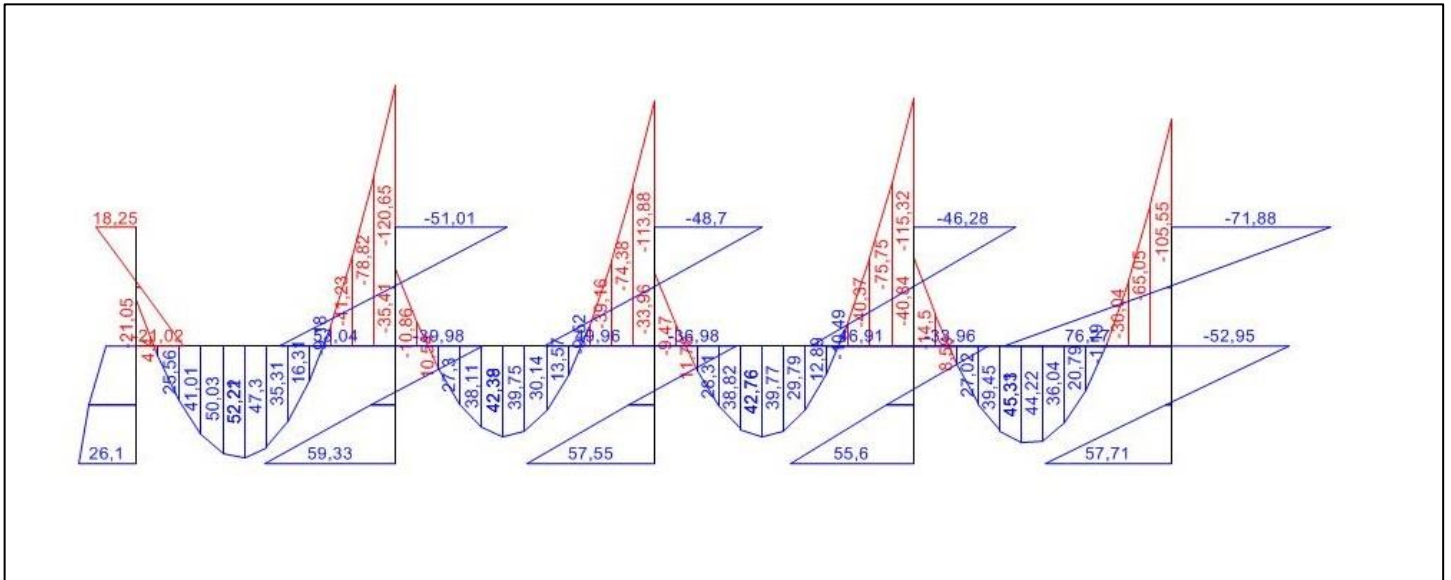
As Figuras 49, 50 e 51 apresentam os diagramas de momento fletor para os modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 23 contém os valores de momento fletor máximo de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 24 contém as mesmas informações para o momento fletor mínimo observado.

Figura 49 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 1, ELU 3



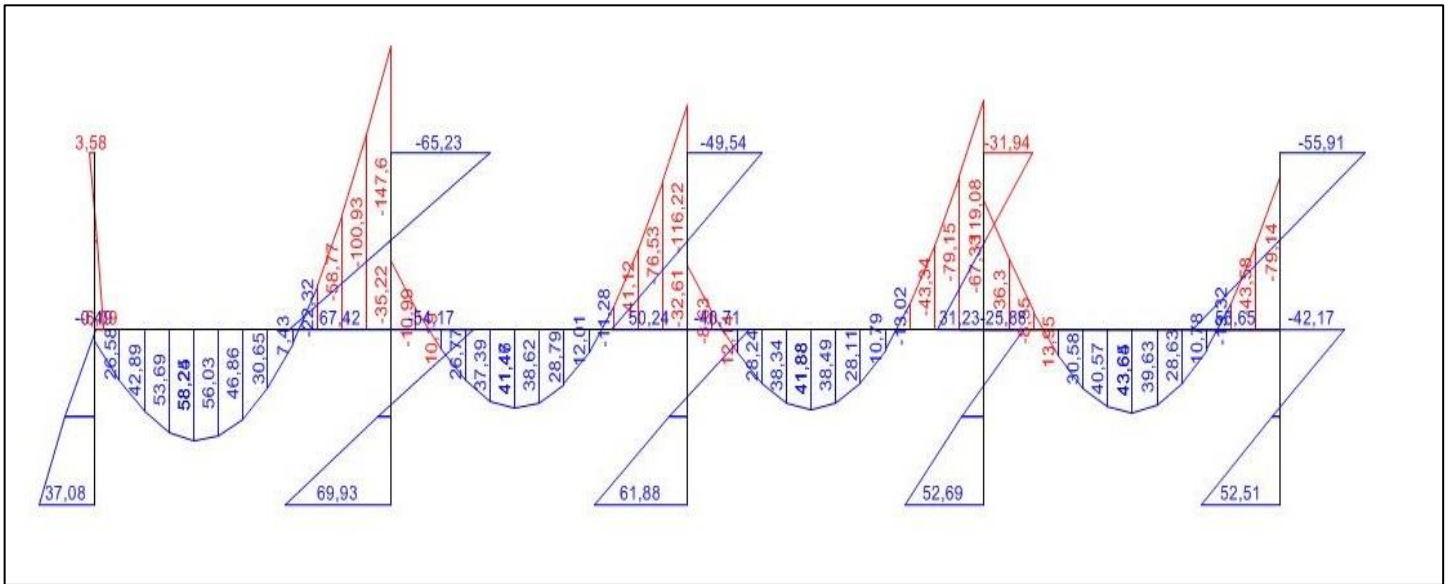
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 50 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 1, ELU 3



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 51 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 1, ELU 3



Fonte: Autoria própria

Tabela 23 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 1, ELU 3

Variação entre modelos para o máximo de momento fletor								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	1	Viga	Tramo 1	53,19	52,22	58,26	9,53%	11,57%
			Tramo 2	42,63	42,39	42,48	-0,35%	0,21%
			Tramo 3	43,17	42,76	41,88	-2,99%	-2,06%
			Tramo 4	46,33	45,33	43,64	-5,81%	-3,73%
		Pilar	Pilar 11	21,61	26,1	37,08	71,59%	42,07%
			Pilar 12	58,12	59,33	69,93	20,32%	17,87%
			Pilar 13	56,1	57,55	61,88	10,30%	7,52%
			Pilar 14	58,08	55,6	52,69	-9,28%	-5,23%
			Pilar 15	75	76,27	56,65	-24,47%	-25,72%

Fonte: Autoria própria

Tabela 24 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 1, ELU 3

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 3	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	1	Viga	Tramo 1	126,93	120,65	147,6	16,28%	22,34%
			Tramo 2	116,71	113,88	116,22	-0,42%	2,05%
			Tramo 3	118,74	115,32	119,08	0,29%	3,26%
			Tramo 4	109,63	105,65	79,14	-27,81%	-25,09%
		Pilar	Pilar 11	21,5	21,02	0,49	-97,72%	-97,67%
			Pilar 12	52,66	51,01	65,23	23,87%	27,88%
			Pilar 13	48,52	48,7	49,54	2,10%	1,72%
			Pilar 14	46,5	46,28	31,94	-31,31%	-30,99%
			Pilar 15	73,06	71,88	55,91	-23,47%	-22,22%

Fonte: Autoria própria

Conforme pode ser observado nos diagramas de momento fletor e nas tabelas resumo, o tramo da viga que sofreu maior variação em seu valor máximo é o tramo 1, com um aumento de 9,53% em relação ao modelo indeslocável e 11,57% em relação ao modelo de Ruas (2015). Já para valores mínimos, as maiores variações ocorrem no tramo 4, sendo a diminuição de seus valores em 27,81% em relação ao modelo indeslocável e 25,09% em relação ao modelo de Ruas (2015).

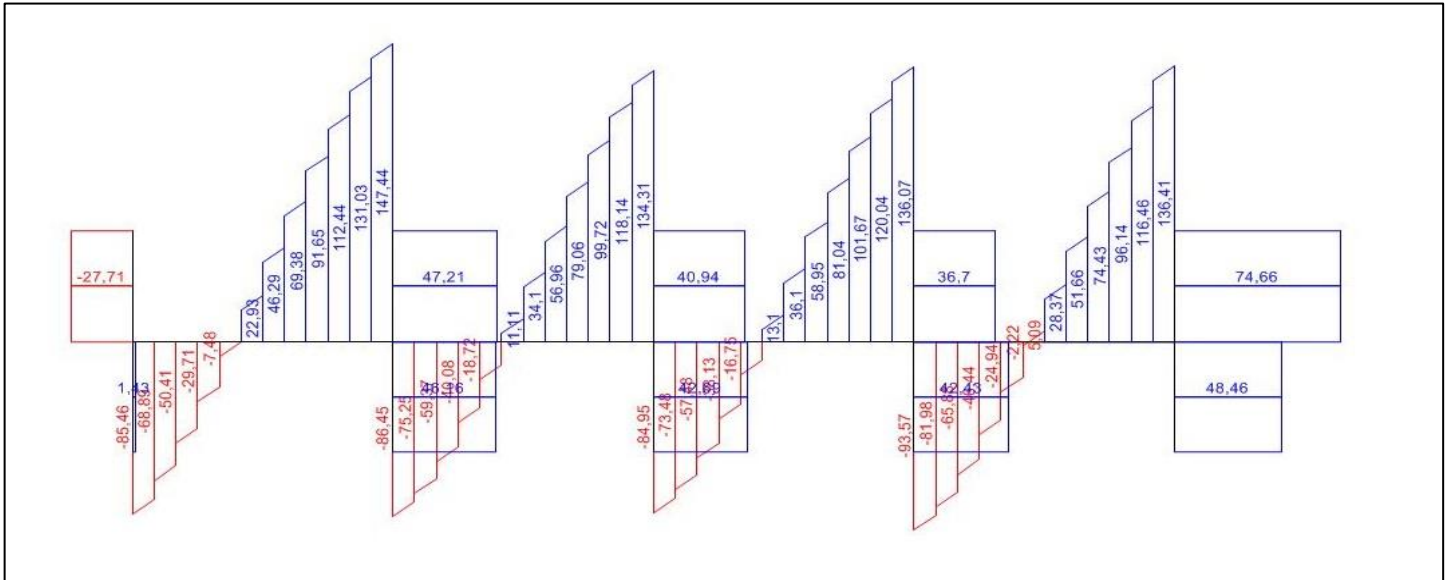
Quanto aos pilares, a maior variação ocorre no pilar 1 para o máximo momento fletor, sendo um aumento de 71,59% em relação ao modelo indeslocável e 42,07% em relação ao modelo de Ruas (2015). Para o mínimo momento fletor, a variação mais significativa também ocorre no pilar 1, com a diminuição de 97,72% em relação ao modelo indeslocável e 97,67% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.5.2 Pórtico 2

5.5.2.1 Esforço cortante

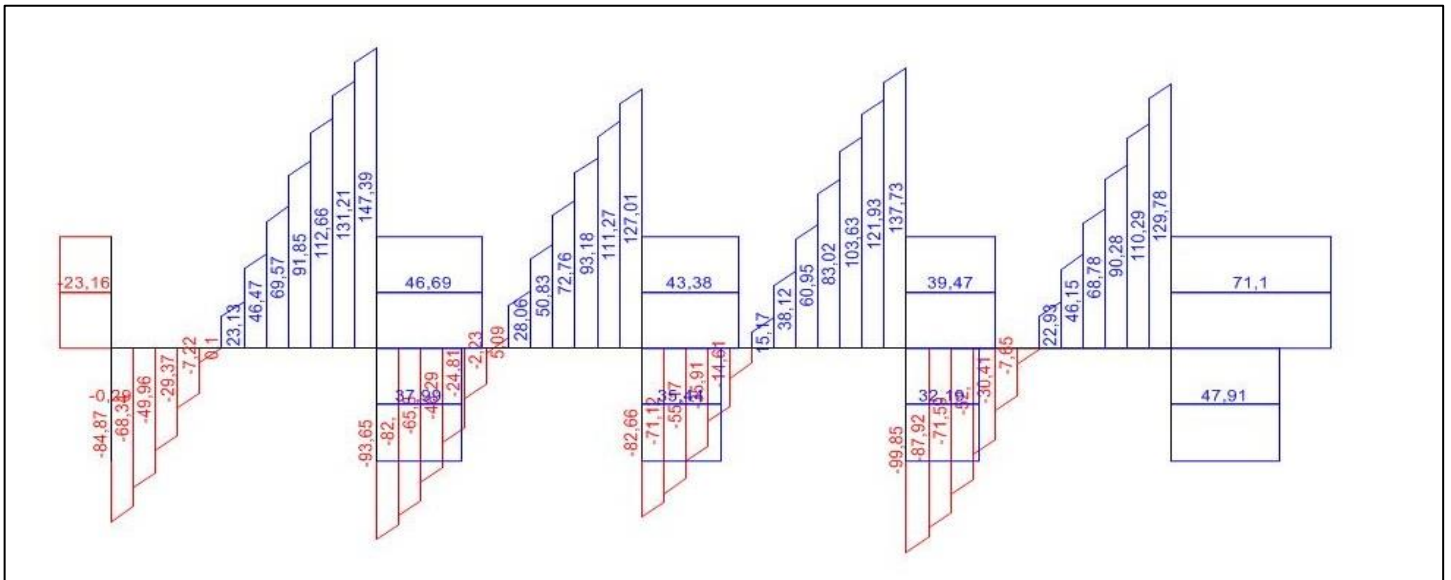
Os diagramas de esforço cortante do pórtico 2 do estado limite último 3 são apresentados nas Figuras 52, 53 e 54 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 25 e 26.

Figura 52 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 3



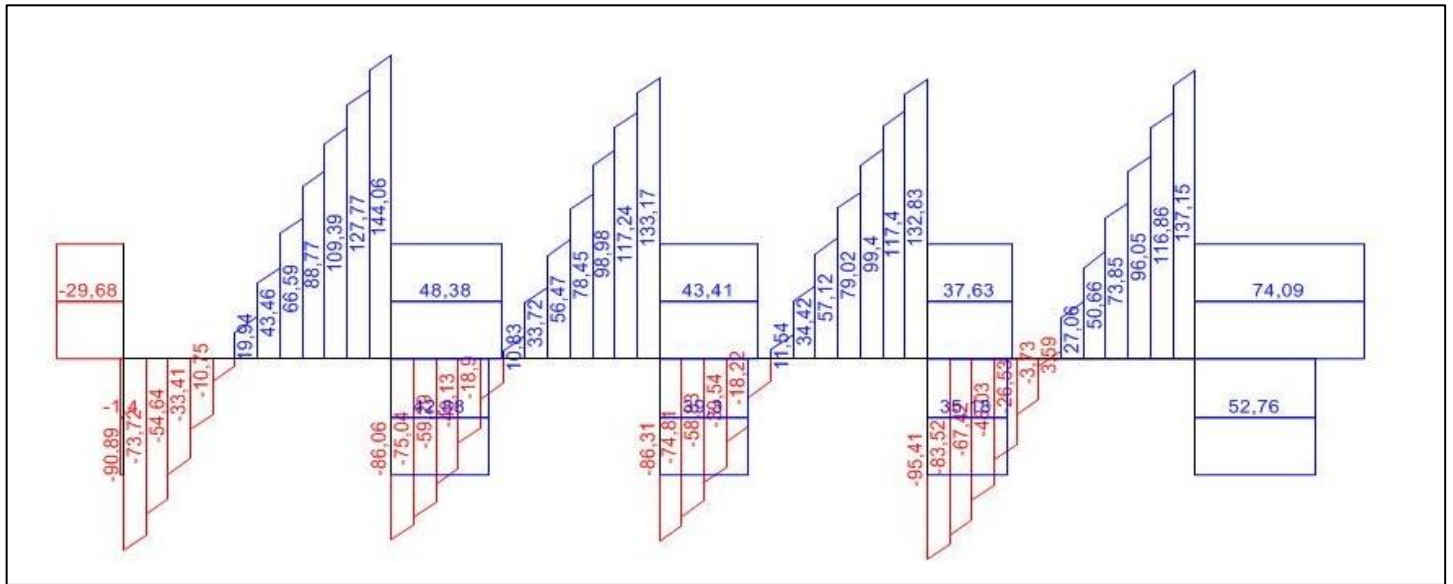
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 53 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 3



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 54 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 3



Fonte: Autoria própria

Tabela 25 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 3

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	2	Viga	Tramo 1	147,44	147,39	144,06	-2,29%	-2,26%
			Tramo 2	134,31	127,01	133,17	-0,85%	4,85%
			Tramo 3	136,07	137,73	132,83	-2,38%	-3,56%
			Tramo 4	136,41	129,78	137,15	0,54%	5,68%
		Pilar	Pilar 6	-	-	-	-	-
			Pilar 7	46,16	37,99	42,28	-8,41%	11,29%
			Pilar 8	42,69	35,46	39,3	-7,94%	10,83%
			Pilar 9	42,43	32,19	35,18	-17,09%	9,29%
			Pilar 10	74,66	71,1	74,09	-0,76%	4,21%

Fonte: Autoria própria

Tabela 26 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico 2, ELU 3

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	2	Viga	Tramo 1	85,46	84,87	90,89	6,35%	7,09%
			Tramo 2	86,45	93,65	86,06	-0,45%	-8,10%
			Tramo 3	84,95	82,66	86,31	1,60%	4,42%
			Tramo 4	93,57	99,85	95,41	1,97%	-4,45%
		Pilar	Pilar 6	27,71	23,16	29,68	7,11%	28,15%

Fonte: Autoria própria

Observa-se nos diagramas de momento fletor e nas tabelas resumo, que não há variação significativa para esforço cortante máximo em nenhum tramo da viga do pórtico 2.

A maior variação ocorrente nos esforços cortantes mínimos é a diminuição de 8,10% para o modelo proposto em relação ao modelo de Ruas (2015).

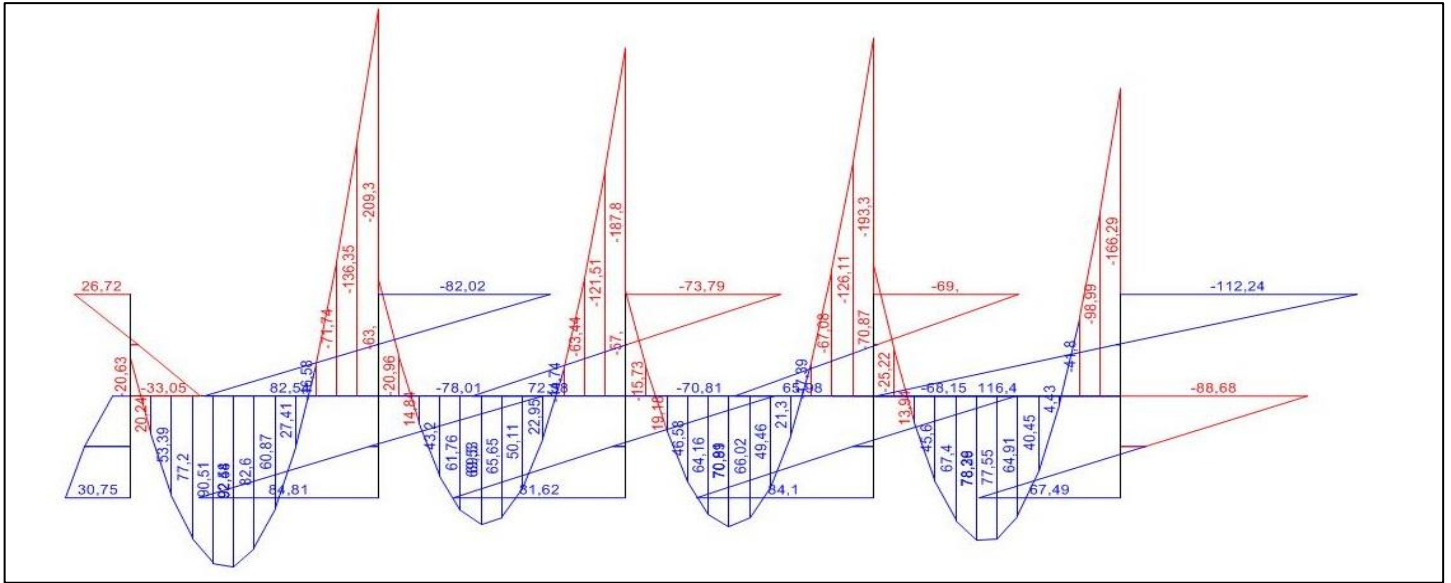
Quanto aos pilares, as maiores variações para esforço cortante máximo ocorrem no pilar 9, com a diminuição de 17,09% em relação ao modelo indeslocável e no pilar 7 com a diminuição de 11,29% em relação ao modelo de Ruas (2015).

O esforço cortante mínimo no pilar 6 teve significativa variação, que consiste em um aumento de 7,11% em relação ao modelo indeslocável e 28,15% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.5.2.2 Momento fletor

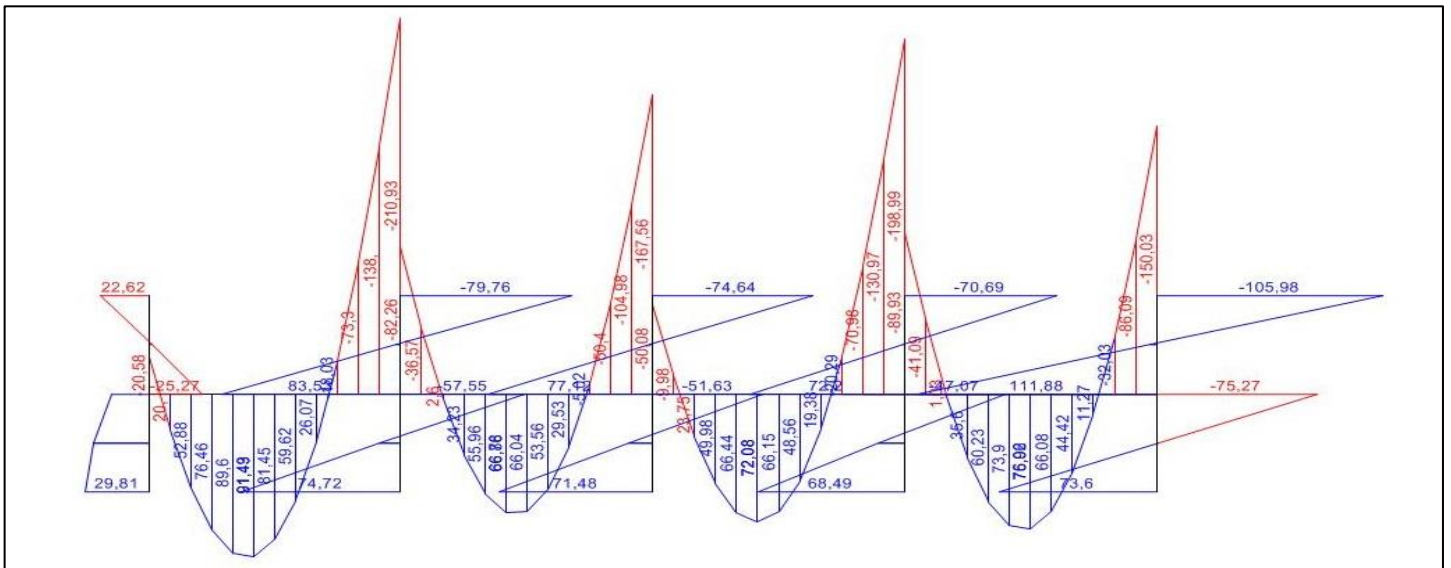
As Figuras 55, 56 e 57 representam os diagramas de momento fletor para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. As Tabelas 27 e 28 contém os valores para momento fletor máximo e mínimo dos elementos do pórtico 2, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015).

Figura 55 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico 2, ELU 3



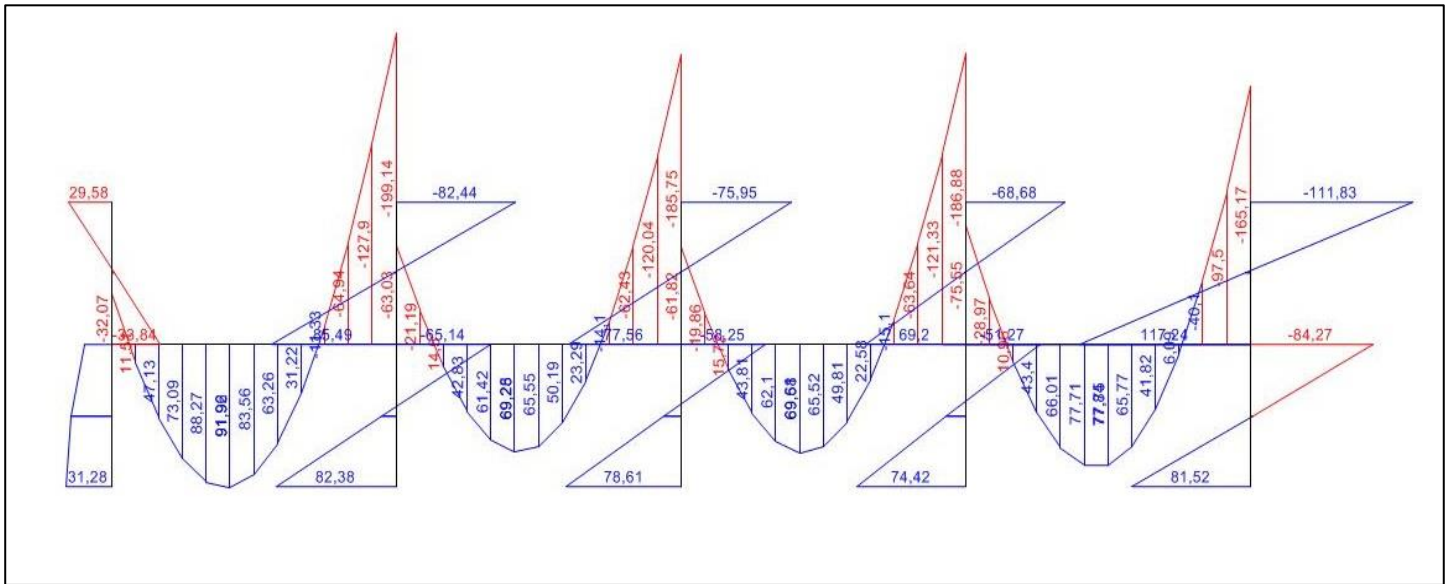
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 56 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico 2, ELU 3



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 57 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico 2, ELU 3



Fonte: Autoria própria

Tabela 27 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico 2, ELU 3

Variação entre modelos para o máximo de momento fletor								
ELU 3	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
				Viga	Tramo 1	92,68	91,49	91,98
			Tramo 2	66,58	66,28	69,28	4,06%	4,53%
			Tramo 3	70,89	72,08	69,63	-1,78%	-3,40%
			Tramo 4	78,29	76,08	77,86	-0,55%	2,34%
	2	Pilar	Pilar 6	30,75	29,81	31,28	1,72%	4,93%
			Pilar 7	84,81	74,72	82,38	-2,87%	10,25%
			Pilar 8	81,62	71,48	78,61	-3,69%	9,97%
			Pilar 9	84,1	68,49	74,42	-11,51%	8,66%
			Pilar 10	116,4	111,88	117,24	0,72%	4,79%

Fonte: Autoria própria

Tabela 28 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico 2, ELU 3

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 3	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 3	2	Viga	Tramo 1	209,3	210,93	199,14	-4,85%	-5,59%
			Tramo 2	187,8	167,56	185,75	-1,09%	10,86%
			Tramo 3	193,3	198,99	186,88	-3,32%	-6,09%
			Tramo 4	166,29	150,03	165,17	-0,67%	10,09%
		Pilar	Pilar 6	33,05	25,27	33,84	2,39%	33,91%
			Pilar 7	82,02	79,76	82,44	0,51%	3,36%
			Pilar 8	73,79	74,64	75,95	2,93%	1,76%
			Pilar 9	69	70,69	68,68	-0,46%	-2,84%
			Pilar 10	112,24	105,98	111,83	-0,37%	5,52%

Fonte: Autoria própria

A variação mais significativa para a viga do pórtico 2 devido ao momento fletor ocorre no tramo 2, para o momento mínimo, somente em relação ao modelo de Ruas (2015). Esta variação é de 10,86%. Em relação ao modelo indeslocável, não houveram variações significativas.

Nos pilares, observa-se uma diminuição do momento máximo no pilar 9 de 11,51% em relação ao modelo indeslocável. Já em relação ao modelo de Ruas (2015), a maior variação ocorre no pilar 7, com o aumento do momento máximo em 10,25%. Para os momentos mínimos nos pilares, há uma variação significativa no pilar 6, com o aumento de 33,91% do modelo proposto em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.6 Estado Limite Último 4

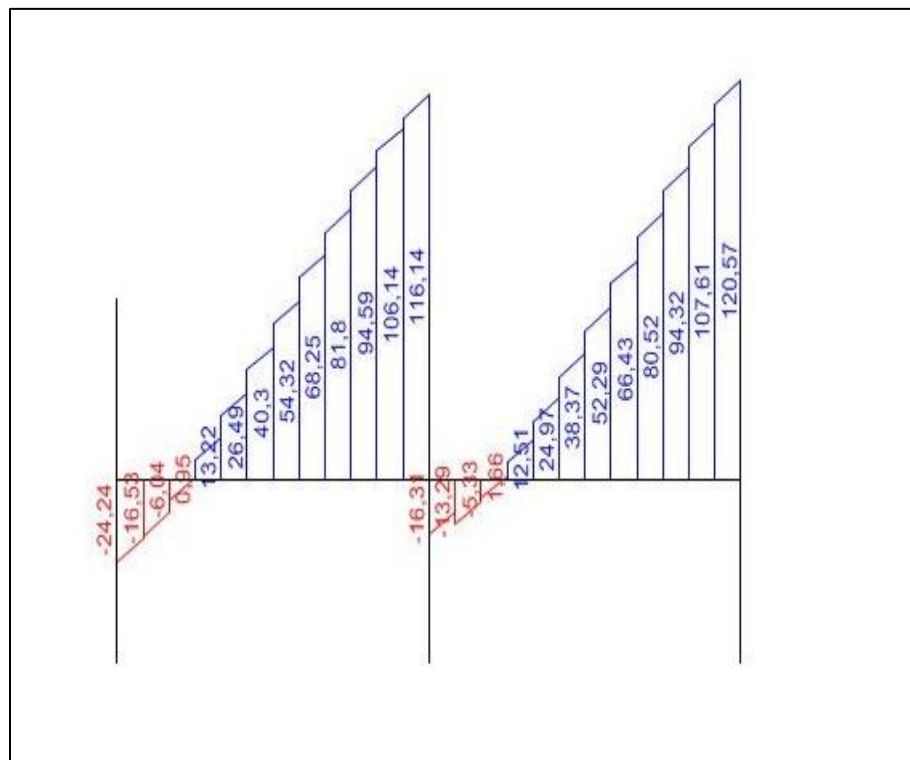
O estado limite último 4, conforme já demonstrado pela Equação 31, tem a ação do vento considerada na direção Y, logo, os Pórticos analisados para tal combinação são os pórticos A, B e C. Os pórticos D e E não são apresentados por questões de simetria com o pórtico A e B.

5.6.1 Pórtico A

5.6.1.1 Esforço cortante

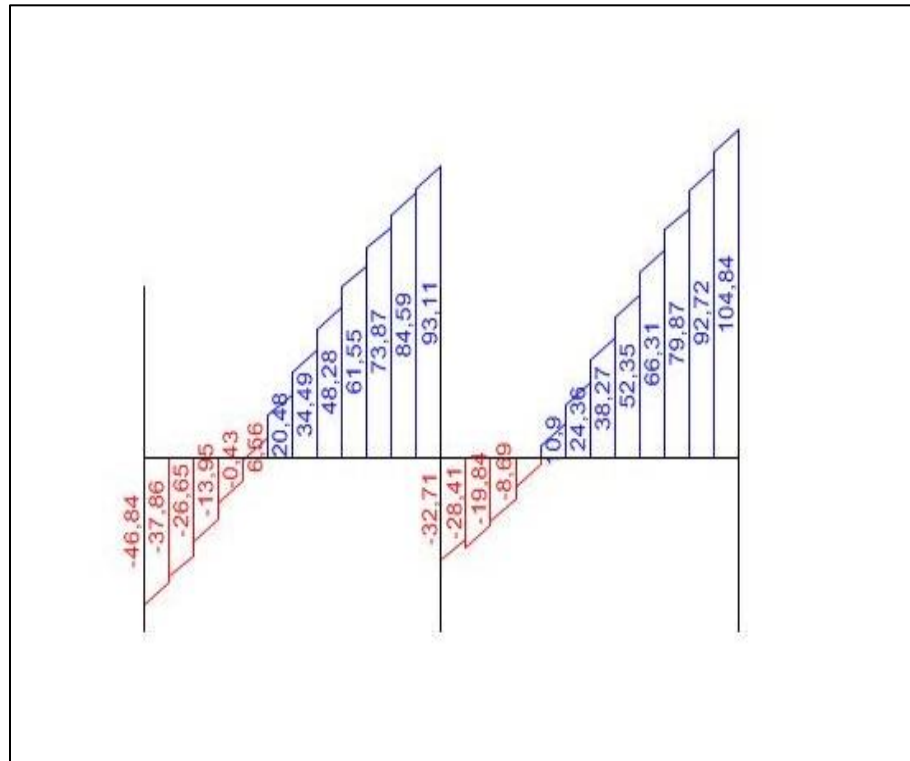
As Figuras 58, 59 e 60 apresentam os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 29 contém os valores para o máximo esforço cortante de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 30 contém as mesmas informações para o mínimo esforço cortante observado.

Figura 58 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 4



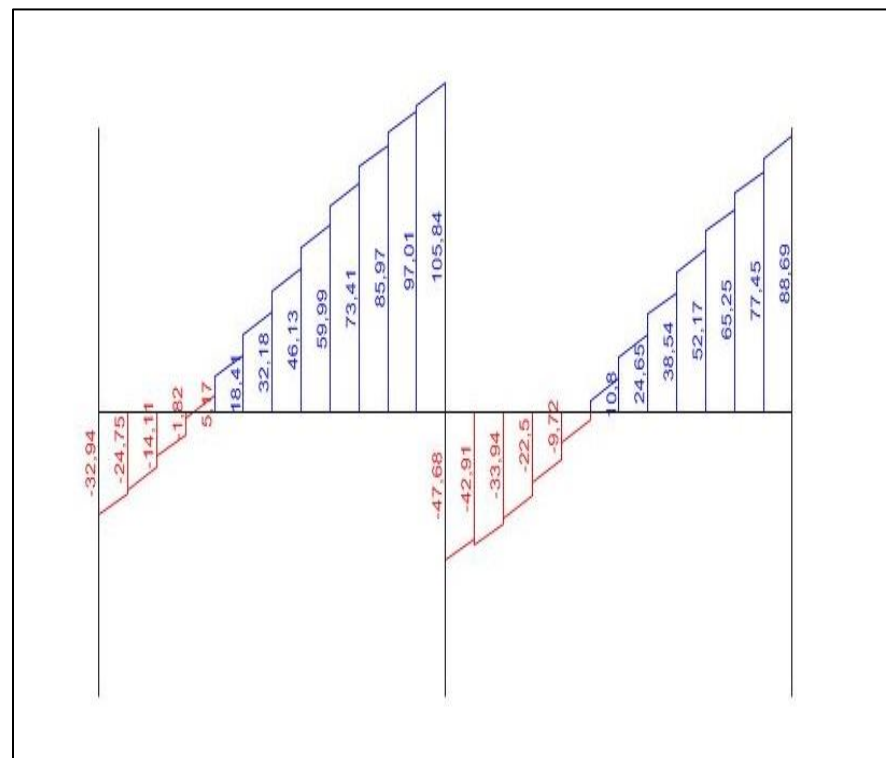
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 59 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 60 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 29 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico A, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	116,14	93,11	105,84	-8,87%	13,67%
		Tramo 2	120,57	104,84	88,69	-26,44%	-15,40%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 30 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico A, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	24,24	46,84	32,94	35,89%	-29,68%
		Tramo 2	16,31	32,71	47,68	192,34%	45,77%	

Fonte: Autoria própria

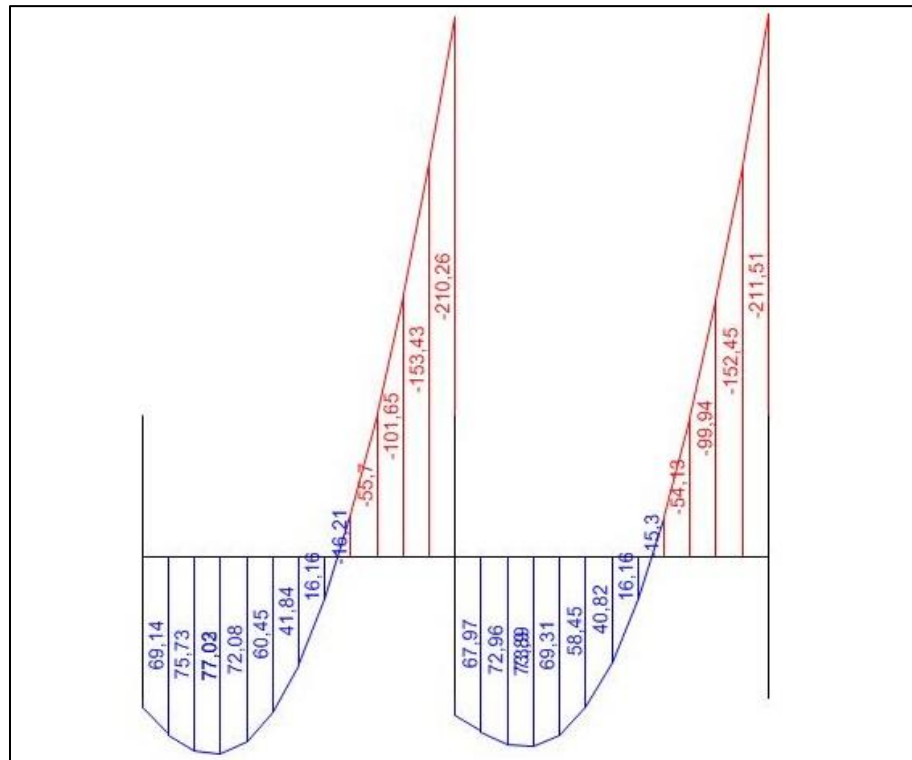
As variações entre modelos do pórtico A que ocorrem de forma mais significativa para o esforço cortante máximo são a diminuição de 26,44% em relação ao modelo indeslocável e a diminuição de 15,40% em relação ao modelo de Ruas (2015), ambas no tramo 2 da viga.

Já para o mínimo esforço cortante, as variações mais significativas também se encontram no tramo dois, sendo o aumento de 192,34% em relação ao modelo indeslocável e o aumento de 45,77% em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.6.1.2 Momento fletor

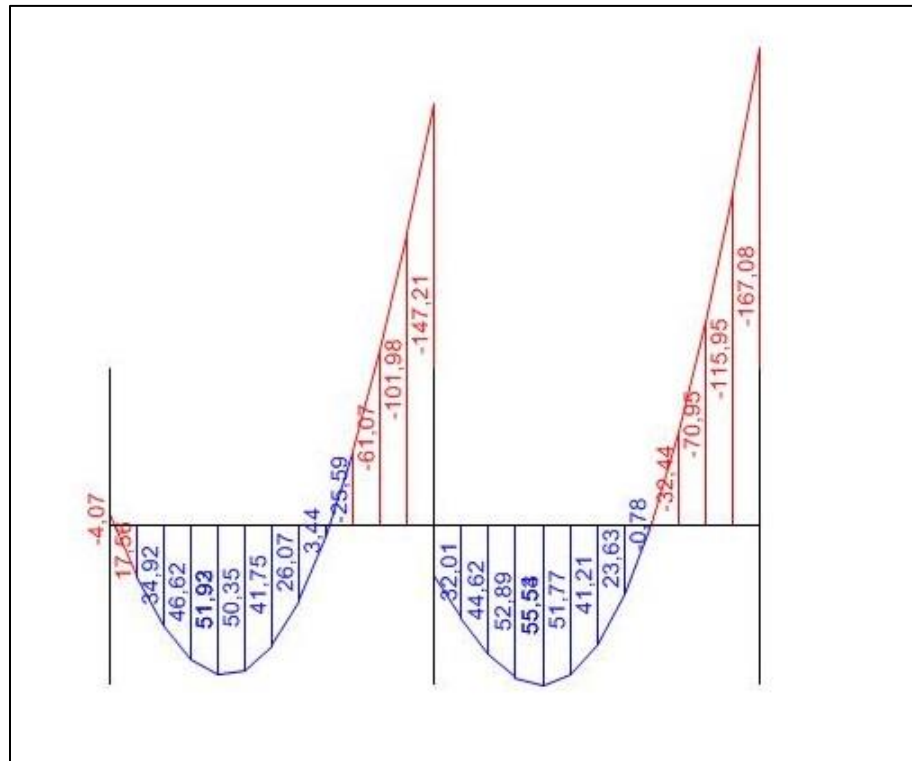
Os diagramas de momento fletor referentes ao pórtico A do ELU 4 são apresentados nas Figuras 61, 62 e 63 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 31 e 32.

Figura 61 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico A, ELU 4



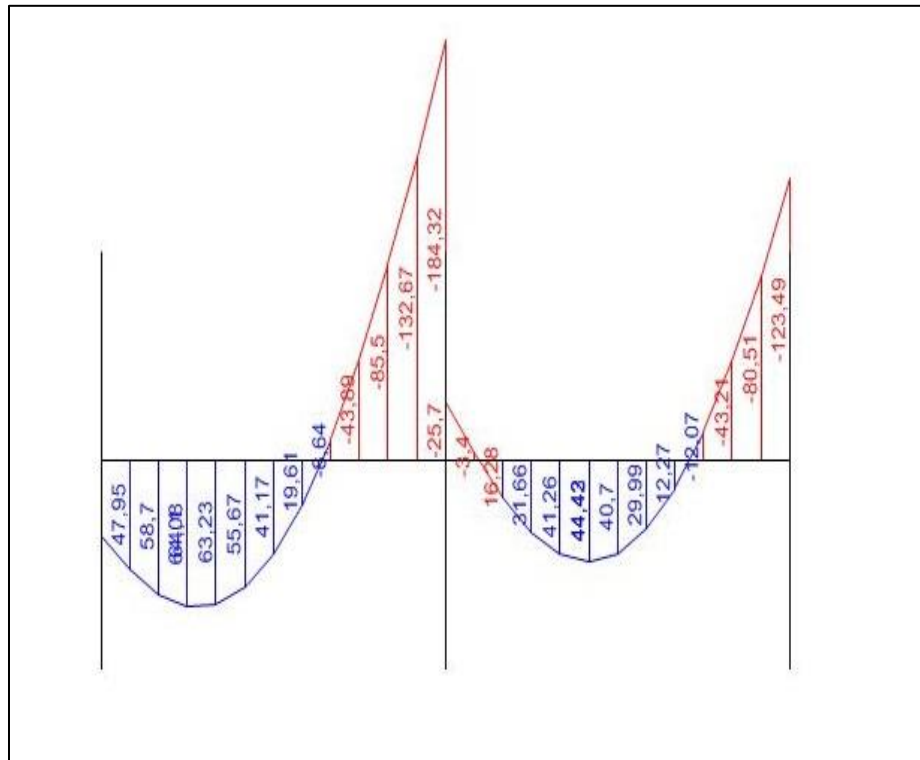
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 62 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico A, ELU 4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 63 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico A, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 31 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico A, ELU 4

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	69,14	51,93	64,08	-7,32%	23,40%
			Tramo 2	73,89	55,53	44,42	-39,88%	-20,01%

Fonte: Autoria própria

Tabela 32 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico A, ELU 4

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	A	Viga	Tramo 1	210,26	147,21	184,32	-12,34%	25,21%
			Tramo 2	211,51	167,08	123,49	-41,62%	-26,09%

Fonte: Autoria própria

As variações entre modelos do pórtico A que ocorrem de forma mais significativa para o momento fletor máximo são a diminuição de 39,88% em relação

ao modelo indeslocável e o aumento de 23,40% em relação ao modelo de Ruas (2015), sendo o primeiro no tramo 2 da viga, e o segundo no tramo 1.

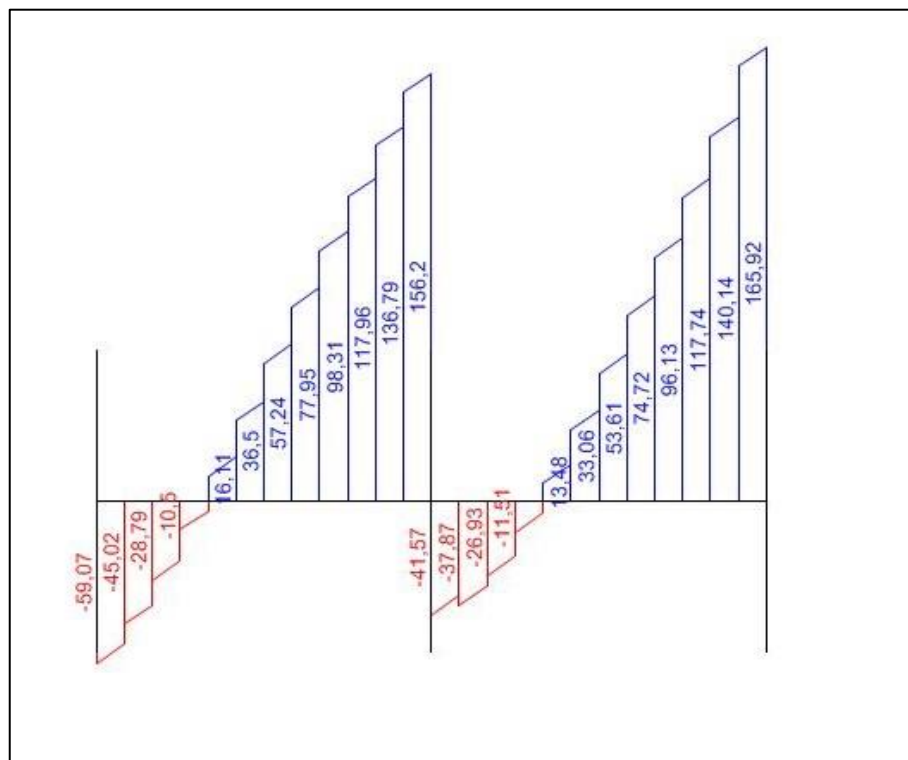
Já para o mínimo momento fletor, as variações mais significativas também se encontram no tramo 2. Na relação entre modelo proposto e modelo indeslocável, há uma diminuição de 41,62% enquanto na relação entre o modelo proposto e o modelo de Ruas (2015), ocorre a diminuição de 26,09%.

5.6.2 Pórtico B

5.6.2.1 Esforço cortante

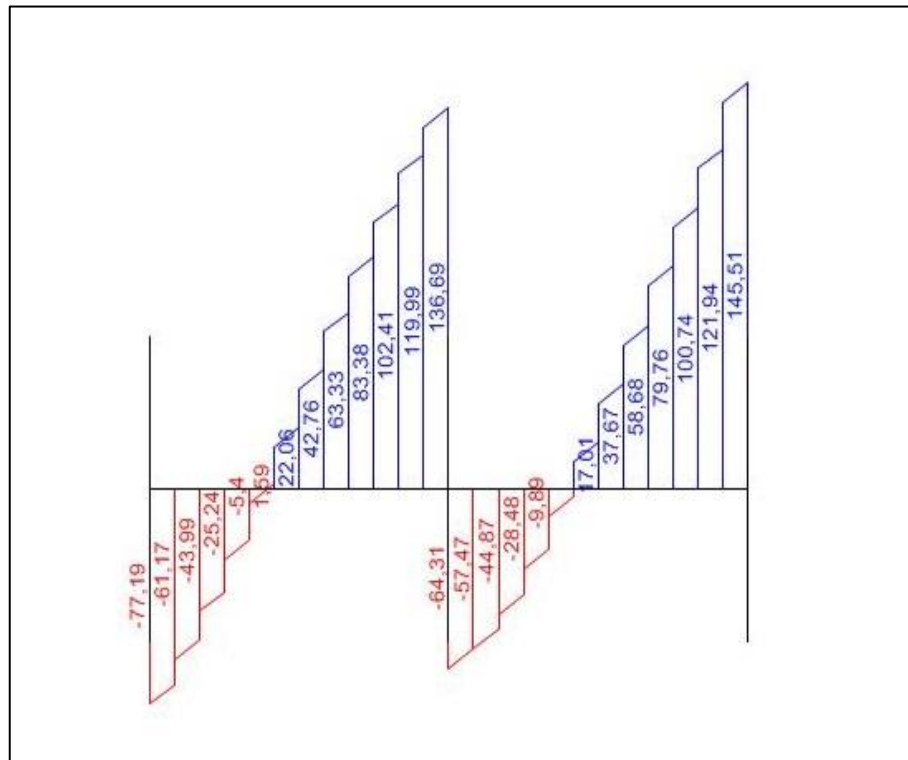
Os diagramas de esforço cortante do pórtico B do estado limite último 4 são apresentados nas Figuras 64, 65 e 66 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 33 e 34.

Figura 64 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 4



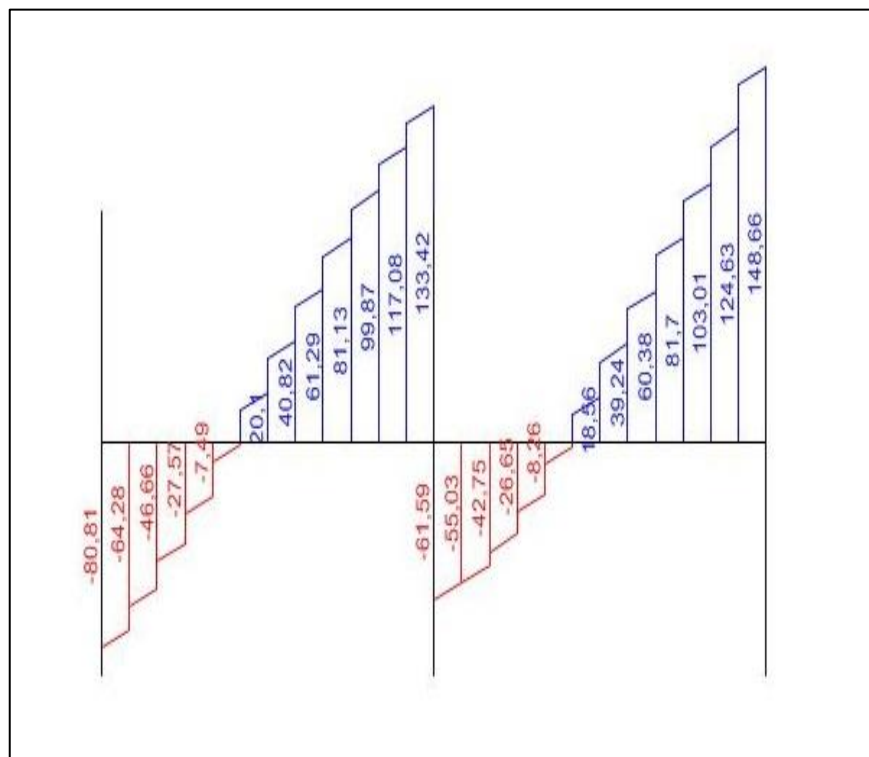
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 65 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU 4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 66 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 33 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico B, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	156,2	136,69	133,42	-14,58%	-2,39%
		Tramo 2	165,92	145,51	148,66	-10,40%	2,16%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 34 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico B, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	59,07	77,19	80,81	36,80%	4,69%
		Tramo 2	41,57	64,31	61,59	48,16%	-4,23%	

Fonte: Autoria própria

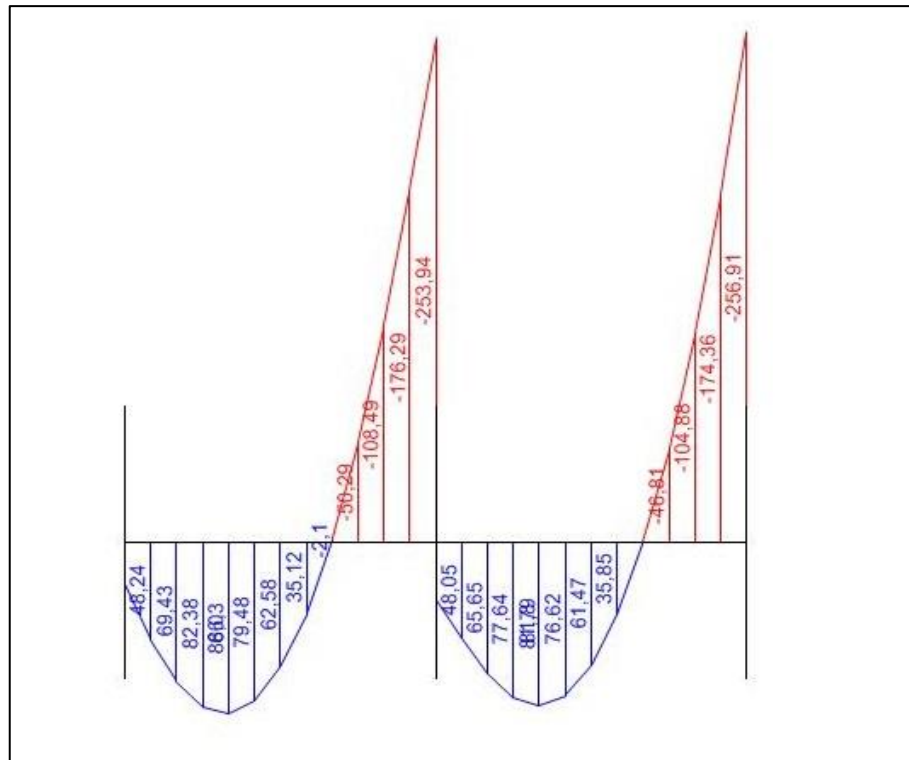
Observa-se nos diagramas de esforço cortante e nas tabelas resumo, que não há variação significativa do modelo proposto em relação ao modelo apresentado por Ruas (2015).

Já em comparação com o modelo indeslocável, o modelo proposto apresenta uma diminuição de 14,58% no esforço cortante máximo, e um aumento de 48,16% para o esforço cortante mínimo.

5.6.2.2 Momento fletor

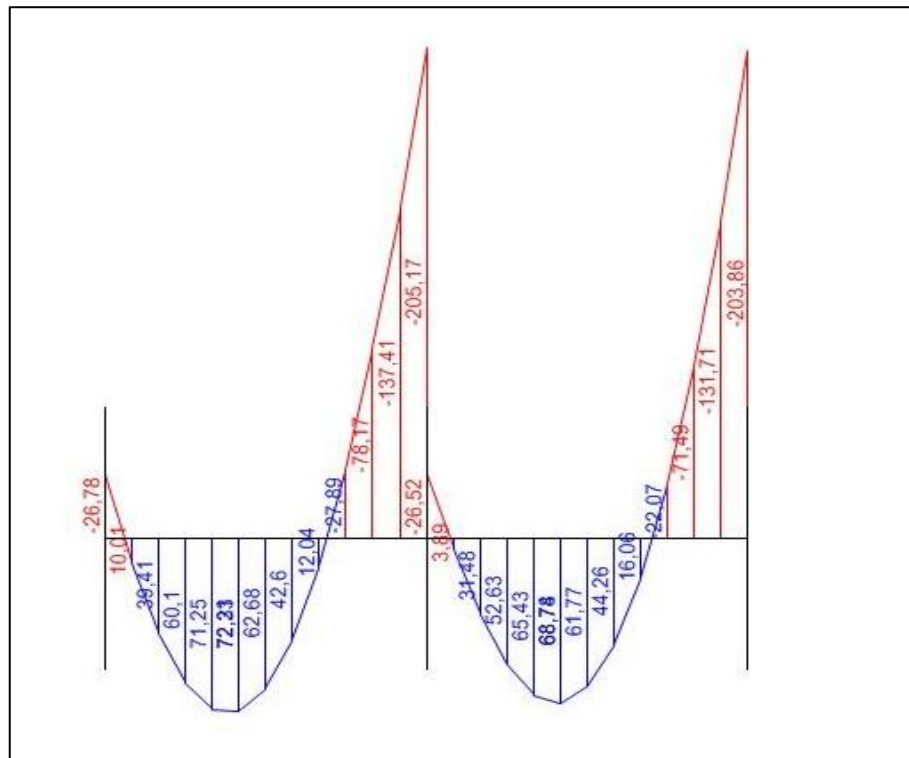
As Figuras 67, 68 e 69 apresentam os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável, modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 35 contém os valores para o máximo esforço cortante de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 36 contém as mesmas informações para o mínimo esforço cortante observado.

Figura 67 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico B, ELU 4



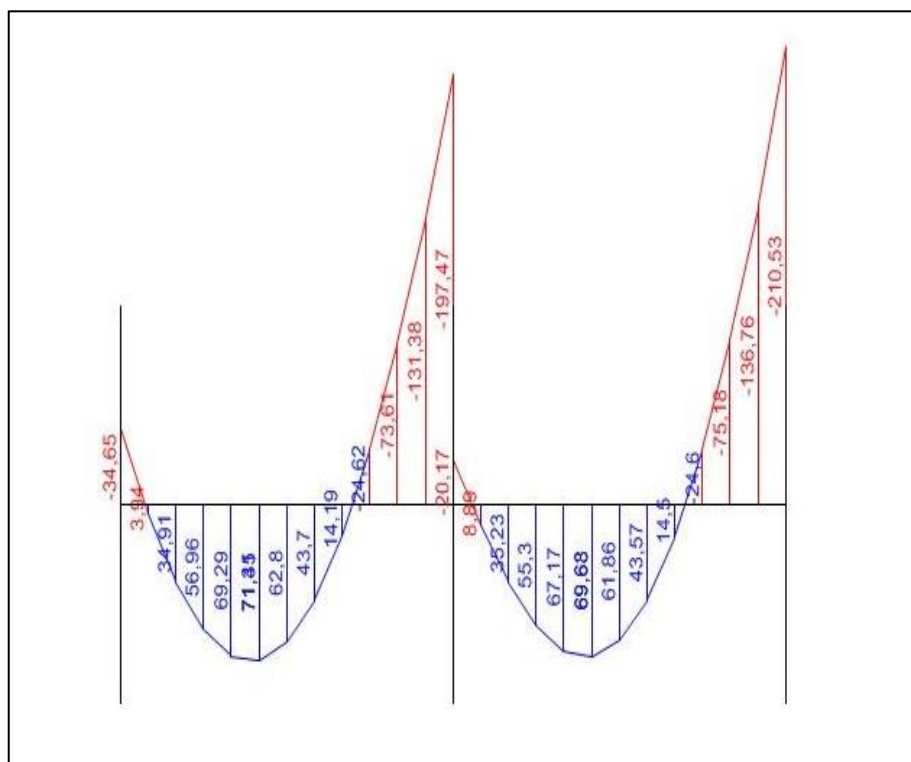
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 68 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico B, ELU4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 69 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico B, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 35 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico B, ELU 4

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	86,03	72,33	71,35	-17,06%	-1,35%
		Tramo 2	81,79	68,78	69,68	-14,81%	1,31%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 36 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico B, ELU 4

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	B	Viga	Tramo 1	253,94	205,17	197,47	-22,24%	-3,75%
		Tramo 2	256,91	203,86	210,53	-18,05%	3,27%	

Fonte: Autoria própria

As variações do modelo proposto em relação ao modelo de Ruas (2015) não foram significativas para o pórtico B.

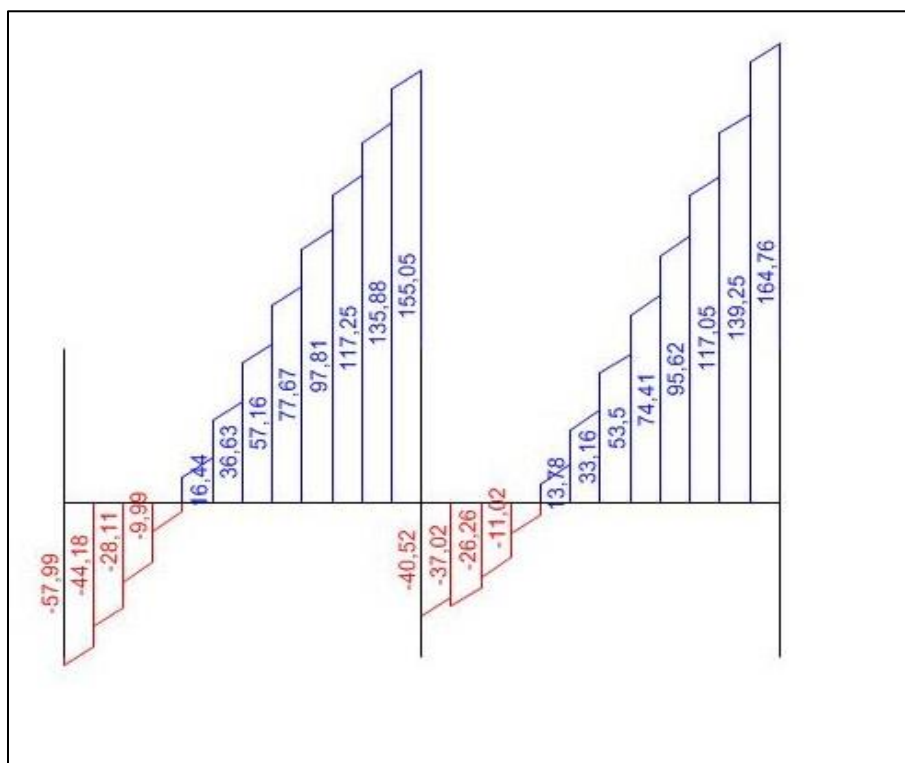
Para o máximo momento fletor, a maior variação do modelo proposto em comparação com o modelo indeslocável é a diminuição de 17,06% no tramo 1. Também no tramo 1 observa-se a maior variação entre modelo proposto e modelo indeslocável, sendo esta uma diminuição de 22,24%.

5.6.3 Pórtico C

5.6.3.1 Esforço cortante

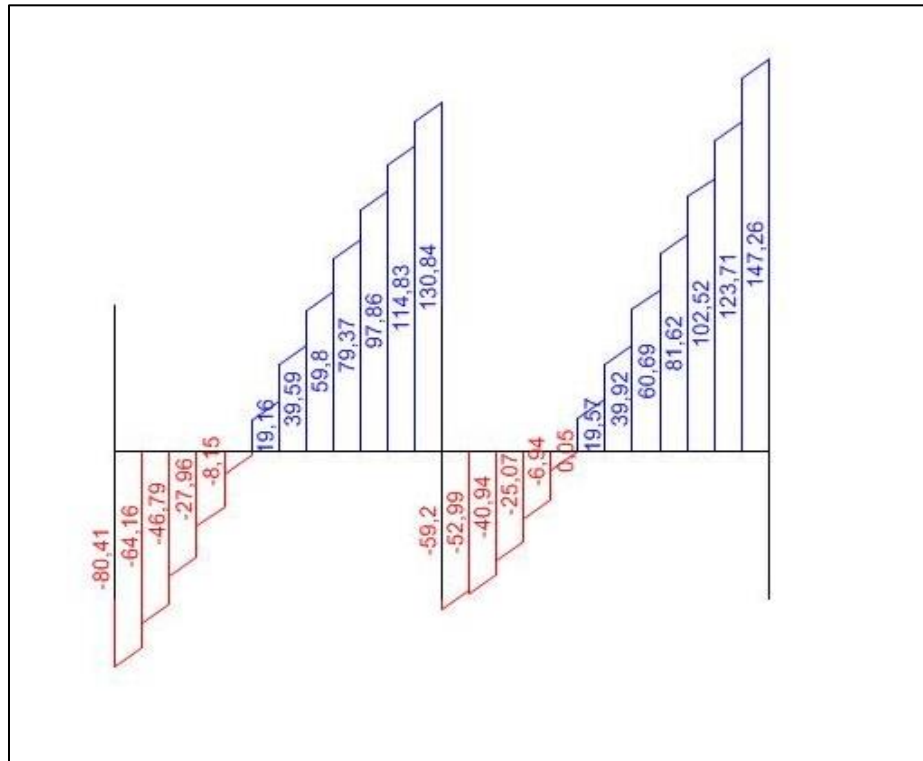
Os diagramas de esforço cortante do pórtico C do estado limite último 4 são apresentados nas Figuras 70, 71 e 72 sendo, respectivamente, dos modelos indeslocável, de Ruas (2015) e proposto no presente trabalho. O resumo de valores de esforços e as variações ocorrentes nos valores máximos e mínimos do modelo proposto em relação aos outros dois modelos, é apresentado nas Tabelas 37 e 38.

Figura 70 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 4



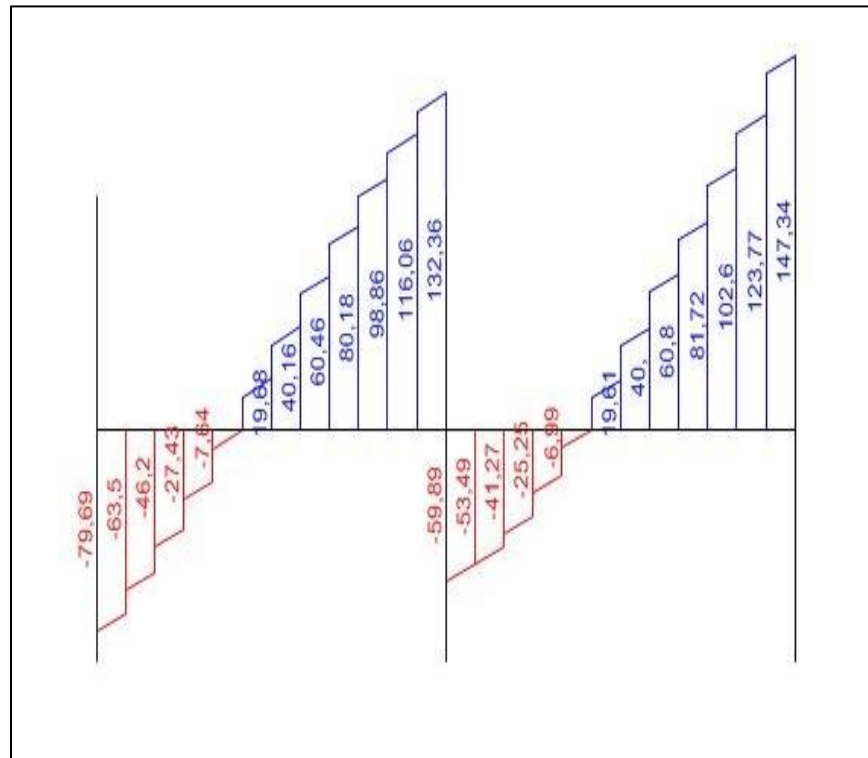
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 71 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 72 - Diagrama de esforço cortante (kN) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 37 - Resumo do máximo esforço cortante - Pórtico C, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço máximo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	155,05	130,84	132,36	-14,63%	1,16%
		Tramo 2	164,76	147,26	147,34	-10,57%	0,05%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 38 - Resumo do mínimo esforço cortante - Pórtico C, ELU 4

Variação entre modelos para o esforço mínimo cortante								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	57,99	80,41	79,69	37,42%	-0,90%
		Tramo 2	40,52	59,2	59,89	47,80%	1,17%	

Fonte: Autoria própria

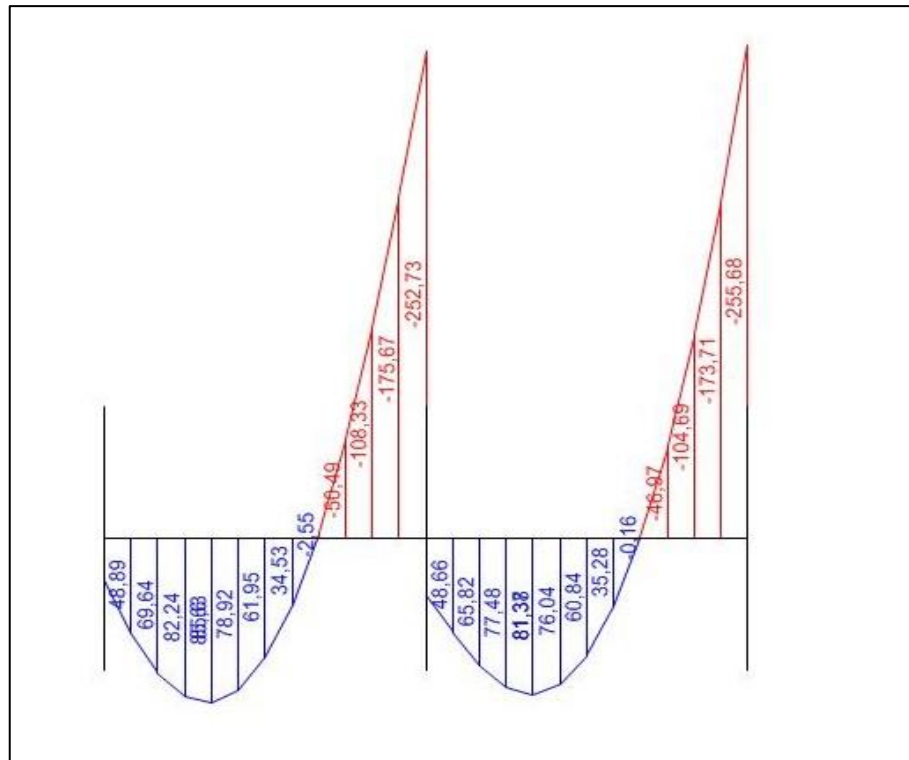
A variação entre modelos do pórtico C que ocorre de forma mais significativa para o esforço cortante máximo é a diminuição de 14,63% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável, no tramo 1.

Já para o mínimo esforço cortante, a variação mais significativa se encontra no tramo 2, sendo o aumento de 47,80% do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável. Não ocorreram variações significativas em relação ao modelo de Ruas (2015).

5.6.3.2 Momento fletor

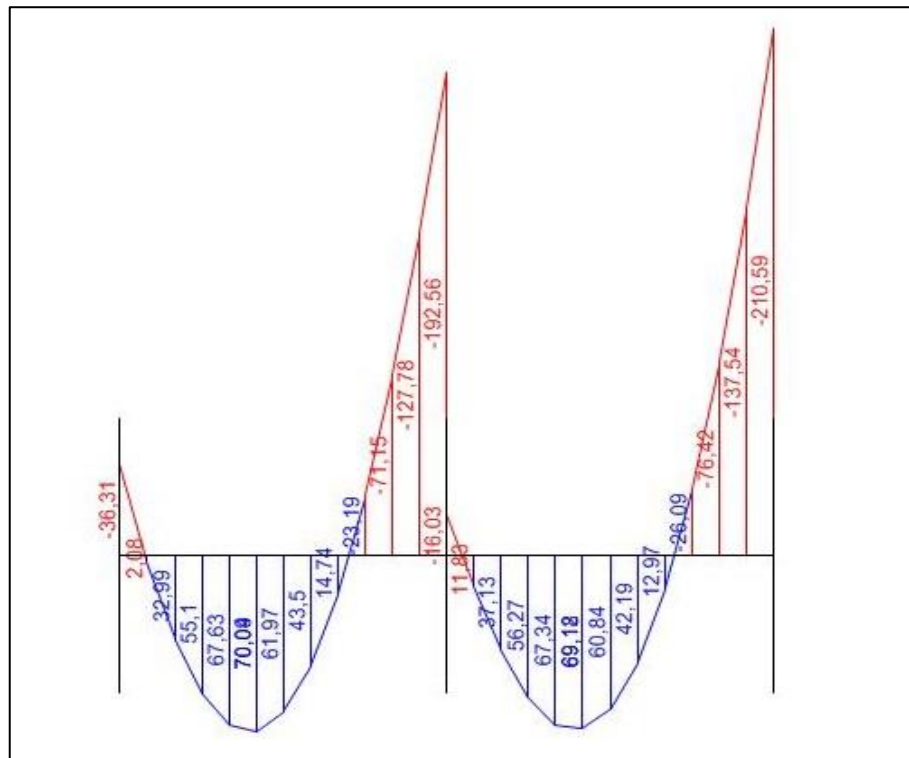
As Figuras 73, 74 e 75 apresentam os diagramas de esforço cortante para o modelo indeslocável, modelo de com interação solo-estrutura e modelo proposto neste trabalho, respectivamente. A Tabela 39 contém os valores para o máximo esforço cortante de cada elemento do pórtico apresentado, além da porcentagem de variação desses esforços no modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015). Já a Tabela 40 contém as mesmas informações para o mínimo esforço cortante observado.

Figura 73 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo indeslocável - Pórtico C, ELU 4



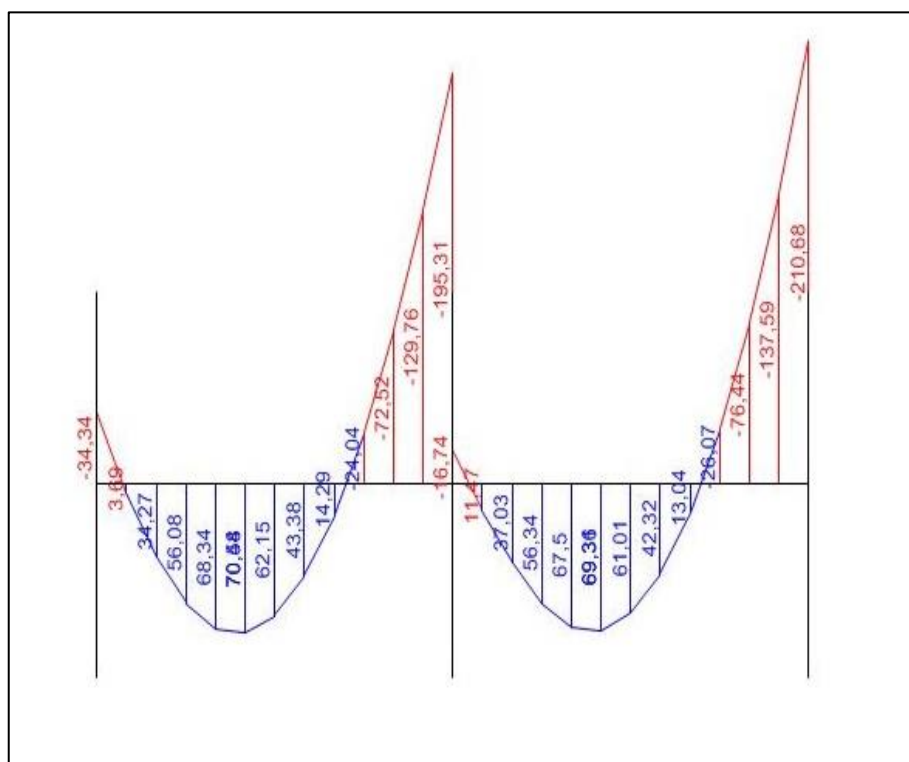
Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 74 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo de Ruas - Pórtico C, ELU 4



Fonte: Ruas (2015, não paginado)

Figura 75 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - Modelo proposto - Pórtico C, ELU 4



Fonte: Autoria própria

Tabela 39 - Resumo do máximo momento fletor - Pórtico C, ELU 4

Variação entre modelos para o máximo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	85,08	70,09	70,68	-16,93%	0,84%
		Tramo 2	81,38	69,18	69,36	-14,77%	0,26%	

Fonte: Autoria própria

Tabela 40 - Resumo do mínimo momento fletor - Pórtico C, ELU 4

Variação entre modelos para o mínimo momento fletor								
ELU 4	Pórtico	Elemento		Esforço (kN.m)			Variação	
				Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
	C	Viga	Tramo 1	252,73	192,56	195,31	-22,72%	1,43%
		Tramo 2	255,68	210,59	210,68	-17,60%	0,04%	

Fonte: Autoria própria

Analisando os valores de máximos e mínimos de momento fletor do pórtico C, observa-se que não houveram variações significativas entre o modelo proposto e o modelo de Ruas (2015).

Quanto ao modelo proposto e o modelo indeslocável, a variação mais significativa para o momento máximo ocorre no tramo 1, sendo a diminuição de 16,93%. Para o momento mínimo, a variação ocorre também no tramo 1, com uma diminuição de 22,72%.

5.7 Esforço normal nos pilares

Foram verificadas também as alterações nos esforços normais dos pilares da edificação, comparando o modelo proposto em relação aos demais modelos. Para tal verificação, foram escolhidos três pilares, sendo um deles o pilar central do pórtico 1 (Pilar 3), um pilar localizado no canto da edificação (Pilar 5) e um pilar localizado no pórtico 2 (Pilar 10). A Tabela 41 apresenta os valores dos esforços encontrados em cada modelo, além do percentual de variação encontrado em cada comparação.

Tabela 41 - Esforço normal nos pilares 3, 5 e 10 e variações entre modelos

Esforços axiais nos pilares do pavimento térreo						
Pilar	Combinação	Esforço normal de compressão (kN)			Variação	
		Indeslocável	Ruas	Proposto	Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
3	ELU 1	2885,03	2917,99	2915,28	1,05%	-0,09%
	ELU 2	3099,25	3104,88	3108,16	0,29%	0,11%
	ELU 3	2658,00	2683,73	2680,77	0,86%	-0,11%
	ELU 4	3010,09	2991,61	2998,34	-0,39%	0,22%
5	ELU 1	1746,33	1767,23	1524,61	-12,70%	-13,73%
	ELU 2	1877,96	1869,32	1618,42	-13,82%	-13,42%
	ELU 3	1672,67	1685,4	1453,05	-13,13%	-13,79%
	ELU 4	1889,26	1853,99	1607,69	-14,90%	-13,28%
10	ELU 1	2915,58	2836,28	3166,27	8,60%	11,63%
	ELU 2	2828,64	2755,44	3071,77	8,60%	11,48%
	ELU 3	2751,78	2672,75	2988,41	8,60%	11,81%
	ELU 4	2609,19	2540,20	2833,86	8,61%	11,56%

Fonte: Autoria própria

Como pode ser observado, em relação ao modelo indeslocável, o modelo proposto chega a sofrer uma diminuição de 14,9% no esforço axial de compressão, enquanto em relação ao modelo de Ruas (2015), a diminuição se dá em 13,79%. Percebe-se, também, que ambas as variações mais significativas ocorrem no Pilar 5, todas de diminuição de esforços. Já para o Pilar 10, os esforços do modelo proposto aumentam 8,6% em relação ao modelo indeslocável e 11,81% em relação ao modelo de Ruas (2015). O Pilar 3 não sofreu variações significativas.

5.8 Reações de apoio

Os esforços transmitidos aos elementos de fundação foram analisados separadamente para o modelo indeslocável, modelo com interação de Ruas (2015) e o modelo proposto no trabalho. Esta análise está apresentada nas Tabelas 42, 43 e 44 para cada modelo, respectivamente.

As Tabelas 45 e 46 apresentam a variação entre as diferentes combinações de ações do modelo proposto neste trabalho em relação ao modelo indeslocável e o modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura, respectivamente.

Tabela 42 - Reações de apoio no modelo indeslocável

Esforços normais transmitidos às fundações no modelo indeslocável (kN)				
Estaca	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
1	1773,36	2861,20	1703,61	1950,51
2	2957,79	5021,64	2729,81	3118,11
3	2915,18	4931,12	2688,01	3082,78
4	2957,79	5021,64	2729,81	3118,11
5	1773,36	2861,20	1703,61	1950,51
6	2957,79	1923,47	2799,80	2641,48
7	5029,44	3194,12	4564,90	4552,13
8	4931,10	3155,47	4471,62	4471,63
9	5029,44	3194,12	4564,90	4552,13
10	2957,79	1923,47	2799,80	2641,48
11	1773,36	2861,20	1703,61	1950,51
12	2957,79	5021,64	2729,81	3118,11
13	2915,18	4931,12	2688,01	3082,78
14	2957,79	5021,64	2729,81	3118,11
15	1773,36	2861,20	1703,61	1950,51

Fonte: Autoria própria

Tabela 43 - Reações de apoio no modelo de Ruas

Esforços normais transmitidos às fundações no modelo de Ruas (kN)				
Estaca	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
1	2044,02	2156,48	1963,18	2144,11
2	3446,03	3553,71	3226,83	3449,82
3	3545,31	3549,84	3305,83	3440,93
4	3446,03	3553,71	3226,83	3449,82
5	2044,02	2156,48	1963,18	2144,11
6	3267,26	3184,04	3105,52	2969,01
7	5591,78	5597,45	5124,31	5133,61
8	5180,55	5180,11	4745,61	4744,93
9	5591,78	5597,45	5124,31	5133,61
10	3267,26	3184,04	3105,52	2969,01
11	2044,02	2156,48	1963,18	2144,11
12	3446,03	3553,71	3226,83	3449,82
13	3545,31	3549,84	3305,83	3440,93
14	3446,03	3553,71	3226,83	3449,82
15	2044,02	2156,48	1963,18	2144,11

Fonte: Autoria própria

Tabela 44 - Reações de apoio no modelo proposto

Esforços normais transmitidos às fundações no modelo proposto (kN)				
Estaca	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
1	1695,49	1793,27	1625,43	1786,64
2	3491,65	3700,99	3253,18	3597,95
3	3353,05	3554,01	3117,85	3448,76
4	3491,65	3700,99	3253,18	3597,95
5	1695,49	1793,27	1625,43	1786,64
6	3630,35	3532,00	3452,92	3292,02
7	5418,95	5413,09	4975,06	4965,58
8	5338,57	5337,57	4892,87	4891,30
9	5418,95	5413,09	4975,06	4965,58
10	3630,35	3532,00	3452,92	3292,02
11	1695,49	1793,27	1625,43	1786,64
12	3491,65	3700,99	3253,18	3597,95
13	3353,05	3554,01	3117,85	3448,76
14	3491,65	3700,99	3253,18	3597,95
15	1695,49	1793,27	1625,43	1786,64

Fonte: Autoria própria

Tabela 45 - Variações do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável

Variações do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável				
Estaca	Variação			
	ELU 1	ELU2	ELU3	ELU4
1	-4,39%	-37,32%	-4,59%	-8,40%
2	18,05%	-26,30%	19,17%	15,39%
3	15,02%	-27,93%	15,99%	11,87%
4	18,05%	-26,30%	19,17%	15,39%
5	-4,39%	-37,32%	-4,59%	-8,40%
6	22,74%	83,63%	23,33%	24,63%
7	7,74%	69,47%	8,99%	9,08%
8	8,26%	69,15%	9,42%	9,39%
9	7,74%	69,47%	8,99%	9,08%
10	22,74%	83,63%	23,33%	24,63%
11	-4,39%	-37,32%	-4,59%	-8,40%
12	18,05%	-26,30%	19,17%	15,39%
13	15,02%	-27,93%	15,99%	11,87%
14	18,05%	-26,30%	19,17%	15,39%
15	-4,39%	-37,32%	-4,59%	-8,40%

Fonte: Autoria própria

Tabela 46 - Variações do modelo proposto em relação ao modelo de Ruas

Variações do modelo proposto em relação ao modelo de Ruas				
Estaca	Variação			
	ELU 1	ELU2	ELU3	ELU4
1	-17,05%	-16,84%	-17,20%	-16,67%
2	1,32%	4,14%	0,82%	4,29%
3	-5,42%	0,12%	-5,69%	0,23%
4	1,32%	4,14%	0,82%	4,29%
5	-17,05%	-16,84%	-17,20%	-16,67%
6	11,11%	10,93%	11,19%	10,88%
7	-3,09%	-3,29%	-2,91%	-3,27%
8	3,05%	3,04%	3,10%	3,08%
9	-3,09%	-3,29%	-2,91%	-3,27%
10	11,11%	10,93%	11,19%	10,88%
11	-17,05%	-16,84%	-17,20%	-16,67%
12	1,32%	4,14%	0,82%	4,29%
13	-5,42%	0,12%	-5,69%	0,23%
14	1,32%	4,14%	0,82%	4,29%
15	-17,05%	-16,84%	-17,20%	-16,67%

Fonte: Autoria própria

Observa-se que as variações do modelo proposto em relação ao modelo indeslocável e ao modelo de Ruas (2015) com interação solo-estrutura, ocorreram tanto com o aumento como com a diminuição dos esforços, chegando a diferenças de 83,63%.

5.9 Deslocamento horizontal (Υ_z)

O presente trabalho considerou a não-linearidade geométrica nos deslocamentos horizontais dos nós dos pórticos, ocorrentes quando a edificação recebe os carregamentos propostos. O parâmetro Υ_z calculado para cada combinação de segurança de cada modelo pode ser verificado na Tabela 47.

Tabela 47 - Parâmetro Υ_z para os diferentes modelos analisados

	Υ_z				
	Indeslocável	Ruas	Proposto	Variação	
				Indeslocável-Proposto	Ruas-Proposto
ELU 1	1,25	1,30	1,30	3,49%	0,10%
ELU 2	1,23	1,31	1,32	7,51%	0,57%
ELU 3	1,22	1,25	1,26	3,01%	0,05%
ELU 4	1,20	1,27	1,28	6,63%	0,50%

Fonte: Autoria própria

6. CONCLUSÕES

O objetivo geral do trabalho proposto foi o de ampliar a análise realizada por Ruas (2015), calculando os diferentes coeficientes de reação vertical e horizontal para cada uma das combinações de ações propostas e não para a envoltória de reações, como realizada pelo pesquisador. A prática de considerar a envoltória das reações de apoio na determinação dos coeficientes de reação do solo dá-se pela praticidade e menor esforço computacional necessários.

Foram comparados os esforços internos; esforço cortante, momento fletor e esforço normal; em alguns elementos do primeiro pavimento de uma edificação modelo, considerando quatro possibilidades de combinações de carregamento, considerando o vento como ação lateral, sobrecarga de utilização e peso-próprio dos elementos.

Da mesma forma que o observado por Ruas (2015), a consideração da interação solo-estrutura altera significativamente os esforços internos nos elementos avaliados quando comparados os modelos com e sem interação. A diferença entre o modelo de interação proposto neste trabalho e o modelo indeslocável chegou a ser de 58,71% nos esforços cortantes e 41,62% nos momentos fletores, nas vigas. Já para os pilares, a diferença foi de 97,72% nos momentos fletores e 14,90% nos esforços normais.

Comparando os modelos com interação solo-estrutura. As variações encontradas nas vigas foram de 31,62% nos esforços cortantes e 33,58% nos momentos fletores, e nos pilares foram de 97,67% para os momentos fletores e 13,79% nos esforços normais.

Da mesma forma, as reações aplicadas nas estacas de fundação foram diferentes em função da consideração da interação solo-estrutura. A diferença entre os modelos com interação chegou a 37%.

Por fim, a estabilidade global foi avaliada em termos do coeficiente Gamaz. A consideração da interação solo-estrutura influenciou também estes resultados. Comparando os modelos com interação, a variação do coeficiente Gamaz foi de 0,57%.

A partir dos resultados conclui-se que a simplificação de adotar os coeficientes de reação do solo a partir da envoltória das reações de apoio, apesar de prático, resulta em valores de esforços diferentes de quando considera-se os

coeficientes em função da combinação de ações empregada. Nos elementos avaliados, as variações foram significativas.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. Editora Edgard Blücher Ltda, 1989.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles, **Proceedings, 5th Pan American CSMFE**. V. 1, Buenos Aires, 1975, p. 367-376.

ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos: primeiros passos**. Campinas: Unicamp, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) **NBR 6118:2014** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) **NBR 8681:2003** – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, 2003.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 82f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

GOSCHY, B. Soil-foundation-structure interection. **Journ. Strusctural Division ASCE**, v. 104, ST-5, 1978. p. 759-761.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. 165p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. 1994. **Solos e Rochas**. São Paulo, 1994. P 47-55.

HOLANDA JR., O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 180f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 140f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

KIM, N. H.; BHAVANI, V. S. **Introdução à análise e ao projeto em elementos finitos**. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **Proc. 10th ECSMFE**, Florence, Italy, 1991. p 475-478.

MINDLIN, R. D. Force at point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, 1936. p. 195-202.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. 222p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundação direta**. Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, 25, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre, UFRGS. V. 2, 1991, p. 433-444.

RUAS, M. D. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios de concreto-armado com fundações profundas**. 2015. 108f. TCC (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2015.

STEINBRENNER, W. **Tafeln sur Setzungberechnung**. Die Strasse, v. 1, 1934.

TIEZ, W. **Fundações profundas sobre tubulões**. Revista ESTRUTURA – N° 76, 19??.

TQS. **Sistema de interação solo-estrutura**. Manual Teórico. 2011.

VAZ, L. E. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Campus, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. v. 1. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VESIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. SM – N° 38, Duke University, 1975.