

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**GABRIELA ZEMOLIN RIGHI**

**ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO  
ARMADO: ESTUDO DE CASO**

**ALEGRETE**

**2023**

GABRIELA ZEMOLIN RIGHI

**ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO  
ARMADO: ESTUDO DE CASO**

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

Orientador: Prof. D.Sc. Alisson Simonetti Milani.

**ALEGRETE**

**2023**

GABRIELA ZEMOLIN RIGHI

**ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO:  
ESTUDO DE CASO**

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: 20 de janeiro de 2023.

Banca examinadora:

Prof. Dr. ALISSON SIMONETTI MILANI - UNIPAMPA - Orientador

Prof. Dr. DIEGO ARTHUR HARTMANN - UNIPAMPA

Me. FABIANO GARCIA OLIVEIRA - Membro externo



Assinado eletronicamente por **ALISSON SIMONETTI MILANI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 03/02/2023, às 15:22, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **FABIANO GARCIA OLIVEIRA, Usuário Externo**, em 03/02/2023, às 18:55, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **DIEGO ARTHUR HARTMANN, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 04/02/2023, às 11:50, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1046112** e o código CRC **43141BE3**.

---

Eternizo minha lembrança ao meu avô, *in memoriam*, Pedro Moacir Zemolin, saudades.

## AGRADECIMENTOS

Dedico carinhosamente a conclusão da minha graduação aos meus pais, Márcia Regina Zemolin e Gilberto Luis Brondani Righi, agradeço pelo apoio e amor incondicional, pelas palavras de conforto nos momentos de dificuldade e pelo esforço/dedicação, sempre fazendo o possível para que eu possa ir atrás dos meus sonhos.

Agradeço especialmente a minha avó Lirba Maria Predebon Zemolin, pela confiança em mim depositada, pela torcida e pela companhia durante as inúmeras ligações nos fins da tarde.

Ao meu irmão e melhor amigo, Felipe Zemolin Righi, pela irmandade que se fortalece a cada dia, pela convivência, principalmente neste último ano de graduação, pelas conversas e almoços compartilhados. Desejo que tu tenhas um futuro brilhante e próspero, que tu sigas sendo luz na minha vida e o meu orgulho. Estaremos juntos sempre.

Ao meu namorado, Fabrício Ramos, pela sorte do nosso caminho ter se cruzado, pelo incentivo, pelas nossas conversas e trocas diárias sobre a engenharia e a vida, por todo teu apoio e afeto que me deram o suporte necessário, que juntos possamos compartilhar inúmeras conquistas.

As minhas amigas do curso de engenharia civil, poder compartilhar o fim desse ciclo com vocês é de imensa alegria e emoção. Agradeço por toda história que construímos até aqui, admiro cada uma de inúmeras formas e obviamente não poderia ter encarado essa trajetória sem vocês. Guardo vocês com carinho no coração e na memória, e para nós, todo sucesso do mundo!

Estendo meu agradecimento a minha supervisora de estágio não-obrigatório, Érica de Vargas e ao antigo escritório de Engenharia e Arquitetura UNA, vocês foram responsáveis por moldar grande parte do meu caráter e profissionalismo na área de engenharia civil, grata pela oportunidade de aprender com vocês.

Agradeço imensamente ao meu orientador e professor Alisson Milani, por indiretamente contribuir com o crescente interesse pela área de estruturas, e principalmente por todo o suporte e conhecimento compartilhado durante as inúmeras reuniões para a elaboração deste trabalho. Por fim, agradeço pelas experiências vividas na UNIPAMPA e por todo o conhecimento transmitido por professores que tanto admiro e respeito. Tenho consciência de tamanho privilégio que tive ao cursar uma universidade federal e desejo que todos possam usufruir da mesma oportunidade.

Obrigada Deus pela conclusão de mais um ciclo em minha vida, repleto de aprendizados, me sinto fortalecida e pronta para novos desafios como engenheira civil.

## RESUMO

Por considerar as propriedades do solo onde a estrutura será construída e como esta reage a ele, a interação solo-estrutura se torna necessária para qualquer projeto. A utilização deste artifício permite que os projetos tenham mais proximidade com a realidade, sendo possível realizar uma análise mais refinada e um dimensionamento mais otimizado. Este trabalho utiliza o auxílio do *software* TQS para a modelagem e análise de um edifício de 8 pavimentos em concreto armado, analisando o comportamento da estabilidade global, deslocamentos máximos, esforços de momentos fletores em vigas e pilares e reação de apoio ao considerar a interação solo estrutura. Verificou-se que a estabilidade global possui acréscimo em seus esforços quando considerado a interação solo-estrutura, comprovando os inúmeros estudos na área e, como consequência, os deslocamentos máximos tendem a possuir o mesmo comportamento. Para as vigas observou-se que os tramos centrais foram os mais solicitados e os externos os menos influenciados pela interação solo-estrutura. No caso de estudo, os esforços solicitantes nos pilares concentram seus maiores esforços na base dos pilares, para as direções de 0° e 90°, sendo mais expressivos em pilares intermediários. Na análise das reações de apoio, percebeu-se que os esforços tendem a ser menores no centro da edificação ao considerar a interação solo-estrutura e maiores conforme se desloca para a extremidade.

Palavras-Chave: Modelagem; Interação Solo-Estrutura; TQS.

## **ABSTRACT**

By considering the properties of the soil where the structure will be built and how it reacts to it, the soil-structure interaction becomes necessary for any project. The use of this artifice allows projects to be closer to reality, making it possible to carry out a more refined analysis and a more optimized sizing. This work uses the TQS software for modeling and analysis of an 8-story building in reinforced concrete, analyzing the behavior of global stability, maximum displacements, efforts of bending moments in beams and columns and support reaction when considering the soil interaction structure. It was verified that the global stability has an increase in its efforts when considering the soil-structure interaction, confirming the numerous studies in the area and, as a consequence, the maximum displacements tend to have the same behavior. For the beams, it was observed that the central spans were the most requested and the external spans the least influenced by the soil-structure interaction. In the case of study, the requesting efforts on the pillars concentrate their greatest efforts on the base of the pillars, for the directions of  $0^\circ$  and  $90^\circ$ , being more expressive in intermediate pillars. In the analysis of the support reactions, it was noticed that the efforts tend to be smaller in the center of the building when considering the soil-structure interaction and greater as it moves towards the end.

Keywords: Modeling; Soil-Structure Interaction; TQS.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de Fundação: (a) Superficial; (b) Profunda.....	16
Figura 2 – Tipos de Fundações: (a) Estaca; (b) Tubulão; (c) Caixaõ.....	17
Figura 3 – Projeto Convencional Estrutural x Projeto de Fundações.....	18
Figura 4 – Casos de Interação Solo-Estrutura .....	21
Figura 5 – Simulação da Sequência Construtiva.....	22
Figura 6 – Mobilização Progressiva da Resistência do Elemento de Fundação por Estaca.....	24
Figura 7 – Carga de Ruptura do Contato Estaca-Solo.....	25
Figura 8 – Modelo de Transferência de Carga .....	27
Figura 9 – Meio Elástico Semi-Infinito Elaborado por Mindlin .....	29
Figura 10 – Representação da Estaca .....	31
Figura 11 – Fluxograma de Etapas do Trabalho.....	35
Figura 12 – Escolha do Tipo de Estaca para a Fundação .....	38
Figura 13 – Configuração da Capacidade Resistente Estimada .....	39
Figura 14 – Interface para Inserção dos Parâmetros do Laudo de Sondagem.....	39
Figura 15 – Resultado da Inserção do Laudo de Sondagem no Software .....	40
Figura 16 – Configuração dos Parâmetros para Cálculo de CRV .....	41
Figura 17 – Configuração do Parâmetro para Cálculo de CRH .....	41
Figura 18 – Visualizador de Blocos e Estacas.....	41
Figura 19 – Janela de Edição de Dados de Blocos e Estacas .....	42
Figura 20 – Exemplo de Resultados para o Cálculo do CRH e CRV .....	42
Figura 21 – Pórtico com Molas CRV e CRH Após o Processamento.....	43
Figura 22 – Efeitos Globais em Estruturas.....	44
Figura 23 – Gráfico Comparativo de Deslocamentos Máximos nas Direções 0° e 180° .....	46
Figura 24 – Gráfico Comparativo de Deslocamentos Máximos nas Direções 90° e 270° .....	46
Figura 25 – Localização do Pórtico A e Pórtico B para Análise dos Esforços .....	47
Figura 26 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico A para a Viga V10, sem ISE.....	48
Figura 27 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico A para a Viga V10, com ISE ...	48
Figura 28 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico B para a Viga V5, sem ISE.....	48
Figura 29 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico B para a Viga V5, com ISE .....	49
Figura 30 – Localização dos Pilares em Análise.....	51
Figura 31 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P3.....	51
Figura 32 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P12.....	51



Figura 33 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P2.....	52
Figura 34 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P5.....	52
Figura 35 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P6.....	52
Figura 36 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P7.....	52
Figura 37 – Reações de Apoio (tf) na Base dos Pilares do Primeiro Pavimento .....	55

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de Correção .....	25
Tabela 2 – Coeficiente K e Razão de Atrito $\alpha$ .....	26
Tabela 3 – Valores de Módulo de Reação $K$ para Argilas Pré-Adensadas .....	33
Tabela 4 – Valores da Constante do Coeficiente de Reação Vertical $nH$ .....	33
Tabela 5 – Valores de Coeficiente de Proporcionalidade $m$ para Solos Arenosos.....	34
Tabela 6 – Valores de Coeficiente de Proporcionalidade $m$ para Solos Argilosos .....	34
Tabela 7 – Parâmetro de Coeficiente de Arrasto para Edifício de 08 Pavimentos.....	37
Tabela 8 – Capacidade de Carga da Estaca pelo Método Aoki-Velloso (1975) .....	37
Tabela 9 – Resultados Obtidos para o Parâmetro $\gamma z$ de Estabilidade Global .....	44
Tabela 10 – Deslocamentos Máximos no Topo do Edifício .....	45
Tabela 11 – Comparativo de Deslocamentos Máximos Entre Pavimentos.....	47
Tabela 12 – Momentos Fletores (tf.m) Referentes ao Segundo Pavimento (Viga V10).....	49
Tabela 13 – Momentos Fletores (tf.m) Referentes ao Segundo Pavimento (Viga V5).....	49
Tabela 14 – Momentos Fletores Positivos e Negativos (tf.m) na Direção 0° para Pilares em Análise.....	53
Tabela 15 – Momentos Fletores Positivos e Negativos (tf.m) na Direção 90° para Pilares em Análise.....	53

## LISTA DE SIGLAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CPT – *Cone Penetration Test*
- CRH – Coeficiente de Reação Horizontal
- CRV – Coeficiente de Reação Vertical
- ELU – Estado Limite Último
- ELS – Estado Limite de Serviço
- ISE – Interação Solo-Estrutura
- PVT – Pavimento Tipo
- SISE – Sistema de Interação Solo-Estrutura
- SPT – *Standard Penetration Test*
- TQS – Tecnologia e Qualidade em Sistemas

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	14
1.1 OBJETIVOS GERAIS .....	15
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	15
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	16
2.1 CONCEITOS GERAIS SOBRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	16
2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	17
<b>2.2.1 Efeitos da Interação Solo-Estrutura</b> .....	18
<b>2.2.2 Fatores de Influência da Interação Solo Estrutura</b> .....	20
2.2.2.1 Tempo x Material da Estrutura.....	20
2.2.2.2. Número de Pavimentos e Sistema Estrutural .....	21
2.2.2.3 Processo Construtivo .....	21
2.3 MÉTODOS PARA ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	23
<b>2.3.1 Modelo de Ruptura Estaca-Solo: Método Aoki-Velloso (1975)</b> .....	23
<b>2.3.2 Mecanismo de Transferência Axial de Carregamento</b> .....	26
<b>2.3.3 Estimativa de Recalques</b> .....	28
<b>2.3.4 Modelo de Distribuição de Cargas</b> .....	29
2.3.4.1 Carga na Base e Fuste.....	29
2.3.4.2 Cálculo do Coeficiente de Reação Vertical.....	30
2.3.4.3 Cálculo do Coeficiente de Reação Horizontal.....	32
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	35
3.1 LANÇAMENTO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA .....	35
3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA FUNDAÇÃO .....	37
3.3 CONFIGURAÇÃO DOS CRITÉRIOS SISE .....	38
3.4 EDIÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO.....	41
3.5 INCORPORAÇÃO DO SISE AO MODELO ESTRUTURAL.....	42

<b>4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS</b> .....	44
4.1 ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO (ELU).....	44
4.2 DESLOCAMENTOS LATERAIS MÁXIMOS (ELS).....	45
4.3 ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS (ELU).....	47
<b>4.3.1 Vigas</b> .....	47
<b>4.3.2 Pilares</b> .....	50
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES</b> .....	56
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	56
5.2 SUGESTÕES .....	56
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	57
<b>ANEXOS</b> .....	60
<b>APÊNDICES</b> .....	63

## 1 INTRODUÇÃO

Tratando-se de estruturas em concreto armado, é notório que as edificações têm se tornado esbeltas e cada vez mais se utilizando de grandes vãos e balanços. Devido ao avanço da tecnologia em todos os seus âmbitos, possibilitando a criação de *softwares* inteligentes que auxiliam na resolução de problemas mais complexos, é de suma importância saber interpretar, compreender e analisar o comportamento que uma estrutura terá devido as suas solicitações de cargas. Estas, que serão distribuídas ao longo de toda a estrutura, transmitidas as suas fundações e conseqüentemente descarregadas no solo.

Segundo Colares (2006), um sistema de fundação é definido por elementos isolados que em conjunto trabalham para apoiar a estrutura, seja ela qual for, na superfície de contato do solo. Devido aos carregamentos provenientes desta estrutura, suas fundações devem ser capazes de transmitir estas cargas e garantir a segurança do solo, de modo que não entre em colapso, além disso, o recalque que o solo irá sofrer deve ser compatível com a estrutura.

Além de definir qual o melhor tipo de fundação a ser escolhida para a estrutura em análise, um dos importantes parâmetros a ser considerado pelo projetista estrutural ou projetista geotécnico é a interação solo-estrutura e as influências causadas por esse mecanismo.

Devido às divergências entre projetos estruturais e projetos de fundações, ainda é pouco comum a utilização deste artifício, sendo utilizado quase que restritamente a edifícios de alta complexibilidade. O mecanismo de interação solo-estrutura proporciona projetos mais realistas e otimizados, e dependendo de certas condições, pode auxiliar na análise de projetos na qual o método tradicional não se adequaria (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

Um dos motivos principais pelo qual a interação solo-estrutura ainda não é totalmente difundida entre projetistas, é devido a não existência de embasamento teórico sobre os efeitos imediatos do mecanismo de interação solo-estrutura nos elementos estruturais. No entanto, o método iterativo acaba por se tornar quase que inevitável, uma vez que ao analisar a estrutura isoladamente, é necessário ter a certeza que o solo absorverá todo o carregamento para garantir a resistência e rigidez da estrutura (HOLANDA JÚNIOR, 1998).

A minoria dos estudos relacionados a esta área contempla a utilização de fundações profundas em suas análises, e com o fato de este tema ser pouco abordado nas disciplinas da graduação, escolheu-se por fim como proposta para este trabalho.

## 1.1 OBJETIVOS GERAIS

O presente trabalho, de forma geral, visa analisar a influência da interação solo-estrutura (ISE) na estabilidade global e na distribuição dos esforços nos elementos estruturais, utilizando o módulo de Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISE) disponibilizado pelo *software* TQS.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Modelar, analisar e dimensionar a estrutura em concreto armado com apoios fixos;
- Dimensionar os elementos de fundação da edificação;
- Utilizar o módulo SISE para a obtenção dos coeficientes de reação vertical e reação horizontal das estacas da fundação;
- Verificar a influência da interação solo-estrutura no comportamento da edificação;
- Analisar momentos fletores positivos e negativos nas vigas;
- Analisar momentos fletores nas duas direções e reações de apoio nos pilares.

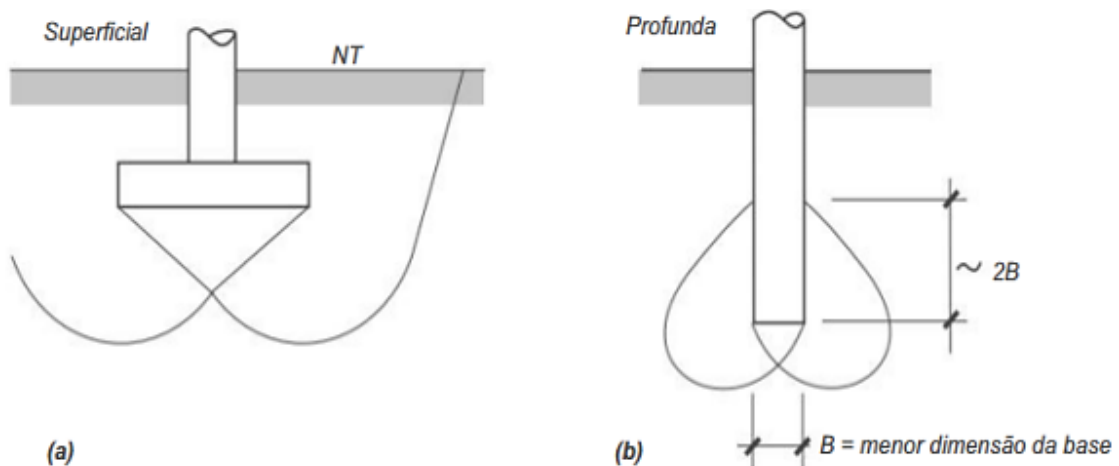
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONCEITOS GERAIS SOBRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações podem ser classificadas basicamente de duas formas, fundações rasas (direta ou superficial) ou fundações profundas (indireta) e diferencia-se pela profundidade de assentamento e forma de transmissão de esforços ao solo, como observado na Figura 1 (MELO, 2019). O presente trabalho dará enfoque para as fundações profundas, na qual a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) 6122, 2019, p. 5, define:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; [...]

Figura 1 – Tipos de Fundação: (a) Superficial; (b) Profunda



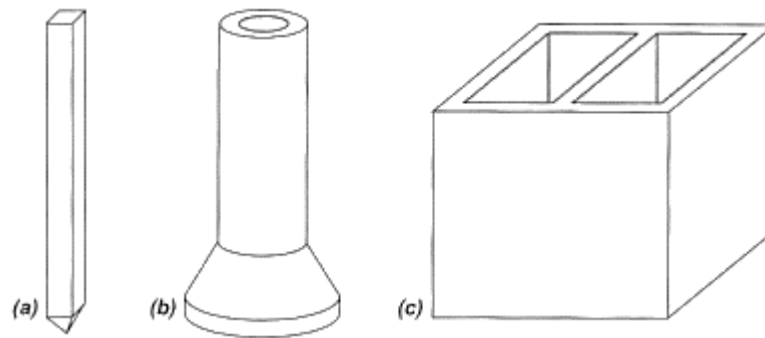
Fonte: Velloso & Lopes (2011, p. 11).

De modo geral, as fundações profundas podem ser realizadas com estacas, tubulões ou caixões (Figura 2). Existem diversos tipos de estacas (madeira, metálica, pré-moldada etc.) e podem ser executadas por cravação, escavação ou de forma mista. O tubulão segue os mesmos princípios que a estaca, porém difere-se pelo seu método construtivo, pois na fase final de execução há a necessidade que o operário/técnico desça. Já o tipo caixão é uma fundação de forma prismática com sua superfície concretada e sua escavação realizada na parte interna (VELLOSO & LOPES, 2011).

A utilização deste tipo de fundação é devido à baixa capacidade que solos superficiais têm de suportar elevadas cargas, ou que estejam sujeitos a processos de erosão, também são empregadas quando existe uma futura possibilidade de haver escavação próxima da obra (UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ, 20--).



Figura 2 – Tipos de Fundações: (a) Estaca; (b) Tubulão; (c) Caixaão



Fonte: Velloso & Lopes (2011, p. 13).

## 2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Segundo Gusmão (1990), as edificações podem ser divididas em três categorias:

- Superestrutura: Parte da edificação utilizada após sua construção, é formada por elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) e alvenaria;
- Infraestrutura: Responsável pela transferência dos carregamentos da superestrutura para o terreno de fundação, garantindo que haja a compatibilização entre as cargas e a resistência do terreno, uma vez que a fundação precisa de segurança em relação à ruptura e que as deformações não comprometam a estabilidade, funcionalidade e estética da edificação;
- Terreno de Fundação: Absorve os esforços provenientes da superestrutura.

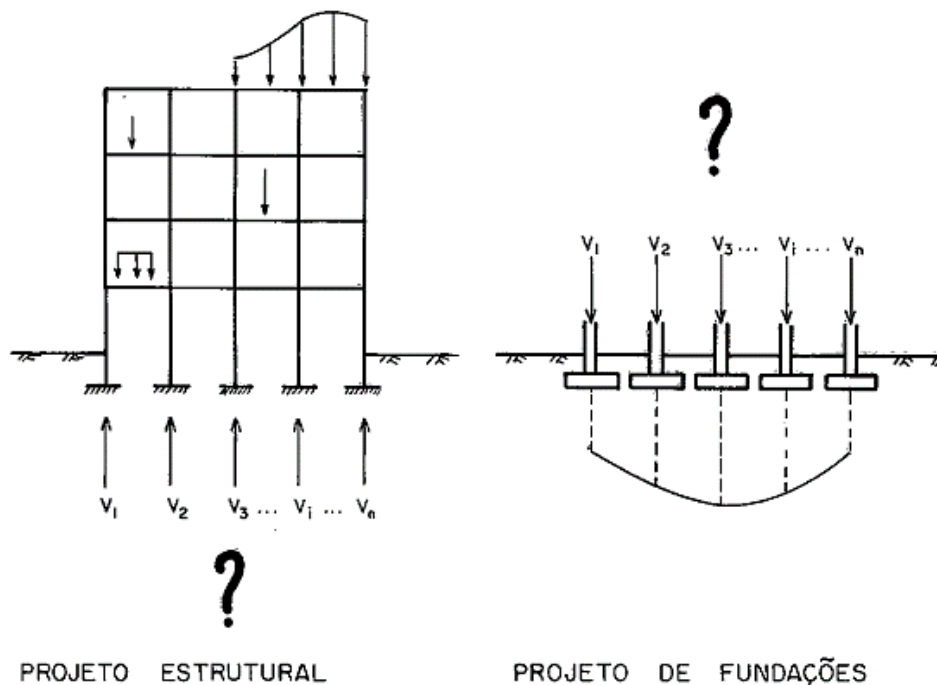
Apesar de possuírem essa divisão em termos de funcionalidade, a estrutura precisa trabalhar como um elemento único para haver o mecanismo denominado de interação solo-estrutura. No entanto, essa interação costuma ser desprezada, visto que o projeto estrutural é realizado com a hipótese de apoios indesejáveis. Em contrapartida, no projeto de fundações, é considerado apenas o carregamento resultante do projeto estrutural e as propriedades do solo onde será inserida a fundação, estimando assim os recalques com a hipótese de que cada elemento da fundação se deslocará independentemente (GUSMÃO, 1990).

No projeto estrutural convencional é considerado a hipótese de que os apoios em estruturas hiperestáticas se adaptam de forma mais simples as deformações do solo, e embora este procedimento apresente resultados satisfatórios, estão longe da realidade, ficando mais evidente em edifícios com número de pavimentos consideráveis (CHAMECKY, 1956 *apud* SANTOS, 2016, p. 32).

Visto que há divergência entre as hipóteses consideradas para o dimensionamento, como demonstrado na Figura 3, muitas vezes acaba-se por desprezar os efeitos da interação solo-estrutura que podem levar a deformação do solo, com a consequência de alterar os estados de tensão pré-existent devido à construção da edificação (GUSMÃO, 1990).

Segundo Aoki & Cintra (1996), é necessário ter uma visão abrangente dos diferentes materiais de forma que integre o sistema estrutural e o sistema geotécnico ou maciço de solo, no qual forma um conjunto de elementos que ocupa de forma contínua um espaço físico delimitado na superfície do terreno e do indeslocável.

Figura 3 – Projeto Convencional Estrutural x Projeto de Fundações



Fonte: Gusmão (1990, p. 4).

A interação solo-estrutura é responsável pela distribuição dos esforços gerados pelos elementos estruturais, mais precisamente os pilares, no qual os mais carregados distribuem seus esforços para os menos solicitados, podendo causar esmagamento destas peças devido à sobrecarga não prevista. Consequentemente, implica na alteração dos recalques, afetando principalmente os recalques diferenciais (COLARES, 2006).

### 2.2.1 Efeitos da Interação Solo-Estrutura

Autores demonstram em seus trabalhos que ao considerar os efeitos da interação, os esforços variam do modelo calculado pela hipótese de apoios indeslocáveis (SANTOS, 2016).

Alguns trabalhos relevantes abordando estudos da interação solo-estrutura em fundações profundas podem ser encontrados dentre alguns autores, como, por exemplo, Iwamoto (2000) que em seus estudos utilizou um modelo de estrutura tridimensional para demonstrar a importância da interação solo-estrutura na análise global. Neste modelo, foi considerado a contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes, existência de excentricidade das vigas em relação aos pilares e hipótese de diafragma rígido no plano horizontal para cada pavimento. Em seus resultados, concluiu que os esforços devido ao mecanismo ISE são maiores nos primeiros pavimentos e que a diminuição de recalques diferenciais e distorções angulares são influenciadas pela rigidez da estrutura.

Ao considerar a influência do mecanismo ISE no comportamento de uma estrutura em concreto armado, Jordão (2003), analisa a redistribuição de esforços horizontais e momentos fletores na base dos pilares e a estabilidade global da estrutura. Neste estudo, concluiu-se que há uma tendência de uniformização nos deslocamentos horizontais e que a consideração da direção da ação do vento contribuiu para a redistribuição dos esforços em pilares mais rígidos.

Mota (2009) elaborou um programa computacional para análise de estruturas considerando a interação solo-estrutura, onde o seu diferencial é a modelagem da superestrutura e infraestrutura constituída em uma estrutura única, eliminando a necessidade de realizar interações. Além disso, acompanhou o desempenho estrutural de um edifício em concreto armado de 26 pavimentos, onde a fundação foi realizada através de estaca hélice contínua, monitorando recalques e coletando medidas de deformação nos pilares. Este monitoramento permitiu que o programa elaborado fosse validado e serviu como parâmetro de comparação entre os valores de esforços com/sem a consideração do mecanismo ISE.

Em fundações utilizando estacas, a anisotropia do solo possui baixa influência sobre a rotação de estacas flexíveis e alta influência para estacas rígidas. Este estudo foi realizado por Lee & Small (1991) ao utilizar o método de camadas finitas para analisar o comportamento de estacas carregadas lateralmente em solos transversalmente anisotrópicos e verificar a influência causada por ela.

A análise citada anteriormente considera as propriedades básicas de um solo argiloso comumente encontrado em Londres. Em relação à deflexão, o modelo anisotrópico apresenta valores menores se comparado ao modelo isotrópico, sendo menor para estacas flexíveis. Os resultados do modelo anisotrópico se assemelham ao que acontece na realidade, prevendo valores relativamente menores para momentos fletores do que considerando a isotropia do solo, com exceção próximo à superfície (LEE & SMALL, 1991).

Outro fator importante que deve ser considerado é o efeito da deformabilidade do solo, onde a redistribuição de esforços tende a ser maior conforme a maior deformabilidade do maciço do solo de fundação, ocasionando uma uniformização das cargas nas fundações e uma suavização da deformada de recalque. Este efeito possui maior influência em edifícios relativamente mais baixos, entre seis e oito pavimentos, enquanto a partir do décimo pavimento a influência da deformada tende a reduzir conforme o aumento do número de pavimentos (GUSMÃO, 1990).

## 2.2.2 Fatores de Influência da Interação Solo Estrutura

### 2.2.2.1 Tempo x Material da Estrutura

Com a utilização de exemplos básicos é possível representar prováveis comportamentos da estrutura conforme o sistema e/ou materiais que serão utilizados, estudos realizados por Chamecki (1969 *apud* Iwamoto, 2000, p. 6) apresentam quatro casos possíveis, como mostrado na Figura 4.

**Caso A**, para que a distribuição das tensões de contato nos apoios seja menor no centro e maior nos extremos, considera-se estruturas infinitamente rígidas que apresentam recalques uniformes. Um exemplo apresentado para este caso é um edifício alto com fechamento de paredes resistentes que trabalhe com a estrutura.

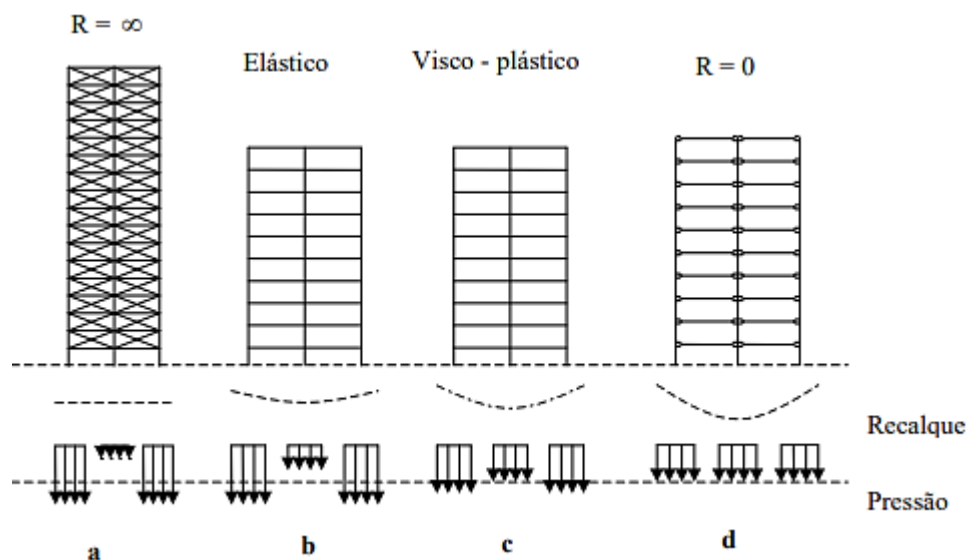
**Caso B**, a velocidade de progressão de recalque não interfere na rigidez que uma estrutura perfeitamente elástica possui. Neste caso, os recalques diferenciais serão menores que em estruturas de rigidez nula (**caso D**) e a distribuição de tensões de contato variam menos durante o processo de recalque. Estruturas em aço possuem este comportamento.

**Caso C**, em uma estrutura visco-plástica a velocidade de progressão de recalques diferenciais irá interferir na rigidez da estrutura, pois se a estrutura apresenta recalque em um curto espaço de tempo/imediato, ela terá um comportamento elástico (**caso B**). Caso a progressão de recalque for em um espaço de tempo maior, o comportamento desta estrutura é comparado a um líquido viscoso (**caso D**). Estruturas em concreto armado tendem a apresentar estas características devido à fluência do concreto que ocasiona a redistribuição de tensão para outras peças menos carregadas.

**Caso D**, quando a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais, ela se adapta facilmente as deformações do solo, já que a distribuição de tensões de recalque não se altera conforme a velocidade de progressão dos recalques. Estruturas que apresentam esse comportamento são estruturas isostáticas e estreitas.

O SISE utilizada a modelagem numérica elástica (**caso B**) considerando recalques imediatos.

Figura 4 – Casos de Interação Solo-Estrutura



Fonte: Chamecki (1969 *apud* Iwamoto, 2000, p. 6).

#### 2.2.2.2. Número de Pavimentos e Sistema Estrutural

Quanto maior o número de pavimentos de uma edificação, mais rígida a estrutura global será, entretanto, a relação entre o número de pavimentos em comparação à rigidez global não apresenta linearidade devido aos pavimentos inferiores sofrerem maior influência da interação solo-estrutura que os últimos pavimentos (COLARES, 2006).

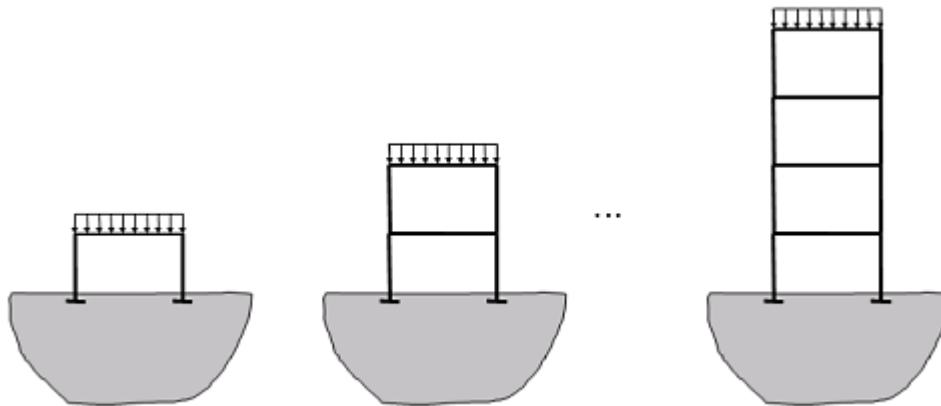
Lopes & Gusmão (1991) observam que ao aumentar o número de pavimentos de uma edificação os recalques diferenciais diminuem gradativamente, assim reforçando que os primeiros pavimentos sofrem maior influência. Gusmão & Gusmão Filho (1994) explicam que a estrutura possui um valor limite de rigidez e isto ocorre devido ao mecanismo ISE, fazendo com que os recalques se tornem dependentes somente dos carregamentos da estrutura.

#### 2.2.2.3 Processo Construtivo

A estrutura do edifício fica mais rígida à medida que o edifício sobe em pavimentos, sendo importante considerar a sequência de construção do edifício na análise da interação solo-estrutura. Muitas vezes, por simplicidade, a análise é feita assumindo que todo o carregamento só começa quando o edifício está concluído. As cargas são aplicadas ao edifício à medida que

cada andar é construído, de forma incremental (Figura 5), este método de análise é mais realista do que admitir que a estrutura já foi construída com as cargas aplicadas anteriormente (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 5 – Simulação da Sequência Construtiva



Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 7).

Gusmão & Gusmão Filho (1994) observam que os recalques possuem a tendência de ter um comportamento uniforme conforme ocorre a construção da estrutura devido ao aumento da sua rigidez em relação à altura, embora não haja um crescimento linear conforme o número de pavimentos.

Ao analisar o comportamento do recalque em uma obra de um edifício de 14 pavimentos, Fonte *et al.* (1994) demonstra dois modelos de hipóteses, a primeira é que ao não considerar a interação solo-estrutura e os efeitos construtivos, os recalques diferenciais acabam por ser superestimados visto que a rigidez da estrutura não é considerada; no segundo modelo considera-se a interação solo-estrutura, porém o carregamento é aplicado de imediato, ou seja, os recalques diferenciais são subestimados e induzem a uma rigidez da estrutura maior do que o real. Sendo assim, o modelo que mais se assemelha ao encontrado em campo é a consideração da interação solo-estrutura e a aplicação progressiva do carregamento, onde a rigidez modifica os elementos da estrutura a cada etapa construtiva.

A fim de simular numericamente a sequência construtiva, Holanda Júnior (1998) realiza um processo de análise para a construção de cada pavimento, considerando somente o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até então. A determinação dos esforços finais se dá pela soma dos esforços calculados para cada etapa.

Ao respeitar essa sequência construtiva tem-se que os deslocamentos diferenciais entre os nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, tendo seu pico de máximo

a meia altura do edifício. Para o topo, é válido apenas a deformação do último pavimento, a deformação dos pilares segue o mesmo raciocínio (ANTONIAZZI, 2011).

## 2.3 MÉTODOS PARA ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Um conjunto de estacas, muito próximas entre si, formam um complexo sistema, pois interagem com um solo altamente hiperestático devido as suas condições de contorno, e no topo é ligado a um bloco rígido, que usualmente também está em contato com o solo. A transferência de esforços irá depender de como a estaca será carregada, seja por esforço axial, lateral, de torção ou pela combinação destes (IWAMOTO, 2000).

As estacas recebem cargas de compressão e dissipam para o solo em duas parcelas:

- Ao Longo do Fuste: Aplicando o carregamento ocorre um pequeno movimento entre estaca-solo ocasionando tensões de cisalhamento, dando origem a reação (força) *PL*;
- Na Base da Estaca: O movimento da estaca gera uma pressão devido ao contato com o solo, provocando tensões que dão origem a reação (força) *PP*.

O módulo SISE considera carregamentos axiais e esforços de compressão para estacas verticais e com pequenas inclinações, já para a parte de análise de interação solo-estrutura, o programa estima a ruptura do sistema estaca-solo por dois métodos: Aoki-Velloso (1975) e Decóurt-Quaresma (1978).

### 2.3.1 Modelo de Ruptura Estaca-Solo: Método Aoki-Velloso (1975)

Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso desenvolveram um método aproximado para calcular de forma estimada a capacidade de carga de estacas, utilizando-se de resultados semiempíricos. Este método foi baseado em ensaios de penetração estática *Cone Penetration Test* (CPT) em um primeiro momento, porém através de correlações pode ser utilizado com resultados de ensaio de penetração dinâmica, o *Standard Penetration Test* (SPT).

A aplicação contínua de carga em uma estaca irá mobilizar tensões resistentes, podendo ser por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, como também tensões resistentes normais a ponta ou a base da estaca. Uma forma encontrada de simplificar este processo é considerar primeiro a mobilização somente do atrito lateral para depois considerar a mobilização de resistência de ponta, como observado na Figura 6 (CINTRA & AOKI, 2010).

Na Figura 7 é demonstrado a representação do comportamento das equações de carga de ruptura do sistema estaca-solo ( $PR$ ), carga de ruptura lateral ao longo do fuste da estaca ( $PL$ ) e a carga de ruptura na base da estaca ( $PP$ ), respectivamente.

$$PR = PL + PP \quad (1)$$

$$PL = \sum U \cdot \Delta l \cdot r_l \quad (2)$$

$$PP = A \cdot r_p \quad (3)$$

Onde:

$U$  – Perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

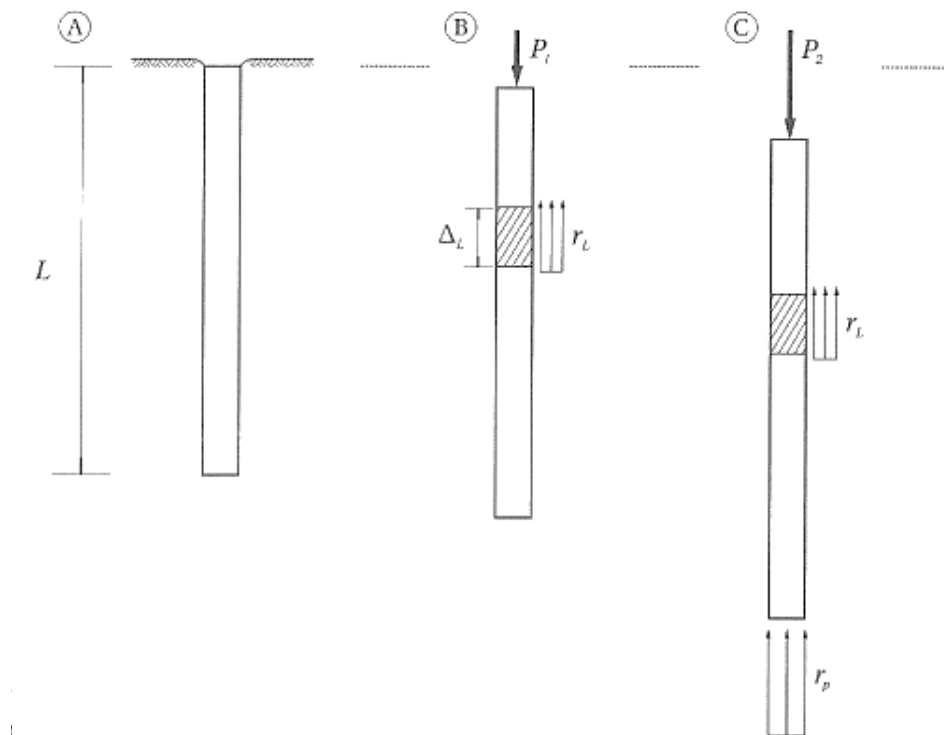
$\Delta l$  – Trecho onde se admite  $r_l$  constante, sugere-se adotar para cada 1 metro;

$r_l$  – Resistência do solo no atrito lateral;

$A$  – Área da ponta da estaca;

$r_p$  – Resistência do solo na base da estaca.

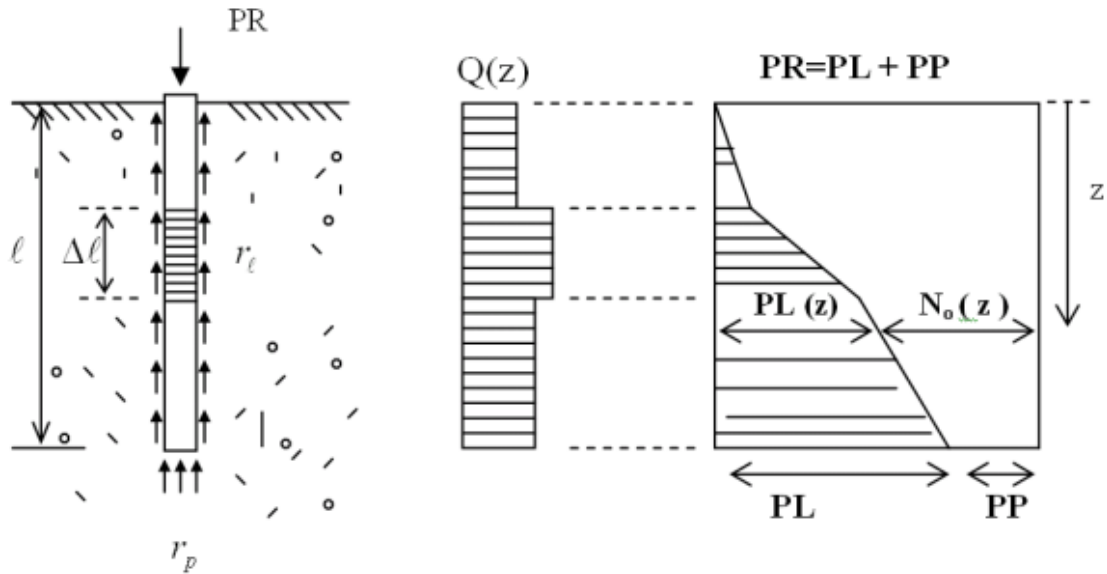
Figura 6 – Mobilização Progressiva da Resistência do Elemento de Fundação por Estaca



Fonte: Cintra & Aoki (2010, p. 10).



Figura 7 – Carga de Ruptura do Contato Estaca-Solo



Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 80).

Segundo Cintra & Aoki (2010), as incógnitas  $r_p$  e  $r_l$  são relacionadas com ensaios CPT, como citado anteriormente, partindo de valores de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e atrito lateral unitário da luva ( $f_s$ ). Logo, tem-se:

$$r_p = \frac{q_c}{F1} \cong \frac{K \cdot N_{SPT}}{F1} \quad (4)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F2} \cong \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F2} \quad (5)$$

Onde:

$F1, F2$  – Fatores de correção que consideram a diferença de comportamento entre estaca e o cone CPT e a influência do método de execução de cada estaca, como demonstrado na Tabela 1;

$\alpha, K$  – Parâmetros possíveis para os solos, proposto pelos autores devido as suas experiências e em valores de literaturas, apresentado na Tabela 2;

$N_{SPT}$  – Número de SPT obtido nas sondagens à percussão ao longo da profundidade.

Tabela 1 – Fatores de Correção

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-Moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Aoki & Veloso (1975 *apud* Aoki & Cintra, 2010, p. 26).

Tabela 2 – Coeficiente K e Razão de Atrito  $\alpha$ 

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,20	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki & Velloso (1975 *apud* Aoki & Cintra, 2010, p. 25).

Para o cálculo da carga admissível ( $P_{adm}$ ), usa-se um coeficiente de segurança de no mínimo 2, sendo assim, tem-se:

$$P_{adm} = \frac{PR}{2} \quad (6)$$

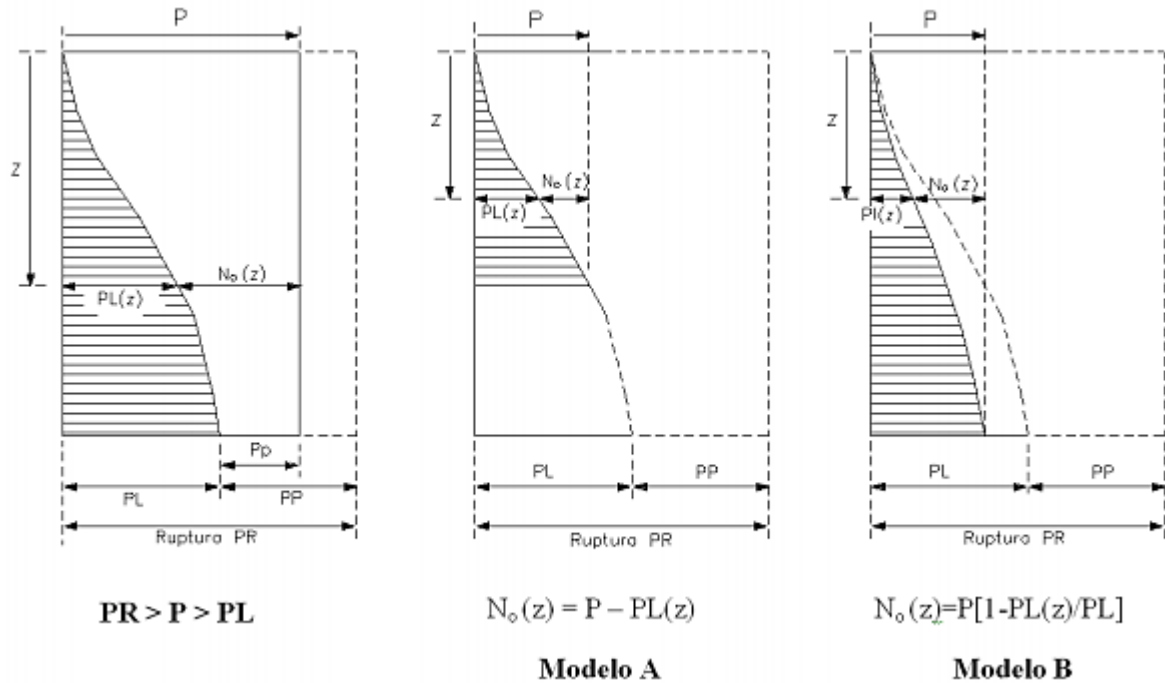
### 2.3.2 Mecanismo de Transferência Axial de Carregamento

Algumas observações experimentais realizadas por Aoki (1979 *apud* TQS Informática Ltda, 2006, p. 85) demonstram que no momento de ruptura  $PL$ , o atrito lateral é parcialmente mobilizado com um pequeno deslocamento de 4 a 10 mm no topo da estaca e não é influenciado, aparentemente, pelo tipo ou dimensão da estaca. Já para a resistência gerada pela ponta na ruptura  $PP$ , a dimensão da estaca tem grande influência na mobilização de grandes deslocamentos, 8% do diâmetro em estacas cravadas e até 30% do diâmetro para estacas escavadas.

Considerando a evidência de que o atrito lateral se mobiliza antes da base, pode-se simplificar que a reação na base da estaca inicia-se somente após a mobilização completa do atrito lateral. Aplicando uma carga de valor  $P$  no topo da estaca, de valor menor que a de ruptura ( $PR$ ) e maior que a de ruptura lateral ( $PL$ ), a resistência lateral é mobilizada no fuste e a diferença entre  $P$  e  $PL$  fornece a carga na base da estaca (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

$$PP = P - PL \quad (7)$$

Figura 8 – Modelo de Transferência de Carga



Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 85).

O modelo A demonstrado na Figura 8 considera a hipótese da distribuição parcial da carga ao longo da resistência lateral máxima ao longo do fuste, o diagrama da profundidade ( $z$ ) é dada pela seguinte equação:

$$N_o(z) = P - PL(z) \quad (8)$$

No modelo B é considerado a hipótese de que a distribuição se manifesta ao longo do fuste da estaca e redistribui as cargas gerando um diagrama de esforço normal, representado pela equação:

$$N_o(z) = P \left[ 1 - \frac{PL(z)}{PL} \right] \quad (9)$$

Estudos realizados por Aoki (1979 *apud* Ruas, 2015, p. 37) demonstram que tanto para o modelo A quanto para o modelo B, o diagrama de transferência de carga irá depender do diagrama de ruptura estaca-solo e da carga atuante no topo da estaca, além disso, a hiperestaticidade do sistema deixa de ser indeterminada.

Se a carga no topo da estaca for menor que a capacidade de resistir a cargas laterais,  $P < PL$ , a transferência de cargas locais para trechos da estaca será dada por duas hipóteses dependendo do modelo escolhido. No modelo A, à estaca passará para camadas mais profundas ao vencer a resistência de ruptura contato fuste-solo, podendo se subdividir em duas regiões;

no modelo B, à estaca passará para camadas mais profundas correspondente ao vencimento da resistência do contato fuste-solo (RUAS, 2015).

### 2.3.3 Estimativa de Recalques

Segundo Iwamoto (2000), um problema altamente complexo é estimar tensões e recalques em um ponto no interior do solo devido ao carregamento vertical de uma estaca, pois deve-se considerar alguns aspectos como a interação solo-elemento de fundação, deformação do solo, deformação do elemento de fundação, mudança das características do solo etc.

Vesic (1975 *apud* Sauthier, 2016, p. 25) cita que para a obtenção do recalque localizado na base da estaca é possível utilizar três tipos de modelos que representam o comportamento do solo. Estes três modelos são:

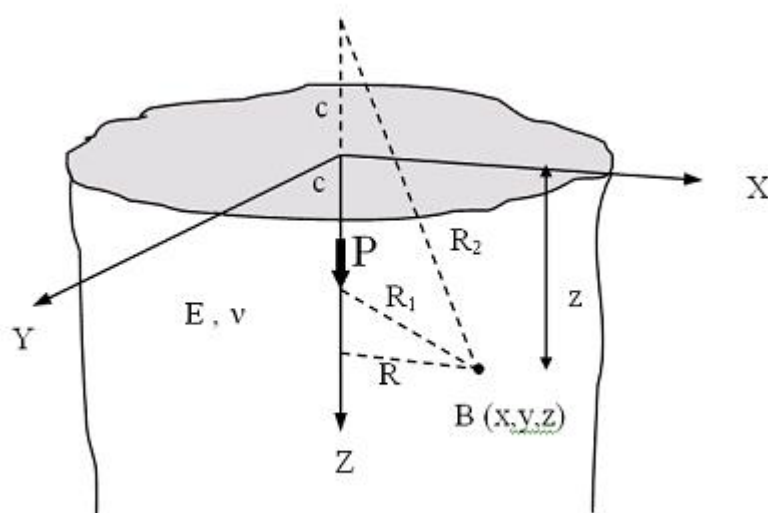
- i.* função de transferência de carga;
- ii.* solução analítica do meio elástico semi-infinito, isotrópico, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e pelo coeficiente de Poisson ( $\nu$ );
- iii.* modelos numéricos como elementos finitos, elemento de contorno, volumes finitos etc.

Ao utilizar o primeiro modelo, substituem-se os apoios oferecidos pelo solo por molas com rigidez conhecida, devendo obedecer à lei reológica em função da transferência de carga, onde se crê que o ponto só se deslocará caso for aplicada uma carga no local. No entanto, sabe-se que devido à continuidade do solo, os pontos distantes do local carregado também sofrem deslocamentos (IWAMOTO, 2000).

Aoki & Lopes (1975 *apud* Iwamoto, 2000, p. 24) propuseram um conjunto de soluções de recalques para estacas imersas no solo, como uma extensão do Vesic (proposto em 1975) sobrepondo efeitos de carregamento no solo usando a solução Mindlin (proposto em 1936, Figura 9). De acordo com este método, as cargas transmitidas ao solo por um conjunto de estacas são discretizadas em um sistema estático equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos se sobrepõem aos pontos em estudo.

Mindlin (1936 *apud* Souza, 2019, p. 25) desenvolveu equações para calcular o recalque imediato utilizando o solo como um elástico semi-infinito, mesmo não sendo completamente elástico, homogêneo ou isotrópico. A equação utilizada quando a carga é aplicada na profundidade do solo fornece expressões para tensões verticais e seus recalques relacionados. O SISE trata apenas do recalque vertical  $r_z$ .

Figura 9 – Meio Elástico Semi-Infinito Elaborado por Mindlin



Fonte: Mindlin (1936 *apud* TQS Informática Ltda, 2006, p. 90).

O autor ainda propôs fórmulas que assumiam que o solo era um meio homogêneo e infinitamente grande, no entanto, o solo natural possui camadas estratificadas e indeslocáveis até uma certa profundidade. Steinbrenner sugeriu um artifício em 1934 para considerar os problemas citados anteriormente, onde ainda considerava o solo como semi-infinito, embora as fórmulas fossem baseadas no trabalho de Mindlin (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

Outro ponto a ser considerado complicado na estimativa de recalques, é estimar o módulo de elasticidade do solo, pois essa deformabilidade irá variar conforme alguns fatores, como o carregamento aplicado, saturação e região onde será realizado a fundação, ou seja, um estudo aplicado para uma região tem a possibilidade de não valer para outra e isto conseqüentemente irá determinar se a estimativa de recalque ficará ou não mais próximo da realidade (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

### 2.3.4 Modelo de Distribuição de Cargas

#### 2.3.4.1 Carga na Base e Fuste

O modelo SISE admite, para a carga da base, uma carga uniformemente distribuída que será transformada em um sistema estático equivalente de cargas pontuais atuando em subáreas. Para a carga do fuste, admite-se uma distribuição linear onde a circunferência do raio e o trecho do fuste entre as profundidades é subdividido em partes iguais (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

### 2.3.4.2 Cálculo do Coeficiente de Reação Vertical

O coeficiente de reação vertical (CRV) pode ser considerado a rigidez do contato estaca-solo. O CRV é obtido através da carga aplicada no topo  $P_i$  e o deslocamento sofrido na base da estaca  $\delta_i$ , onde a sua resolução é realizada pelo modelo de Aoki-Lopes, com efeito de grupo (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

$$CRV_{estaca,i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad (10)$$

Onde:

$CRV_{estaca,i}$  – Coeficiente de reação vertical da  $i$ -ésima estaca;

$P_i$  – Carga aplicada no topo da estaca;

$\delta_i$  – Recalque na base da estaca somada a deformação elástica do fuste (caso seja necessário considerar).

Considerando a proporcionalidade das forças distribuídas ao longo do fuste e base da estaca, para o CRV do fuste na profundidade  $j$  da estaca  $i$ , tem-se:

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{CRV_{estaca,i} \cdot F_{fuste\ j,i}}{\sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i}} \quad (11)$$

Caso:

$P < PL_{(z)}$ , tem-se:  $\sum_{j=i}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i} = P_i$

$P \leq PL_{(z)}$ , tem-se:  $F_{ponta,i} = 0$

Para o CRV da ponta da estaca  $i$ , tem-se:

$$CRV_{ponta,i} = \frac{F_{ponta,i}}{\delta_i} \quad (12)$$

Caso:

$P \leq PL$ , tem-se:  $CRV_{ponta,i} = 0$

A resultante do coeficiente de reação da estaca  $i$  é dado pelo somatório dos coeficientes de reações verticais do fuste e da ponta.

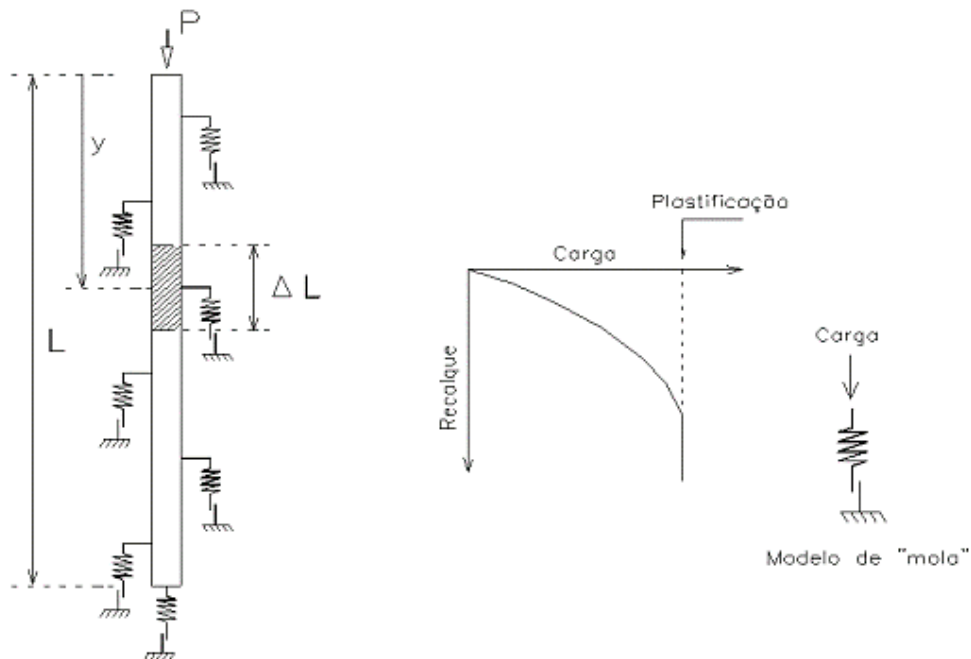
$$\sum_{j=1}^m CRV_{fuste\ j,i} + CRV_{ponta,i} = CRV_{geral,i} \quad (13)$$

Onde:

$j = 1, 2, 3, \dots, m$  da estaca  $i$

Pode-se associar as equações citadas acima a um conjunto de molas que se distribuem ao longo do fuste e da base da estaca, representando proporcionalmente a distribuição da rigidez do contato estaca-solo pela transferência de cargas (Figura 10). Caso o modelo A for adotado para a transferência, a distribuição do carregamento inicia-se pelo topo até a base, onde a mola será solicitada, e ao atingir a sua plastificação será repassada para a mola seguinte. Para este modelo, o carregamento na base da estaca ocorre somente após a plastificação (deslizamento) do contato fuste-solo. No modelo B, a carga será distribuída proporcionalmente ao longo do fuste até a base, como no modelo A, somente se toda a resistência lateral da estaca for vencida pelo carregamento localizado no topo da estaca, ou seja, quando ela entra em plastificação (RUAS, 2015).

Figura 10 – Representação da Estaca



Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 98).

A mola citada anteriormente não é idealizada por Winkler, pois há uma variação conforme o carregamento que altera a curva quando ultrapassado a resistência lateral  $PL$  do fuste, além disso, é influenciada pelo efeito de grupo, ou seja, o carregamento de uma estaca influenciará nos recalques das estacas mais próximas (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

### 2.3.4.3 Cálculo do Coeficiente de Reação Horizontal

O coeficiente de reação horizontal (CRH) pode ser considerado a rigidez do contato estaca-solo, ocasionado pela razão entre forças horizontais e pressões atuantes (CHRISTAN, 2012). Parte-se da hipótese que a pressão que atua na profundidade  $z$  é proporcional ao deslocamento do solo, sendo assim, tem-se que o  $k_z$  é definido por:

$$k_z = \frac{\sigma_z}{y} \quad (14)$$

Onde:

$k_z$  – Coeficiente de reação vertical;

$\sigma_z$  – Pressão atuante na profundidade  $z$ ;

$y$  – Deslocamento do solo.

Segundo Alonso (1989), o conceito é semelhante à hipótese de Winkler e pode ser aplicado em casos de vigas horizontais sobre apoios, porém, quando aplicado em estacas, os coeficientes perdem o sentido visto que há variação do módulo da reação horizontal, logo, tem-se:

$$K = \frac{p}{y} \quad (15)$$

Onde:

$K$  – Módulo de reação horizontal;

$p$  – Reação horizontal do solo na direção  $z$ ;

$y$  – Deslocamento do solo.

Dependendo do solo onde a estaca está inserida, o valor do módulo de reação horizontal pode variar constante ou linearmente crescente conforme a profundidade. O valor do módulo  $K$  (Tabela 3) é constante para solos argilosos pré-adensados, já para solos arenosos e argilas normalmente adensadas, há a variação linear conforme a profundidade  $z$ , sendo representada por:

$$K = n_H \cdot z \quad (16)$$

Onde:

$K$  – Módulo de reação horizontal;

$n_H$  – Constante do coeficiente de reação horizontal, conforme Tabela 4;

$z$  – Profundidade do solo.



Tabela 3 – Valores de Módulo de Reação  $K$  para Argilas Pré-Adensadas

<b>Argilas Pré-Adensadas</b>	<b>Valores de <math>K</math> (MPa)</b>	
	<i>Ordem de Grandeza</i>	<i>Valor Provável</i>
<i>Consistência</i>		
Média	0,70 a 4,0	0,80
Rija	3,0 a 6,50	5,0
Muito Rija	6,50 a 13,0	10,0
Dura	> 13,0	19,50

Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 103).

Tabela 4 – Valores da Constante do Coeficiente de Reação Vertical  $n_H$ 

<b>Compacidade de Areia ou Consistência da Argila</b>	<b>Valores de <math>n_H</math> (MPa)</b>	
	<i>Seca</i>	<i>Submersa</i>
Areia Fofa	2,60	1,50
Areia Medianamente	8,0	5,0
Areia Compacta	20,0	12,50
Silte Muito Fofa	-	0,20
Argila Muito Mole	-	0,55

Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 103).

Para o cálculo de fundações profundas carregadas transversalmente, o SISE utiliza o modelo de Waldemar Tietz (SPT/m), inicialmente elaborado para tubulões com diâmetro maior ou igual a 1 metro. Nos primeiros metros de profundidade do fuste é fundamental considerar a ação horizontal, pois quando há o deslocamento horizontal da estaca, o solo exerce uma pressão variável com a profundidade na superfície lateral  $b_c$  (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

$$C_z = m \cdot z \quad (17)$$

Onde:

$C_z$  – Coeficiente de recalque do solo, em  $\text{tf/m}^3$ ;

$m$  – Coeficiente de proporcionalidade que caracteriza a variação do coeficiente  $C_z$  em relação a qualidade do solo em  $\text{tf/m}^4$ , conforme Tabela 5 e Tabela 6;

$z$  – Profundidade das respectivas camadas do solo consideradas a partir da superfície do solo ou do nível da base do bloco.

Tabela 5 – Valores de Coeficiente de Proporcionalidade  $m$  para Solos Arenosos

<b>Solo Arenoso</b>	<b>Compacidade</b>	<b>SPT</b>	<b><math>m</math> (tf/m<sup>4</sup>)</b>
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco Compacto	7	300
Silte	Medianamente C.	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito Compacta	50	1500

Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 104).

Tabela 6 – Valores de Coeficiente de Proporcionalidade  $m$  para Solos Argilosos

<b>Solo Argiloso</b>	<b>Consistência</b>	<b>SPT</b>	<b><math>m</math> (tf/m<sup>4</sup>)</b>
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

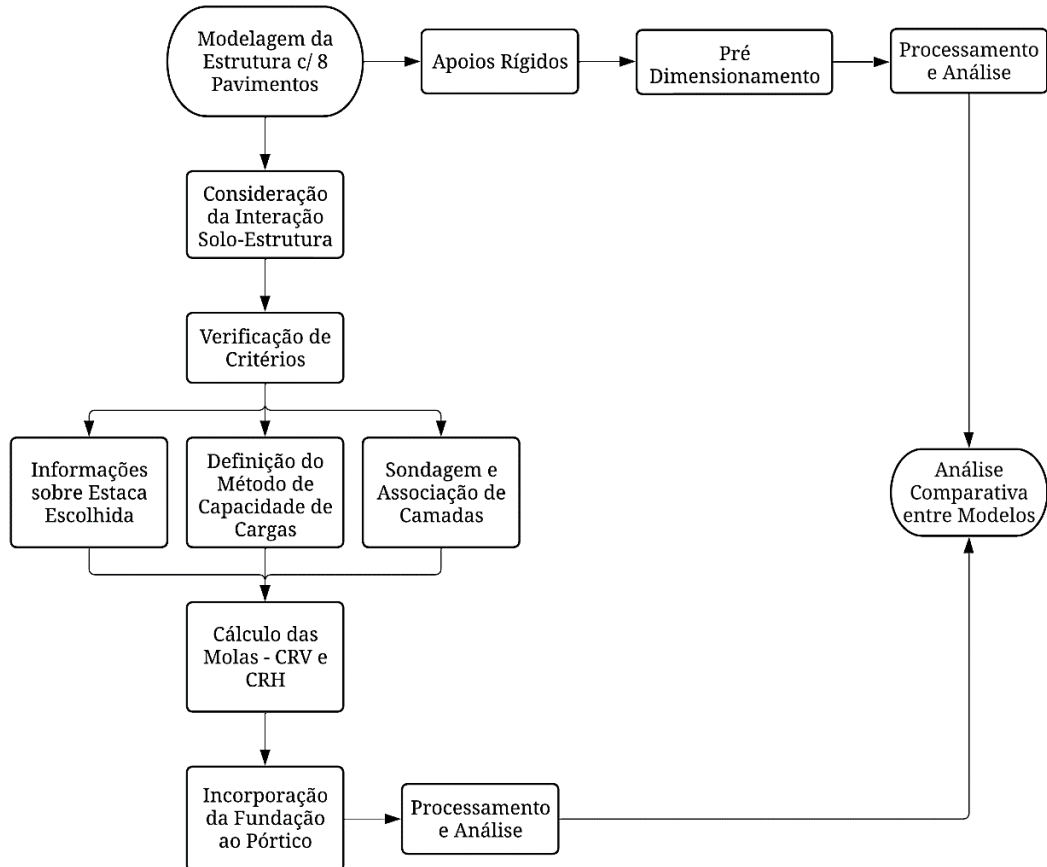
Fonte: TQS Informática Ltda (2006, p. 104).

A tabela de padrões russos de coeficientes de proporcionalidade do solo precisa ser comprovadamente relevante para o solo brasileiro. Existem algumas relações entre o número  $N_{SPT}$  à capacidade do solo, mas Waldemar Tietz desconhece um método prático semelhante ao das estacas carregadas axialmente, como os métodos propostos por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Outra nota importante é que o SISE atualmente não inclui todas as análises que o autor propôs para determinação do coeficiente de recalque do solo  $C_z$  (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

### 3 METODOLOGIA

A Figura 11 apresenta o fluxograma com as etapas executadas no presente trabalho.

Figura 11 – Fluxograma de Etapas do Trabalho



Fonte: Elaboração Própria (2022).

#### 3.1 LANÇAMENTO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

A estrutura para análise é composta por um edifício residencial em concreto armado possuindo 08 pavimentos tipo (PVT). Foi considerado um pé-direito de 2,80 metros, totalizando uma altura de 22,40 metros. Inicialmente configuram-se as informações características do edifício, sendo elas:

- Classe de Agressividade Ambiental: Classe II (Moderada/Urbana), conforme Tabela 6.1 da ABNT 6118:2014;
- Classe do Concreto: Classe C25 para todos os elementos da estrutura, conforme Tabela 7.1 da ABNT 6118:2014, sendo o módulo de elasticidade do concreto dado por  $E_{ci} = 28 \text{ GPa}$  e  $E_{cs} = 24 \text{ GPa}$ ;

- Cobrimento: 30 mm para vigas/pilares e 25 mm para lajes, conforme Tabela 7.2 da ABNT 6118:2014.

Para a modelagem da estrutura utilizou-se o modelo IV, este modelo é representado por um pórtico espacial composto por barras que simulam vigas e pilares da estrutura, considerando o efeito de diafragma rígido das lajes incorporado no sistema. Para vigas e pilares, os efeitos provenientes de ações verticais e horizontais são calculados como pórtico espacial, para as lajes, os pavimentos são simulados como grelhas e os esforços resultantes transferidos como cargas ao pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA LTDA, 2006).

Na concepção da estrutura considerou-se inicialmente uma seção de 19 x 50 cm para todos os pilares locados, seção de 19 x 30 cm para todas as vigas e para as lajes, espessura de 10 cm nas lajes dos apartamentos e espessura de 12 cm para o patamar da escada.

Para as ações permanentes considerou-se o peso próprio de cada elemento da estrutura e a carga das alvenarias sob vigas e lajes, conforme projeto arquitetônico disponibilizado no Anexo A. No cálculo da carga das alvenarias utilizou-se valores pré-estabelecidos da Tabela 2 da ABNT 6120:2019.

Para as ações variáveis considerou-se valores conforme a Tabela 10 da ABNT 6120:2019, sendo assim, as lajes internas dos apartamentos possuem carga distribuída de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, nas sacadas, carga distribuída de 2,5 kN/m<sup>2</sup> e em lajes de uso comum e escadas, carga distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup>.

Para a consideração da ação do vento na estrutura utilizou-se a ABNT 6123:1988, possuindo as seguintes características e parâmetros de coeficiente de arrasto apresentado na Tabela 7.

- Velocidade Básica (V0): Considerando, hipoteticamente, que o edifício estará localizado na região sul, sendo caracterizado por uma velocidade de 45 m/s;
- Fator do Terreno (S1): Considerando um terreno plano ou fracamente acidentado, sendo caracterizado por um fator  $S_1 = 1,0$ ;
- Categoria de Rugosidade (S2): Classe IV, tendo como característica do terreno que possui obstáculos numerosos, pouco espaçados e localizado em zona urbanizada;
- Classe da Edificação: A estrutura possui sua maior dimensão igual a 20 metros, sendo assim, classifica-se como Classe B;
- Fator Estatístico (S3): Para edifício residencial considera-se um fator  $S_3 = 1,0$ .

Tabela 7 – Parâmetro de Coeficiente de Arrasto para Edifício de 08 Pavimentos

Ângulo	Coeficiente de Arrasto (C.A)
0°	1,26
90°	0,99
180°	1,26
270°	0,99

Fonte: Elaboração Própria (2022).

Após a modelagem e a consideração de apoios rígidos, realizou-se o processamento global da estrutura e verificou-se que as seções anteriormente adotadas para os elementos atendiam ao dimensionamento realizado pelo *software*, sendo assim, não houve a necessidade de alterar a dimensão dos elementos. Ressalta-se que as flechas de vigas e lajes não foram analisadas, pois não são o foco do estudo.

A planta de formas do edifício pode ser visualizada no Apêndice A.

### 3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA FUNDAÇÃO

Para realizar o pré-dimensionamento dos blocos no *software* da TQS é necessário inserir previamente o diâmetro da estaca e a sua capacidade de carga, sendo assim, elaborou-se uma planilha Excel para o cálculo da profundidade ideal da estaca para suportar o menor esforço proveniente das reações dos pilares. As características consideradas no cálculo da capacidade foram baseadas no laudo de sondagem apresentado no Anexo B.

- Tipo de Estaca: Hélice Contínua;
- Diâmetro da Estaca: 40 cm;
- Cota de Assentamento: 9 metros.

O método utilizado para o cálculo da capacidade de carga das estacas foi descrito no item 2.3.1 do presente trabalho. Na Tabela 8 é apresentado os resultados obtidos pela planilha Excel.

Tabela 8 – Capacidade de Carga da Estaca pelo Método Aoki-Velloso (1975)

	Resultados (tf)
<b>Ponta (<math>r_p</math>)</b>	33,31
<b>Fuste/Lateral (<math>r_l</math>)</b>	37,62
<b>Capacidade de Carga (<math>PR</math>)</b>	70,94
<b>Carga Admissível (<math>P_{adm}</math>)</b>	35,47

Fonte: Elaboração Própria (2022).

A mínima reação no apoio obtida pela planta de cargas do edifício de 08 PVT foi de  $F_z = 31,41 \text{ tf}$ , enquanto a carga admissível da estaca resultou em  $\cong 35,47 \text{ tf}$ , a partir deste resultado, a lógica seria adotar 01 estaca para o bloco, porém, o *software* TQS trabalha com um processo iterativo, onde é inicialmente verificado a possibilidade de utilizar blocos de 01 ou 02 estacas em função do momento fletor na fundação. Caso o esforço normal máximo seja maior que a capacidade de carga das estacas ou a tração máxima maior que 10%, aumenta-se o número de estacas, logo, para este caso, é adotado bloco de 02 estacas. A mesma lógica é aplicada para os blocos restantes da fundação, o número de estacas por bloco e suas dimensões podem ser visualizadas na planta baixa de fundações apresentada no Apêndice B.

Ao processar a fundação se fez necessário ajustar alguns parâmetros do pré-dimensionamento dos blocos, realizado pelo TQS, como, por exemplo, altura dos blocos, comprimento de ancoragem das barras etc.

### 3.3 CONFIGURAÇÃO DOS CRITÉRIOS SISE

Inicialmente realiza-se o ajuste de critérios acessando o módulo SISE no menu principal do programa, ao selecionar *critérios de projeto*, define-se o modelo de estaca que será utilizado na fundação (Figura 12). A escolha do modelo é devido ao laudo de sondagem, que demonstra a presença de água no terreno, logo à estaca mais adequada para este tipo de situação é o modelo de hélice contínua.

Figura 12 – Escolha do Tipo de Estaca para a Fundação

TIPO	ESTACA SELECIONADA	PREDIMENSIONAMENTO		
		Predimensionamento por:	Øfuste	Fator
ESCAVADA	<input type="radio"/> Broca (Circular - Pequeno ø)	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Circular em geral	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Circular ou Retangular com Lama Betonítica (Estacão ou Barrete)	Tensão admissível	Tabela	1
PRÉ-MOLDADA	<input type="radio"/> Cravada (Circular ou Quadrada) - Maciça	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Prensada (Circular ou Quadrada) - Maciça	Tensão admissível	Tabela	1
FRANKI	<input type="radio"/> Fuste Apilado	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Fuste Vibrado	Tensão admissível	Tabela	1
OUTRAS	<input type="radio"/> Strauss	Tensão admissível	Tabela	1
	<input checked="" type="radio"/> Hélice	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Raíz	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Metálica	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Injetada sob Alta Pressão	Tensão admissível	Tabela	1
	<input type="radio"/> Não Padrão	Tensão admissível	Tabela	1

**Fator de correção de carga vertical. Este fator deve ser maior ou igual a 1.**

**Articulação:**

Articulada no topo    Não    Sim

Fonte: Elaboração Própria (2022).

Posteriormente definiu-se o modelo de cálculo para a capacidade resistente estimada das estacas, sendo este modelo, o método de Aoki-Velloso (1975). Na Figura 13 é demonstrado as considerações realizadas pelo programa, como a consideração do efeito de grupo, onde as estacas sofrem a influência uma das outras devido a sua proximidade, e o modelo de transferência de carregamento escolhido conforme o item 2.3.2 do presente trabalho.

Figura 13 – Configuração da Capacidade Resistente Estimada

**Capacidade resistente estimada** ?

- Método Aoki & Velloso (1975)
- Método Decourt & Quaresma (1978)
- Método Antunes & Cabral - SEFE III (1996)
- Método Philipponnat (1986)
- Método Pedro Paulo Velloso (1981)
- Método Alonso (1996)
- Método David Cabral (1986)

**Recalque vertical estimado**

Método Aoki & Lopes (1975)

Considera efeito de grupo ?

**Transferência axial de carregamento:**

Modelo A  Modelo B ?

Fonte: Elaboração Própria (2022).

Na sequência inseriram-se as informações do laudo de sondagem no programa, acessando o item *dados de sondagem*. A visualização da interface de inserção conta com alguns parâmetros como profundidade do indescalável, profundidade do nível d'água, profundidade do furo, NSPT etc., como mostrado na Figura 14.

Figura 14 – Interface para Inserção dos Parâmetros do Laudo de Sondagem

**Dados gerais da sondagem atual:**

Título:

X do furo:  m

Y do furo:  m

Profundidade do indescalável:  m

Profundidade de arrasamento:  m

Profundidade do nível d'água:  m

Defasagem p/ início da sondagem:  m

Profundidade do furo:  m

**Tipos de ensaio:**

SPT  SPT-T  Adesão  Pressão de Injeção

ngolpes      kgf.m      kPa      kgf/cm<sup>2</sup>

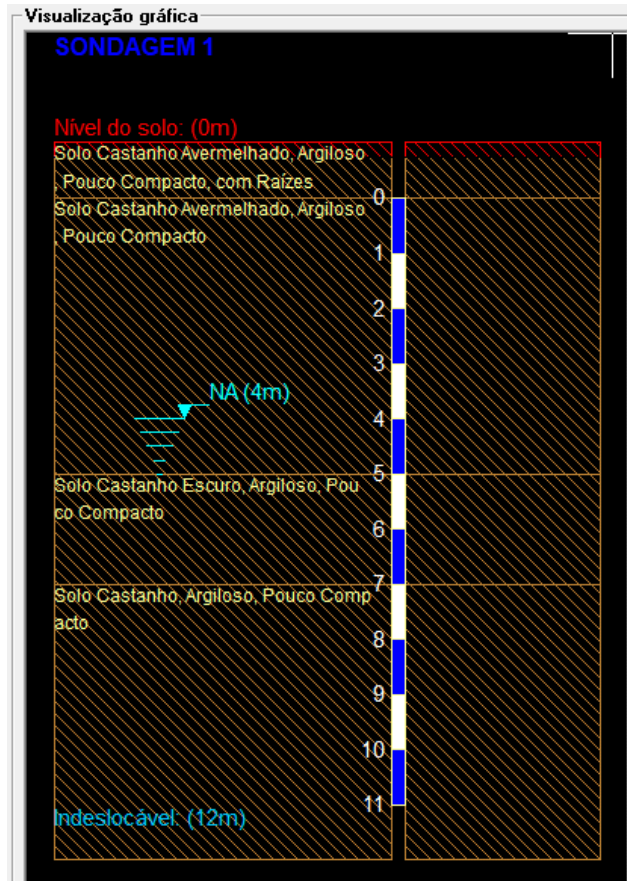
Leitura	SPT		SPT-T		Adesão		Injeção
	Golpes	TMáx	TMin	fsMáx	fsMin	Pressão	
1 m	22	0	0	0	0	0	
2 m	22	0	0	0	0	0	
3 m	8	0	0	0	0	0	
4 m	16	0	0	0	0	0	
5 m	3	0	0	0	0	0	
6 m	4	0	0	0	0	0	
7 m	22	0	0	0	0	0	
8 m	26	0	0	0	0	0	
9 m	47	0	0	0	0	0	

Número de golpes:

Fonte: Elaboração Própria (2022).

Logo após, inserem-se as características das camadas de solo, conforme o perfil geotécnico. O resultado da inserção de sondagem no *software* da TQS pode ser visualizado na Figura 15.

Figura 15 – Resultado da Inserção do Laudo de Sondagem no *Software*

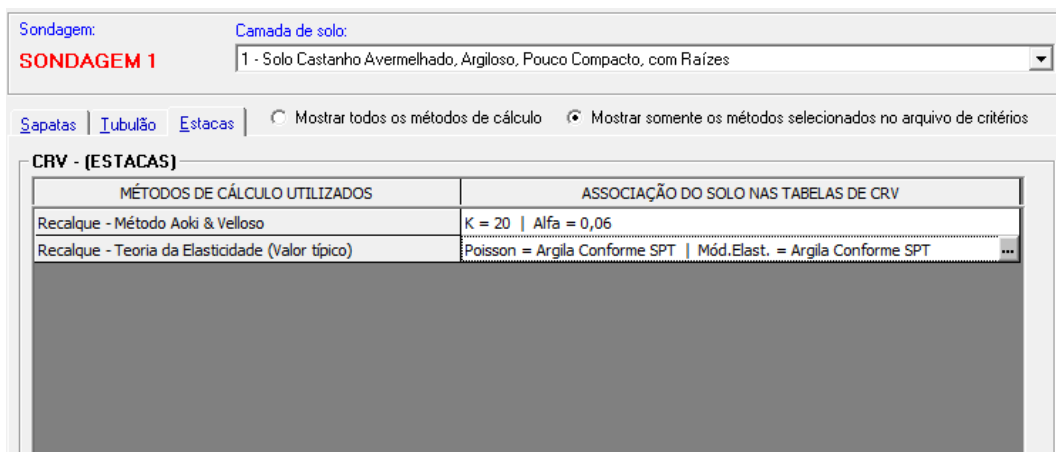


Fonte: Elaboração Própria (2022).

Na última etapa do processo realiza-se a associação de camadas do solo ao CRV e CRH conforme as características geotécnicas, determinando primeiramente os coeficientes referentes ao método de capacidade de carga ( $\alpha$ ,  $K$ ) e as características elásticas do solo ( $\nu$ ,  $E_s$ ) para cada uma das camadas de solo inseridas anteriormente. Os itens configurados são demonstrados na Figura 16 e Figura 17.

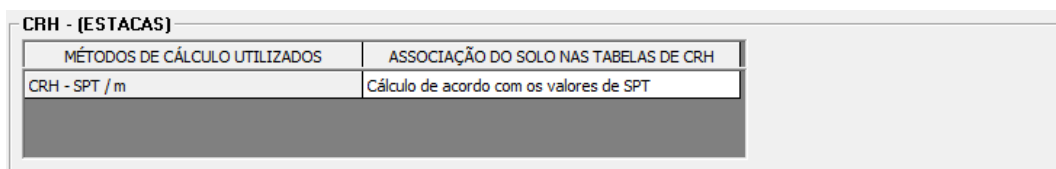


Figura 16 – Configuração dos Parâmetros para Cálculo de CRV



Fonte: Elaboração Própria (2022).

Figura 17 – Configuração do Parâmetro para Cálculo de CRH



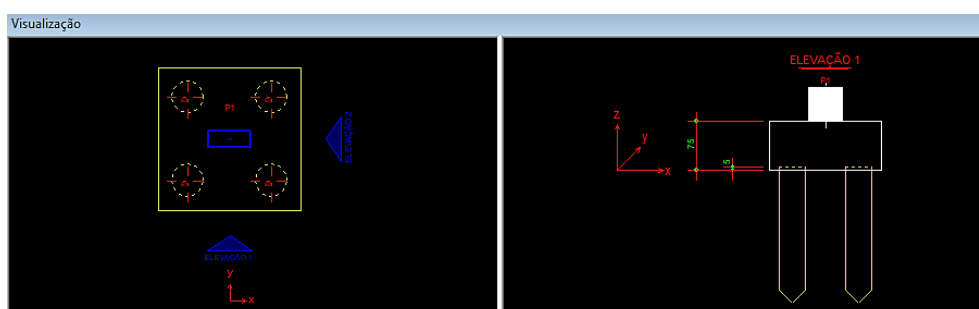
Fonte: Elaboração Própria (2022).

### 3.4 EDIÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Primeiramente importaram-se os elementos de fundação dimensionados no item 3.2, selecionando no menu o item *editores de fundações* e escolhendo a opção *estacas circulares e quadradas*. Inicialmente deve-se definir um valor delta, onde este é responsável por compatibilizar as cotas do projeto estrutural com as cotas do projeto de fundações.

A interface de edição dos elementos consta com uma janela de visualização (Figura 18) e outra com os dados de edição (Figura 19), onde é possível alterar manualmente informações dos pilares, blocos e estacas.

Figura 18 – Visualizador de Blocos e Estacas



Fonte: Elaboração Própria (2022).

Figura 19 – Janela de Edição de Dados de Blocos e Estacas

The screenshot shows the 'Edição dos dados' window with the following sections:

- Geometria | Cálculo e Sondagem | Estacas | Vigas**
- Dados do pilar**:
 

Dim.(x)	19
Dim.(y)	50
CG(x)	397,5
CG(y)	2070
CG(z)	0
Ângulo(x)	270
Dist.Pilar/Bloco	0
- Fornecer**:
  - Tipo: '4'
  - Dimensões do bloco
  - Entre eixos das estacas
- Desenhar por...**:
  - Dimensão X
  - Dimensão Y
- Bloco**:
  - Dim.(x): 170, Altura (h): 75, Excentric. (x): 0
  - Dim.(y): 170, Ângulo: 360, Excentric. (y): 0
- Estaca**:
  - Dist.(x): 100, Dist.(F): 35, Entra no bloco: 5
  - Dist.(y): 100, Diâm.(Ø): 40, Cota de arrasamento: -70
- Cota de assentamento**:
 

Nro.	Valor
0	0

 Aplicar a todas as estacas deste bloco
- Comprimento:**

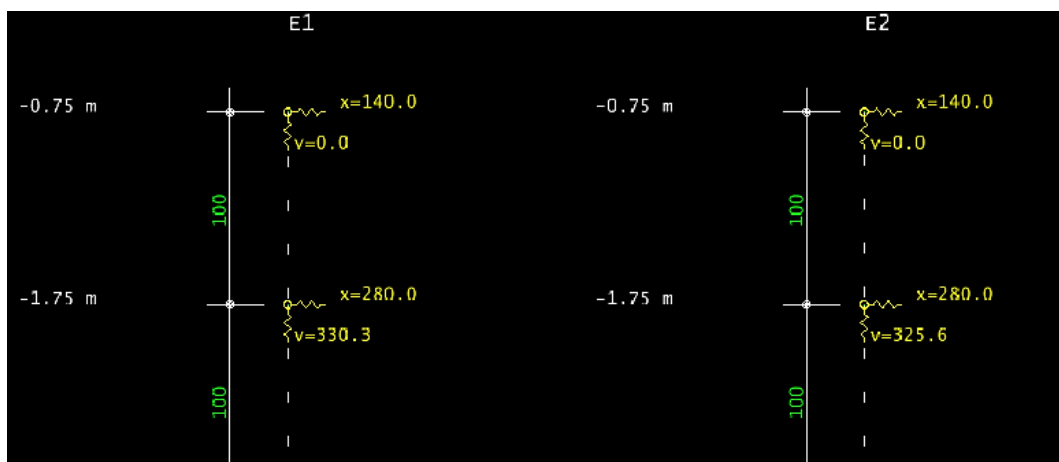
Fonte: Elaboração Própria (2022).

Ao realizar o pré-dimensionamento dos blocos no item 3.2, o *software* considera que as estacas devem ser locadas a uma profundidade de 2,0 metros abaixo do solo. Logo, verificou-se que essa profundidade se mostra incoerente se comparada com a profundidade considerada para o cálculo da capacidade de carga, sendo assim, foi modificado manualmente a profundidade de todas as estacas na aba de edição de dados, no item *cota de assentamento*.

### 3.5 INCORPORAÇÃO DO SISE AO MODELO ESTRUTURAL

Após todas as modificações necessárias, realiza-se o processamento da interação solo-estrutura selecionando o item *geração do modelo de fundação + estrutura* no menu principal. Nesta etapa tem-se o acesso dos resultados e desenhos do cálculo das molas CRV e CRH configuradas anteriormente, como demonstrado na Figura 20. É possível acessar aos diagramas de esforços nas estacas, no qual apresenta resultados com esforços majorados e minorados e estes resultados podem ser utilizados para o cálculo de armadura da estaca, quando necessário.

Figura 20 – Exemplo de Resultados para o Cálculo do CRH e CRV

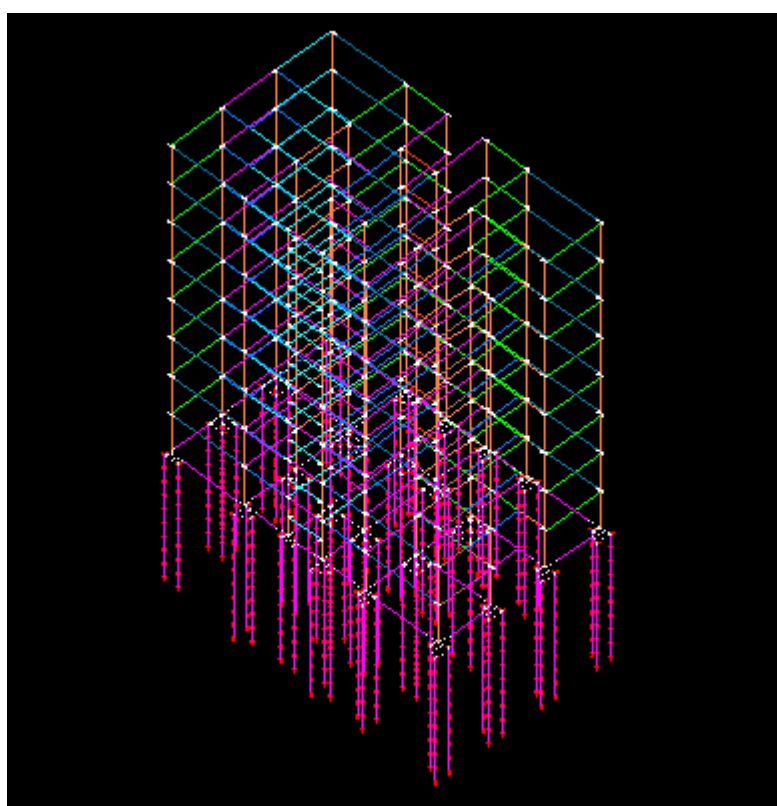


Fonte: Elaboração Própria (2022).

Ao validar os resultados do SISE, é realizado a incorporação da discretização da fundação ao pórtico espacial modelado inicialmente, ocasionando uma alteração da distribuição dos esforços dos elementos estruturais. Na configuração do edifício é ativado a opção *agregar a fundação discretizada do SISE no pórtico-TQS*.

Na última etapa é realizado novamente o processamento global da estrutura e ao configurar todos os elementos a serem processados, tem-se como resultado o seguinte pórtico espacial demonstrado na Figura 21.

Figura 21 – Pórtico com Molas CRV e CRH Após o Processamento



Fonte: Elaboração Própria (2022).

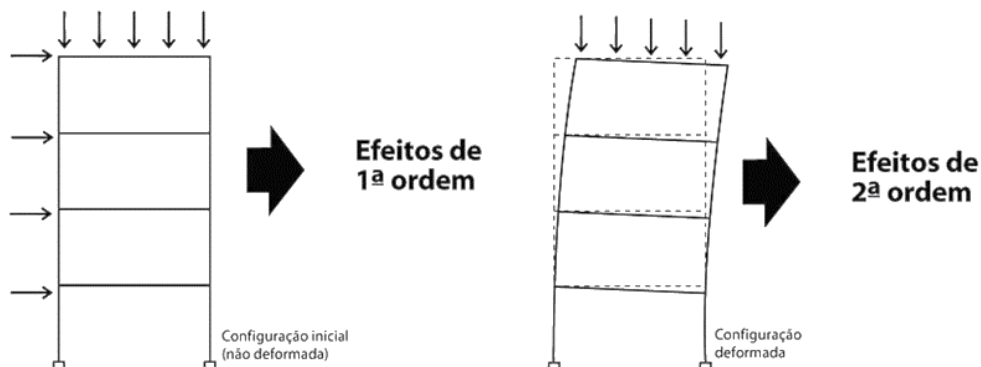
## 4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 4.1 ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO (ELU)

A estabilidade global da estrutura é uma condição que deve ser atendida de acordo com a ABNT 6118:2014, e é caracterizado pela perda da capacidade resistente que a estrutura possui, causada pelo aumento das deformações (KIMURA, 2007). A estabilidade global pode ser calculada utilizando o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  ou o coeficiente  $\gamma_z$ , que representa o coeficiente de majoração de esforços globais de 1ª ordem devido aos carregamentos horizontais para a obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, sendo este o mais utilizado.

Os efeitos da estabilidade global podem ser classificados de duas maneiras, efeito de 1ª ordem (nós fixos) e efeito de 2ª ordem (nós móveis), como demonstrado na Figura 22. Os efeitos de 2ª ordem se tornam obrigatórios quando estes são maiores que 10% dos esforços de 1ª ordem.

Figura 22 – Efeitos Globais em Estruturas



Fonte: Kimura (2007).

A análise da estabilidade global foi realizada considerando 03 casos distintos de combinações, em 04 direções diferentes, como apresentado na Tabela 9. O edifício em análise não possui total simetria, ocasionando diferenças de valores ao analisar as combinações, principalmente, envolvendo os elementos estruturais.

Tabela 9 – Resultados Obtidos para o Parâmetro  $\gamma_z$  de Estabilidade Global

Direção	Caso de Vento Simples			ELU - Vigas e Lajes			ELU - Pilares e Fundações		
	s/ ISE	c/ ISE	%	s/ ISE	c/ ISE	%	s/ ISE	c/ ISE	%
0°	1,13	1,17	3,54	1,13	1,16	2,65	1,13	1,16	2,65
90°	1,12	1,16	3,57	1,17	1,22	4,27	1,17	1,22	4,27
180°	1,13	1,17	3,54	1,14	1,17	2,63	1,14	1,17	2,63
270°	1,12	1,16	3,57	1,11	1,16	4,50	1,11	1,16	4,50

Fonte: Elaboração Própria (2023).

O coeficiente  $\gamma_z$  é válido para estruturas a partir de 04 pavimentos e aplicável entre valores de 1,10 até 1,30. Como esperado, os valores para o coeficiente  $\gamma_z$  são maiores ao considerar a interação solo-estrutura, tendo um acréscimo de 2,65% para o caso menos crítico e 4,50% para o crítico.

Segundo Alves & Feitosa (2020), este aumento está relacionado com a flexibilidade que os efeitos do mecanismo ISE ocasiona na estrutura e dependendo da quantidade de pavimentos, muitas vezes se faz necessário redimensionar ou alterar a concepção estrutural inicial, de forma a aumentar a rigidez da estrutura, para que seja atendido aos limites estabelecidos por norma. Em casos de edifícios com lajes planas, a interação solo-estrutura tem uma relevância considerável, pois juntamente com os pilares há a atuação do efeito de diafragma rígido, na qual restringe de forma parcial o giro das extremidades dos pilares, reduzindo os deslocamentos horizontais e efeitos de 2ª ordem.

#### 4.2 DESLOCAMENTOS LATERAIS MÁXIMOS (ELS)

Os deslocamentos laterais em uma edificação são provocados apenas pela ação do vento, calculados através da combinação frequente de vento (Tabela 10). Conforme a Tabela 13.3 da ABNT 6118:2014, são estabelecidos limites de aceitabilidade para os deslocamentos, sendo:

$$\frac{H}{1700} \quad (18)$$

$$\frac{H_i}{850} \quad (19)$$

Onde:

$H/1700$  – Deslocamento horizontal absoluto em função da altura total do edifício;

$H_i/850$  – Deslocamento em função da altura entre pavimentos.

Tabela 10 – Deslocamentos Máximos no Topo do Edifício

Direção do Vento	Limite $H/1700$	sem ISE	com ISE	%
0°	1,33	3,91	4,89	25,06
90°		1,46	1,88	28,76
180°		3,91	4,89	25,06
270°		1,46	1,88	28,76

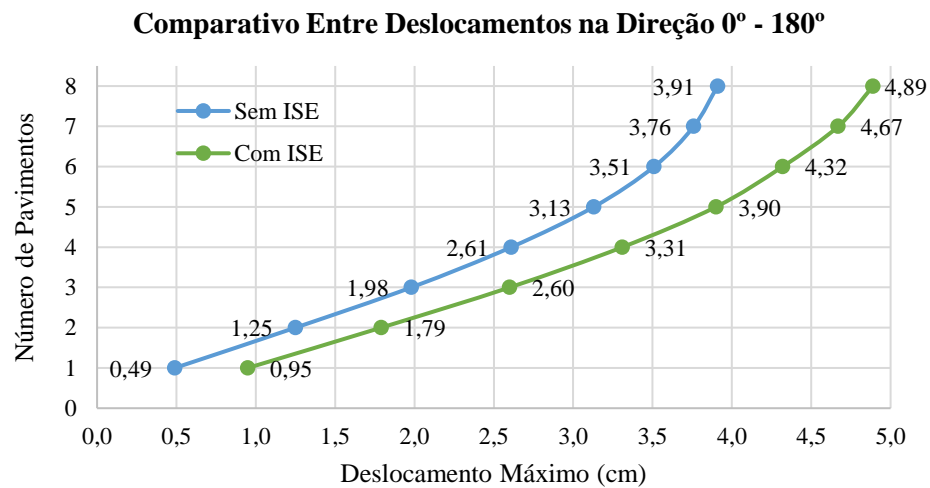
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Observa-se que antes da consideração da interação solo-estrutura, os deslocamentos em todas as direções já ultrapassavam o valor limite imposto por norma, tendo um aumento de 29%

nas direções de 90° e 270°, e 194% para a pior situação, considerando a direção do vento em 0° e 180°. Pode-se atribuir estes resultados ao fato de as vigas possuírem uma altura pequena, ocasionando uma menor contribuição para a rigidez da estrutura.

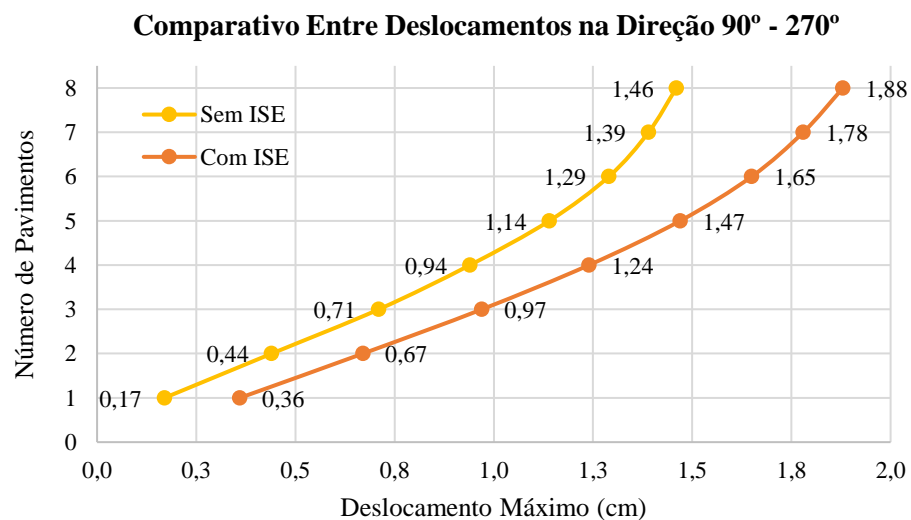
O deslocamento sempre será máximo no topo do edifício, na Figura 23 e Figura 24 observam-se os deslocamentos conforme o aumento do número de pavimentos. A partir do 5° até o 8° pavimento, a consideração da ISE gera um aumento médio de 24,23% para as direções de 0° e 180°, enquanto para as direções de 90° e 270°, a média é em torno de 28,42%. Do 1° ao 4° pavimento o deslocamento é mais significativo, especialmente no 1° pavimento, com diferença de 93,88% para as direções de 0° e 180°, e 111,76% nas direções 90° e 270°.

Figura 23 – Gráfico Comparativo de Deslocamentos Máximos nas Direções 0° e 180°



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 24 – Gráfico Comparativo de Deslocamentos Máximos nas Direções 90° e 270°



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Na análise dos deslocamentos entre pavimentos, verifica-se que o maior deslocamento ocorre no segundo pavimento, tendo maior influência nas direções 0° e 180°, como mostrado na Tabela 11. Pode ser observado neste caso que a diferença entre os resultados sem/com a consideração da interação solo-estrutura é relativamente baixa, variando entre 8,70% e 12,50%.

A variação destes valores, mesmo que em diferenças mínimas, podem ser relacionados ao mesmo raciocínio da estabilidade global, onde a interação solo-estrutura ocasiona maior flexibilidade nas estruturas, conseqüentemente, aumentando o deslocamento.

Tabela 11 – Comparativo de Deslocamentos Máximos Entre Pavimentos

Direção do Vento	sem ISE	com ISE	%
0°	0,23	0,25	8,70
90°	0,08	0,09	12,50
180°	0,23	0,25	8,70
270°	0,08	0,09	12,50

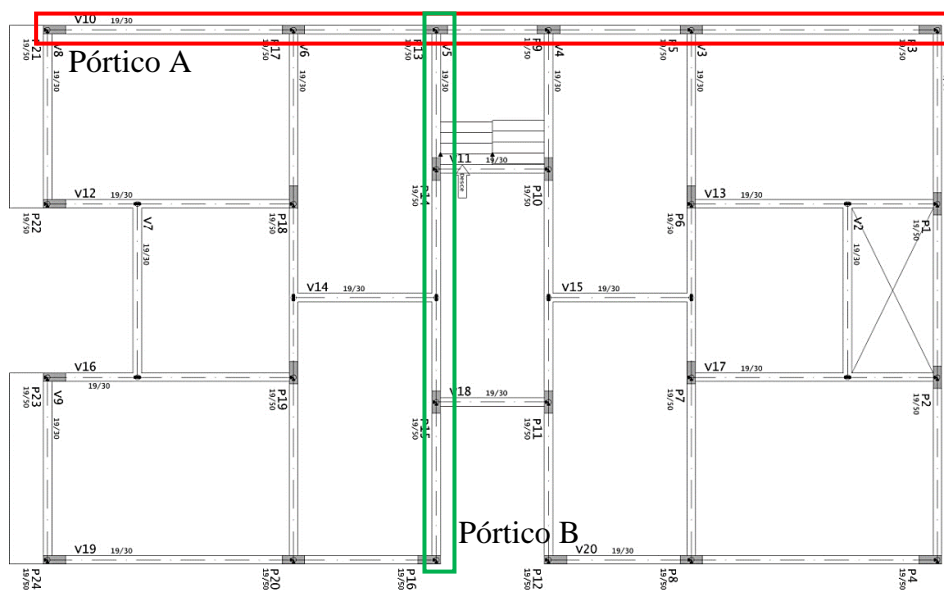
Fonte: Elaboração Própria (2023).

### 4.3 ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS (ELU)

#### 4.3.1 Vigas

Para as análises das vigas, observou-se o comportamento dos esforços em dois pórticos, um para cada direção, localizados na estrutura conforme a Figura 25, de maneira a comparar os resultados sem/com a consideração da interação solo-estrutura.

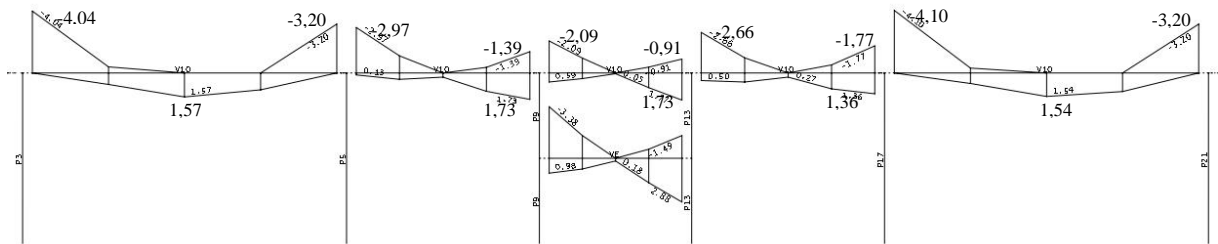
Figura 25 – Localização do Pórtico A e Pórtico B para Análise dos Esforços



Fonte: Elaboração Própria (2023).

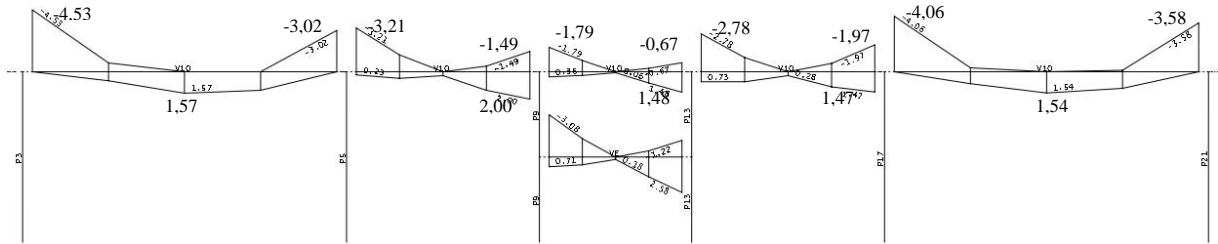
Para melhor compreender o comportamento dos esforços referentes aos momentos fletores positivo e negativos, considerando seus valores característicos, é apresentado na Figura 26 e Figura 27 os diagramas do pórtico A, demonstrando os casos da consideração ou não da interação solo-estrutura, referente aos esforços localizados no segundo pavimento. Na Figura 28 e Figura 29 é apresentado os mesmos esforços anteriormente citados, porém para o pórtico B.

Figura 26 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico A para a Viga V10, sem ISE



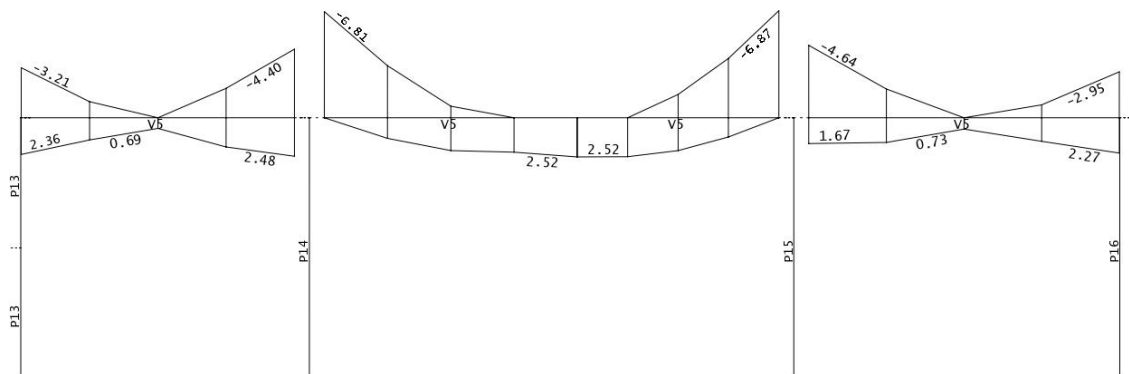
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 27 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico A para a Viga V10, com ISE



Fonte: Elaboração Própria (2023).

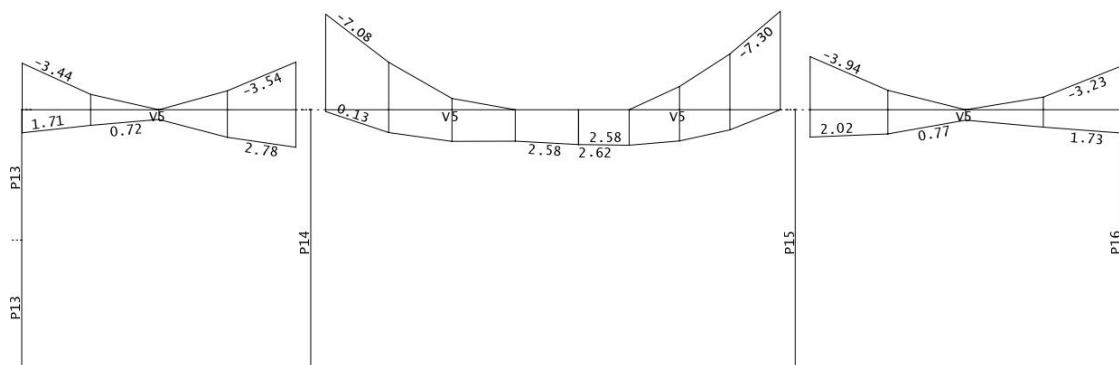
Figura 28 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico B para a Viga V5, sem ISE



Fonte: Elaboração Própria (2023).



Figura 29 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) do Pórtico B para a Viga V5, com ISE



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Na Tabela 12 (Pórtico A) e Tabela 13 (Pórtico B) é apresentado os resultados dos esforços referentes aos momentos fletores positivos máximos e aos momentos negativos localizados nos apoios das vigas, com seus valores característicos. Para essa análise foi considerado o caso que engloba a envoltória de combinações de verificação de estado de limite último, fornecida pelo *software* TQS. A análise ocorrerá considerando somente o pórtico do segundo pavimento, onde foi verificado que as vigas possuem esforços de momentos fletores mais significativos. As nomenclaturas A.E e A.D apresentadas na Tabela 12 e Tabela 13 são referentes aos apoios das vigas, localizadas do lado esquerdo e ao lado direito, respectivamente.

Tabela 12 – Momentos Fletores (tf.m) Referentes ao Segundo Pavimento (Viga V10)

Tramo	Apoio	Positivo Máximo			Negativo (A.E)			Negativo (A.D)		
		sem ISE	com ISE	%	sem ISE	com ISE	%	sem ISE	com ISE	%
V10a	P21/P17	1,54	1,54	0	-4,10	-4,06	-0,97	-3,20	-3,58	11,87
V10b	P17/P13	1,36	1,47	8,08	-2,66	-2,78	4,51	-1,77	-1,97	11,30
V10c	P13/P9	1,77	1,48	-16,38	-2,09	-1,79	-14,35	-0,91	-0,67	-26,37
V10d	P9/P5	1,73	2,00	15,60	-2,97	-3,21	8,08	-1,39	-1,49	7,19
V10e	P5/P3	1,57	1,57	0	-4,04	-4,53	12,12	-3,20	-3,02	-5,62

Fonte: Elaboração Própria (2023).

Tabela 13 – Momentos Fletores (tf.m) Referentes ao Segundo Pavimento (Viga V5)

Tramo	Apoio	Positivo Máximo			Negativo (A.E)			Negativo (A.D)		
		sem ISE	com ISE	%	sem ISE	com ISE	%	sem ISE	com ISE	%
V5a	P13/P14	2,48	2,78	12,09	-3,21	-3,44	7,16	-4,40	-3,54	-19,54
V5b	P14/P15	2,52	2,62	3,96	-6,81	-7,08	3,96	-6,87	-7,30	6,26
V5c	P15/P16	2,27	2,02	-11,01	-4,64	-3,94	-15,08	-2,95	-3,23	9,49

Fonte: Elaboração Própria (2023).

Em uma análise mais geral, observou-se que os esforços de momentos fletores positivos máximos nos tramos V10b e V10d no pórtico A, possuíram maior acréscimo em seus valores quando considerado a ISE, ficando em torno de 8,08% e 15,60% respectivamente, já no tramo V10c percebe-se um decréscimo significativo de 16,38%. Neste caso, observa-se que os tramos mais externos são os menos influenciados pela interação, enquanto os tramos adjacentes os mais carregados. Já para o pórtico B, o comportamento dos esforços muda, tendo um acréscimo de 12,09% no tramo inicial da viga, enquanto no tramo V5c, um alívio de esforços de 11,01%.

Para os momentos negativos no pórtico A, há uma redistribuição de esforços de forma que os tramos mais externos e adjacentes são os mais solicitados, enquanto o tramo V10c possui um alívio de esforços de 14,35% no apoio da esquerda e 26,37% no apoio da direita, sendo suportado pelo pilar P13 e P9. No pórtico B, os esforços mais significativos estão localizados no tramo central junto aos pilares P14 e P15, na qual possuem, respectivamente, um acréscimo de 3,96% e 6,26% em seus valores quando considerado a ISE, enquanto nos tramos externos, observa-se uma redução de esforços junto ao pilar P14 localizado a direita, em 19,54% e de 15,08% no pilar P15 localizado a esquerda.

No Apêndice C é apresentado o diagrama de esforços de todos os pavimentos, que ao analisar, escolheu-se o segundo pavimento para a realização deste tópico devido aos maiores momentos negativos ali presentes.

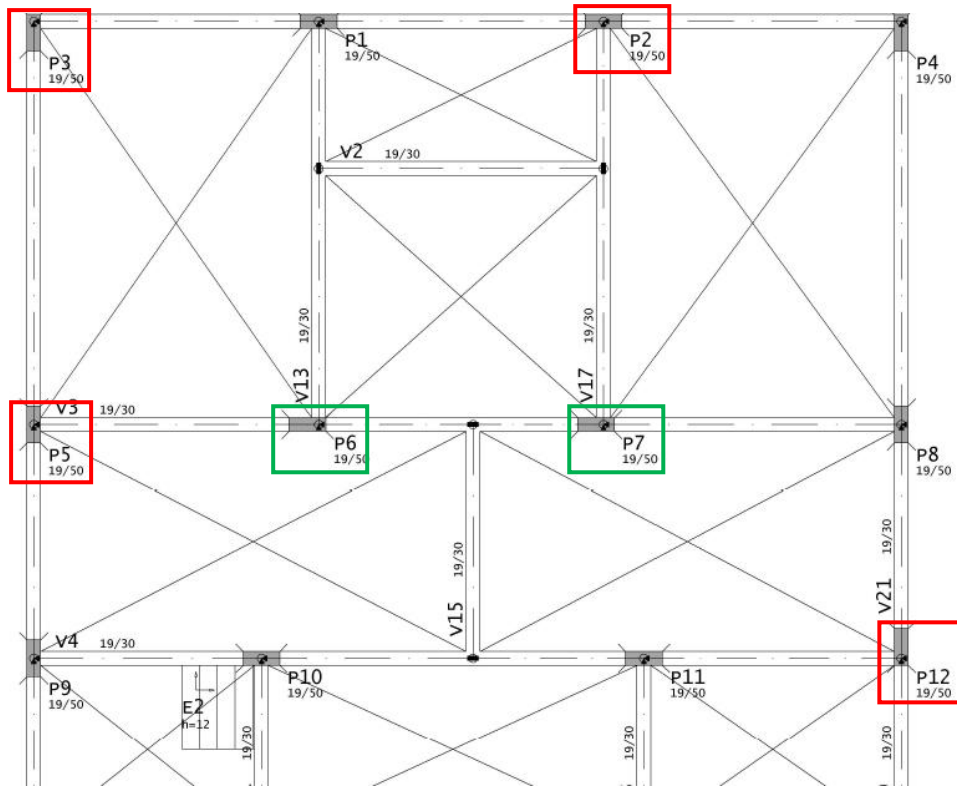
#### **4.3.2 Pilares**

Para a análise dos esforços de momentos fletores nas direções 0° e 90°, foram escolhidos 6 pilares para a comparação do comportamento destes, quando considerado a interação solo-estrutura. O foco da análise será na base e no topo dos pilares do primeiro pavimento (Figura 30), devido aos esforços serem maiores se comparado com os demais pavimentos. Os pilares na posição horizontal representam a direção de 0°, e na posição vertical, representam a direção de 90°.

Os respectivos pilares escolhidos são P3, P12, P2, P5, P6, P7 e seus diagramas de esforços sem/com a consideração da ISE são apresentados na Figura 31a, Figura 31b, Figura 32a e Figura 32b, Figura 33a e Figura 33b, Figura 34a e Figura 34b, Figura 35a e Figura 35b, Figura 36a e Figura 36b.

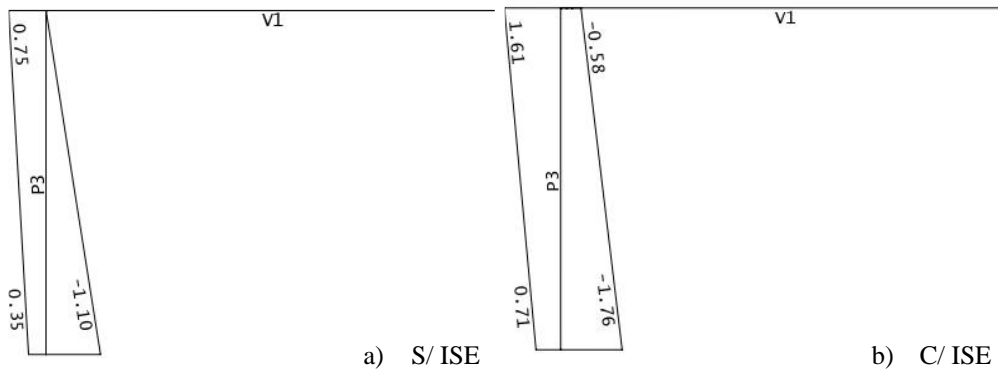
Nas Tabelas 14 e 15 são apresentados os resultados referentes aos esforços de momentos fletores para cada pilar. Para essa análise foi considerado o caso que engloba a envoltória de combinações de verificação de estado limite último, fornecida pelo *software* TQS.

Figura 30 – Localização dos Pilares em Análise



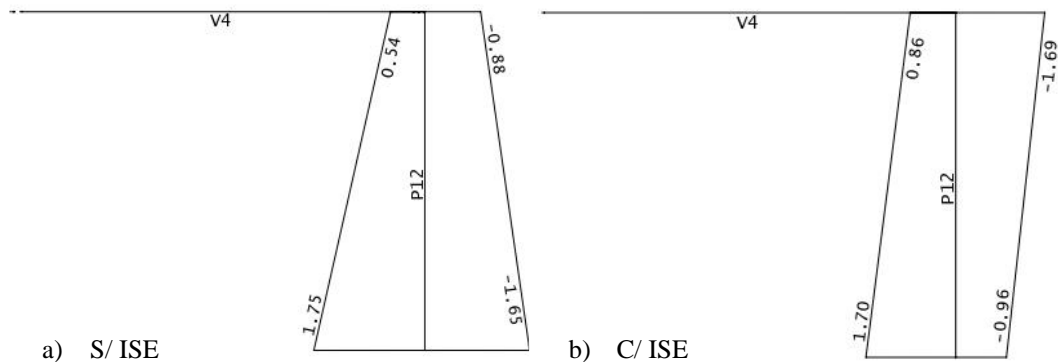
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 31 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P3



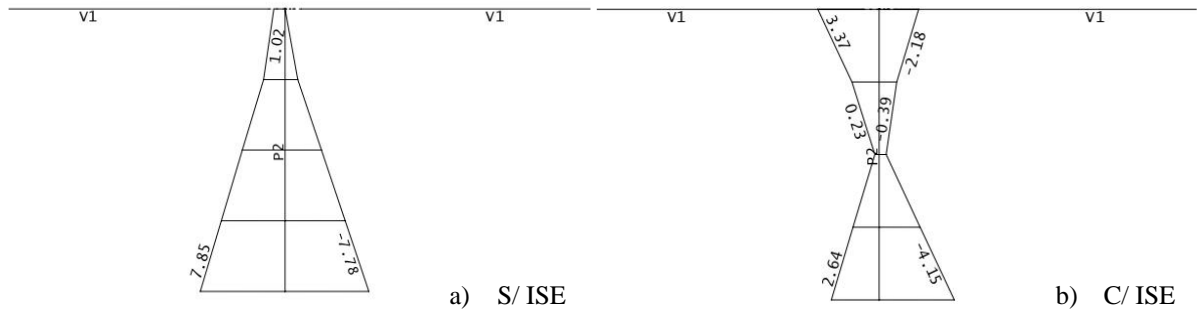
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 32 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P12



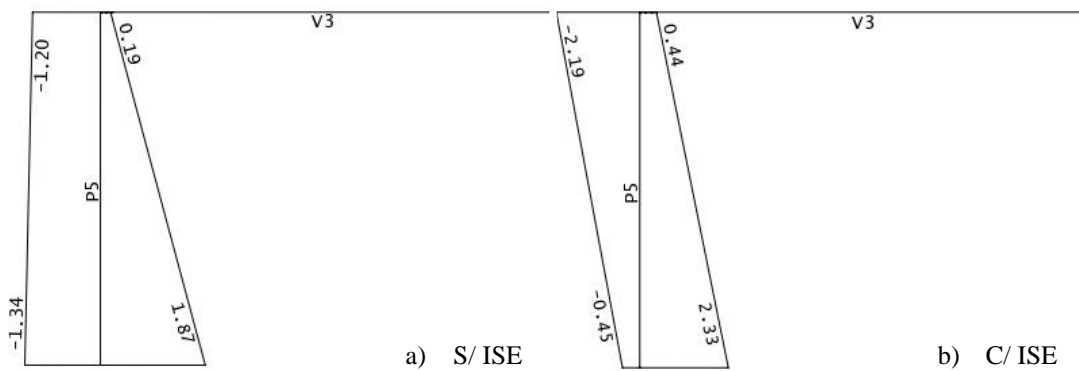
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 33 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P2



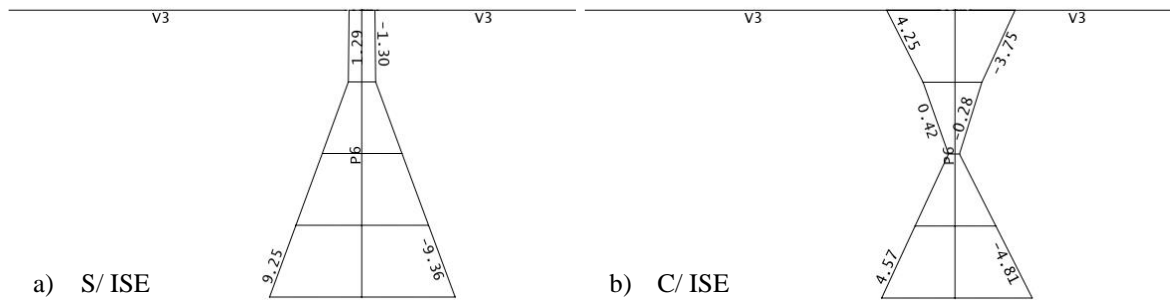
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 34 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 90° no pilar P5



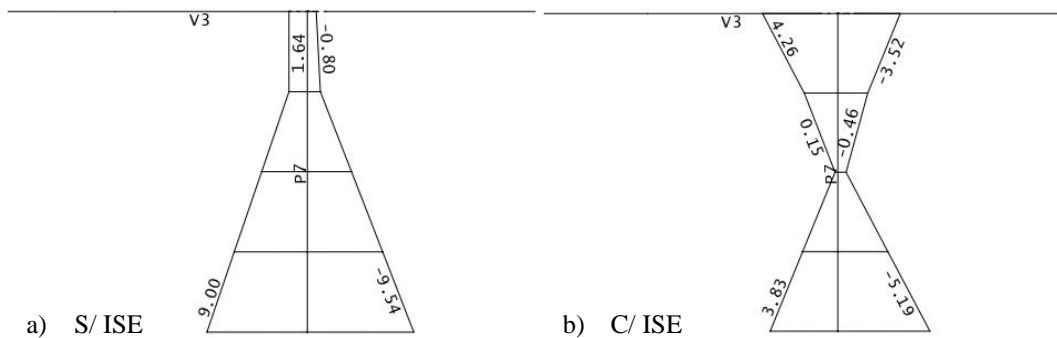
Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 35 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P6



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Figura 36 – Diagrama de Momento Fletor (tf.m) na Direção 0° no pilar P7



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Tabela 14 – Momentos Fletores Positivos e Negativos (tf.m) na Direção 0° para Pilares em Análise

Pilar	Momentos Positivos				Momentos Negativos			
	0° - Topo		0° - Base		0° - Topo		0° - Base	
	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>
P2	1,02	1,55	7,85	7,05	0,00	-0,94	-7,78	-6,44
	51,96%		-10,19%		-		-17,22%	
P6	1,29	2,56	9,25	7,10	-1,30	-1,72	-9,36	-9,51
	98,45%		-23,24%		32,30%		1,60%	
P7	1,64	1,96	9,00	9,91	-0,80	-2,45	-9,54	-7,49
	19,51%		10,11%		206,25%		-21,48%	

Fonte: Elaboração Própria (2023).

Tabela 15 – Momentos Fletores Positivos e Negativos (tf.m) na Direção 90° para Pilares em Análise

Pilar	Momentos Positivos				Momentos Negativos			
	90° - Topo		90° - Base		90° - Topo		90° - Base	
	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>	<i>sem ISE</i>	<i>com ISE</i>
P3	0,75	1,10	0,35	0,57	0,00	-0,12	-1,10	-1,51
	46,67%		62,85%		-		37,27%	
P12	0,54	0,44	1,75	2,69	-0,88	-1,50	-1,65	-1,23
	-18,51%		53,71%		70,45%		-25,45%	
P5	0,19	0,29	1,87	2,18	-1,20	-1,63	-1,34	-1,39
	52,63%		16,57%		35,83%		3,73%	

Fonte: Elaboração Própria (2023).

Os momentos fletores apresentados nos diagramas e principalmente nas tabelas acima, demonstram que seus esforços não ultrapassam 10 tf.m, porém, ao analisar o comparativo da diferença considerando ou não a interação solo-estrutura, percebe-se que mesmo para diferenças abaixo de 1 tf.m, o percentual é considerável.

Em um contexto geral observa-se que os maiores esforços estão localizados na base dos pilares, em ambas as direções, onde nos momentos positivos há tendência, quando considerado a ISE, dos esforços serem mais expressivos nos pilares intermediários P6 e P7, ocorrendo a mesma situação quando analisado os momentos negativos.

Nos esforços de momentos fletores positivos percebe-se que para a direção 0°, os resultados tendem a aumentar consideravelmente na base do pilar, exceto no pilar P6, apresentando um decréscimo de 23,24%, com uma diferença de 2,15 tf.m entre seus resultados sem/com a ISE. Os esforços também aumentam seus valores no topo dos pilares, sendo o pior caso no pilar P6, com acréscimo de 98,45% e diferença de 1,27 tf.m entre valores.

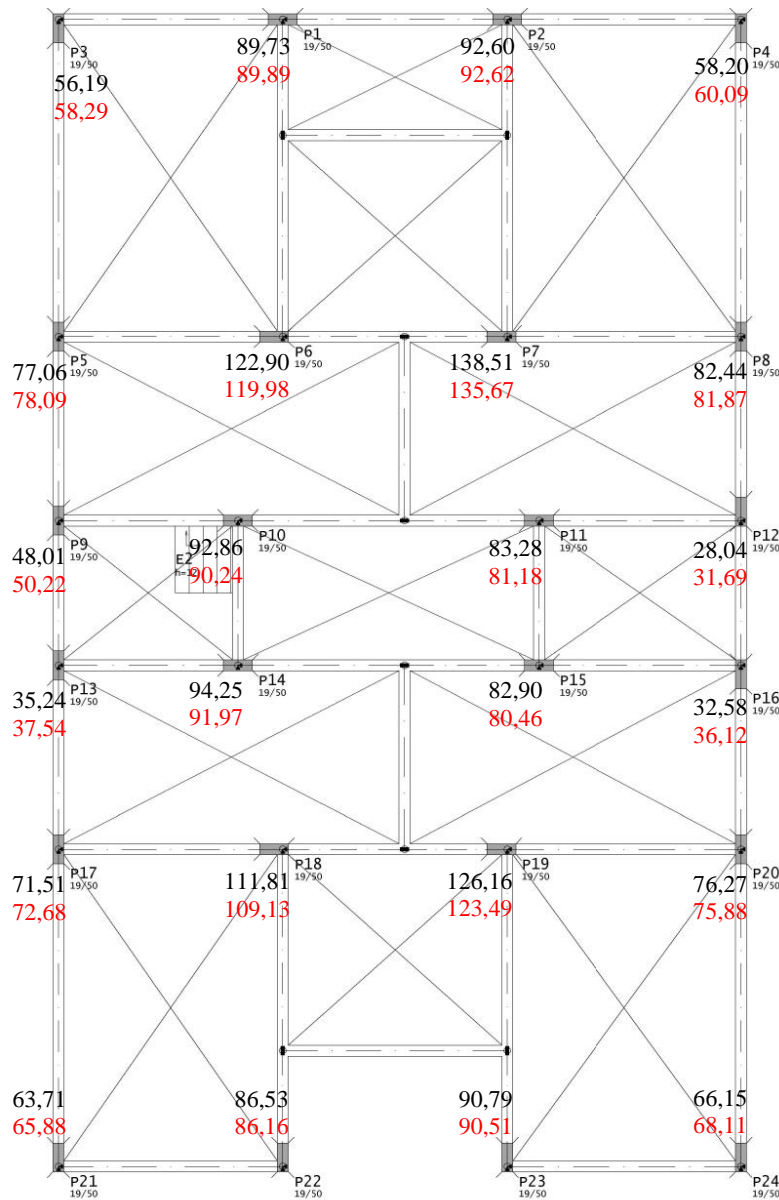
Para a direção 90° observa-se um acréscimo na base e topo do pilar, sendo de valor mais expressivo no pilar P12, com 53,71% para uma diferença de 0,94 tf.m na base e para o topo, valor mais significativo no pilar P3, com 46,67% em relação à diferença de 0,35 tf.m. O comportamento do pilar P12 se mostra diferente quando comparado aos outros pilares em análise, ocorrendo o decréscimo de 18,51% no topo para uma diferença de 0,10 tf.m.

Ao analisar os momentos fletores negativos na direção 0° é notório que o maior esforço é localizado na base do pilar P6, possuindo um acréscimo de 1,60% e diferença de 0,15 tf.m entre os valores sem/com ISE. Ao analisar os esforços no topo dos pilares, há acréscimo satisfatório quando considerado a ISE, de 206,25% para o P7, com diferença de 1,65 tf.m de diferença entre seus valores.

Na direção 90° o valor mais significativo é no topo do pilar P5, possuindo acréscimo de 35,83% para 0,43 tf.m de diferença. Para os outros casos têm-se valores maiores para a base e topo do pilar, exceto na base do P12, onde há um decréscimo de 25,45% no esforço de momento fletor negativo.

Para o último caso, foram analisadas as reações de apoio dos pilares, utilizando a combinação ELU – Peso Próprio + Permanentes, com seus respectivos valores de cálculo apresentados na Figura 37. Os valores representados em preto correspondem a não consideração da interação solo-estrutura, enquanto os valores em vermelho representam a consideração da ISE. Os pilares na posição horizontal representam a direção de 0°, e na posição vertical, representam a direção de 90°.

Figura 37 – Reações de Apoio (tf) na Base dos Pilares do Primeiro Pavimento



Fonte: Elaboração Própria (2023).

Observa-se que as reações de apoio em pilares localizados nos cantos e nas extremidades na direção  $90^\circ$  da estrutura tendem a aumentar quando considerado a interação solo-estrutura, sendo valores de reações menos expressivas nos cantos. Ainda analisando a direção de  $90^\circ$ , nos pilares de extremidade localizados nas laterais do edifício, observa-se que os esforços tendem a aumentar na lateral esquerda e diminuir quando localizado na lateral direita. Os pilares de extremidade localizados na área mais central da estrutura possuem valores menos significativos de reação de apoio quando comparado aos demais.

Observa-se que os pilares intermediários são os mais solicitados na estrutura, como o caso P6, P7, P18 e P19, e ao considerar a ISE estes valores são aliviados. Logo, percebe-se uma variação gradual, onde as reações de apoio diminuem na direção do centro para as extremidades.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

### 5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A falta de rigidez na estrutura, devido à altura da viga ser baixa, para este caso, ocasiona coeficientes de  $\gamma_z$  maiores que o limite estipulado por norma, e quando considerado a interação solo-estrutura esse parâmetro tende a crescer. O deslocamento do edifício no topo está diretamente relacionado com a estabilidade global, também tendo seus valores elevados quando considerado a ISE, possuindo maior influência nas direções 90° e 270°.

Para as análises de esforços em vigas, de maneira geral observou-se que os tramos mais solicitados são aqueles localizados no centro da viga, porém ao considerar a ISE, há a tendência de o alívio dos esforços nesta região, referente aos momentos fletores positivos e negativos.

O comportamento dos pilares não se mostra diferente quanto aos estudos realizados por outros autores, onde a base dos pilares possui maiores momentos fletores, sendo mais expressivo em pilares intermediários. Ao analisar as reações de apoio na base, ao utilizar a combinação de peso próprio + permanentes, a tendência é de os maiores esforços estarem localizados no centro do edifício e possuírem seus esforços aliviados ao considerar a ISE, o que ocorre de forma contrária para pilares localizados nos cantos da estrutura.

O presente trabalho buscou contribuir na área de interação solo-estrutura utilizando fundações profundas, e como resultado, a estrutura apresentou um comportamento esperado quando comparado com outras bibliografias consultadas. Além disso, percebe-se a grande influência que os efeitos da ISE ocasionam quando considerado as propriedades do solo no qual a estrutura está inserida, possibilitando que esta possa ser dimensionada de forma certa, levando em consideração o seu real comportamento.

### 5.2 SUGESTÕES

Como tema para estudos futuros na área de interação solo-estrutura, sugere-se:

- Analisar os esforços nas estacas;
- Analisar a influência da ISE nas flechas de vigas e lajes;
- Analisar o comportamento dos recalques totais ao considerar a ISE;
- Análise comparativa de aço na estrutura sem/com a consideração da ISE;
- Analisar a estabilidade global e os deslocamentos da estrutura considerando o efeito incremental (processo construtivo).



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 1ª ed. São Paulo: Edgar Bluncher Ltda, 1989. 158 p.

ALVES, Élcio Cassimiro; FEITOSA, Leonardo Almeida. Análise da Estabilidade Global de Edifícios Altos em Lajes Lisas Considerando a Interação Solo-Estrutura. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v.13, n.1, p. 183-199, fev-2020.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos Ângelo. **Influência da Variabilidade do Maciço de Solos no Comprimento de Estacas**. *In*: SEFE III – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 1996, São Paulo. Anais: SEFE III – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v.1. p. 173-184.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019** – Ações para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2019** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988** – Forças Devido ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1998.

CHRISTAN, Priscila de. **Estudo da Interação Solo-Estaca Sujeito a Carregamento Horizontal em Ambientes Submersos**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CINTRA, José Carlos Ângelo; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 93 p.

COLARES, George Moura. **Programa para Análise da Interação Solo-Estrutura no Projeto de Edifícios**. 2006. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FONTE, Antônio Oscar Cavalcanti da; JUCÁ, José Fernando Thomé; PONTES FILHO, Ivaldo Dário da Silva. **Interação Solo-Estrutura em Edifícios Altos**. *In*: X COMBRAMSEF – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994, Foz do Iguaçu. Anais: X COBRAMSEF – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Paraná: ABMS, 1994.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, Alexandre Duarte; GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo. **Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura**. In: X COMBRAMSEF – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994, Foz do Iguaçu. Anais: X COMBRAMSEF – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Paraná: ABMS, 1994. v.1. p. 68-74.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **Interação Solo-Estrutura para Edifícios de Concreto Armado sobre Fundações Diretas**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos Andares com Fundação Profunda**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

JORDÃO, Darcília Ruani. **Estabilidade Global de Edifício sobre Fundações Profundas, Considerando a Interação Solo-Estrutura**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculos de Edifícios com Uso de Sistemas Computacionais**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2007. 632 p.

LEE, C.Y; SMALL, J. C. Finitly Layer Analysis of Laterally Loaded Piles in Cross Anisotropic Soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.15, p. 785-808, fev-1991.

LOPES, Francisco de Rezende; GUSMÃO, Alexandre Duarte. **On the Influence of Soil-Structure Interaction in the Distribution of Foundation Loads and Settlements**. In: 10<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991, Firenze. Anais: 10<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Itália, 1991. v.2. p. 475-478.

MELO, Jaciara de Moraes de. **Estudo da Interação Solo-Estrutura em Estruturas com Fundações Profundas**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

MOTA, Magnólia Maria Campêlo. **Interação Solo-Estrutura em Edifícios com Fundações Profundas: Método Numérico e Resultados Observados no Campo**. 2009. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

RUAS, Matheus Dias. **Análise da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Concreto Armado com Fundações Profundas**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2015.

SANTOS, Marcell Gustavo de Chagas. **Análise Estrutural dos Efeitos dos Deslocamentos dos Apoios de Edifícios de Parede de Concreto Moldadas no Local**. 2016. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SAUTHIER, Manoela da Silva. **Segurança Estrutural na Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Concreto Armado sobre Estacas**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2016.

SOUZA, Heitor Venceslau Bezerra de. **Estimativa de Recalques em Estacas Considerando a Interação Solo-Estrutura**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2019.

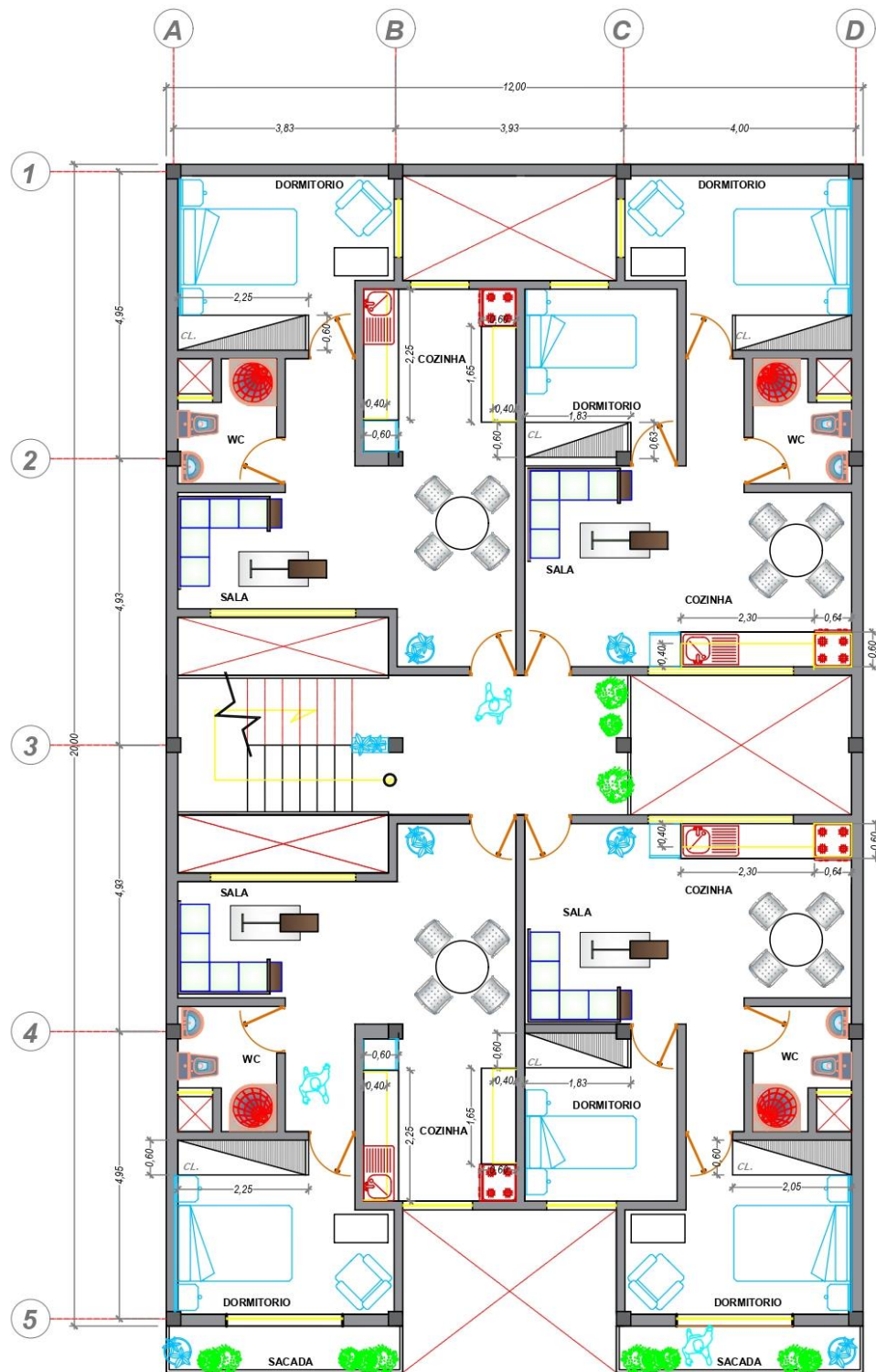
TQS INFORMÁTICA LTDA. **SISEs – Sistema de Interação Solo Estrutura: Manual Teórico**. São Paulo, 2006. 147 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ. Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação. **Capítulo 4 – Fundações Profundas**. 20---. Disponível em: <http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/04.pdf>. Acesso em: 26 jun. 2022.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações – Volume Completo**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 568 p.

**ANEXOS**

## ANEXO A – Planta Baixa Arquitetônica



**PLANTA TIPO**

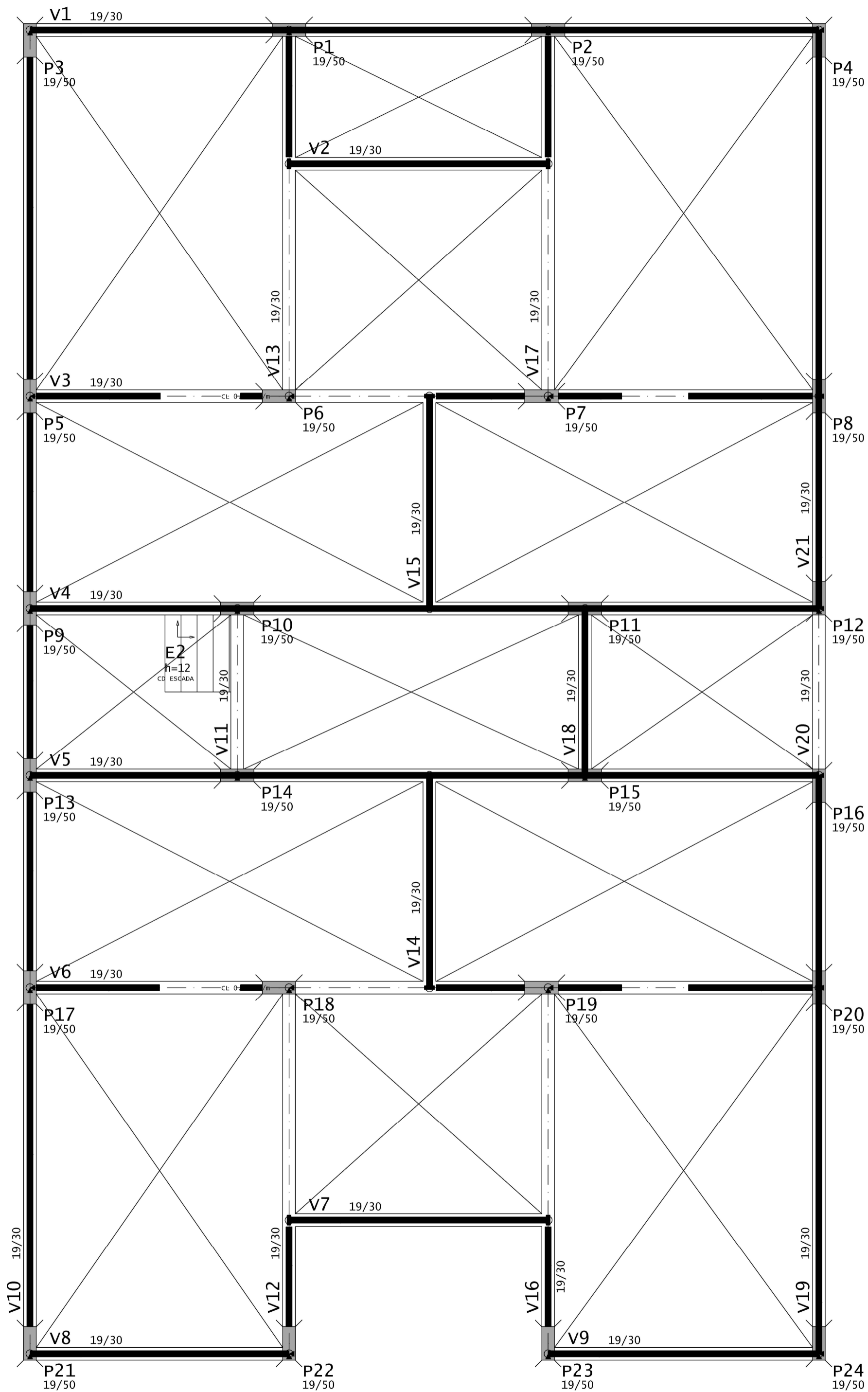
Fonte: Autor Desconhecido.

## ANEXO B – Laudo de Sondagem

Revestimento		Método amostragem		Cota relaçãõ R/L		NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Inicial/30cm	Índice SPT final/30cm	Amostragem	Prof. Camadas (m)	RELATÓRIO DE SONDAAGEM N° 040/2016	
3,0		Trado concha		309				21	22		1,00	Furo SP 07	Cota 314,000
		CA		304				22	22		2,00	SPT - Standart Penetration Test	
				299				8	8		3,00	Camadas - Classificação dos solos	
				294				16	16		4,00		
				289				2	3		6,00	Solo castanho avermelhado, ARGILOSO, pouco compacto, c/raízes, c/raros grãos finos	
				284				4	4		7,00	Solo castanho avermelhado, ARGILOSO, pouco compacto, c/média a baixa plasticidade	
				279				18	22		8,00	Solo ARGILOSO, castanho escuro, c/pontuações negras e esbranquiçadas, c/bx a média plasticidade, pouco compacto	
								21	26		9,00	Solo ARGILOSO, castanho, c/intensas pontuações e pequenos núcleos verdes e esbranquiçados e laminações negras, c/bx a média plasticidade, pouco compacto	
								46	47		10,00		
								50	50		11,00		
								52	54		12,00	† Furo concluído aos 12,0m por solicitação do responsável pela contratação	
											13,00		
											14,00		
											15,00		
											16,00		
											17,00		
											18,00		
											19,00		
											20,00		
											21,00		
											22,00		
											23,00		
											24,00		
											25,00		
											26,00		
											27,00		
											28,00		
											29,00		
											30,00		
											31,00		
											32,00		
											33,00		
											34,00		
											35,00		
											36,00		
											37,00		
											38,00		

Fonte: Autor Desconhecido.

## **APÊNDICES**





P3  
19/50

P1  
19/50

P2  
19/50

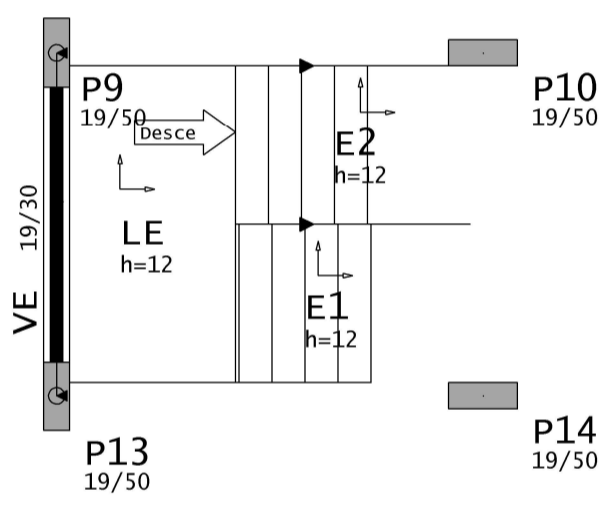
P4  
19/50

P5  
19/50

P6  
19/50

P7  
19/50

P8  
19/50



P11  
19/50

P12  
19/50

P17  
19/50

P18  
19/50

P19  
19/50

P20  
19/50

P21  
19/50

P22  
19/50

P23  
19/50

P24  
19/50

