



**UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA**  
**THEO HUGEN ROCHA**

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO ENTRE O SOLO E AS FUNDAÇÕES**

Palhoça  
2020

**THEO HUGEN ROCHA**

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO ENTRE O SOLO E AS FUNDAÇÕES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Paulo Henrique Wagner, Esp.

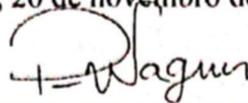
Palhoça  
2020

**THEO HUGEN ROCHA**

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO ENTRE O SOLO E AS FUNDAÇÕES**

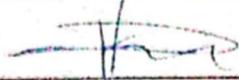
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 26 de novembro de 2020.



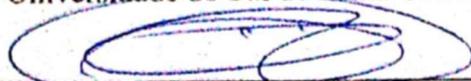
---

Professor e orientador Paulo Henrique Wagner, Esp.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Prof. Valdi Henrique Spohr, MSc.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Eng. Civil Marcus José de Oliveira  
Unibase Fundações e Engenharia Ltda

Dedico este trabalho a minha família, que são essenciais nesta jornada. Especialmente aos meus pais e minha namorada que sempre me motivaram e deram apoio para alcançar meus objetivos.

“Inteligência é a capacidade de se adaptar à mudança.” (STEPHEN HAWKING).

## RESUMO

O estudo da interação solo – estrutura (ISE), está se tornando uma nova tendência de mercado, e que é essencial para a segurança e durabilidade das peças estruturais. Com a última atualização da NBR 6122 (2019) surgiu a oportunidade de apresentar este trabalho para tornar mais visível os conceitos acerca do tema que é pouco empregado entre projetistas. O pórtico apresentado será lançado em um programa computacional avançado que permite inserir a natureza do solo através de coeficientes de recalque vertical ( $K_v$ ) e horizontal ( $K_h$ ). A partir da conclusão do pórtico, o modelo será replicado quatro vezes, sendo que cada um destes modelos terá características de solo diferentes e um destes representará o método convencional de lançamento que apresenta os apoios como sendo indeslocáveis, ou seja, sem a inclusão de características do solo e sem estacas. Será verificado a redistribuição dos esforços e momentos fletores nos pilares de cada um dos quatro modelos que serão comparados nos pavimentos iniciais.

Palavras-chave: Interação solo - estrutura, redistribuição de esforços.

## **ABSTRACT**

The study of soil - structure interaction (ISE), is becoming a new market trend, which is essential for the safety and durability of structural parts. With the last update of NBR 6122 (2019) the opportunity arose to present this work, to make more visible the concepts about the theme that is little used among designers. The structure presented will be launched in an advanced computer program that allows the insertion of the nature of the soil through vertical ( $K_v$ ) and horizontal ( $K_h$ ) repression coefficients. From the completion of the porch, the model will be replicated four times, each of which will have different soil characteristics and one of these will represent the conventional launch method that presents the supports as being inextricable, that is, without the inclusion of features soil and without stakes. It will be verified the redistribution of efforts and bending moments on the pillars of each of the four models that will be compared on the initial pavements.

**Keywords:** Soil-structure interaction, effort redistribution.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Blocos de fundação.....	15
Figura 2 - Sapatas isoladas .....	16
Figura 3 - Sapata de divisa com viga alavancada.....	17
Figura 4 - Fundações em radier .....	17
Figura 5 - Tipos de recalques em edificações e os tipos de danos associados .....	19
Figura 6 - Esquema representativo da coleta de amostras em profundidade.....	20
Figura 7 - Sistema de referência.....	22
Figura 8 - Elaboração de projetos estruturais e de fundações .....	23
Figura 9 - Analogia da viga-parede .....	24
Figura 10 - Sequência construtiva .....	25
Figura 11 - Edifícios vizinhos levantados simultaneamente .....	26
Figura 12 - Edifícios vizinhos construídos em tempos diferentes.....	26
Figura 13 - Edifício novo construído entre dois existentes .....	27
Figura 14 - Edifícios novos entorno de um existente .....	28
Figura 15 - Recalque X Rigidez relativa estrutura - solo .....	29
Figura 16 - Método de Winkler .....	31
Figura 17 – Modelos para a interação solo-estrutura .....	31
Figura 18 – Vista tridimensional da estrutura .....	32
Figura 19 – Forma do pavimento fundação.....	33
Figura 20 – Forma do pavimento tipo (18x) .....	34
Figura 21 – Valores de $K_v$ .....	36
Figura 22 - Coeficiente de Poisson.....	37
Figura 23 – Configurações das camadas de solo .....	38
Figura 24 – Gama z – Areia fina de praia.....	39
Figura 25 – Gama z – Argila molhada .....	39
Figura 26 – Gama z – Argila seca .....	40
Figura 27 – Gama z – Modelo sem estacas .....	40
Figura 28 – Pórtico unifilar – Areia fina de praia .....	41
Figura 29 – Pórtico unifilar – Argila molhada .....	42
Figura 30 – Pórtico unifilar – Argila seca .....	42
Figura 31 – Pórtico unifilar – Modelo sem estacas .....	43
Figura 32 – Carga $N_d$ máx – P1 .....	45

Figura 33 - MBd topo – P1 .....	46
Figura 34 - MBd base - P1 .....	46
Figura 35 - MHd topo - P1 .....	47
Figura 36 - MHd base - P1 .....	48
Figura 37 - Carga Nd máx - P9 .....	48
Figura 38 - MBd topo – P9.....	49
Figura 39 - MBd base - P9 .....	49
Figura 40 - MHd topo - P9 .....	50
Figura 41 - MHd base - P9 .....	51
Figura 42 - Carga Nd máx - P22 .....	52
Figura 43 - MBd topo - P22 .....	53
Figura 44 - MBd base - P22 .....	54
Figura 45 - MHd topo - P22 .....	54
Figura 46 – MHd base – P22.....	55
Figura 47 - SPT (Folha 1).....	61
Figura 48 - SPT (Folha 2).....	62

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 .....	24
Equação 2 .....	26
Equação 3.....	39

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1	OBJETIVOS .....	13
1.1.1	<b>Objetivo geral .....</b>	<b>13</b>
1.1.2	<b>Objetivos específicos .....</b>	<b>13</b>
1.2	METODOLOGIA .....	13
1.3	PROBLEMA A SER RESOLVIDO .....	14
1.4	JUSTIFICATIVA .....	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1	FUNDAÇÕES RASAS.....	15
2.1.1	<b>Blocos de fundação .....</b>	<b>15</b>
2.1.2	<b>Sapatas de fundação.....</b>	<b>16</b>
2.1.3	<b>Radier .....</b>	<b>17</b>
2.2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	18
2.2.1	<b>Estacas .....</b>	<b>18</b>
2.2.2	<b>Recalques nas fundações.....</b>	<b>18</b>
2.3	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) .....	19
2.4	INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA .....	21
2.4.1	<b>Sistema de referência .....</b>	<b>22</b>
2.4.2	<b>Fatores de influência na ISE .....</b>	<b>23</b>
2.4.2.1	Número de pavimentos.....	24
2.4.2.2	Processo construtivo .....	25
2.4.2.3	Edificações vizinhas .....	25
2.4.2.4	Rigidez relativa entre a estrutura e o solo .....	28
2.4.2.5	Forma da planta da edificação .....	29
2.5	ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DO SOLO .....	29
2.5.1	<b>Hipótese de Winkler.....</b>	<b>30</b>
<b>3</b>	<b>LANÇAMENTO DO PÓRTICO .....</b>	<b>32</b>
3.1	COEFICIENTES DE RECALQUE VERTICAL (KV).....	35
3.1.1	<b>Kv da areia fina de praia .....</b>	<b>36</b>
3.1.2	<b>Kv da argila molhada.....</b>	<b>36</b>
3.1.3	<b>Kv da argila seca .....</b>	<b>36</b>
3.2	COEFICIENTE DE POISSON (V) E DE RECALQUE HORIZONTAL (KH).....	36

3.3	DADOS DE ENTRADA NO SOFTWARE .....	37
3.3.1	<b>Coeficiente Gama-Z (<math>Y_z</math>) .....</b>	<b>38</b>
3.3.2	<b>Análise do pórtico unifilar .....</b>	<b>41</b>
3.4	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS PILARES .....	44
3.4.1	<b>Pilar P1 (canto) .....</b>	<b>45</b>
3.4.2	<b>Pilar P9 (extremidade) .....</b>	<b>48</b>
3.4.3	<b>Pilar P22 (centro) .....</b>	<b>51</b>
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	56
4.1	CONCLUSÃO .....	56
4.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	57
	<b>ANEXO A – SONDAÇÃO SPT .....</b>	<b>61</b>
	<b>ANEXO B – RESULTADOS DOS PILARES P1, P9 E P22 .....</b>	<b>63</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Com a última atualização da NBR 6122 (2019) foi incorporado novos parâmetros de análise da interação solo estrutura (ISE), identificando mais claramente quais os casos de obras de engenharia em que se deve enaltecer o estudo da ISE.

A aplicação prática da interação solo estrutura compõem muitas equações e um certo grau de complexidade, cabendo a comunidade científica investigar sua contribuição nas análises estruturais e torna-las mais diligentes com o uso de programação e softwares (IWAMOTO, 2000).

Cronologicamente no Brasil, CHAMEKI (1956) esteve à frente dos primeiros estudos sobre a ISE adotando ao problema pesquisas sobre adensamento do solo (1969) e por ser um assunto relativamente novo dentro do campo tecnológico, há carência de informações acerca da ISE em fundações profundas (IWAMOTO, 2000).

Antoniazzi (2011) relata que grande parte dos calculistas ainda desenvolve a concepção da estrutura supondo indeslocabilidade na base dos pilares, ou seja, considera-se o apoio rígido e sem deslocamento.

No entanto para o desenvolvimento do projeto estrutural estar em conformidade com a execução da obra, o projetista deve convergir os parâmetros da geotecnia com a engenharia de estruturas (ANTONIAZZI, 2011).

Pela importância de se obter mais visibilidade e estudos sobre a interação solo estrutura, este trabalho relata os pontos fundamentais sobre o tema e simula através de programas computacionais alguns modelos de estruturas para avaliar a redistribuição de cargas e análise de esforços de modo que a torná-las seguras e economicamente viável.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Abordar os conceitos técnicos essenciais para uma análise conjunta dos elementos da estrutura, da fundação e do solo. E realizar testes em diferentes modelos estruturais e avaliar seus respectivos comportamentos com o uso do software de cálculo Eberick.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Abordagem sobre os tipos de fundações, as rasas e as profundas;
- Tipos de ensaio para obtenção da geologia do solo;
- Apresentar os requisitos necessários para uma análise de pórticos com ênfase na interação solo-estrutura;
- Aprofundar os conceitos na interação solo – estrutura com base no método de Winkler;
- Comparar o comportamento de estruturas quando submetidas a ISE através do Software Eberick.

## 1.2 METODOLOGIA

Com a finalidade de atender os objetivos estipulados neste trabalho, foi definido uma pesquisa básica estratégica com foco em gerar conhecimento através de outros estudos, realizando uma abordagem quantitativa com a intenção de quantificar e analisar os problemas propostos.

Já o objetivo deste estudo é o exploratório, sendo que visa tornar o problema mais visível e familiar para comunidade científica.

O método empregado foi o dedutivo de modo a avaliar as conclusões de forma lógica.

O procedimento técnico adotado foi a pesquisa bibliográfica, com o uso de pesquisas, dados técnicos e materiais científicos.

Para este estudo sobre a análise das condições de contorno entre o solo e as fundações, será realizado uma abordagem dos tópicos do tema e será feita uma análise

comparativa entre alguns modelos de estruturas afim de obter a redistribuição de cargas em pilares com o uso do software Eberick.

### 1.3 PROBLEMA A SER RESOLVIDO

O avanço tecnológico permite aos projetistas obter estruturas na etapa de projetos mais fieis com a realidade, sendo que o uso da interação solo – estrutura se tornou viável de ser empregado e possui grande significância na redistribuição dos esforços de uma obra.

Consequentemente este trabalho correlaciona os esforços de pilares obtidos no método convencional de cálculo com o método da interação solo-estrutura para um pórtico de 18 pavimentos.

E para a hipótese de pesquisa surgem os seguintes questionamentos: Existe diferença considerável de esforços utilizando os apoios indeslocáveis em detrimento aos modelos com apoios elásticos e qual modelo condiz com a realidade?

### 1.4 JUSTIFICATIVA

Um ponto principal ao se desenvolver um projeto é tornar os esforços nos elementos estruturais o mais condizente com a realidade, para que isso ocorra é necessário que se considere a interação solo - estrutura.

Portanto um projeto que considera a influência da interação solo - estrutura na sua concepção está sendo mais realista com os esforços solicitantes em detrimento ao que considera os apoios da estrutura como sendo indeslocáveis.

O estudo apresentado tem a motivação de comparar os esforços dos pilares de um edifício submetido a modelos de interação solo - estrutura e outro considerando os apoios indeslocáveis.

E toda as análises feitas se tornaram viáveis graças ao uso do software Eberick, pois este permite a inserção de camadas do solo em sua configuração, facilitando uma análise conjunta entre a estrutura e o solo.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 FUNDAÇÕES RASAS

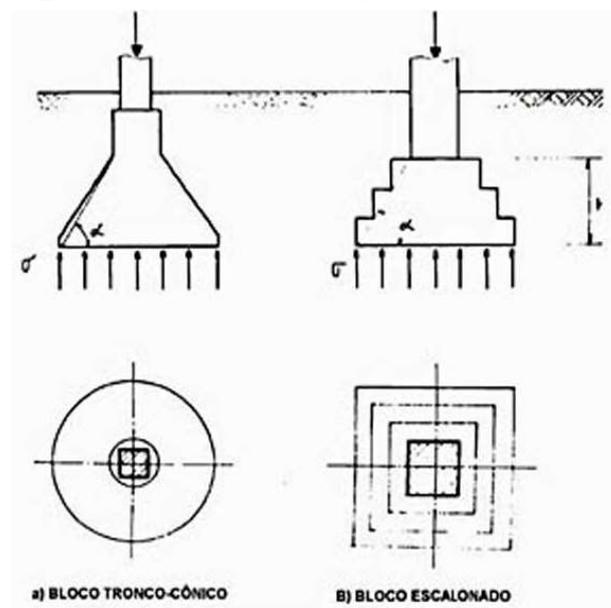
As fundações rasas ou diretas se apoiam diretamente sobre o solo em pequenas profundidades comparado ao solo circundante (HACHICH *et al.*, 1998).

Ainda segundo Hachich *et al.* (1998) as fundações diretas se dividem entre sapatas, blocos e radier.

#### 2.1.1 Blocos de fundação

São elementos de apoio da estrutura feitos de concreto simples e qualificados por terem uma altura relativamente grande, para que trabalhem essencialmente com as cargas de compressão. Em geral os blocos possuem formato escalonado, pedestal ou tronco de cone conforme figura 1. (HACHICH *et al.*, 1998).

Figura 1 - Blocos de fundação

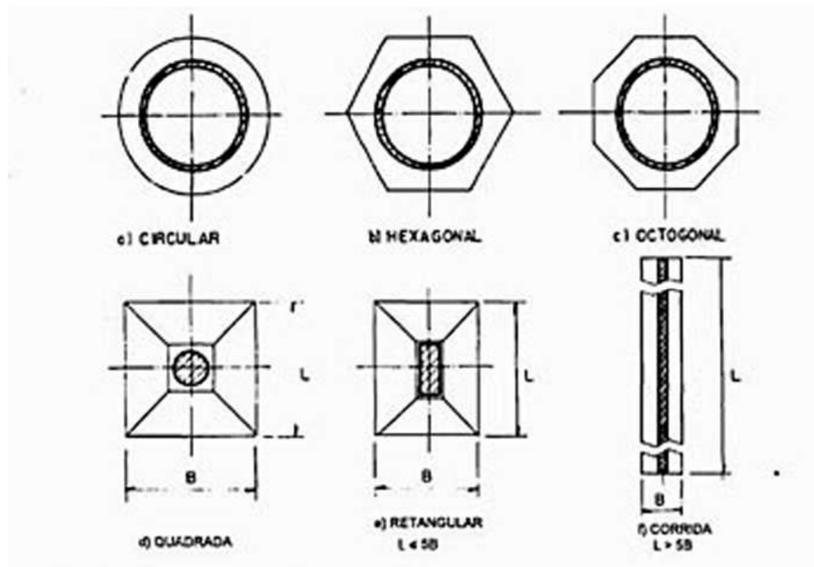


Fonte: Hachich *et al.* (1998)

### 2.1.2 Sapatas de fundação

As sapatas são feitas de concreto armado e possuem altura menor que os blocos de fundação e resistem principalmente a flexão. Quanto à forma, estas podem ser quadradas, retangulares ou corridas (Figura 2), no entanto também há as sapatas associadas que são empregadas quando os pilares estão muito próximos uns aos outros, neste caso uma única sapata atende aos esforços solicitantes de dois ou mais pilares (HACHICH *et al.*, 1998).

Figura 2 - Sapatas isoladas

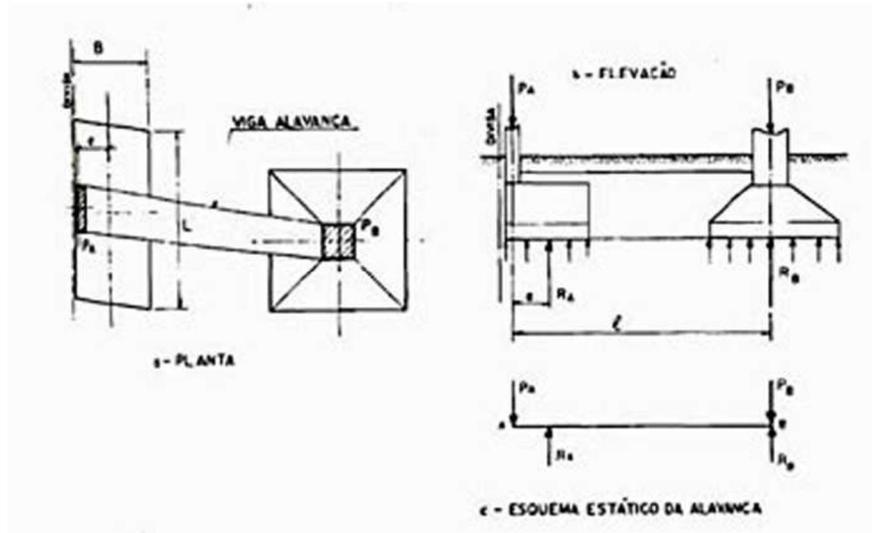


Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Cabe ressaltar que para fins de cálculo na geotecnia toda a sapata que possui um dos lados menor ou igual a cinco vezes o outro lado é denominada sapata retangular (HACHICH *et al.*, 1998).

E para os pilares que são executados rente as divisas do terreno ou alinhados ao passeio público acaba sendo inexequível projetar uma sapata centrada ao pilar, logo se adota uma viga de equilíbrio (viga alavanca) (Figura 3) (HACHICH *et al.*, 1998).

Figura 3 - Sapata de divisa com viga alavancada

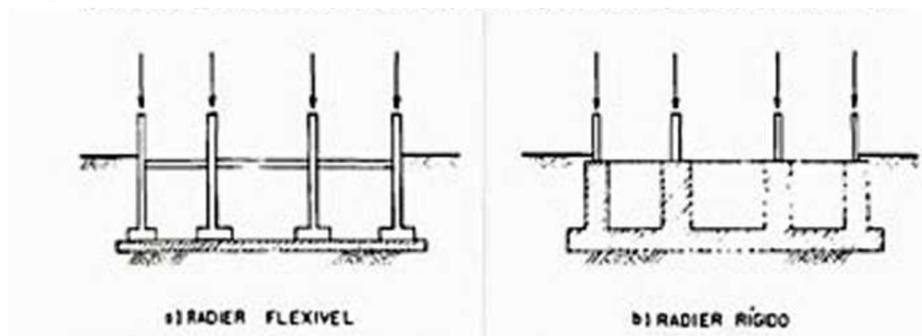


Fonte: Hachich *et al.* (1998)

### 2.1.3 Radier

Quando todos os pilares de determinada estrutura transferem as cargas através de uma única sapata ao solo, denominamos a mesma como sendo uma fundação do tipo radier (Figura 4) (HACHICH *et al.*, 1998).

Figura 4 - Fundações em radier



Fonte: Hachich *et al.* (1998)

Já para Dória (2007) a fundação de radier é superficial e pode ser executada em concreto armado ou protendido, de modo que recebe todas as cargas aplicadas dos pilares ou da alvenaria e as distribui uniformemente no solo. Ainda segundo o autor Dória (2007) o radier pode ser executado quando o solo tem baixa capacidade de carga, almeja uniformizar os recalques, as áreas das sapadas se aproximam uma das outras ou quando a área destas for maior que a metade da área da construção.

Outro aspecto do radier é que pode ser projetado e executado em situações que o lençol freático é aflorante ou a base do solo tem grande probabilidade de recalque (DÓRIA, 2007)

## 2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

### 2.2.1 Estacas

As estacas podem se dividir em dois grupos usuais, o primeiro grupo é referente as estacas de deslocamentos que são inseridas no solo sem promover escavações, podemos citar como exemplo as estacas pré-moldadas de concreto armado, as estacas metálicas, as de madeira, as estacas apiloadas e as do tipo Franki (HACHICH *et al.*, 1998).

Já o grupo das estacas escavadas, são executadas “in situ” perfurando o terreno, com a retirada de material, com ou sem remoção de material, com ou sem a aplicação de fluido estabilizante (HACHICH *et al.*, 1998).

São exemplos de estacas escavadas as do tipo broca, Strauss, barretes, estações, hélice continua e as estacas injetadas (HACHICH *et al.*, 1998).

### 2.2.2 Recalques nas fundações

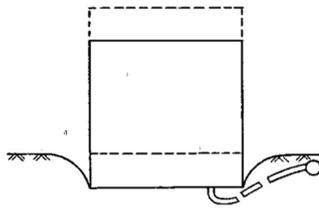
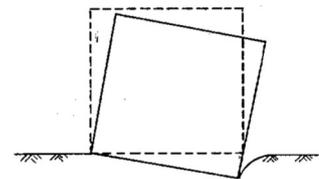
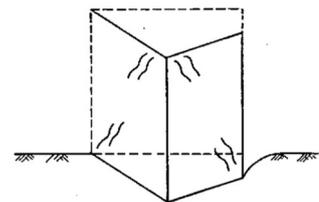
Segundo Colares (2006) os estragos em edificações por recalque são classificados em três tipos distintos:

- Danos estruturais
- Danos funcionais
- Danos estéticos

Os danos estruturais são os mais perigosos e catastróficos em situações extremas podendo causar ruína na edificação, alguns exemplos são trincas em vigas, pilares, lajes e alvenaria portante (COLARES, 2006).

Já os danos funcionais mostrados na Figura 5, estão relacionados com o comprometimento do uso da edificação causando desaprumo em elevadores, danos em tubulações de água fria, esgoto sanitário, rampas de acesso e escadarias além de problemas de drenagem. E por último os danos estéticos englobam fissuras em paredes de vedação e sucinto desaprumo da obra causado pela rotação de corpo rígido (“tilting”) (COLARES, 2006).

Figura 5 - Tipos de recalques em edificações e os tipos de danos associados

TIPO DE RECALQUE	DANOS ASSOCIADOS
<p>UNIFORME</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DANOS ARQUITETÔNICOS (ESTÉTICOS E FUNCIONAIS), DEPENDENDO DA GRANDEZA DOS RECALQUES.</li> <li>- DANOS ÀS LIGAÇÕES COM O EXTERIOR (INSTALAÇÕES, RAMPA, ESCADAS, ETC)</li> </ul>
<p>DESUNIFORME SEM DISTORÇÃO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DANOS ARQUITETÔNICOS: DESAPRUMO EM PRÉDIOS ALTOS.</li> </ul>
<p>DESUNIFORME COM DISTORÇÃO</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DANOS ARQUITETÔNICOS: FISSURACÃO, DISTORÇÃO DE VÃOS;</li> <li>- DANOS ESTRUTURAIS: FISSURAS EM VIGAS, ETC.</li> </ul>

Fonte: Gusmão (1990)

### 2.3 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

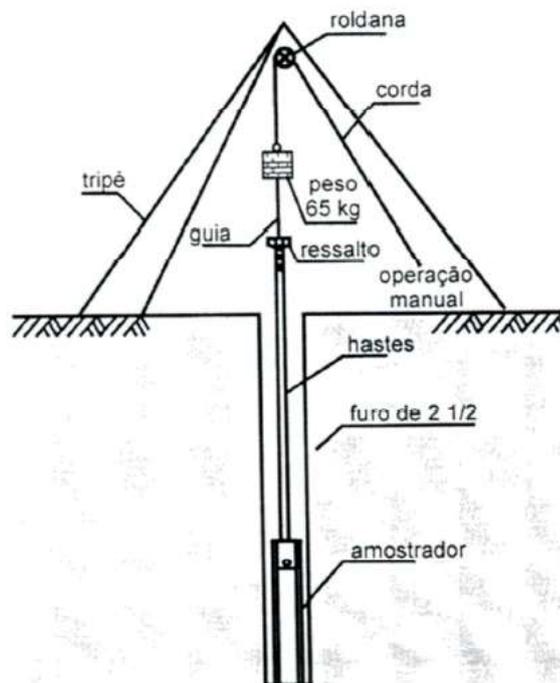
No início do século XX, surgiu a primeira aparição do SPT, que foi definida pelo autor como um processo de cravação dinâmica à seco através de um tubo metálico oco de 1” de diâmetro com 45 centímetros de altura que é atingido por uma carga de 0,49 kN de um martelo. A visualização das amostras de solo obtidas no ensaio era facilmente acessada através de válvulas e orifícios que eram lavadas em poços (RODRIGUEZ, 2013).

Já numa segunda etapa de aparição do SPT em meados de 1927, foi desenvolvido um amostrador que visava uma possível uniformização do teste, o aparelho que possuía 51 milímetros externos e 35 milímetros internos era dividido em três partes: a cabeça, um corpo bipartido e uma sapata biselada, tal amostrador ficou conhecido como tipo Raymond (RODRIGUEZ, 2013).

O autor alega que o vocábulo “Standard Penetration Test” foi definido por Terzagui no ano de 1947, e um ano após Terzagui e Peck (1948) definiriam as primeiras analogias entre a resistência à penetração e a compactidade (RODRIGUEZ, 2013).

O SPT se tornou o teste mais costumeiro e economicamente viável para se inspecionar o solo, já que permite o reconhecimento da densidade de solos granulares, a consistência dos solos coesivos e das rochas brandas (RODRIGUEZ, 2013).

Figura 6 - Esquema representativo da coleta de amostras em profundidade



Fonte: Rodriguez (2013)

O processo de investigação do ensaio SPT consiste em perfurar o solo, retirar amostras através do trado ou com o uso da circulação de água e realizar medidas do índice de resistência à penetração além da leitura do nível de água subterrânea (RODRIGUEZ, 2013).

A ABNT indica o conhecimento da NBR 8036 (1983) destinada a elaboração de projetos geotécnicos que fixa parâmetros obrigatórios no plano de sondagens de simples reconhecimento do solo (RODRIGUEZ, 2013).

Entretanto existe empresas que não executam fielmente o procedimento SPT conforme as padronizações normativas, as mesmas dispõem de equipamentos e técnicas que alteram os valores de energia de cravação, portanto o profissional deve aplicar as correlações

dos resultados em função dos equipamentos utilizados na execução do ensaio (RODRIGUEZ, 2013).

## 2.4 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

A NBR 6122 (2019) no item 5.5 detalha os casos em que a deformabilidade das fundações tem chances de influenciar na distribuição dos esforços, sendo obrigatório os estudos da ISE nos seguintes casos:

- Nas estruturas em que a carga variável é expressiva em relação a carga total, por exemplo reservatórios e silos;
- Obras com mais de 55,00 m de altura, medida do pavimento térreo até a laje de cobertura do último pavimento habitável;
- Quando a relação altura/largura (sendo a largura a menor dimensão) for superior a quatro;
- E por último as fundações ou estruturas que não forem convencionais.

A ISE consiste em um imenso campo de pesquisa e se enquadra em todos os tipos de estruturas e solos na qual a obra é construída. Algumas destas obras devido a sua importância fica evidente o impacto da ISE, são elas: Pontes, silos, muros de arrimo e prédios (COLARES, 2006).

O tema em questão pode ser controverso ao método convencional de cálculo que consiste em engastar a superestrutura na base, tornando a fundação rígida e indeslocável (COLARES, 2006).

O calculista define as reações de apoio e repassa a planta de carga ao engenheiro geotécnico que determina as áreas e os níveis das fundações rasas ou a seção transversal e a profundidade dos elementos de fundação que resistem via atrito lateral e ponta (COLARES, 2006).

Entretanto segundo a geotecnia o comportamento estrutural admitido acima não condiz com a realidade, ao passo que a ISE provoca uma intervenção bilateral entre o sistema adotado de fundação e a superestrutura, tendo início na fase construtiva e prosseguindo até que as tensões e deformações do maciço de solo e a da estrutura entrem em um estado de equilíbrio (COLARES, 2006).

A maioria dos recalques diferenciais e patologias podem ser atenuados ou até mesmo evitadas quando se considera a ISE, pois o calculista pode estimar os efeitos de uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, assim como a forma e intensidade de recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis (ANTONIAZZI, 2011).

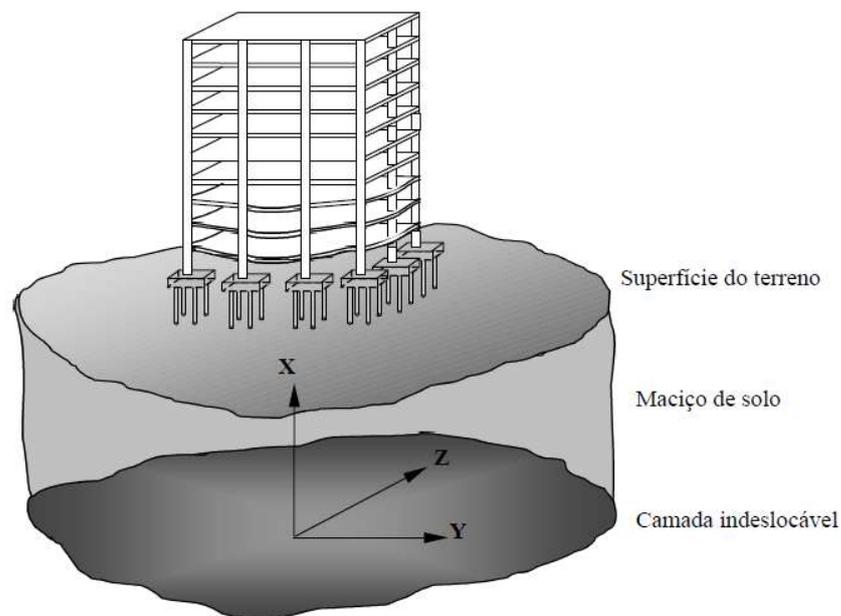
Ainda segundo o autor supracitado Antoniazzi (2011) uma boa análise da ISE transmite em forma de resultados significativos a segurança, durabilidade e até economia em alguns edifícios.

#### 2.4.1 Sistema de referência

O sistema de referência adotado por engenheiros geotécnicos sugere que o eixo de coordenadas se encontra fixado na base da estrutura com sentido para baixo, em contraposição, os da estrutura tem o sentido oposto, para cima (IWAMOTO, 2000).

Já para Colares (2006) o mais inteligível é referenciar a obra em um ponto geométrico abaixo da superfície do maciço de solos, em tal profundidade que o ponto escolhido seja indeslocável com as cargas aplicadas acima.

Figura 7 - Sistema de referência



Fonte: Iwamoto (2000)

Antoniazzi (2011) observa que o carregamento imposto ao solo abaixo do edifício sofre na prática um comportamento diferente do esperado, tal acontecimento gera uma

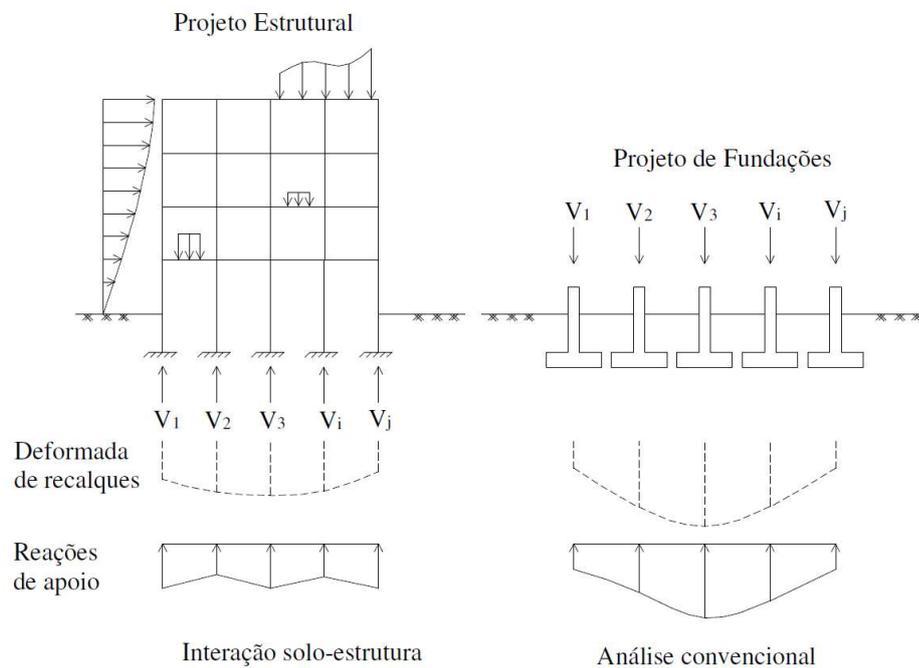
deformação não prevista em projeto. Esta perturbação altera o fluxo de cargas na estrutura e consequentemente os esforços nos elementos estruturais acabam sendo diferentes e com isso algumas fissuras podem ocorrer em lajes e vigas, além de alguns pilares sofrerem esmagamento devido a inclinação da obra imposta pelo recalque. Portanto percebe-se que o desempenho estrutural de uma obra consiste na interação entre o solo e os elementos estruturais.

#### 2.4.2 Fatores de influência na ISE

De modo geral, a redistribuição de esforços atinge principalmente os pilares, já que ocorre a transferência de carga de pilares mais carregados para os menos carregados, isso pode gerar um esmagamento desses elementos devido à sobrecarga não prevista no dimensionamento convencional (COLARES, 2006).

O mesmo ocorre com os valores dos recalques, já que os diferenciais são mais afetados que os totais (Figura 8) (COLARES, 2006).

Figura 8 - Elaboração de projetos estruturais e de fundações



Fonte: Colares (2006)

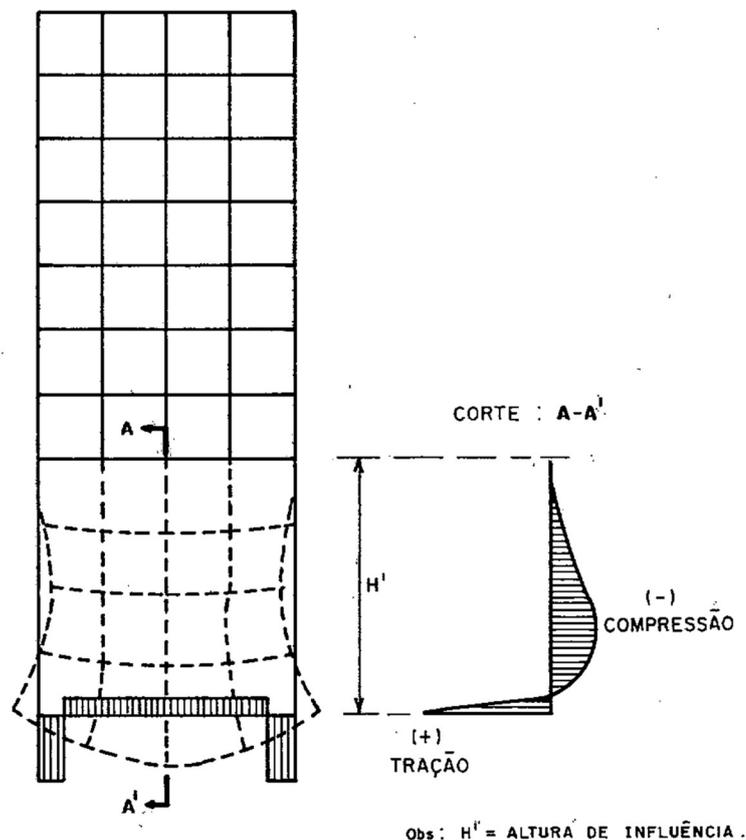
### 2.4.2.1 Número de pavimentos

Quanto mais pavimentos compõe um edifício mais a estrutura global tende a ser mais rígida, no entanto esta relação não apresenta uma linearidade em seu comportamento, ou seja, os primeiros pavimentos têm uma influência substancialmente maior que os últimos (COLARES, 2006).

Antoniazzi (2011) afirma que com o aumento gradual do número de pavimentos a rigidez da estrutura tende a um valor limite, ou seja, os recalques a partir deste valor limite de rigidez estrutural dependem somente do carregamento. Os momentos fletores nas vigas e pilares resultantes da redistribuição de cargas gerada pela ISE tem mais importância nos primeiros pavimentos já que sua influência vai diminuindo nos andares acima.

Para Gusmão (1990) a contribuição dos primeiros quatro ou cinco pavimentos de uma estrutura na uniformização de recalques é muito maior que a contribuição dos pavimentos superiores, logo este conceito implica na necessidade de enrijecer a estrutura para diminuir os recalques, conforme mostra a figura 9 abaixo:

Figura 9 - Analogia da viga-parede



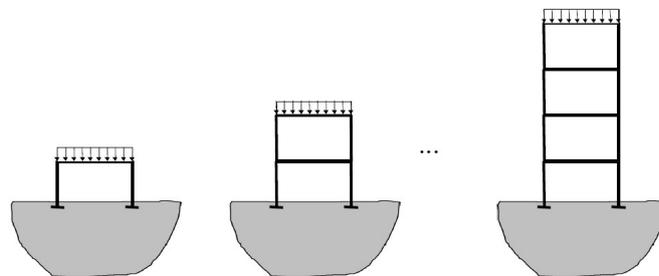
Fonte: Gusmão (1990)

#### 2.4.2.2 Processo construtivo

Ao se estudar a ISE é habitual considerar que todo o carregamento irá atuar na construção apenas ao seu término, no entanto considerar sequencia construtiva e a aplicação das cargas de forma gradativa no cálculo é mais coerente com a realidade, desta forma os esforços solicitantes somam-se a cada etapa de obra (ANTONIAZZI, 2011).

Conforme o número de pavimentos aumenta, a rigidez da estrutura cresce de forma significativa (Figura 10), conseqüentemente a sequência construtiva tem uma parcela considerável na ISE (COLARES, 2006).

Figura 10 - Sequência construtiva



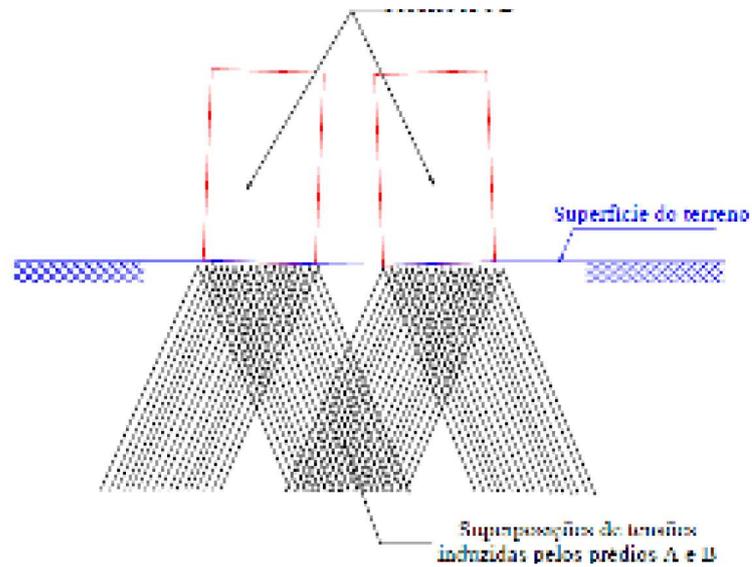
Fonte: Iwamoto (2000)

#### 2.4.2.3 Edificações vizinhas

O impacto causado na ISE pelas edificações vizinhas foi dividido por Antoniazzi (2011) em quatro tipos de acordo com o tempo de construção das edificações e como critério os edifícios são parecidos.

Edifícios vizinhos levantados simultaneamente: Neste caso os carregamentos geram uma superposição de tensões na região entre os dois prédios, levando a uma concentração de tensões que gera maiores recalques e tende a tombar os prédios em sentido contrário. (ANTONIAZZI, 2011).

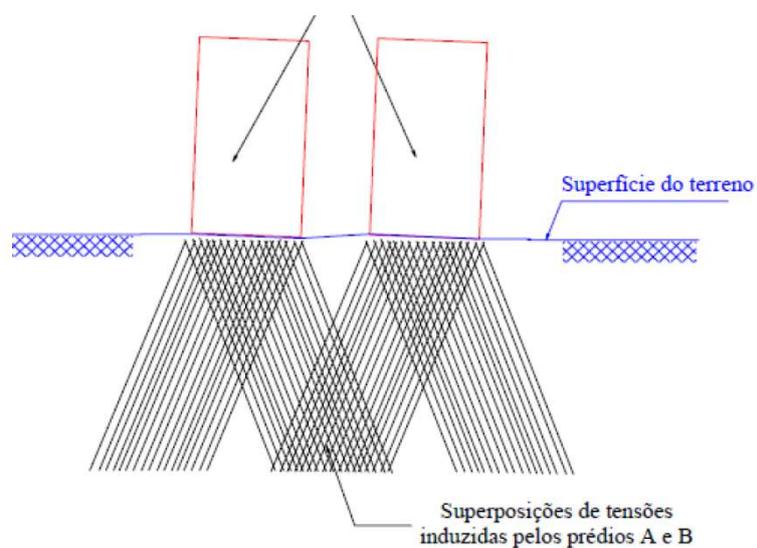
Figura 11 - Edifícios vizinhos levantados simultaneamente



Fonte: Antoniazzi (2011)

Obras vizinhas construídas em tempos diferentes: Observa-se que o primeiro prédio realiza o pré adensamento do solo abaixo de sua fundação e quando o segundo prédio é executado, um acréscimo de tensões é superposto às tensões do edifício já existente, com isso tende a um aumento de recalques. Neste caso o tombamento das obras ocorrerá no mesmo sentido (ANTONIAZZI, 2011).

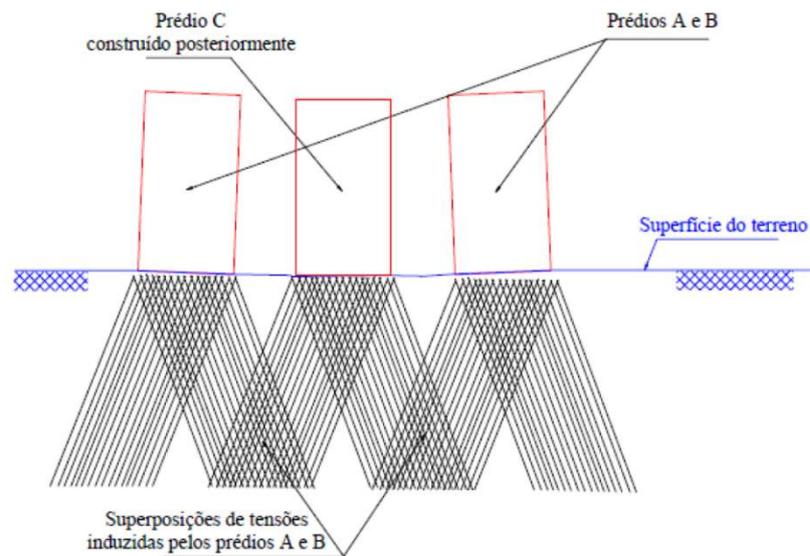
Figura 12 - Edifícios vizinhos construídos em tempos diferentes



Fonte: Antoniazzi (2011)

Nova obra construída entre duas existentes: a obra construída provoca um acúmulo de tensões no maciço, induzindo a recalques nos edifícios existentes e tendência de tombamento em sentido contrário. A obra central não sofrerá desaprumo devido a simetria no diagrama de tensões do maciço (ANTONIAZZI, 2011).

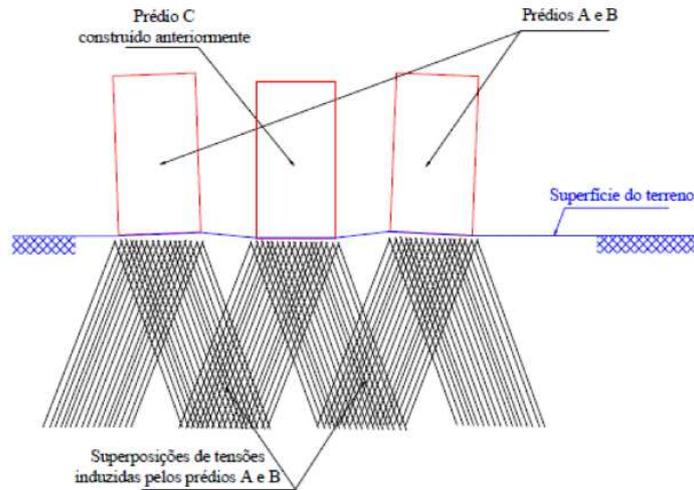
Figura 13 - Edifício novo construído entre dois existentes



Fonte: Antoniazzi (2011)

Construção de duas obras novas em relação a uma já existente: a construção do primeiro edifício realizará o pré adensamento do maciço, de tal maneira que quando os demais edifícios forem realizados, a tendência é de tombarem em sentidos contrários, vale ressaltar que neste caso a obra central não sofrerá desalinhamentos (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 14 - Edifícios novos entorno de um existente



Fonte: Antoniazzi (2011)

#### 2.4.2.4 Rigidez relativa entre a estrutura e o solo

Colares (2006) considera que a rigidez de um edifício tende a aumentar com a ligação física de lajes, vigas e pilares e em consequência provoca recalques mais amenos e uma deformação não tão brusca. Para entender a ordem de grandeza dos recalques, LOPES e GUSMÃO (1991) definiram que o comportamento de um pórtico de concreto armado apoiado sobre um meio elástico pela equação abaixo.

$$K_{SS} = \frac{E_C \cdot I_b}{E \cdot l^4} \quad (1)$$

$K_{SS}$  – Rigidez relativa da estrutura-solo

$E_C$  – Módulo de elasticidade do material da estrutura

$E$  – Módulo de elasticidade do solo

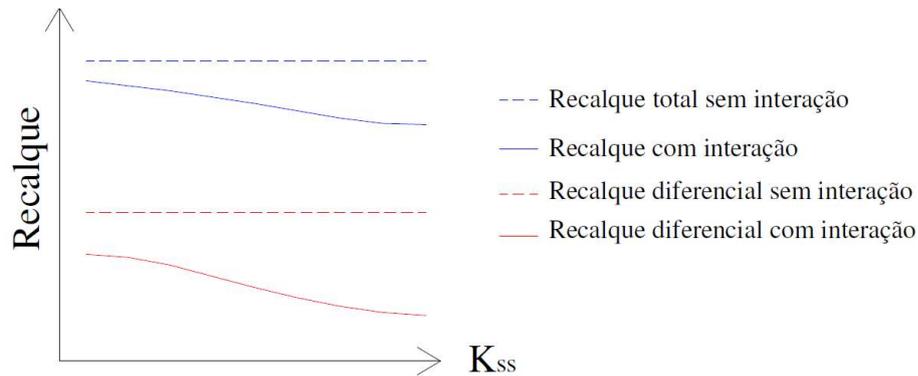
$I_b$  – Momento de inércia da viga típica

$l$  – Comprimento do vão entre os pilares

Esse fator determina o desempenho da construção em relação aos recalques total e diferencial. Os recalques diminuem com o aumento da rigidez relativa entre o solo e a estrutura. Os recalques diferenciais são mais sensíveis a esta relação do que os recalques totais. O uso de cintas tende a uniformizar os recalques e sua ação diminui na medida em que os pavimentos vão sendo construídos. A cinta impõe maior rigidez à estrutura de forma global e diminui com o aumento dos pavimentos (IGLESIA, 2016).

Antoniazzi (2011) conclui que através dos trabalhos de MEYERHOLF (1953), LOPES e GUSMÃO (1991) que um aumento na rigidez relativa da estrutura-solo ( $K_{ss}$ ) causa uma queda nos valores de recalques, dentre eles é mais notório essa redução nos recalques diferenciais (Figura 15).

Figura 15 - Recalque X Rigidez relativa estrutura - solo



Fonte: Colares (2006)

#### 2.4.2.5 Forma da planta da edificação

Para Antoniazzi (2011) os diversos trabalhos de monitoramento de recalques em variadas edificações sugerem uma influência da forma da planta na predisposição de uniformizar os recalques.

Como comprovação, foi relatado que quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação maior será a tendência de uniformização de recalques (ANTONIAZZI, 2011).

A forma em planta das edificações pode uniformizar ou não os recalques, principalmente em estruturas flexíveis. Esta tendência é mais acentuada em plantas compactas ou com forma aproximadamente quadrada (IGLESIA, 2016).

## 2.5 ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DO SOLO

O entendimento dos efeitos da ISE para Pavan *et al.* (2014) é importante para a real compreensão de comportamento do solo quando este é submetido aos esforços de uma estrutura, além de seu comportamento físico no decorrer da aplicação de cargas na edificação. Pavan *et*

*al.* (2014) ainda afirma que inevitavelmente haverá deslocamentos verticais (recalques), para baixo, e essa deformação pode variar de pequenos centímetros até alguns metros em ocasiões atípicas.

### 2.5.1 Hipótese de Winkler

A previsão do comportamento mecânico do solo é complicada devido à grande heterogeneidade que um maciço pode apresentar além de suas partículas poderem ter diversas granulometrias (PAVAN *et al.*, 2014).

No entanto o solo não se comporta de forma elástica, já que não tem capacidade de retornar ao seu volume original quando é realizada o descarregamento de forças aplicadas sobre o mesmo, portanto nas análises convencionais fica limitado a tensão gerada na base da fundação à tensão admissível do solo. Quando estas condições são propícias pode-se aplicar o modelo de Winkler. O comportamento deste tipo de solo considera que as pressões de contato são proporcionais ao deslocamento ( $w$ ) de qualquer ponto localizado na face do solo submetido a cargas (PAVAN *et al.*, 2014).

A tensão fornecida pela de formação vertical é apresentada conforme a equação

$$\sigma = k_s^v \cdot w_i \quad (2)$$

Na qual:

$\sigma$  – Tensão de contato média na base da fundação

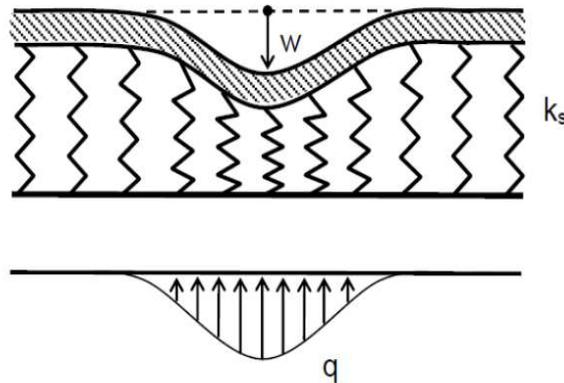
$k_s^v$  – Módulo de reação vertical em função do tipo de solo

$w_i$  – Deslocamento vertical (recalque)

Para Farias (2018) a hipótese de Winkler pode apresentar desvantagens quando comparada com o solo sendo um meio contínuo, entre outras desvantagens são listados a baixo:

- Baixa qualidade de representação da deformação do solo;
- Falta de interação entre os elementos de mola;
- Definição da rigidez das molas se torna dificultoso;
- A hipótese depende do refinamento da malha;
- Inviabilidade de representação dos deslocamentos laterais da fundação e do maciço;
- Impraticabilidade de representação das camadas de maciço de solo;

Figura 16 - Método de Winkler



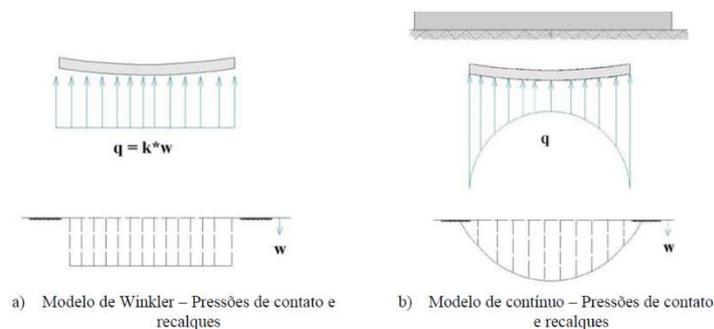
Fonte: Farias (2018)

A representação do maciço do solo como modelo contínuo pode ser feita por equacionamento analítico ou com análises numéricas. A reprodução das propriedades construtivas do maciço de solo é de fato um dos pontos mais complexos da interação solo – estrutura, sendo que a resposta do solo às cargas aplicadas possui um papel fundamental neste tipo de problema. O uso da teoria da elasticidade com a finalidade de representar a relação tensão-deformação do material do maciço é comum, mas pode fornecer respostas não precisas.

Plastificações localizadas (frequentemente presentes nas bordas dos elementos de fundação) podem alterar a distribuição das pressões de contato nos elementos de fundação, isto, é claro, em altos níveis de sollicitação (FARIAS, 2018).

Para o autor supracitado, Farias (2018), o modelo mais funcional consiste na representação do maciço de solo sendo um meio contínuo e por modelo que seja acoplado a superestrutura, conforme a figura abaixo representa as diferenças os dois procedimentos.

Figura 17 – Modelos para a interação solo-estrutura



Fonte: Farias (2018)

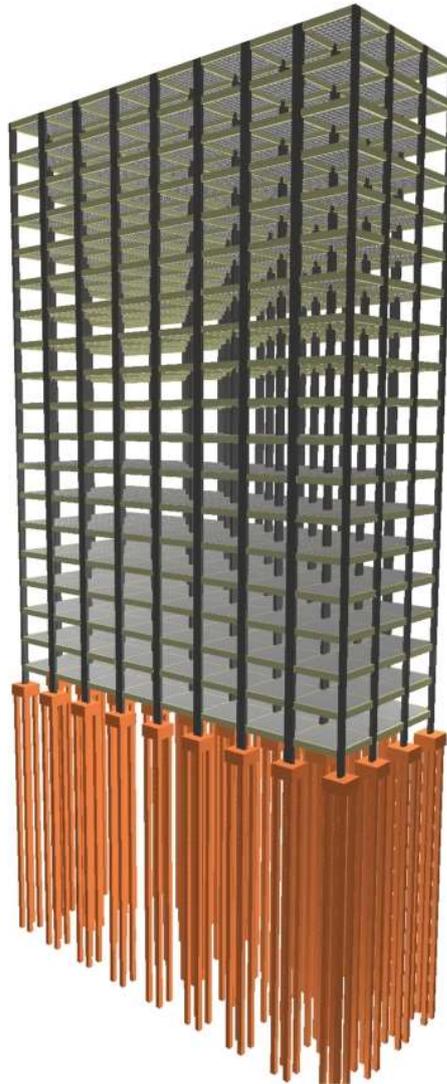
### 3 LANÇAMENTO DO PÓRTICO

Após o estudo dos conceitos que englobam a ISE nos capítulos anteriores, foi lançado no Software Eberick um pórtico de uma edificação comercial de 18 pavimentos que atende a altura mínima de 55,00 metros especificada na NBR 6122 (2019).

Para as considerações iniciais do projeto, foi determinada a forma geométrica retangular do pórtico nas dimensões de 15 metros de largura por 40 metros de comprimento, com vãos entre os eixos dos pilares de 5 metros.

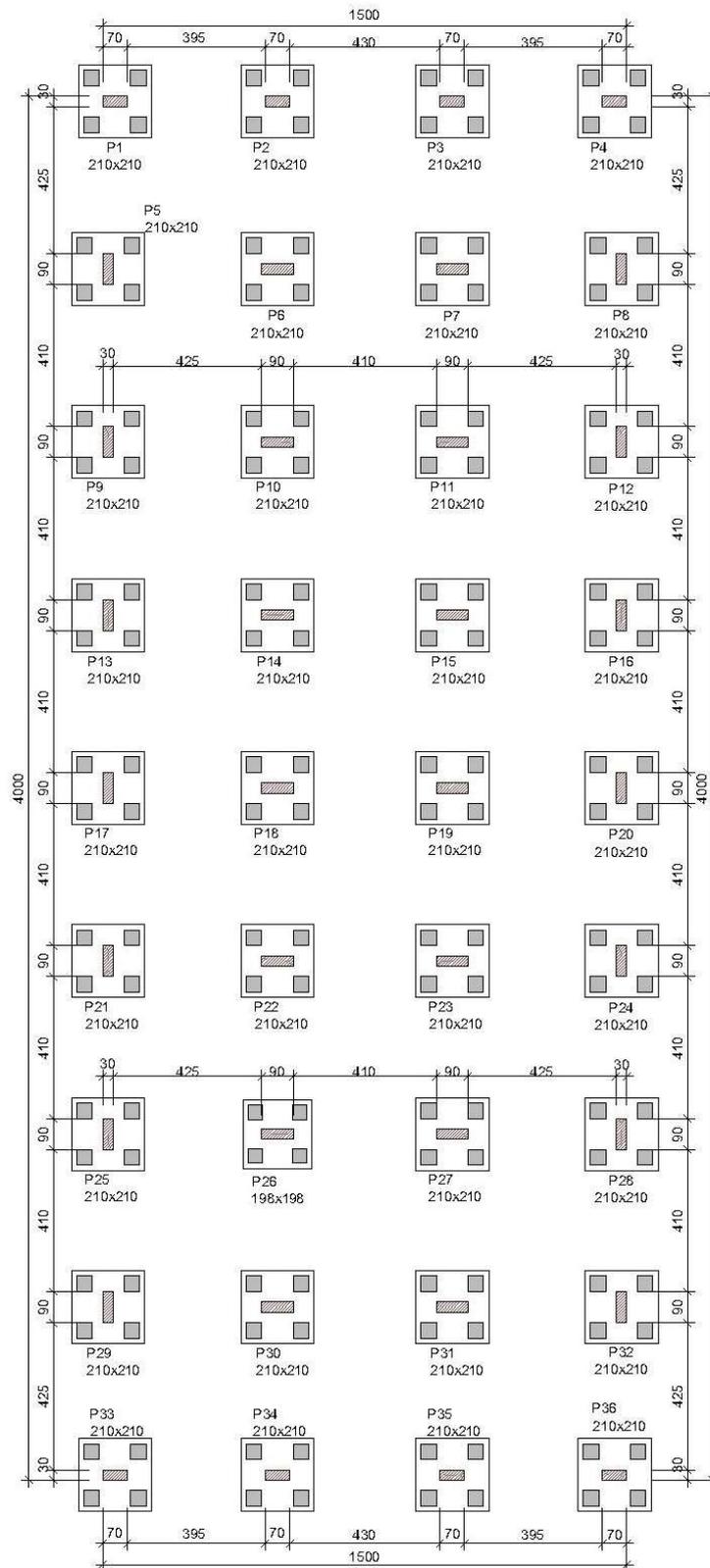
Para atingir a altura de 55 metros utilizamos os entrepisos de 3,06 metros, totalizando 55,08 metros do piso do pavimento térreo até a laje de cobertura do último andar.

Figura 18 – Vista tridimensional da estrutura



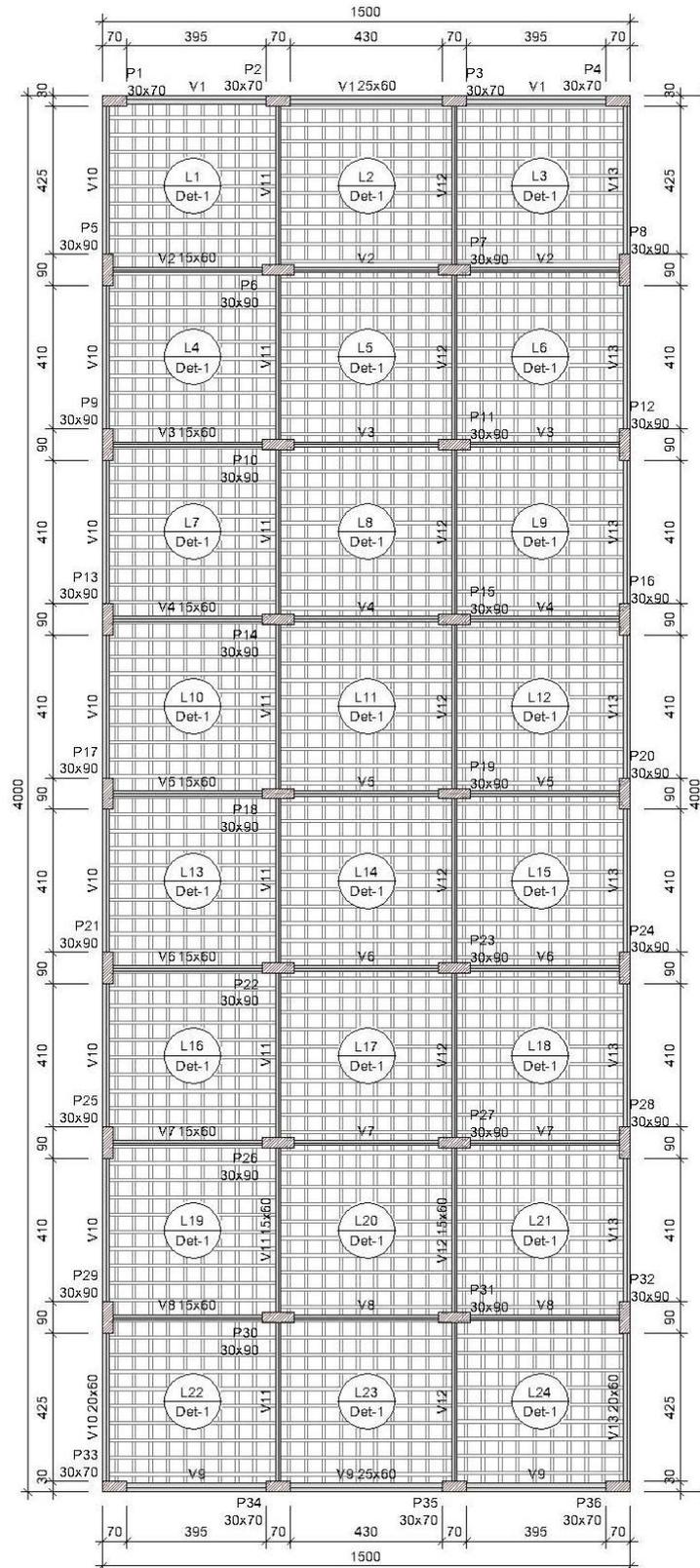
Fonte: autor, 2020.

Figura 19 – Forma do pavimento fundação



Fonte: autor, 2020.

Figura 20 – Forma do pavimento tipo (18x)



Fonte: autor, 2020.

O estudo consiste em quatro análises dos esforços e das cargas de um modelo estrutural de que se dividem da seguinte forma na fundação:

- Modelo 1.1, solo composto de areia fina de praia com uma camada de 26,50 metros de estacas;
- Modelo 1.2, solo formado por argila molhada com uma camada de 26,50 metros de estacas;
- Modelo 1.3, solo constituído por argila seca com uma camada de 26,50 metros de estacas;
- Modelo 1.4, não apresenta características de solo e de estacas em sua análise (modelo convencional de lançamento).

Todos os modelos foram comparados entre si, afim de avaliar os momentos fletores e as redistribuições de cargas nos pilares dos pavimentos iniciais desde o lance 02 (pavimento baldrame) até o lance 05 (terceiro pavimento).

A profundidade de 26,50 metros, foi avaliada e adotada conforme ensaio SPT anexo.

### 3.1 COEFICIENTES DE RECALQUE VERTICAL (Kv)

Béton-Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2020) concluiu que cada tipo de solo possui um determinado coeficiente de recalque vertical (Kv) conforme é possível verificar na figura 21 abaixo.

Os valores Kv estipulados no modelo estrutural foram escolhidos de forma a ter um valor mediano entre cada faixa de solo analisado.

Figura 21 – Valores de Kv

Valores de Kv (kgf/cm <sup>2</sup> )	
Turfa leve – solo pantanoso	0.5 a 1.0
Turfa pesada – solo pantanoso	1.0 a 1.5
Areia fina de praia	1.0 a 1.5
Aterro de silte, areia e cascalho	1.0 a 2.0
Argila molhada	2.0 a 3.0
Argila úmida	4.0 a 5.0
Argila seca	6.0 a 8.0
Argila seca endurecida	10.0
Silte compactado com areia e pedra	8.0 a 10.0
Silte compactado com areia e muita pedra	10.0 a 12.0
Cascalho miúdo com areia fina	8.0 a 12.0
Cascalho médio com areia fina	10.0 a 12.0
Cascalho grosso com areia grossa	12.0 a 15.0
Cascalho grosso com pouca areia	15.0 a 20.0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20.0 a 25.0

Fonte: Béton-Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2020)

### 3.1.1 Kv da areia fina de praia

Kv adotado para a areia fina de praia é de 1,2 kgf/cm<sup>3</sup>, porém para inserir este valor no Software Eberick foi necessário converter as unidades de medidas, logo o coeficiente passa a ser 1200 tf/m<sup>3</sup>.

### 3.1.2 Kv da argila molhada

O valor de coeficiente de recalque vertical adotado para a argila molhada foi de 2,5 kgf/cm<sup>3</sup>, convertendo as unidades de medida ficará 2500 tf/m<sup>3</sup>.

### 3.1.3 Kv da argila seca

De acordo com os valores tabelados na figura 21 acima, o Kv da argila seca adotado foi de 7 kgf/cm<sup>3</sup>, convertendo o valor será de 7000 tf/m<sup>3</sup>.

## 3.2 COEFICIENTE DE POISSON (V) E DE RECALQUE HORIZONTAL (KH)

Conforme a natureza do solo (Figura 21) os coeficientes de Poisson adotados para os modelos arenosos foram 0,29 e para os argilosos foram 0,40.

Figura 22 - Coeficiente de Poisson

Natureza do solo	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
Arenoso	0.29
Argiloso	0.40

Fonte: Béton-Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2020)

Para se obter o valor do recalque horizontal, o mesmo pode ser calculado conforme a equação (3) abaixo.

$$K_h = V \cdot K_v \quad (3)$$

Fonte: Béton-Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2020)

Pelo uso da equação descrita acima é encontrado os respectivos valores de recalque horizontal conforme da tabela 1

Tabela 1

Natureza do solo	V (coef. Poisson)	K <sub>v</sub> (tf/m <sup>3</sup> )	K <sub>h</sub> (tf/m <sup>3</sup> )
Areia fina de praia	0,29	1200	348
Argila molhada	0,4	2500	1000
Argila seca	0,4	7000	2800

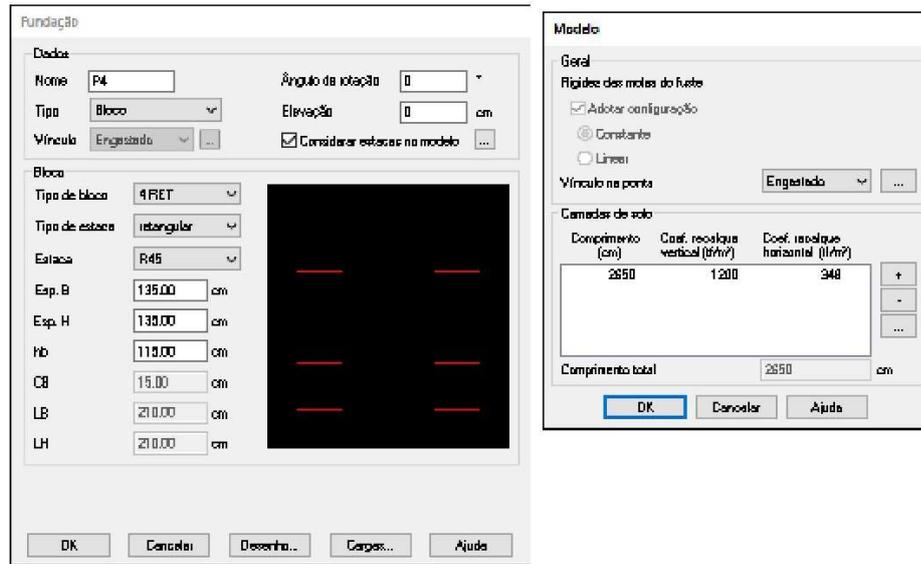
Fonte: autor, 2020.

### 3.3 DADOS DE ENTRADA NO SOFTWARE

Os dados obtidos do solo foram inseridos nas configurações do sistema do pavimento fundação conforme figura 24. Vale ressaltar que a imagem a baixo representa os dados para o modelo 1.1 (areia fina de praia) e que esta configuração deverá ser feita para os demais modelos 1.2 (argila molhada) e 1.3 (argila seca).

Quanto ao modelo 1.4 (sem as características do solo) a caixa de seleção “considerar estacas no modelo” foi desabilitada.

Figura 23 – Configurações das camadas de solo



Fonte: Software Eberick

### 3.3.1 Coeficiente Gama-Z ( $Y_z$ )

Para Cunha (2017) a estabilidade global da estrutura de concreto armado pode ser avaliada e classificada pelo coeficiente gama-z. O pórtico será de nós fixos se for atendida condição  $Y_z \leq 1,1$  e de nós móveis se  $1,1 < Y_z \leq 1,3$ .

Conforme NBR 6118 (2014), o valor limite do coeficiente  $Y_z$  é 1,3 e valores maiores classificará a estrutura com instabilidade elevada.

Ainda conforme NBR 6118 (2014) os valores  $Y_z$  que forem negativos ou inferiores a 1,0 são incoerentes e indicam total instabilidade do pórtico.

Com todos os pavimentos inseridos e com as respectivas camadas de solo configuradas, foi feito o processamento das estruturas e avaliado o coeficiente Gama Z para cada pórtico, obtendo em cada modelo de estudo os respectivos valores de acordo com as imagens abaixo.

Figura 24 – Gama z – Areia fina de praia

AltoQ Eberick 2021 Plena - [MODELO 2 - COM ESTACAS - AREIA FINA]	
Análise Estática Linear	
Resultados	
<b>Cargas verticais:</b>	
Peso próprio = 5646.83 tf	
Adicional = 4317.63 tf	
Acidental = 2794.42 tf	
Total = 12758.89 tf	
Área aproximada = 11177.70 m <sup>2</sup>	
Relação = 1141.46 kgf/m <sup>2</sup>	
<b>Deslocamento horizontal:</b>	
X+ = 2.45 cm (limite 3.49)	
X- = 2.45 cm (limite 3.49)	
Y+ = 0.46 cm (limite 3.49)	
Y- = 0.46 cm (limite 3.49)	
<b>Aceleração horizontal:</b>	
X+ = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
X- = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y+ = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y- = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
<b><u>AVISO: Acelerações excessivas</u></b>	
<b>Coefficiente Gama-Z:</b>	
Direção X = 1.13 (limite 1.10)	
Direção Y = 1.12 (limite 1.10)	

Fonte: Software Eberick

Figura 25 – Gama z – Argila molhada

AltoQ Eberick 2021 Plena - [MODELO 2 - COM ESTACAS - ARGILA MOLHADA]	
Análise Estática Linear	
Resultados	
<b>Cargas verticais:</b>	
Peso próprio = 5646.83 tf	
Adicional = 4317.63 tf	
Acidental = 2794.43 tf	
Total = 12758.89 tf	
Área aproximada = 11177.70 m <sup>2</sup>	
Relação = 1141.46 kgf/m <sup>2</sup>	
<b>Deslocamento horizontal:</b>	
X+ = 2.38 cm (limite 3.49)	
X- = 2.38 cm (limite 3.49)	
Y+ = 0.45 cm (limite 3.49)	
Y- = 0.45 cm (limite 3.49)	
<b>Aceleração horizontal:</b>	
X+ = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
X- = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y+ = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y- = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
<b><u>AVISO: Acelerações excessivas</u></b>	
<b>Coefficiente Gama-Z:</b>	
Direção X = 1.13 (limite 1.10)	
Direção Y = 1.11 (limite 1.10)	

Fonte: Software Eberick

Figura 26 – Gama z – Argila seca

AltoQi Eberick 2021 Plena - [MODELO 2 - COM ESTACAS - ARGILA SECA]	
Análise Estática Linear	
Resultados	
<b>Cargas verticais:</b>	
Peso próprio = 5646.83 tf	
Adicional = 4317.63 tf	
Acidental = 2794.42 tf	
Total = 12758.89 tf	
Área aproximada = 11177.70 m <sup>2</sup>	
Relação = 1141.46 kgf/m <sup>2</sup>	
<b>Deslocamento horizontal:</b>	
X+ = 2.35 cm (limite 3.49)	
X- = 2.35 cm (limite 3.49)	
Y+ = 0.44 cm (limite 3.49)	
Y- = 0.44 cm (limite 3.49)	
<b>Aceleração horizontal:</b>	
X+ = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
X- = 0.176 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y+ = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y- = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
<b><u>AVISO: Acelerações excessivas</u></b>	
<b>Coefficiente Gama-Z:</b>	
Direção X = 1.13 (limite 1.10)	
Direção Y = 1.11 (limite 1.10)	

Fonte: Software Eberick

Figura 27 – Gama z – Modelo sem estacas

AltoQi Eberick 2021 Plena - [MODELO 2 - SEM ESTACAS]	
Análise Estática Linear	
Resultados	
<b>Cargas verticais:</b>	
Peso próprio = 5646.83 tf	
Adicional = 4317.63 tf	
Acidental = 2794.42 tf	
Total = 12758.89 tf	
Área aproximada = 11177.70 m <sup>2</sup>	
Relação = 1141.46 kgf/m <sup>2</sup>	
<b>Deslocamento horizontal:</b>	
X+ = 2.06 cm (limite 3.49)	
X- = 2.06 cm (limite 3.49)	
Y+ = 0.40 cm (limite 3.49)	
Y- = 0.40 cm (limite 3.49)	
<b>Aceleração horizontal:</b>	
X+ = 0.173 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
X- = 0.173 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y+ = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
Y- = 0.040 m/s <sup>2</sup> (limite 0.147)	
<b><u>AVISO: Acelerações excessivas</u></b>	
<b>Coefficiente Gama-Z:</b>	
Direção X = 1.11 (limite 1.10)	
Direção Y = 1.10 (limite 1.10)	

Fonte: Software Eberick

Observa-se que nos modelos apresentados o maior valor de  $Y_z$  (direção x) foi atingido pelos modelos 1.1 (areia fina de praia), 1.2 (argila molhada) e 1.3 (argila seca).

Já  $Y_z$  (direção y) o maior valor obtido foi o modelo 1.1 (areia fina de praia).

No modelo 1.4 (sem consideração da natureza do solo e das estacas) o coeficiente  $Y_z$  nas duas direções foi o menor entre todos os modelos.

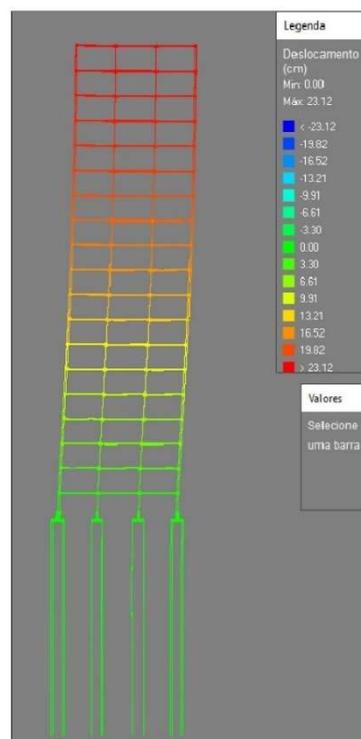
### 3.3.2 Análise do pórtico unifilar

Foi verificado através da ferramenta de “Pórtico unifilar” no software Eberick, os deslocamentos da estrutura no estado limite último (ELU).

Para facilitar a visualização, o programa computacional permite exagerar visualmente a deformação causada pelos deslocamentos na estrutura do pórtico, logo todos os modelos foram exagerados em 15 vezes.

Todos os modelos foram analisados conforme imagens abaixo.

Figura 28 – Pórtico unifilar – Areia fina de praia



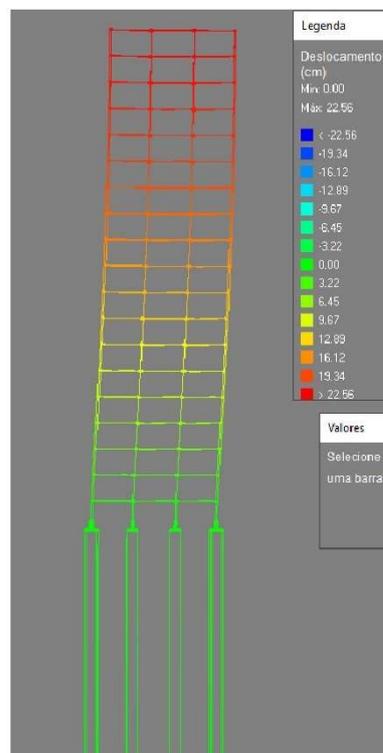
Fonte: Software Eberick

Figura 29 – Pórtico unifilar – Argila molhada



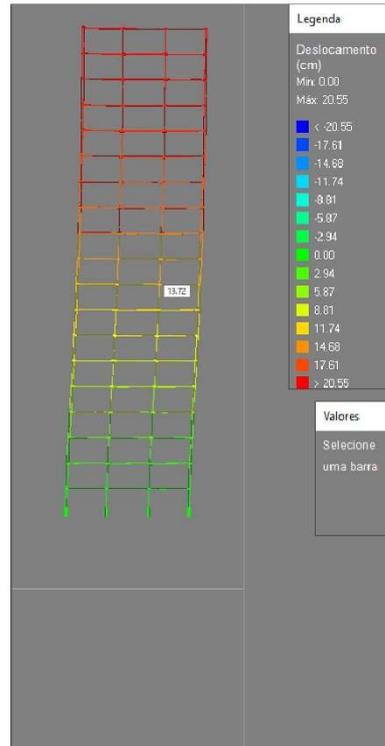
Fonte: Software Eberick

Figura 30 – Pórtico unifilar – Argila seca



Fonte: Software Eberick

Figura 31 – Pórtico unifilar – Modelo sem estacas



Fonte: Software Eberick

Os modelos que consideram a natureza do solo na análise (modelos 1.1, 1.2, 1.3) tiveram maiores deslocamentos no ELU quando comparados ao modelo 1.4 (sem natureza do solo e sem estacas).

Tabela 2

Modelos	Deslocamentos (cm)	Aumento de deslocamento em relação ao modelo 1.4 (cm)
1.1 - Areia fina de praia	23,12	+ 2,57
1.2 - Argila molhada	22,77	+ 2,22
1.3 - Argila seca	22,56	+ 2,01
1.4 - Sem natureza do solo e sem estacas	20,55	

Fonte: autor, 2020.

### 3.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS PILARES

Para facilitar o entendimento do leitor a análise dos pilares foi feita da seguinte maneira: Inicialmente foi escolhido um grupo de pilares do pórtico de forma estratégica e os mesmos foram analisados nos pavimentos inferiores.

Todos os esforços foram verificados nos quatros modelos de estudo, abaixo segue lista de pavimentos, pilares, modelos e esforços averiguados.

Os pavimentos selecionados foram:

- Pav. Baldrame – Lance 2 (L2);
- 1° Pav. – Lance 3 (L3);
- 2° Pav. – Lance 4 (L4);
- 3° Pav. – Lance 5 (L5).

Os pilares escolhidos foram:

- P1 – Pilar de canto;
- P9 – Pilar de extremidade;
- P22 – Pilar central;

Os pilares acima foram analisados nos quatros modelos listado abaixo:

- Modelo 1.1, solo composto de areia fina de praia;
- Modelo 1.2, solo formado por argila molhada;
- Modelo 1.3, solo constituído por argila seca;
- Modelo 1.4, não apresenta características de solo e de estacas em sua análise (modelo convencional de lançamento).

Os esforços calculados foram respectivamente:

- Carga Nd máxima (Nd máx);
- Momento na direção B de cálculo (MBd, topo);
- Momento na direção B de cálculo (MBd, base);
- Momento na direção H de cálculo (MHd, topo);
- Momento na direção H de cálculo (MHd, base).

Foi apresentado ao todo quinze gráficos, sendo cinco destes sobre o pilar P1 (canto), outros cinco destinados ao pilar P9 (extremidade) e por último, cinco gráficos referentes ao pilar P22 (central).

Foi verificado para cada um dos três pilares os esforços solicitantes.

Cada pilar foi analisado nos quatro modelos de estudo.

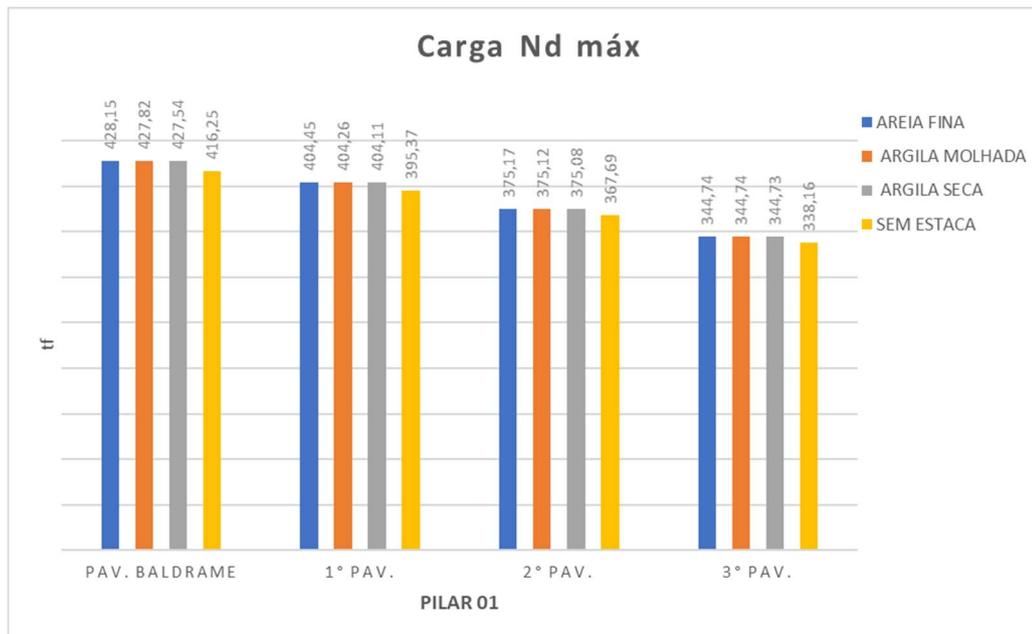
Todos os resultados dos pilares estarão disponíveis no anexo B.

### 3.4.1 Pilar P1 (canto)

Considerações sobre os gráficos do pilar P1:

Na figura 32, os modelos que apresentaram características do solo tiveram nos quatro primeiros pavimentos um  $N_d$  máx maior que o modelo sem estacas.

Figura 32 – Carga  $N_d$  máx – P1

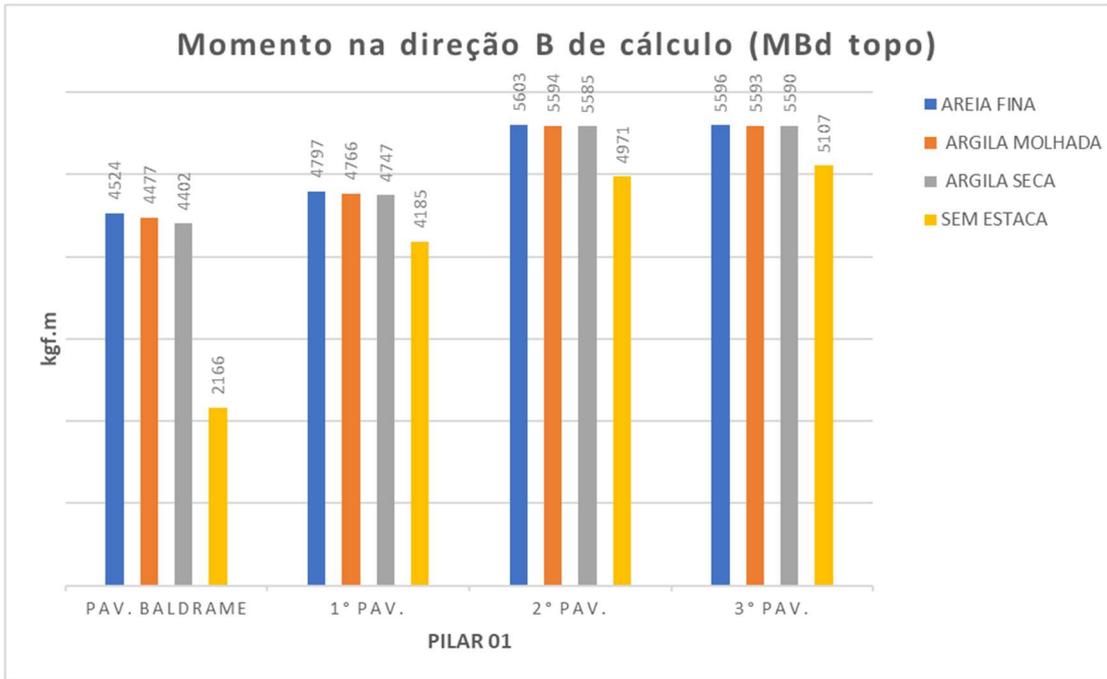


Fonte: autor, 2020.

Na figura 33, o Momento em B no topo do pilar, teve uma diferença visualmente considerável entre os exemplares da ISE e o modelo convencional sem estacas.

Em todos os quatro pavimentos analisados o modelo sem estacas teve momentos fletores menores que os demais.

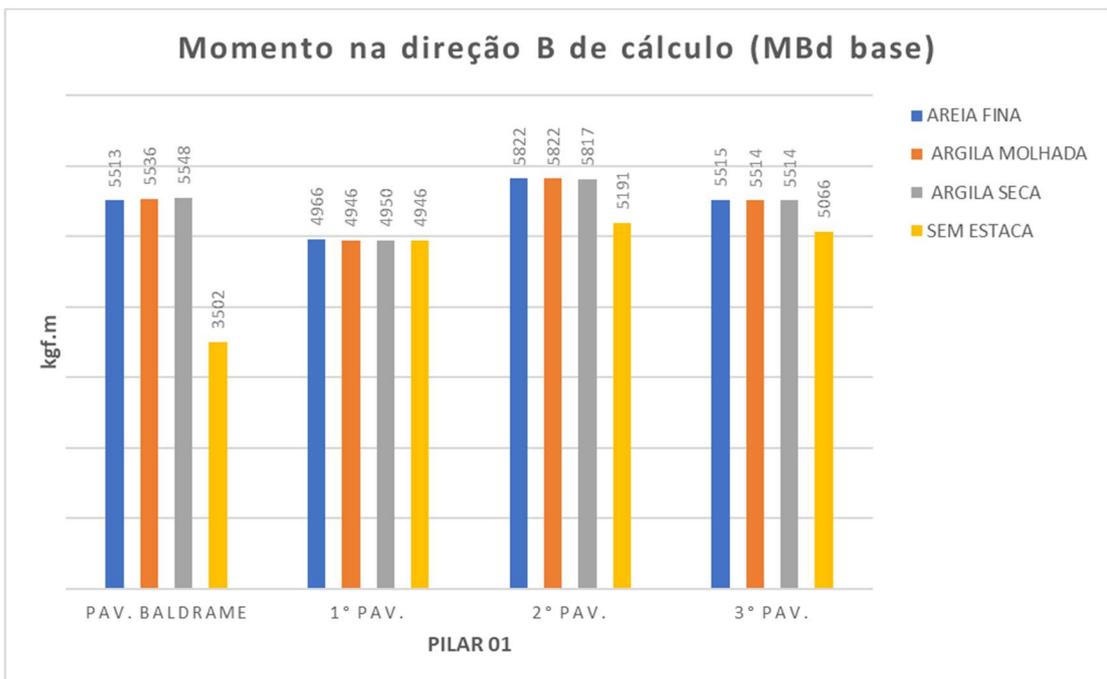
Figura 33 - MBd topo – P1



Fonte: autor, 2020.

A figura 34 mostra o mesmo padrão visual de MBd topo, com exceção do primeiro pavimento em que os valores de MBd base ficaram muito próximos;

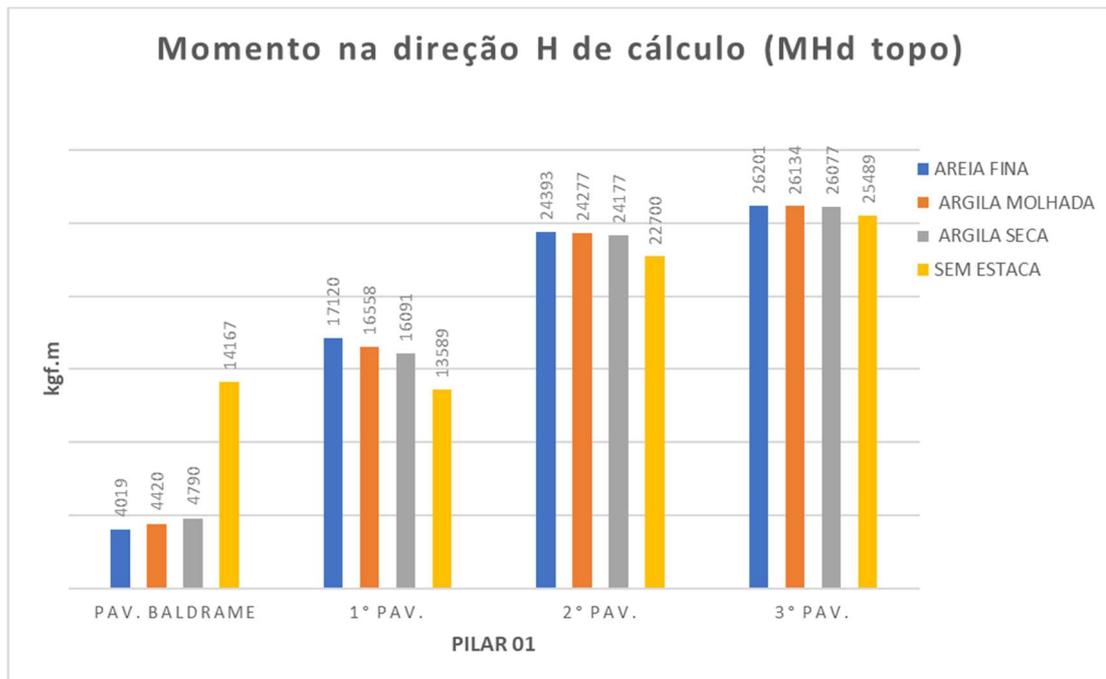
Figura 34 - MBd base - P1



Fonte: autor, 2020.

Na figura 35, o momento na maior direção do pilar P1 (direção H no topo), foi muito maior no modelo convencional (sem estacas) em relação aos modelos da ISE (areia fina de praia, argila molhada e seca). Todos os momentos aumentaram conforme a obra fica mais alta. Somente no pavimento baldrame o modelo sem estacas teve maior momento fletor em relação aos demais.

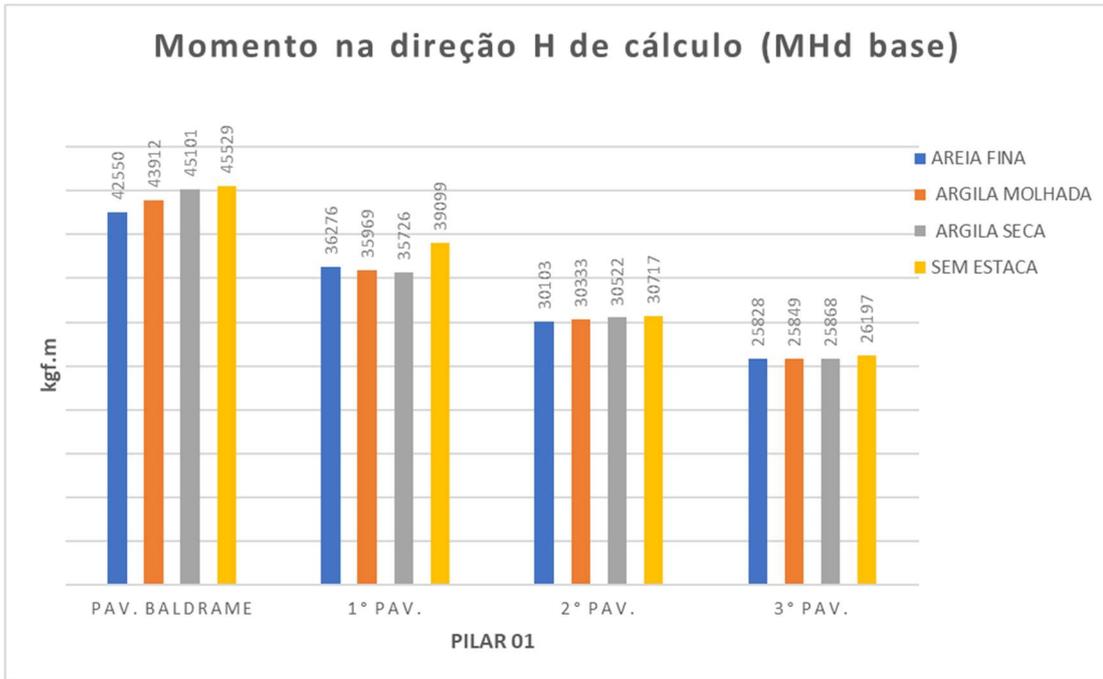
Figura 35 - MHd topo - P1



Fonte: autor, 2020.

Por último, na figura 36, é observado o contrário, os momentos na base tendem a diminuir conforme os pavimentos ficam mais altos.

Figura 36 - MHd base - P1



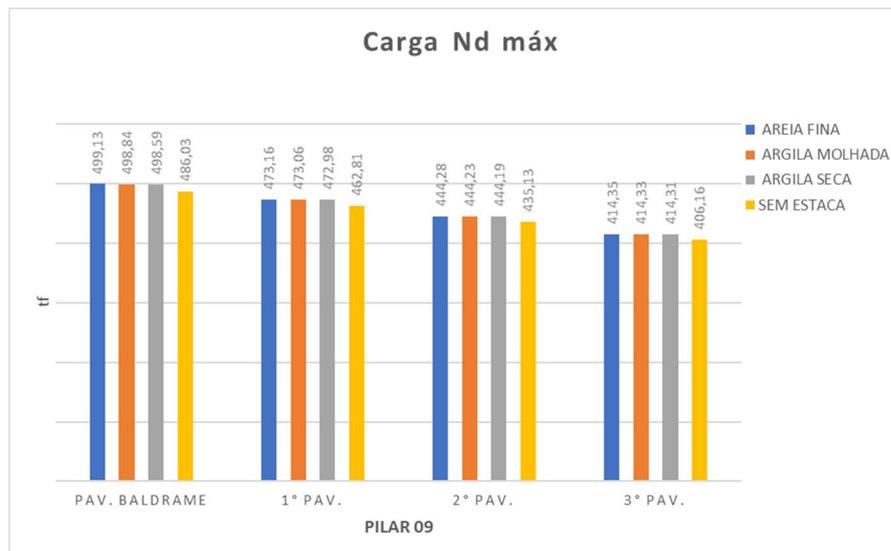
Fonte: autor, 2020.

### 3.4.2 Pilar P9 (extremidade)

Considerações sobre os gráficos do pilar P9:

Na figura 37, as cargas Nd máx diminuíram conforme o edifício fica mais alto, as cargas do método convencional foram menores em todos os pavimentos em relação aos modelos da ISE;

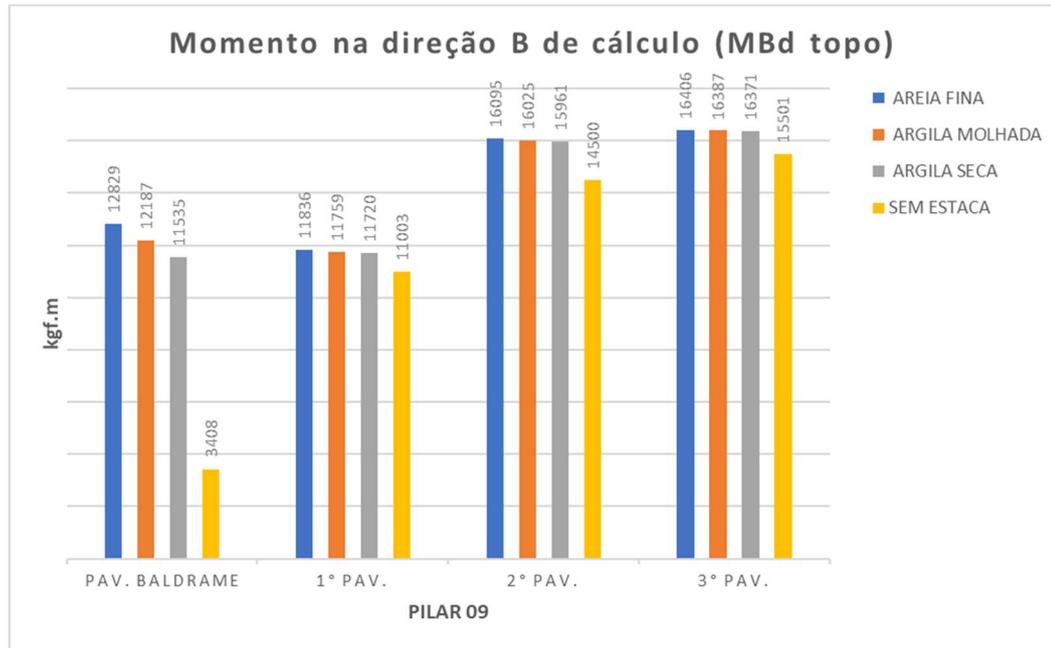
Figura 37 - Carga Nd máx - P9



Fonte: autor, 2020.

Houve uma discrepância no gráfico MBd topo no Pavimento Baldrame, na qual o momento do modelo convencional foi relativamente menor aos demais;

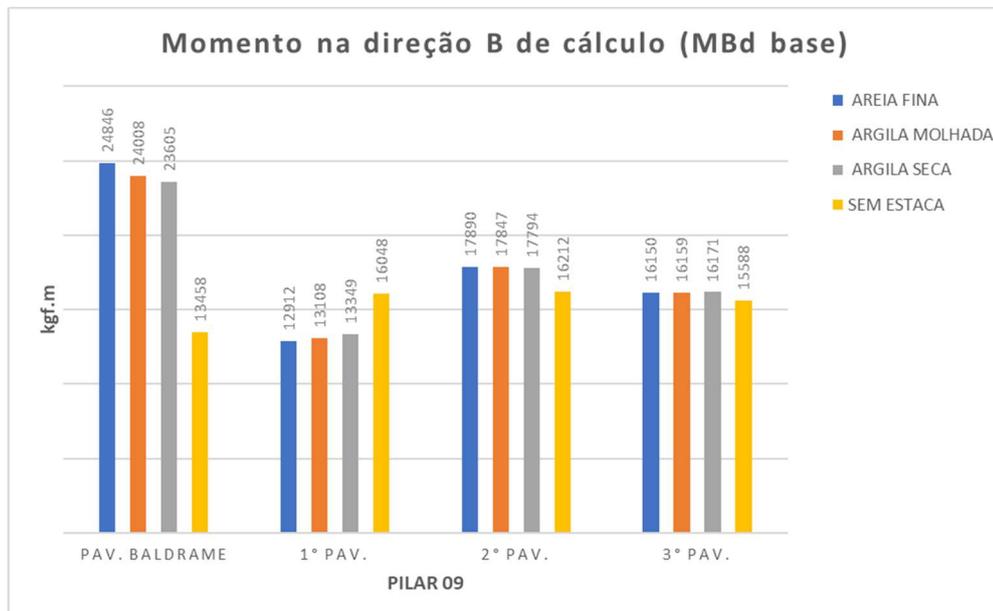
Figura 38 - MBd topo – P9



Fonte: autor, 2020.

No pavimento baldrame, novamente a diferença entre o modelo sem estacas comparado ao ISE é significativa (Figura 39). A diferença entre o modelo de areia fina para o modelo sem estacas é de 11388 kgf.m.

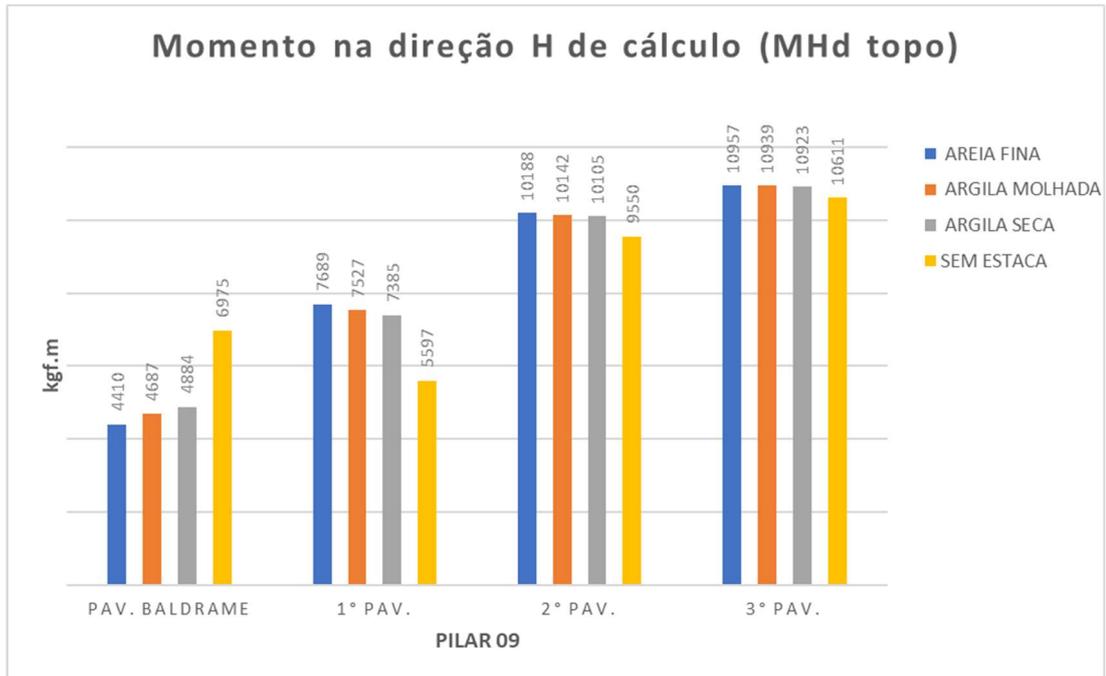
Figura 39 - MBd base - P9



Fonte: autor, 2020.

Na figura 40 o modelo sem estacas teve maior momento fletor no baldrame, no entanto ficou menor que os modelos da ISE nos demais pavimentos;

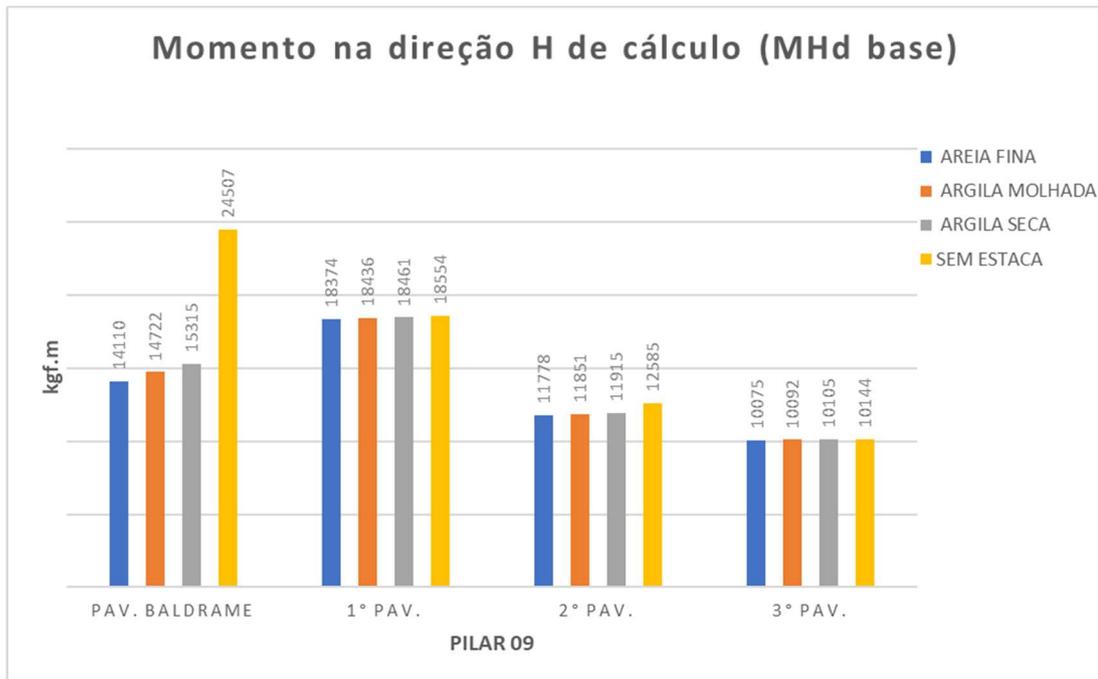
Figura 40 - MHd topo - P9



Fonte: autor, 2020.

Na figura 41, o modelo convencional (sem estacas) teve expressividade de momento em relação aos da ISE somente no baldrame, os momentos se mantiveram parecidos nos demais pavimentos.

Figura 41 - MHd base - P9



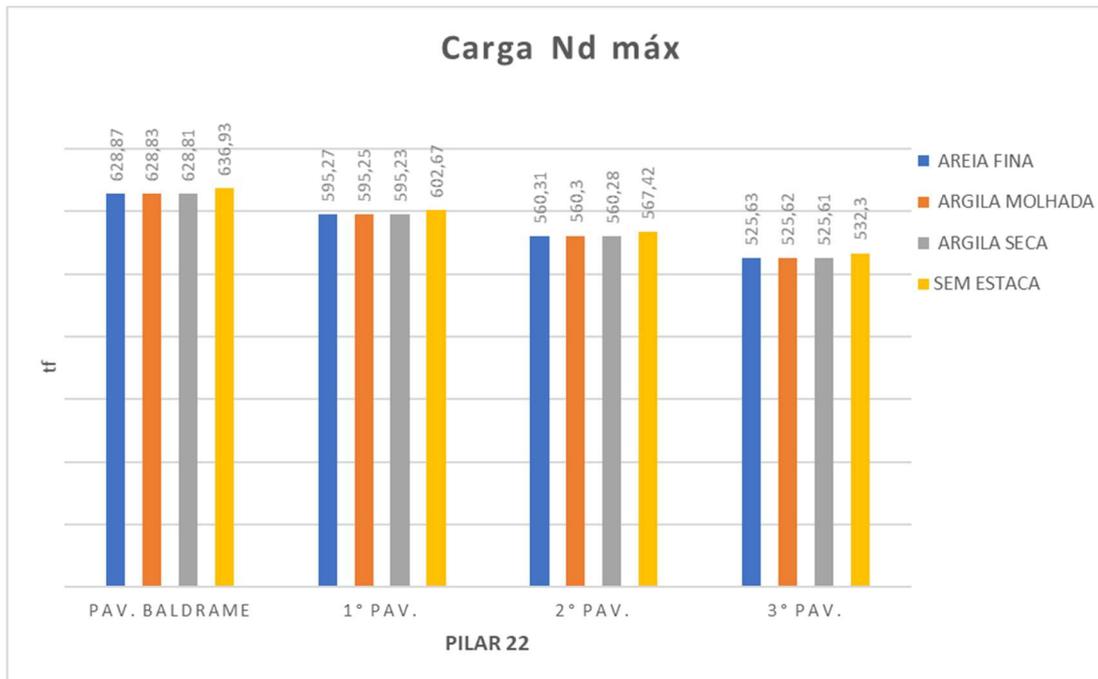
Fonte: autor, 2020.

### 3.4.3 Pilar P22 (centro)

Considerações sobre os gráficos do pilar P22:

Averiguando a figura 42, fica visível que as cargas Nd máx do pilar central P22 foi maior no modelo sem estacas, o padrão se repetiu nos demais pavimentos.

Figura 42 - Carga Nd máx - P22

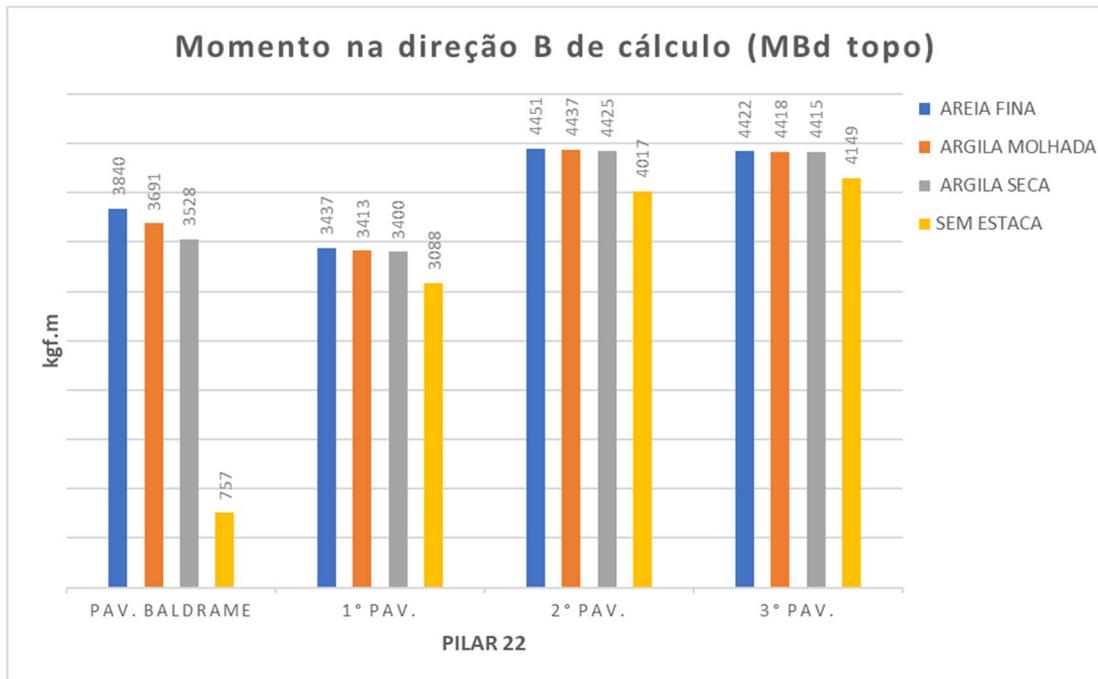


Fonte: autor, 2020.

A figura 43 identifica variação entre os quatro modelos de estudo, porém do 1° pavimento em diante os modelos da ISE ficam muito próximos, mas o modelo sem estacas fica menor em relação aos demais.

A diferença de momento entre os modelos da ISE é pequena, no entanto se comparamos o modelo de areia fina com o modelo sem estacas temos uma diferença de 3083 kgf.m.

Figura 43 - MBd topo - P22

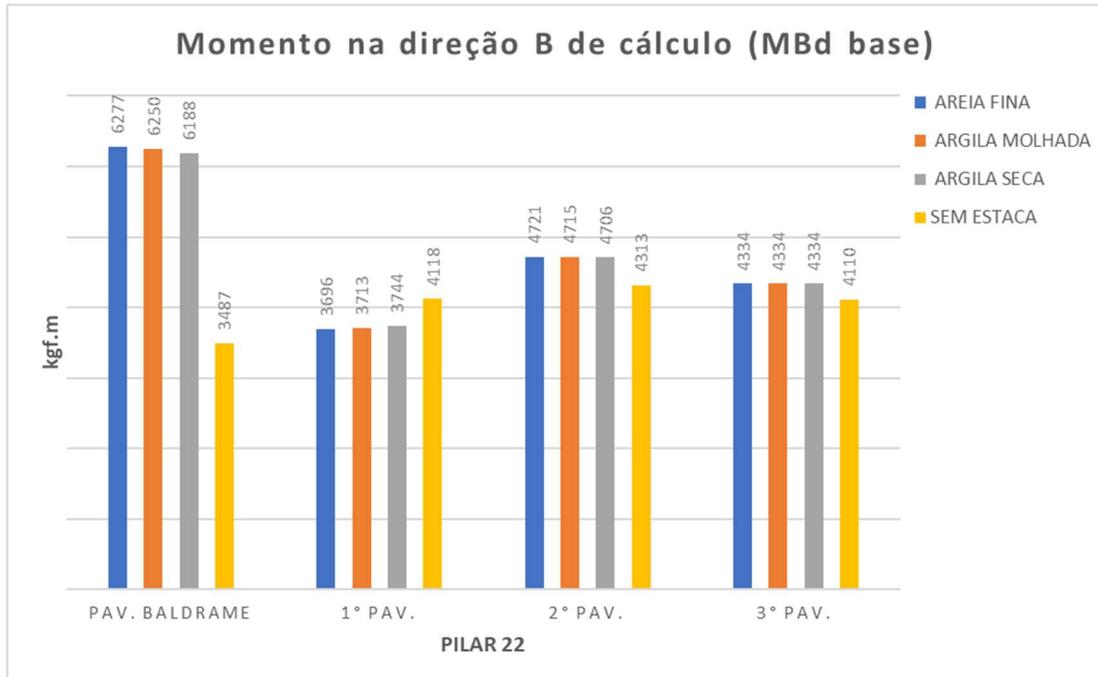


Fonte: autor, 2020.

De acordo com a figura 44, o momento na base da estrutura sem estaca na direção B foi maior que os demais unicamente no primeiro pavimento.

Já no baldrame a diferença entre a o modelo de areia fina e o modelo de análise sem as estacas ficou em 2790 kgf.m

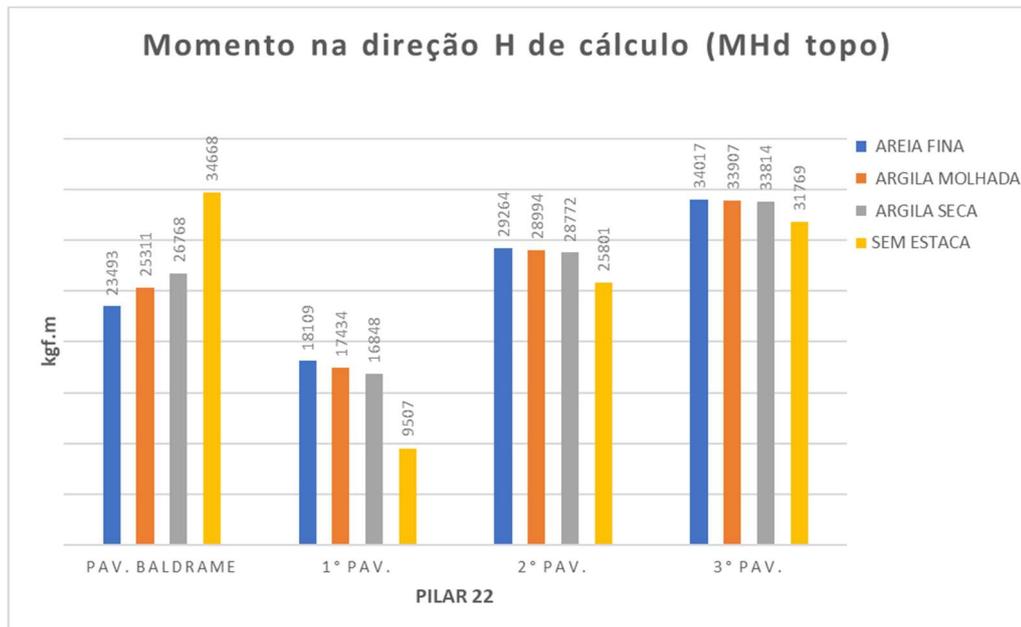
Figura 44 - MBd base - P22



Fonte: autor, 2020.

Na figura 45, teve várias oscilações de momentos na direção H entre os quatros modelos.

Figura 45 - MHd topo - P22

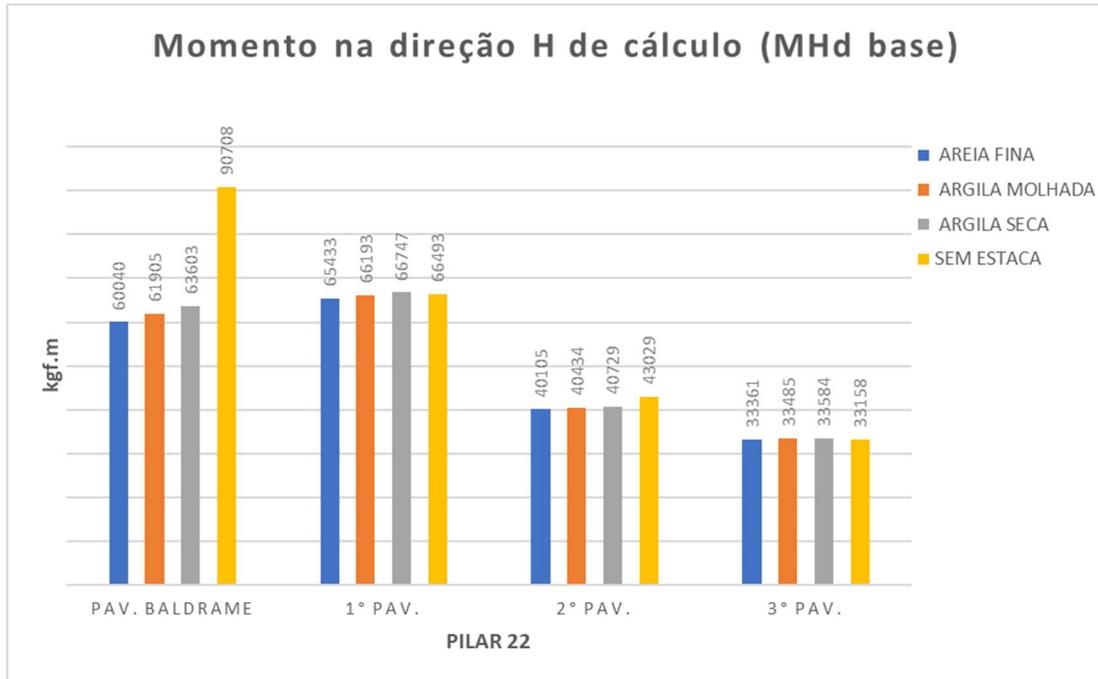


Fonte: autor, 2020.

Por último na figura 45, os valores de momento de todas as estruturas tiveram pequenas variações, com exceção dos valores de MHd base do pavimento baldrame na qual o

modelo sem estacas possuiu um momento fletor de 30668 kgf.m a mais em relação ao modelo de areia fina.

Figura 46 – MHd base – P22



Fonte: autor, 2020.

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 4.1 CONCLUSÃO

O intuito atingido por este trabalho visou apresentar um pórtico de concreto armado com fundações profundas que se classificasse no item “b” do capítulo 5.5 da NBR 6122 (2019), já que a norma foi recém revisada e sua antiga versão não citava claramente quando o profissional deveria analisar a interação solo-estrutura.

O estudo apresentado englobou de forma geral três tipos de solo e os comparou com o modelo tradicional de lançamento.

Os dados obtidos nos gráficos de cargas e momentos fletores afirmam a necessidade uma análise conjunta entre a geotecnia e a estrutura, pois houve diferenças significativas de esforços de um caso comparado a outro.

A discrepância mais notável neste pórtico estudado é sem dúvidas entre os modelos da ISE (areia fina de praia, argila molhada e argila seca) versus o modelo 1.4, sem a consideração de uma natureza do solo e sem a inclusão das estacas. Fica visível na figura 46, em que a diferença de momento fletor fica em torno de 30000 kgf.m entre o modelo sem estacas e o modelo de areia fina.

Foi observado nos gráficos que as maiores influências de momentos fletores ocorreram nos primeiros pavimentos, do baldrame (L2) ao terceiro pavimento (L5).

As maiores diferenças de momentos fletores ocorreram entre o modelo convencional e os modelos da ISE.

Fica aqui reforçado as premissas da NBR 6122 (2019) que classificou os casos em que o profissional deve considerar a interação solo estrutura, portanto a contribuição deste estudo perante a comunidade científica é justamente reforçar o quanto é viável para a segurança e durabilidade da estrutura a consideração da ISE nos modelos estruturais, e ficou visível conforme os gráficos e relatórios obtidos dos pilares, pois mostra o quanto pode ser diferente os esforços dependendo do meio e das características geotécnicas do terreno.

A não consideração da ISE pode acarretar em peças subdimensionadas dos elementos estruturais, podendo gerar patologias na estrutura. A redistribuição dos esforços entre os quatro tipos de casos apresentados também pode levar a diferenças de custos que são importantes para a viabilidade da obra.

Este trabalho se tornou viável graças a evolução dos softwares de cálculo, pois sem eles possivelmente se tornaria inviável uma análise conjunta entre o solo, as fundações e a

estrutura, já que a deformabilidade do solo gera diferentes redistribuições de esforços nas fundações dependendo do meio em que se encontra.

## 4.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido à grande influência que a ISE pode gerar ao ser analisada, ficará como sugestão para futuros estudos os seguintes tópicos:

- Comparar a diferença de concreto e aço em um pórtico similar ao deste trabalho quando submetido a diferentes modelos de solo;
- Analisar a interação solo – estrutura quando a relação altura/largura (menor dimensão) do pórtico for superior a quatro;
- Análise de estruturas muito altas levando em conta a interação solo – estrutura.

## REFERÊNCIAS

ALEXANDRE, De Melo Cunha. **Análise comparativa entre o coeficiente gama-z e o processo p-delta em estruturas de concreto armado.** 2017.

ALEXANDRE JÚNIOR, Mário César. **Como determinar o coeficiente de recalque horizontal do solo.** [S.L.], 2020. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004220934-Como-determinar-o-coeficiente-de-recalque-horizontal> -Acesso em: 02 nov. 2020.

ALEXANDRE JÚNIOR, Mário César. **Como determinar o coeficiente de recalque vertical do solo.** [S.L.], 2020. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004184613-Como-determinar-o-coeficiente-de-recalque-vertical> - Acesso em: 01 nov. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações. ABNT NBR 6122. ABNT/ CB-002. São Paulo, SP: 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento. ABNT NBR 8036. ABNT/ CB-002. São Paulo, SP: 1983.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2011.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2006.

CHAMECKI, Sv. Structural rigidity in calculating settlements. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. 1, p. 1-19, 1956.

CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des foundations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sol. In: **Annales ITBTP.** 1969.

DÓRIA, Luís Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier.** Maceió, AL: UFAL, 2007.

FARIAS, Rômulo da Silva. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura e das ações evolutivas.** 2018.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações.** 1990.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: Teoria e Prática.** 2ª ed. São Paulo, Pini: 1998.

IGLESIA, Socrate Muñoz. **A interação solo-estrutura e sua aplicação na análise de estruturas de edifícios.** Editora Alto QI. 2016.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação soloestrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 157 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

LOPES, F. R, GUSMÃO, A. D. **On the influence of soil—structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements**. In. European conference on soil mechanics and foundation engineering, 10, Firenze, 1991.

MEYERHOF, George Geoffrey. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1953.

PAVAN, RC; COSTELLA, MF; GUARNIERI, G. Interação solo-estrutura para sistemas detalhados reticulados sobre fundações rasas. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.** São Paulo, v. 7, n. 2, p. 273-285, 2014. Disponível em < [https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952014000200005&lng=en&nrm=iso](https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952014000200005&lng=en&nrm=iso) >. Acesso em: 11 de jul, 2020.

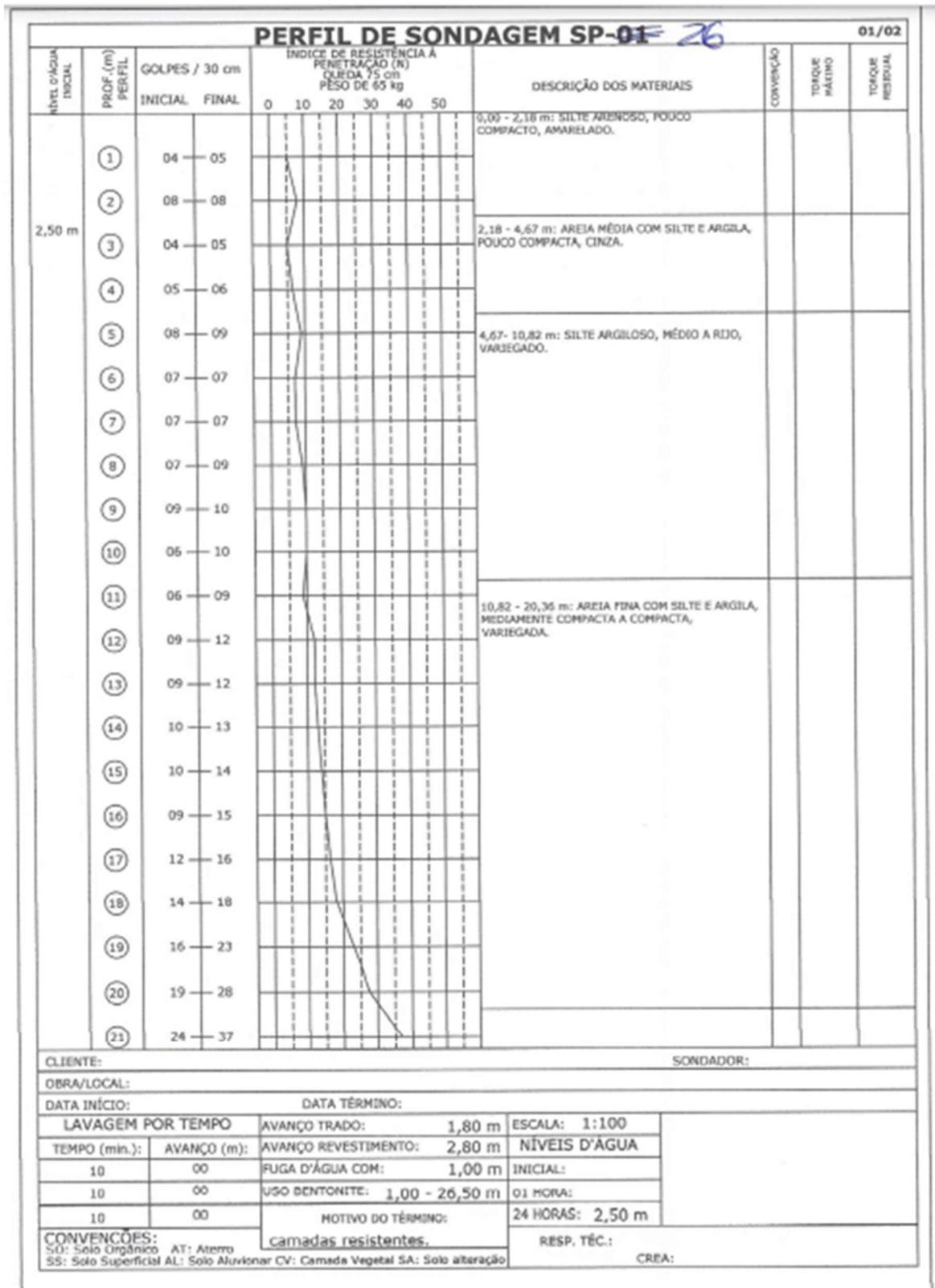
RODRIGUEZ, Tiago Garcia. Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaios SPT e CPT MS Thesis. **Department of Geotechnics and Transportation, University of Campinas, Campinas, Brasil**, 2013.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. **Soil exploration, soil mechanics in engineering practice**. 1. ed. John Willey & Sons. 1948.

**ANEXOS**

## ANEXO A – SONDAAGEM SPT

Figura 47 - SPT (Folha 1)



Fonte: autor, 2020.

Figura 48 - SPT (Folha 2)

PERFIL DE SONDAGEM SP-01 26										01/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEÇA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MANEJO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	22	25	36								20,36 - 26,51 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM MICA, COMPACTA A MUITO COMPACTA, ESVERDIADA.			
	23	31	42											
	24	31	45											
	25	34	51											
	26	44	58											
	27	-	-								LIMITE DA SONDAGEM: 26,50 m. CONFORME NBR - 5454.			
	28	-	-											
	29	-	-											
	30	-	-											
	31	-	-											
	32	-	-											
	33	-	-											
	34	-	-											
	35	-	-											
	36	-	-											
	37	-	-											
	38	-	-											
	39	-	-											
	40	-	-											
	41	-	-											
	42	-	-											

CLIENTE:				SONDADOR:			
OBRA/LOCAL:							
DATA INÍCIO:				DATA TÉRMINO:			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100	
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		2,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA	
10		00		FUGA D'ÁGUA COM:		INICIAL:	
10		00		USO BENTONITE: 1,00 - 26,50 m		01 HORA:	
10		00		MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS: 2,50 m	
CONVENÇÕES:				RESP. TÊC.:			
SO: Solo Orgânico AT: Aterro				CREA:			
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração							

Fonte: autor, 2020.

## ANEXO B – RESULTADOS DOS PILARES P1, P9 E P22

### Resultados do Pilar: P1 – AREIA FINA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lib vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
L5 1:20	30.00	1138.00	306.00 RR	344.74	5596	26201	4.02 2 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29	
	X	306.00	306.00 RR	26.48	5515	25828	6.03 3 ø 16.0			
	70.00						0.6 6 ø 16.0			
L4 1:20	30.00	832.00	306.00 RR	375.17	5603	24393	4.02 2 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29	
	X	306.00	306.00 RR	17.36	5822	30103	8.04 4 ø 16.0			
	70.00						0.8 8 ø 16.0			
L3 1:20	30.00	526.00	306.00 RR	404.45	4797	17120	5.50 7 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29	
	X	306.00	306.00 RR	9.04	4966	36276	7.07 9 ø 10.0			
	70.00						1.0 28 ø 10.0			
L2 1:20	30.00	220.00	220.00 RR	428.15	4524	4019	11.61 3 ø 22.2	ø 6.3 c/14	25.37	
	X	220.00	220.00 RR	4.89	5513	42550	11.61 3 ø 22.2			
	70.00						1.5 8 ø 22.2			

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P9 – AREIA FINA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lib vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
L5 1:20	30.00	1138.00	306.00 RR	414.35	16406	10957	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/9	35.29	
	X	306.00	306.00 RR	112.21	16150	10075	7.36 6 ø 12.5			
	90.00						0.5 12 ø 12.5			
L4 1:20	30.00	832.00	306.00 RR	444.28	16095	10188	2.36 3 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29	
	X	306.00	306.00 RR	113.76	17890	11778	7.07 9 ø 10.0			
	90.00						0.6 20 ø 10.0			

L3 1:20	30.00	526.00 306.00	306.00	RR	473.16	11836	7689	3.68	3 ø 12.5	ø 5.0 c/15	35.29
	X		306.00	RR	116.10	12912	18374	7.36	6 ø 12.5		11.76
	90.00							0.6	14 ø 12.5		
L2 1:20	30.00	220.00 220.00	220.00	RR	499.13	12829	4410	2.45	2 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37
	X		220.00	RR	120.02	24846	14110	17.18	14 ø 12.5		8.46
	90.00							1.3	28 ø 12.5		

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P22 – AREIA FINA

Dados				Resultados							
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib	vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
			lih	vínc	(tf)	(kgf.m)	(kgf.m)	As h % armad total			
L5 1:20	30.00	1138.00 306.00	306.00	RR	525.63	4422	34017	3.14	4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	35.29
	X		306.00	RR	256.94	4334	33361	7.85	10 ø 10.0		11.76
	90.00							0.7	24 ø 10.0		
L4 1:20	30.00	832.00 306.00	306.00	RR	560.31	4451	29264	3.93	5 ø 10.0	ø 5.0 c/12	35.29
	X		306.00	RR	272.87	4721	40105	9.42	12 ø 10.0		11.76
	90.00							0.9	30 ø 10.0		
L3 1:20	30.00	526.00 306.00	306.00	RR	595.27	3437	18109	8.59	7 ø 12.5	ø 5.0 c/9	35.29
	X		306.00	RR	288.78	3696	65433	17.18	14 ø 12.5		11.76
	90.00							1.7	38 ø 12.5		
L2 1:20	30.00	220.00 220.00	220.00	RR	628.87	3840	23493	8.59	7 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37
	X		220.00	RR	306.71	6277	60040	19.63	16 ø 12.5		8.46
	90.00							1.9	42 ø 12.5		

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P1 – ARGILA MOLHADA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib	vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
			lih	vínc	(tf)	(kgf.m)	(kgf.m)	As h % armad total		

L5 1:20	30.00	1138.00	306.00	RR	344.74	5593	26134	4.02	2 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29
	X							6.03	3 ø 16.0		15.13
	70.00	306.00	306.00	RR	26.48	5514	25849	0.6	6 ø 16.0		
L4 1:20	30.00	832.00	306.00	RR	375.12	5594	24277	6.03	3 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29
	X							6.03	3 ø 16.0		15.13
	70.00	306.00	306.00	RR	17.40	5822	30333	0.8	8 ø 16.0		
L3 1:20	30.00	526.00	306.00	RR	404.26	4766	16558	5.50	7 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29
	X							7.07	9 ø 10.0		15.13
	70.00	306.00	306.00	RR	9.21	4946	35969	1.0	28 ø 10.0		
L2 1:20	30.00	220.00	220.00	RR	427.82	4477	4420	12.57	4 ø 20.0	ø 5.0 c/9	25.37
	X							9.42	3 ø 20.0		10.87
	70.00	220.00	220.00	RR	5.26	5536	43912	1.5	10 ø 20.0		

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P9 – ARGILA MOLHADA

Dados				Resultados							
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lib vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h		
L5 1:20	30.00	1138.00	306.00	RR	414.33	16387	10939	2.45	2 ø 12.5	ø 5.0 c/9	35.29
	X							7.36	6 ø 12.5		11.76
	90.00	306.00	306.00	RR	112.23	16159	10092	0.5	12 ø 12.5		
L4 1:20	30.00	832.00	306.00	RR	444.23	16025	10142	2.36	3 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29
	X							7.07	9 ø 10.0		11.76
	90.00	306.00	306.00	RR	113.80	17847	11851	0.6	20 ø 10.0		
L3 1:20	30.00	526.00	306.00	RR	473.06	11759	7527	3.68	3 ø 12.5	ø 5.0 c/15	35.29
	X							7.36	6 ø 12.5		11.76
	90.00	306.00	306.00	RR	116.19	13108	18436	0.6	14 ø 12.5		
L2 1:20	30.00	220.00	220.00	RR	498.84	12187	4687	3.68	3 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37
	X							15.95	13 ø 12.5		8.46
	90.00	220.00	220.00	RR	120.34	24008	14722	1.3	28 ø 12.5		

Fonte: Autor, 2020.



L2	30.00	220.00	220.00 RR	427.54	4402	4790	12.06 6 ø 16.0	ø 5.0 c/9	25.37
1:20	X	220.00	220.00 RR	5.58	5548	45101	10.05 5 ø 16.0		10.87
	70.00						1.7 18 ø 16.0		

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P9 – ARGILA SECA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
L5	30.00	1138.00	306.00 RR	414.31	16371	10923	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/9	35.29	
1:20	X	306.00	306.00 RR	112.24	16171	10105	7.36 6 ø 12.5		11.76	
	90.00						0.5 12 ø 12.5			
L4	30.00	832.00	306.00 RR	444.19	15961	10105	2.36 3 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29	
1:20	X	306.00	306.00 RR	113.83	17794	11915	7.07 9 ø 10.0		11.76	
	90.00						0.6 20 ø 10.0			
L3	30.00	526.00	306.00 RR	472.98	11720	7385	3.68 3 ø 12.5	ø 5.0 c/15	35.29	
1:20	X	306.00	306.00 RR	116.26	13349	18461	7.36 6 ø 12.5		11.76	
	90.00						0.6 14 ø 12.5			
L2	30.00	220.00	220.00 RR	498.59	11535	4884	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37	
1:20	X	220.00	220.00 RR	120.61	23605	15315	15.95 13 ø 12.5		8.46	
	90.00						1.2 26 ø 12.5			

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P22 – ARGILA SECA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
L5	30.00	1138.00	306.00 RR	525.61	4415	33814	3.14 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	35.29	
1:20	X	306.00	306.00 RR	256.98	4334	33584	7.85 10 ø 10.0		11.76	
	90.00						0.7 24 ø 10.0			

L4	30.00 X 1:20 90.00	832.00 306.00	306.00 RR 306.00 RR	560.28 272.91	4425 4706	28772 40729	3.93 5 ø 10.0 9.42 12 ø 10.0 0.9 30 ø 10.0	ø 5.0 c/12	35.29 11.76
L3	30.00 X 1:20 90.00	526.00 306.00	306.00 RR 306.00 RR	595.23 288.88	3400 3744	16848 66747	16.08 2 ø 32.0 24.13 3 ø 32.0 1.8 6 ø 32.0	ø 8.0 c/20	35.29 11.76
L2	30.00 X 1:20 90.00	220.00 220.00	220.00 RR 220.00 RR	628.81 306.72	3528 6188	26768 63603	8.59 7 ø 12.5 20.86 17 ø 12.5 2.0 44 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37 8.46

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P1 – SEM ESTACA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
L5	30.00 X 1:20 70.00	1138.00 306.00	306.00 RR 306.00 RR	338.16 15.56	5107 5066	25489 26197	3.14 4 ø 10.0 5.50 7 ø 10.0 0.7 18 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29 15.13	
L4	30.00 X 1:20 70.00	832.00 306.00	306.00 RR 306.00 RR	367.69 5.81	4971 5191	22700 30717	6.28 2 ø 20.0 9.42 3 ø 20.0 0.9 6 ø 20.0	ø 5.0 c/9	35.29 15.13	
L3	30.00 X 1:20 70.00	526.00 306.00	306.00 RR 306.00 RR	395.37 -2.59	4185 4946	13589 39099	10.05 5 ø 16.0 8.04 4 ø 16.0 1.3 14 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29 15.13	
L2	30.00 X 1:20 70.00	220.00 220.00	220.00 RR 220.00 RR	416.25 -5.31	2166 3502	14167 45529	12.06 6 ø 16.0 10.05 5 ø 16.0 1.7 18 ø 16.0	ø 5.0 c/9	25.37 10.87	

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P9 – SEM ESTACA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib lih	vínc vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
L5 1:20	30.00 X 90.00	1138.00 306.00	306.00	RR RR	406.16	15501	10611	2.36 3 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29
					109.70	15588	10144	6.28 8 ø 10.0 0.5 18 ø 10.0		11.76
L4 1:20	30.00 X 90.00	832.00 306.00	306.00	RR RR	435.13	14500	9550	2.36 3 ø 10.0	ø 5.0 c/9	35.29
					111.30	16212	12585	7.07 9 ø 10.0 0.6 20 ø 10.0		11.76
L3 1:20	30.00 X 90.00	526.00 306.00	306.00	RR RR	462.81	11003	5597	4.02 2 ø 16.0	ø 5.0 c/9	35.29
					113.84	16048	18554	8.04 4 ø 16.0 0.6 8 ø 16.0		11.76
L2 1:20	30.00 X 90.00	220.00 220.00	220.00	RR RR	486.03	3408	6975	3.68 3 ø 12.5	ø 5.0 c/9	25.37
					119.70	13458	24507	7.36 6 ø 12.5 0.6 14 ø 12.5		8.46

Fonte: Autor, 2020.

### Resultados do Pilar: P22 – SEM ESTACA

Dados				Resultados						
Lance	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib lih	vínc vínc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
L5 1:20	30.00 X 90.00	1138.00 306.00	306.00	RR RR	532.30	4149	31769	3.14 4 ø 10.0	ø 5.0 c/12	35.29
					262.34	4110	33158	7.85 10 ø 10.0 0.7 24 ø 10.0		11.76
L4 1:20	30.00 X 90.00	832.00 306.00	306.00	RR RR	567.42	4017	25801	6.28 2 ø 20.0	ø 5.0 c/20	35.29
					278.67	4313	43029	12.57 4 ø 20.0 0.9 8 ø 20.0		11.76
L3 1:20	30.00 X 90.00	526.00 306.00	306.00	RR RR	602.67	3088	9507	16.08 2 ø 32.0	ø 8.0 c/20	35.29
					295.32	4118	66493	24.13 3 ø 32.0 1.8 6 ø 32.0		11.76

