



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MIKHAEL FERREIRA DA SILVA SANTOS

**INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA: análise de um caso de obra em Recife,
Pernambuco**

Recife
2021

MIKHAEL FERREIRA DA SILVA SANTOS

**INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA: análise de um caso de obra em Recife,
Pernambuco**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Recife

2021

Catálogo na fonte
Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

S237i Santos, Mikhael Ferreira da Silva.
Interação solo - estrutura: análise de um caso de obra em Recife,
Pernambuco / Mikhael Ferreira da Silva Santos. – 2021.
148 f.: figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 2021.
Inclui referências, apêndices e anexos.

1. Engenharia civil. 2. Interação solo-estrutura. 3. ISE. 4. Método indireto. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG / 2022-35

MIKHAEL FERREIRA DA SILVA SANTOS

**INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA: análise de um caso de obra em Recife,
Pernambuco**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 29/11/2021.

BANCA EXAMINADORA

Participação por videoconferência
Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Participação por videoconferência
Profa. Dra. Bernadete Ragoni Danziger (Examinadora Externa)
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Participação por videoconferência
Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão (Examinador Externo)
Universidade de Pernambuco

Participação por videoconferência
Prof. Dr. Bernardo Horowitz (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Dedico à Deus por me guiar em direção às águas tranquilas.

À minha esposa, Micaella Araujo, por sua presença, compreensão, dedicação e amor, sendo o sentido de tudo pra mim.

Aos meus pais, Antonio Miguel e Silvana Tavares, pelo amor e apoio incondicional em todos os momentos nesta jornada.

AGRADECIMENTOS

À Deus, primeiramente, pois sem a crença de sua existência e de seu amor nada seria possível de realizar-se, bem como a importância de Sua amizade, que sempre me fortalece e me guia, tornando possível o impossível.

À minha esposa, Micaella Araujo P. Oliveira Miranda, pelo amor, pela ajuda, compreensão e paciência durante os anos de dedicação e estudo. À minha mãe, Silvana Tavares da Silva, pelo amor e pela presença em todos os momentos da minha vida. Ao meu pai, Antonio Miguel dos Santos, que me ensinou a ter o caráter e a humildade para seguir no caminho profissional, sem seu apoio nada conseguiria.

Ao meu orientador e amigo professor Dr. Roberto Quental Coutinho, pelo conhecimento transmitido e pelo constante apoio e amizade. Agradeço a ele toda dedicação e atenção. Seus ensinamentos perpassam a simples área técnica, são ensinamentos de vida.

Ao meu amigo e professor Dr. Cláudio Vidrih Ferreira pela imensa amizade e apoio na minha caminhada acadêmica.

Aos meus professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFPE, por terem contribuídos enormemente para o conhecimento que tenho hoje.

Aos meus familiares, tios, tias, primos e primas pelo companheirismo.

Aos meus professores e instrutores que contribuíram demasiadamente para minha formação, personalidade e caráter.

Agradeço aos colegas de mestrados que tivemos bons momentos juntos durante a caminhada. Em especial ao doutorando Fábio que me deu constantemente dicas valiosas para caminhar desta dissertação.

À Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão – FAPEMA pela concessão da bolsa de mestrado que permitiu reduzir quaisquer dificuldades.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para realização deste trabalho, ajudando ou torcendo por mim.

“O desempenho de uma edificação é na realidade governado pela interação entre suas partes, num mecanismo denominado interação solo-estrutura” (GUSMÃO, 1994).

RESUMO

Essa dissertação apresenta um caso de obra contemplando a análise da interação solo-estrutura (ISE) em uma edificação situada no município de Recife, estado de Pernambuco. O estudo incluiu a análise do comportamento da estrutura em duas hipóteses: apoios indeslocáveis (hipótese original de projeto) e considerando a interação solo-estrutura (ISE) através de apoios elásticos baseado na hipótese de Winkler. O prédio de engenharia de produção, edificação analisada, está situado no campus da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE em Recife/PE, sendo composto de quatro pavimentos, contendo sala de professores, laboratórios de informática, salas administrativas, salas de reunião e banheiros, possuindo uma área construída aproximada de 2.570 m². Inicialmente, realizou-se a modelagem tridimensional elástico linear em elementos finitos da estrutura, considerando a hipótese de apoios indeslocáveis, buscando representar as cargas do projeto original, conforme a planta de carga das fundações. A partir disso, foi realizado a estimativa de recalques através do método de Aoki-Lopes (1975) com uso do software SOILDEF desenvolvido por N. Aoki e P. C. Aoki (1989). Afim de verificar a variabilidade dos resultados nessa dissertação, considerou-se um estudo paramétrico considerando a variabilidade do ensaio SPT através de Kulhawy (1995) frente uma análise utilizando Aoki-Lopes (1975), Plaxis 2D e Plaxis 3D. Os recalques médios estimados sem considerar a ISE e considerando a ISE foram muito próximo, conforme esperado por Gusmão (1994). As curvas de isorecalques mostraram maiores valores de recalques na região central da edificação. Houve uma suavização dos recalques na hipótese considerando a ISE pelo mesmo efeito que houve a redução do coeficiente de variação e desvio padrão. No sentido longitudinal, por sua vez, as distorções tiveram uma atenuação menos acentuada, devido ser justamente a direção de maior flexibilidade da estrutura. Os vetores de migração de cargas mostraram a tendência de acréscimo e decréscimo das cargas nos pilares da edificação. As distorções angulares, na hipótese do projeto original (apoios indeslocáveis), não justificariam o estado atual da edificação. Uma diferença importante também encontrada foi no parâmetro gama Z associado à importância do efeito de segunda ordem (análise não linear) da estrutura.

Palavras-chave: interação solo-estrutura; ISE; método indireto.

ABSTRACT

This dissertation presents a case of work contemplating an analysis of soil-structure interaction (SSI) in a building located in the city of Recife, state of Pernambuco. The study included an analysis of the behavior of the structure under two hypotheses: non-displaceable supports (original design hypothesis) and considering a soil-structure interaction (SSI) through elastic supports based on the Winkler hypothesis. The production engineering building, analyzed building, is located on the campus of the Federal University of Pernambuco - UFPE in Recife / PE, and is composed of four floors, containing a faculty room, computer labs, administrative rooms, meeting rooms and bathrooms, having a built area of approximately 2,570 m². Initially, a linear elastic three-dimensional modeling in finite elements of the structure was carried out, considering the hypothesis of non-displaceable supports, seeking to represent the loads of the original design, according to the load plan of the foundations. From this, the settlement estimate was performed using the method of Aoki-Lopes (1975) using the SOILDEF software developed by N. Aoki and P. C. Aoki (1989). In order to verify the variability of the results in this dissertation, consider a parametric study considering the variability of the SPT assay through Kulhawy (1995) against an analysis using Aoki-Lopes (1975), Plaxis 2D and Plaxis 3D. The average settlements estimated without considering an SSI and considering an SSI were very close, as expected by Gusmão (1994). As isosettlement curves, higher settlement values in the central region of the building. There was a smoothing of settlements in the hypothesis considering an SSI by the same effect as there was a reduction in the coefficient of variation and standard deviation. In the longitudinal direction, on the other hand, the distortions have a less accentuated attenuation, precisely because it is the direction of greater flexibility of the structure. The load load vectors the tendency to increase and decrease the loads on the building pillars. Angular distortions, in the hypothesis of the original project (immovable supports), would not justify the current state of the building. An important difference also found was no gamma Z parameter associated with the importance of the second order effect (nonlinear analysis) of the structure.

Keywords: soil-structure interaction; SSI; substructure method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema superestrutura, subestrutura e maciço de solo.	23
Figura 2 - Recalque absoluto e recalque diferencial.....	31
Figura 3 - No lado esquerdo está descrito os recalques absolutos, diferenciais, rotação e deformação angular. No lado direito está escrito as distorções angulares (β) e desaprumos (ω).	31
Figura 4 - Distorções limites.	33
Figura 5 - Abordagem tridimensional (<i>Direct Method</i>) da interação solo-estrutura.	36
Figura 6 - Abordagem simplificada (<i>substructure method</i>) da interação solo-estrutura.	37
Figura 7 - Modelo reológico de Hooke.....	38
Figura 8 - Modelo reológico de Newton.....	38
Figura 9 - Representação gráfica da hipótese de Winkler.....	39
Figura 10 - Representação gráfica do modelo reológico de Maxwell.	40
Figura 11 - Representação gráfica do modelo reológico de Kelvin.	40
Figura 12 - Ilustração do artifício de Steinbrenner.....	41
Figura 13 - Ábacos para determinação dos parâmetros da fórmula do fator de influência.	45
Figura 14 - Localização da edificação no contexto urbano de Recife, Pernambuco. ..	48
Figura 15 - Vista aérea da edificação.	49
Figura 16 - Vista da edificação em estudo.	49
Figura 17 - Vista da edificação em estudo.	49
Figura 18 - Corte longitudinal da estrutura da edificação	50
Figura 19 - Corte transversal da edificação em estudo.	50
Figura 20 - Planta estrutural do pavimento térreo.	51
Figura 21 - Planta estrutural do pavimento tipo.....	52
Figura 22 - Planta estrutural do pavimento cobertura.....	52
Figura 23 - Detalhe das armaduras das estacas de 400 mm e 500 mm.	53
Figura 24 - Estaqueamento para a edificação em análise.....	54
Figura 25 – Sondagem SPT 01 e a profundidade das estacas indicadas no projeto de fundações.....	55
Figura 26 - Relógio comparador - PCE.	57
Figura 27 - Vista das vigas de reação - PCE.....	57

Figura 28 - Vista das estacas ensaiada.....	57
Figura 29 - Vista de outro ângulo das estacas.	57
Figura 30 - Gráfico carga x recalque para a PCE no pilar em análise.....	58
Figura 31 - Aplicação do método de Van der Veen para carga última (Qu).	58
Figura 32 - Locação dos furos de sondagem.	59
Figura 33 - Locação dos furos de sondagem.	60
Figura 34 - Modelo tridimensional do solo com base no SPT.	60
Figura 35 - Informações resumidas do SP01.	61
Figura 36 - Informações resumidas do SP02.	61
Figura 37 - Informações resumidas do SP03.	62
Figura 38 - Seções bidimensionais representadas a partir do ensaio SPT.	62
Figura 39 - Perfil bidimensional dos furos SP01-P, SP02-P e SP02-L (seção A).....	63
Figura 40 - Perfil bidimensional dos furos SP03-P, SP01-P e SP04-L (seção B).....	63
Figura 41 - Disposição ilustrativa das estacas no perfil A.	64
Figura 42 - Disposição ilustrativa das estacas no perfil B.	64
Figura 43 - Vista do acesso principal da edificação em estudo.....	65
Figura 44 - Rampas de acesso aos pavimentos da edificação em análise.	66
Figura 45 - Detalhe para estrutura das escadas de acesso da edificação em análise.	66
Figura 46 - Vista de trincas em painel externo da edificação.	67
Figura 47 - Vista aproximada da trinca existente.	67
Figura 48 - Localização do painel que contém as fissuras das fotos 10 e 11.....	68
Figura 49 - Vista de fissuras existentes no forro do banheiro, próximo aos pilares P41 e P42.	68
Figura 50 - Divisão da base em subáreas, conforme Aoki e Lopes (1975).	70
Figura 51 - Divisão do fuste, conforme método de Aoki e Lopes (1975).	71
Figura 52 - Meio elástico semi-infinito com base em Mindlin (1936).	72
Figura 53 - Sistema equivalente e o ponto B (x,y,z).	72
Figura 54 - Aplicação de Steinbrenner (1934).	73
Figura 55 - Utilização do software SOILDEF, metodologia de Aoki e Lopes (1975). ..	80
Figura 56 - Modelagem no software PLAXIS 3D.	81
Figura 57 - Modelagem no software PLAXIS 2D.	81
Figura 58 – Deformações no solo pelo software PLAXIS 3D.	82
Figura 59 - Deformações no solo pelo software PLAXIS 2D.	82

Figura 60 - Modelo estrutural concebido – Vista lateral.....	85
Figura 61 - Modelo estrutural concebido – vista frontal.....	85
Figura 62 - Detalhe das fundações no modelo numérico e das lajes nervuradas, conforme projeto.....	86
Figura 63 - Detalhe das fundações no modelo numérico e das lajes nervuradas	86
Figura 64 - Metodologia de análise da ISE adotada nessa dissertação.	89
Figura 65 - Desenvolvimento de recalque em planta da edificação sem a consideração da ISE.....	93
Figura 66 - Desenvolvimento de recalque em planta da edificação com a consideração da ISE.....	94
Figura 67 - Recorte esquemático e recalques para uma região da edificação analisada.	95
Figura 68 - Comparação das bacias de recalques considerando a ISE (figura à esquerda) e não considerando a ISE (figura à direita).	96
Figura 69 - Tendência de migração das cargas com ISE (esquerda) e sem ISE (direita).	96
Figura 70 – Rotações determinadas na metodologia tradicional – SEM ISE.	97
Figura 71 – Rotações determinadas com apoios elásticos – COM ISE.	97
Figura 72 - Planta de fundações e os vetores de migração de cargas.....	98
Figura 73 - Pórtico espacial e os esforços axiais nos pilares no modelo de apoio indeslocáveis.....	101
Figura 74 - Pórtico espacial e os esforços axiais nos pilares no modelo de apoio elástico.	101
Figura 75 - Indicação dos pilares que sofreram acréscimo e decréscimo de cargas.	102
Figura 76 - Momentos fletores no pórtico espacial sem considerar a ISE.....	103
Figura 77 - Momentos fletores no pórtico espacial considerando a ISE.....	103
Figura 78 - Modelo de analogia de viga parede.	104
Figura 79 - Momento fletor da viga 63 sem a consideração da ISE.	105
Figura 80 - Momento fletor da viga 63 com a consideração da ISE.	105
Figura 81 - Detalhamento da viga V63 sem considerar a ISE.....	107
Figura 82 - Detalhamento da viga V63 com a consideração da ISE.	108
Figura 83 - Detalhamento nas duas hipóteses para o modelo biapoiado da biga V63.	110

Figura 84 - Momentos torsões no pórtico na consideração de apoios indeslocáveis.	111
Figura 85 - Momentos torsões no pórtico na consideração da interação solo- estrutura.	111
Figura 86 - Detalhe dos momentos torsões na hipótese de apoio indeslocável.....	112
Figura 87 - Detalhe dos momentos torsões na hipótese da interação solo-estrutura.	112
Figura 88 - Detalhe dos pilares P20 e P27 que recebem os torsões com apoios indeslocáveis.....	113
Figura 89 - Detalhe dos pilares P20 e P27 que recebem os torsões com apoios elásticos.	113
Figura 90 - Parâmetro Gama-Z e outros parâmetros de deformabilidade com e sem ISE.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Carregamentos e cobrimentos utilizados no projeto original da estrutura. .51	51
Tabela 2 - Síntese do quantitativo das estacas utilizadas no projeto.53	53
Tabela 3 - Armaduras consideradas nas estacas do projeto.....53	53
Tabela 4 - Síntese dos carregamentos do pilar P22, sendo a maior solicitação considerada.....54	54
Tabela 5 – Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 01.....75	75
Tabela 6 - Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 02.76	76
Tabela 7 - Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 0376	76
Tabela 8 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP0177	77
Tabela 9 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP02.78	78
Tabela 10 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP03.78	78
Tabela 11 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisadas em considerar o Cov.82	82
Tabela 12 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada com Cov – aumento de 45% no valor de N_{spt} das camadas analisadas.83	83
Tabela 13 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada com Cov – redução de 45% no valor de N_{spt} das camadas analisadas.83	83
Tabela 14 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada considerando o erro embutido, conforme Kulhaway (1992).84	84
Tabela 15 - Comparativo de cargas nos pilares -projeto original e modelo numérico. 87	87
Tabela 16 - Estimativa dos recalques utilizando Aoki e Lopes (1975) – apoios indeslocáveis.....90	90
Tabela 17 - Estimativa dos recalques utilizando Aoki e Lopes (1975) – apoios elásticos – 1º interação.91	91
Tabela 18 - Comparativo entre os recalques da hipótese de apoio indeslocável e a ISE.....92	92
Tabela 19 - Comparativo entre os recalques da hipótese de apoio indeslocável e a ISE.....99	99
Tabela 20 - Acréscimo/Alívio nas cargas dos pilares para o modelo com ISE e sem ISE..... 100	100
Tabela 21 - Comparação do dimensionamento estrutural da viga 63 com ISE e sem ISE..... 106	106

Tabela 22 - Parâmetro Gama-Z na hipótese de apoios indeslocáveis.	114
Tabela 23 - Parâmetro Gama-Z na hipótese de apoios elástico (interação solo- estrutura).	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FAPEMA	Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão
FCK	Resistência característica do concreto
FEMA	Federal Emergency Management Agency
Gpa	GigaPascal
ISE	Interação solo-estrutura
KN	Kilonewton
MEF	Métodos dos Elementos Finitos
MPA	MegaPascal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PLAXIS	Plane strain and axial symmetry
SISEs	Sistema de Interação Solo-Estrutura
SSI	Soil-structure interaction
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco

LISTA DE SÍMBOLOS

q	Carregamento por unidade de área
C_d	Coefficiente de forma
ν	Coefficiente de Poisson
L	Comprimento do vão
β	Distorção angular
F_z	Esforço vertical
ω	Inclinação
G_s	Módulo de cisalhamento do solo
E_s	Módulo de elasticidade do solo
γ	Peso específico
δ	Recalque
δ_i	Recalque absoluto
$\Delta\delta$	Recalque diferencial
$\Delta\delta_{\text{máx}}$	Recalque diferencial máximo
$\Delta\delta_m$	Recalque médio
K_n	Rigidez normal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2	OBJETIVOS DO ESTUDO	21
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1	BREVE HISTÓRICO DA INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA	25
2.2	FATORES IMPORTANTES NO MECANISMO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	29
2.2.1	Rigidez e velocidade de carregamento	29
2.2.2	Recalques	31
2.2.3	Formato da edificação	34
2.2.4	Grupo de edifícios	34
2.3	MÉTODOS DE ANÁLISE QUE CONSIDERAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	35
2.3.1	Monitoramento de recalques	35
2.3.2	Direct Method – Modelagem tridimensional	36
2.3.3	Substructure Method	37
2.3.4	Teoria de Mindlin	41
2.3.5	Artifício de Steinbrenner	41
2.4	COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE ESTACAS	42
2.5	MÉTODO DE PREVISÃO DE RECALQUES EM GRUPO DE ESTACAS	43
2.5.1	Poulos e Davis (1980)	43
2.5.2	Aoki e Lopes (1975)	46
2.6	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA – GAMA Z	47
3	CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO ANALISADA	48
3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EDIFICAÇÃO	48
3.2	PROJETO ESTRUTURAL	50
3.3	PROJETO DE FUNDAÇÕES	53
3.4	PROVA DE CARGA ESTÁTICA (PCE)	56
3.5	RELATÓRIO DE ENSAIO DE SONDAÇÃO (SPT).	59

3.6	VISTORIA NA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO	65
4	ESTIMATIVA DE RECALQUES	69
4.1	PROCEDIMENTO.	69
4.2	ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS.	74
4.3	COMPARATIVO DE RECALQUES PELOS MÉTODOS EM ELEMENTOS FINITOS (PLAXIS 2D E PLAXIS 3D) E MÉTODO AOKI E LOPES (1975) – ANÁLISE PARAMÉTRICA E DE VARIABILIDADE	79
5	MODELO ESTRUTURAL DA EDIFICAÇÃO	85
6	ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO	89
6.1	ANÁLISE DOS RECALQUES	90
6.2	ANÁLISE DAS CARGAS NOS PILARES	99
6.3	ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	103
6.4	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	114
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	116
7.1	CONCLUSÕES	116
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	121
	REFERÊNCIAS	122
	APÊNDICE A – FOTOS DA VISTORIA	130
	ANEXO A – BOLETINS DE SONDAJENS	139
	ANEXO B – PROVA DE CARGA ESTÁTICA – PCE	142
	ANEXO C – ESTAQUEAMENTO DA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO	149

1 INTRODUÇÃO

Foi apresentado nesse capítulo as considerações iniciais, os objetivos e a estruturação do estudo.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na grande maioria dos projetos estruturais, as estruturas é usualmente discretizadas e submetidas a uma análise numérica com o objetivo de se determinarem os esforços nelas atuantes. Diversos modelos teóricos foram criados na busca de representar a estrutura real, como teoria das vigas contínuas, pórtico plano, grelha, pórtico espacial, entre outros, todos aplicados nas práticas de projetos.

Seja qual for o modelo utilizado pelos projetistas, a estrutura é normalmente considerada como apoiada em uma superfície rígida indeformável (HOLANDA JUNIOR, 1998).

O projetista das fundações, na verdade, recebe as cargas do projetista da estrutura com a hipótese dos apoios indeslocáveis e realiza o projeto considerando que a fundação em conjunto com o solo garanta o bom desempenho de suas bases.

Não obstante, verifica-se que o solo, quando submetido ao carregamento da edificação, também se deforma. Esse fato provoca uma perturbação na estrutura, alterando seu fluxo de cargas e, conseqüentemente, os esforços nos elementos estruturais. Essa mudança ou redistribuição dos esforços pode provocar o aparecimento de fissuras em lajes, vigas, alvenarias e até mesmo o esmagamento dos pilares (AOKI, 1987; GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1990).

Conforme Gusmão (1990), a interação solo-estrutura pode modificar significativamente o desempenho da edificação a depender do nível de deformação do solo e da rigidez da estrutura. Não considerar essa interação pode conduzir a resultados irreais em certas situações, levando um desempenho insatisfatório e até mesmo o comprometimento da obra.

A própria norma de fundações, ABNT NBR 6122 (2019), trouxe a obrigatoriedade dessa análise em alguns casos, conforme pode ser verificado no seu item 5.5.

Nesse sentido, a interação solo-estrutura vem sendo objeto de diversos estudos, principalmente com a disponibilidade de programas computacionais sofisticados e o aperfeiçoamento dos processadores, possibilitando projetos que leve em conta a ação conjunta da estrutura, fundação e solo.

Gusmão (1990) afirmou que existem dois efeitos importantes decorrentes da interação solo-estrutura: a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, principalmente nos pilares; e a rigidez proveniente da solidariedade entre os elementos estruturais, considerando uma estrutura monolítica, restringindo as deformações relativas entre os apoios, fazendo com que os recalques diferenciais observados sejam menores que os estimados na metodologia convencional.

Holanda Junior (1998) afirma que o desempenho estrutural de um edifício é função da interação entre seus elementos e o maciço de solo. Portanto, existem, basicamente, três partes ligadas que compõe as edificações: superestrutura, subestrutura e o maciço de solo.

A consideração de uma superfície deslocável em que a fundação se apoia permite que se cheguem a valores de cargas mais próximos da realidade nas peças estruturas, bem como os recalques que verdadeiramente ocorrem. Por isso, Gusmão (1994) percebe que pode até viabilizar alguns projetos de fundação que na metodologia tradicional seriam rejeitados.

A presente dissertação consiste em analisar um caso específico de uma edificação localizada no município de Recife, estado de Pernambuco, em fundações profundas tipo hélice contínua, frente uma análise acoplada da interação solo-estrutura (ISE) através de modelagem tridimensional em elementos finitos da superestrutura, subestrutura e o maciço de solo, de forma a obter os esforços calculados de maneira convencional e que levem em consideração os efeitos da interação solo-estrutura (ISE). Buscou-se verificar a capacidade de previsão dos danos ocorridos na edificação com base nos aspectos principais do sistema estrutural e geotécnico.

1.2 OBJETIVOS DO ESTUDO

O objetivo principal do presente estudo é analisar um caso de obra em fundações profundas tipo hélice contínua situada no município de Recife/PE frente uma análise de interação solo-estrutura (ISE). Buscou-se verificar a previsão de danos ocorridos, sua extensão e localização, mesmo com uma caracterização simplificada do modelo geotécnico, buscando contribuir para futuros projetos de fundação em solos da região metropolitana de Recife/PE. Vale ressaltar que análise abordou os principais aspectos do sistema estrutural e geotécnico da edificação. Da mesma forma, esse estudo irá integrar o banco de dados do Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies – GEGEP da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE.

Como objetivos secundários, cabe destacar os principais:

1. Avaliar a influência da interação solo-estrutura (ISE) no comportamento geotécnico e estrutural da edificação em estudo, considerando duas hipóteses: apoios indeslocáveis (método convencional) e apoios deslocáveis através da interação solo-estrutura (ISE) com a metodologia de Aoki (1989; 1997);
2. Analisar a uniformização dos recalques na fundação pela inclusão da ISE e a redistribuição dos esforços na superestrutura;
3. Investigar fatores importantes inerentes à ISE, como rigidez do solo, número de pavimentos, profundidade do solo, heterogeneidade do solo e formato da edificação;
4. Verificar a influência da rigidez na do solo e da estrutura na ISE;
5. Verificar a relação entre o estado de conservação atual da edificação, determinados em vistorias, com a ISE;
6. Analisar o comportamento estrutural da edificação através de modelo não linear geométrico (método P-delta e método do coeficiente Gama-Z) para o material na fase elástica (ações de serviço) e na fase fissurada (ações de cálculo), utilizando os coeficientes de rigidez, conforme indicado e preconizado pela NBR 6118:2014, sendo uma aproximação da não linearidade geométrica
7. Ampliar o banco de dados do grupo de pesquisa GEGEP referente aos dados de parâmetros geotécnicos e conclusões da aplicação da interação solo-estrutura na região metropolitana de Recife/PE.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho está subdividido em 7 (sete) capítulos, distribuídos no seguinte formato:

Capítulo 1: Introdução

Apresenta uma introdução geral da dissertação, incluindo considerações iniciais, os objetivos e a estruturação do estudo.

Capítulo 2: Fundamentação teórica

Apresenta uma revisão bibliográfica referente ao estudo dos principais temas relacionados a esta pesquisa.

Capítulo 3: Caracterização da edificação analisada

Apresenta a caracterização geral da edificação em estudo, descrevendo projeto estrutural, fundações, prova de carga estática (PCE), relatório de sondagem (SPT) e vistorias realizadas na edificação.

Capítulo 4: Estimativa de recalques

Apresenta a metodologia utilizada para estimativa de recalques na edificação em análise, realçando a estimativa do modelo geotécnico e estudos comparativos.

Capítulo 5: Modelo estrutural da edificação

Apresenta como foi realizado a modelagem tridimensional em elementos finitos da edificação analisada, caracterizando as hipóteses de projeto consideradas.

Capítulo 6: Análise da edificação

Apresenta as análises da edificação: recalques, cargas nos pilares, esforços internos solicitante e parâmetros de estabilidade global da estrutura.

Capítulo 7: Conclusões e sugestões para pesquisa futuras

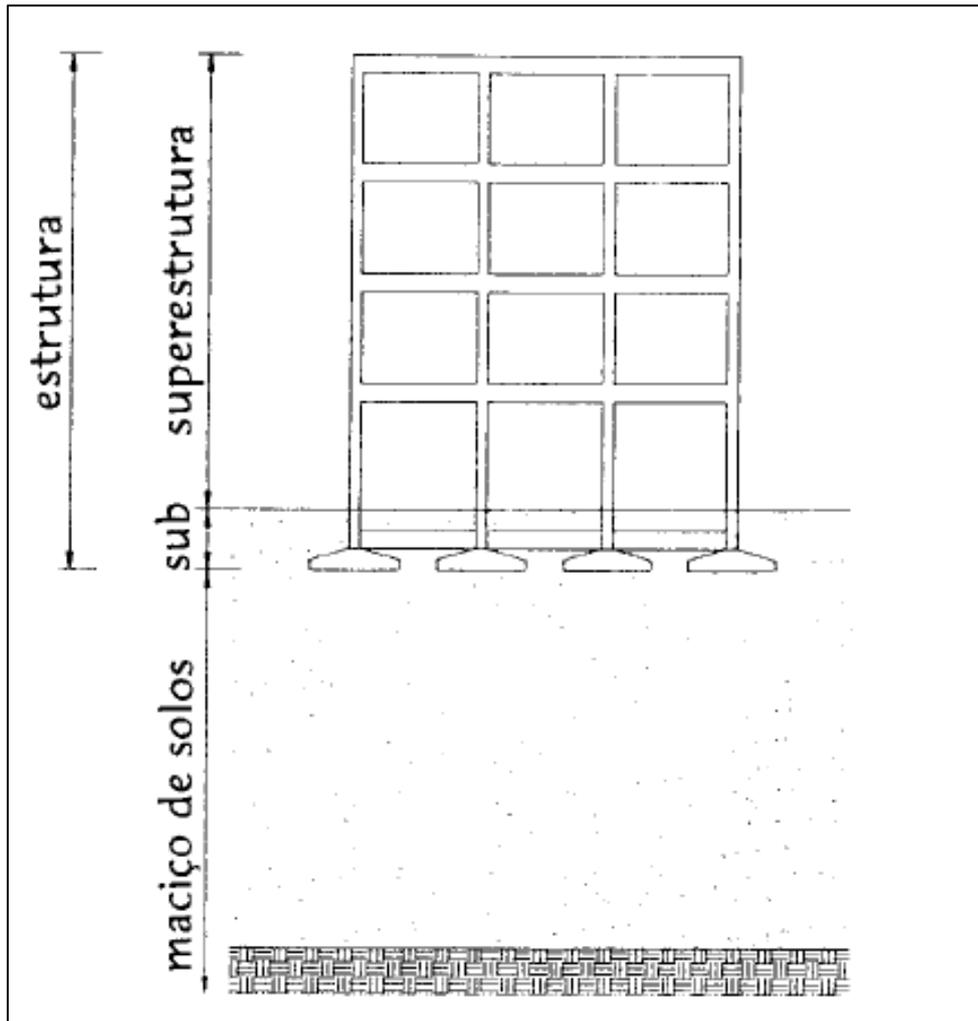
Por fim, no último capítulo, são descritas as principais conclusões e algumas sugestões para futuras pesquisas.

Em sequência, seguem a lista de referências, apêndices e anexos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

É importante, a priori, definir o conceito dos subgrupos de uma edificação. Para isso, considera-se a abordagem de Holanda Junior (1998), discretizando uma edificação em três partes: superestrutura, subestrutura e maciço de solo, conforme pode ser verificado na figura 01.

Figura 1 - Sistema superestrutura, subestrutura e maciço de solo.



Fonte: Holanda Junior (1998) (adaptado).

Chama-se de interação solo-estrutura esse mecanismo de interação entre a superestrutura, subestrutura e o maciço de solo. O processo inicia-se desde a fase de construção e continua até que se atinja um estado de equilíbrio, ou seja, que as tensões e deformações existentes se estabilizam.

Bahia (2015) indica alguns aspectos de não se considerar a interação solo-estrutura ou ainda a considerar de forma inadequada:

- Engenheiros estruturais consideram o solo como uma superfície rígida infinita, sendo que a estrutura tem rigidez muito maior que a rigidez do solo;
- Engenheiros de fundações admitem os carregamentos tão somente nos apoios sem considerar a influência da sequência construtiva e rigidez dos elementos estruturais;
- A simulação da fundação é realizada com base na hipótese de Winkler, por meio de um coeficiente de rigidez de mola. Não obstante, esse coeficiente é obtido por aproximações, sendo satisfatório para o dimensionamento da estrutura, mas pode ser distante da realidade para os recalques de fundações.

É comum se desprezar a interação solo-estrutura no dimensionamento das estruturas. Assim, o modelo estrutural não representa o comportamento real da estrutura. A depender dos recalques e rigidez existente, a interação solo-estrutura pode modificar consideravelmente o comportamento da edificação, podendo atingir os estados últimos da edificação (Estado Limite de Serviço – ELS e Estado Limite Último – ELU) tanto para a superestrutura, como para a subestrutura (fundação e solo).

Na prática, quando a subestrutura recebe as cargas da superestrutura e transfere para o solo (momento fletor, carregamentos axiais e horizontais), este sofre deformações, chamadas de recalques, isso gera uma mudança no fluxo de cargas da estrutura alterando os esforços em todos os elementos estruturais, alguns com mais intensidade que outros, como os pilares (ANTONIAZZI, 2011).

Bahia (2015) afirma que entender o mecanismo da interação solo-estrutura pode resultar em projetos mais econômicos e até viabilizar projetos que na metodologia tradicional seriam inviáveis, além de integrar os profissionais da geotecnia e da estrutura buscando otimização da estrutura.

Considerar a deslocabilidade dos apoios, permite uma análise mais próxima do real, obtendo esforços e recalques de maneira bem mais precisa, levando em conta a relação da superestrutura, subestrutura e solo de fundação (GUSMÃO, 1994).

2.1 BREVE HISTÓRICO DA INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA

A fim de realçar, em síntese, como se deu a evolução do mecanismo de interação solo-estrutura, esse subcapítulo sintetiza a evolução dos estudos na área.

Um dos primeiros trabalhos nessa linha de pesquisa foi de Meyerhof (1953), onde o autor desenvolveu algumas expressões para estimar a rigidez de estruturas abertas ou fechadas com painel de vedação, permitindo também substituir a edificação real por uma mais simples de rigidez equivalente. Nesse trabalho, o autor indicou que a rigidez da subestrutura (incluindo o solo de fundação) é bem menor que a rigidez da superestrutura.

Ainda no mesmo trabalho, Meyerhof (1953) observou que a superestrutura, subestrutura e o solo de fundação poderiam ser considerados como uma unidade integral. O autor observou que a rigidez da superestrutura não interfere significativamente sobre os recalques totais, mas pode ter grande influência para os recalques diferenciais.

Chamecki (1954), seguidamente, realizou um processo iterativo a partir das reações de apoios da estrutura com a hipótese de apoio indeslocável e dos coeficientes de transferência de carga proveniente dos recalques nos apoios separadamente. Calculava-se, então, os recalques das fundações e obtinham-se novas cargas para os apoios, seguindo essa sistemática de cálculo iterativo. O autor identificou que os recalques diferenciais se ajustavam aos resultados das medições em estruturas reais.

Larnach (1970) aperfeiçoou os estudos de Chamecki (1954), implementando um método computacional de convergência global dessa interação, permitindo realizar o processo de cálculo de forma mais rápida e mais precisa.

Poulos (1975) desenvolveu um cálculo matricial para estimativa de recalques em fundações superficiais, considerando a interação solo-estrutura. O autor identificou que, em geral, quanto maior a rigidez da superestrutura, menor são os recalques diferenciais, conforme os resultados obtidos em análise de pórtico plano.

Aoki (1989) propôs um modelo simples para transferência de carga vertical no maciço de solo, aplicando-se a estacas isoladas. Aoki (1997) expandiu a análise para grupos de estacas e grupos de blocos integrados à superestrutura. O autor indicou o seguinte processo de análise de interação solo-estrutura:

- i. Cálculo das cargas nos pilares considerando a hipótese de apoio indeslocável, proveniente do engenheiro estrutural;
- ii. A partir dessas cargas, o engenheiro de fundações estima os recalques, desconsiderando a influência da rigidez da superestrutura;
- iii. O engenheiro estrutural recebe as informações da etapa anterior, divide as cargas pelos recalques e obtém os coeficientes de mola iniciais de cada um dos pilares. Por conseguinte, recalcula a superestrutura considerando os apoios elásticos, conforme obtidos pela relação carga/recalque;
- iv. A partir das novas cargas provenientes da superestrutura sobre apoios elásticos, o engenheiro de fundações estima os novos recalques para o novo sistema de carga, desconsiderando a influência da rigidez da superestrutura;
- v. Novamente, o engenheiro estrutural calcula os novos coeficientes de mola a partir dos recalques do item anterior e o processo segue até convergência.

O processo supracitado se repete até alcançar a convergência desejada, baseando-se na análise da exigência da edificação em estudo.

Gusmão e Gusmão Filho (1990) realizaram um estudo de caso de um edifício residencial situado no município de Recife, Pernambuco. A edificação foi concebida em concreto armado, 15 (quinze) pavimentos e 30 (trinta) pilares. Os autores verificaram os efeitos da interação solo-estrutura no desempenho das fundações, como redução dos recalques diferenciais, remanejamento dos esforços nos pilares e a influência do cintamento na rigidez global da superestrutura.

Holanda Junior (1998) realizou um estudo da interação solo-estrutura em fundação direta, considerando o processo construtivo. O autor indicou que a camada indeslocável no interior do maciço de solo se aproximava mais ao comportamento real do sistema, reduzindo os recalques obtidos. Além disso, através de exemplos numéricos, realçou a influência do processo construtivo.

Gusmão Filho (1998) observou que não ocorre redistribuição dos esforços somente nos pilares, mas também nas vigas. O autor realça que a depender dos recalques envolvidos nas fundações, pode-se até mesmo inverter os momentos nas peças estruturais nos primeiros pavimentos.

Iwamoto (2000) trouxe a influência da rigidez transversal das lajes, excentricidade nas vigas em relação aos pilares e o diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento das lajes através de um estudo de caso em um edifício de múltiplos pavimentos em fundação profunda. O autor concluiu que a rigidez da estrutura reduz os recalques diferenciais.

Gonçalves (2004) realizou um estudo para observar a redistribuição dos esforços nos pilares em uma edificação no Rio de Janeiro. Para isso, realizou medidas de recalques e deformações na estrutura. Através de uma modelagem tridimensional em elementos finitos, por meio do programa SAP 2000, comparou os esforços obtidos considerando a hipótese de apoio indeslocável e a interação solo-estrutura.

Soares (2004) estudou a influência da interação solo-estrutura nos esforços da edificação e no recalque das fundações simulando diversas fases de carregamento. Para isso, utilizou os softwares PLAXIS 3D e 2D para a modelagem das fundações e obtenção dos recalques e realizou a modelagem estrutural e obtenção dos esforços a partir do CAD/TQS. O autor comprovou que o mecanismo de interação solo-estrutura apresenta um maior impacto nos primeiros pavimentos da edificação.

Rosa (2005) realizou um estudo de caso em uma edificação situada em Vitória, Espírito Santos. A análise considerou uma previsão de recalques sem considerar a rigidez da estrutura e uma previsão considerando a interação solo-estrutura. A estrutura foi modelada com base em elementos finitos com modelo elástico linear. A autora indicou o uso do modelo de Kelvin, sendo mais realista quando se trata de solos com deformação lenta. Com base nos resultados, a autora reproduziu os danos ocorridos na edificação a partir da análise da interação solo-estrutura.

Borges (2009) apresentou uma metodologia para avaliação do desempenho estrutural de edifícios altos em concreto armado considerando indicadores que contemplam análises lineares, não lineares, tanto físicas como geométricas, e análises dinâmicas. Os resultados indicaram uniformização dos recalques e a redução de recalques distorcionais com a consideração da interação solo-estrutura. Por outro lado, verificou-se a influência negativa pelo aumento da sensibilidade aos efeitos de 2º ordem pela redução da rigidez.

Araujo (2009) realizou um estudo em duas edificações apoiadas sobre blocos de estacas de forma a obter a convergência dos recalques. Para isso, utilizou-se um programa denominado AIEFE, o qual calcula os recalques por meio do método de Aoki e Lopes (1975) e das reações de apoio obtidas em modelagem no software CAD/TQS. Assim, foram avaliados os efeitos da interação solo-estrutura nas reações de apoio e recalques dos pilares, considerando sua rigidez. Observou-se que ocorre uma maior distribuição das cargas nos primeiros pavimentos.

Santos Filho, Silva e Miranda (2014) realizaram um estudo de parâmetros geotécnicos de solos moles em Belém/PA após melhoria de solo através de estacas compactadas com areia. Para isso, foram realizados ensaios antes e após a melhoria do solo, incluindo provas de cargas em placas, sondagem SPT (*Standart Penetration Test*) e de ensaios de laboratório. Foram comparados os resultados de previsões por meio dos softwares EBERICK e TQS e relacionado com os resultados de prova de carga em placas. Os resultados mostraram que os recalques obtidos em campo se aproximaram do modelo computacional tridimensional em elementos finitos.

Patricio (2019) realizou estudos em edificações de pequeno porte concebidas em paredes de concreto armado na região metropolitana do Recife em fundação superficial tipo radier. Realizou-se modelagem numérica no software SAP 2000, simulando a metodologia construtiva com carga em estágio construtivo não linear. Os resultados mostraram que a principal variável que contribuiu para o desenvolvimento dos recalques foi o movimento de terraplanagem. A retroanálise do módulo de elasticidade (E) mostrou a redução do valor E com o aumento das tensões transmitidas.

2.2 FATORES IMPORTANTES NO MECANISMO DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

O mecanismo da interação solo-estrutura está associado a diversas variáveis que influencia o processo, tais como carregamento, características do solo, geometria da edificação, edificações vizinhas, recalques, processo de carregamento, entre outros (BAHIA, 2015). Este subcapítulo descreve os fatores mais importantes.

2.2.1 Rigidez e velocidade de carregamento

A amarração ou ligação entre os elementos estruturais confere uma considerável rigidez à estrutura, restringindo o movimento relativo dos apoios. Por isso ocorre essa redistribuição dos esforços durante à interação solo-estrutura, havendo essa migração de cargas na estrutura devido sua rigidez, conforme pode ser verificado em Poulos (1975) e Gusmão e Gusmão Filho (1994).

O aumento da rigidez está associado, principalmente, à quantidade de pavimentos da edificação. Meyerhof (1953) estudou o progresso de construção e carregamento de uma edificação, concluindo que a rigidez tende a aumentar até um certo valor limite. A rigidez da superestrutura é mais importante que a rigidez da infraestrutura (fundação e solo) porquanto esta é praticamente desprezível em relação à aquela.

Goshy (1978) afirma que a maior influência da rigidez da estrutura ocorre nos primeiros pavimentos, lembrando a ideia de um valor limite de rigidez descrita por Meyerhof (1953). Uma vez atingido essa rigidez limite, o acréscimo do número de pavimentos não influencia mais na redistribuição dos esforços, apenas influencia o carregamento da edificação (GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1994).

Gusmão Filho (1995), baseado na ideia de um valor limite de rigidez, analisou os danos provocados por recalques em uma edificação em Recife/PE. Verificou-se que os danos são mais intensos justamente nos primeiros pavimentos, raramente atingindo andares superiores a cinco. Isso justifica uma recomendação prática de se evitar o levante de alvenaria nos primeiros pavimentos durante o início da estrutura.

Fonte, Pontes Filho e Jucá (1994) demonstraram em seus estudos que:

- i. Quando não se considera a rigidez da estrutura, ocorre uma superestimativa da previsão dos recalques diferenciais, pois não há participação da superestrutura;
- ii. Por outro lado, quando se considera a rigidez da estrutura desprezando o processo de carregamento gradual, ocorre uma subestimativa da previsão de recalques, pois induz uma rigidez maior do que a real. Em outras palavras, a rigidez de uma edificação, quando se considera o processo construtivo, é quase metade da rigidez se o carregamento fosse instantâneo.

Nesse sentido, a ideia geral é que quanto menor a rigidez da edificação, menor será a redistribuição dos esforços nos pilares (LIMA, *at al.* 2008). Não obstante, entender que prédios com baixa estatura não tem influência na interação solo-estrutura é errôneo, conforme Dazinger, Danzinger e Crispel (2000), pois não é somente a estrutura que influencia na rigidez, mas também as alvenarias representam desempenho considerável.

Patricio (2019) realizou um estudo em edificações de pequeno porte (menores que 8 pavimentos) executadas em paredes de concreto armado na região metropolitana do Recife com fundações tipo radier. Foram analisados 63 blocos residenciais com 8 (oito) pavimentos. A análise numérica indicou a importância do processo construtivo, visto que a execução modular das paredes de concreto interferiu no desenvolvimento dos recalques e na análise da interação solo-estrutura.

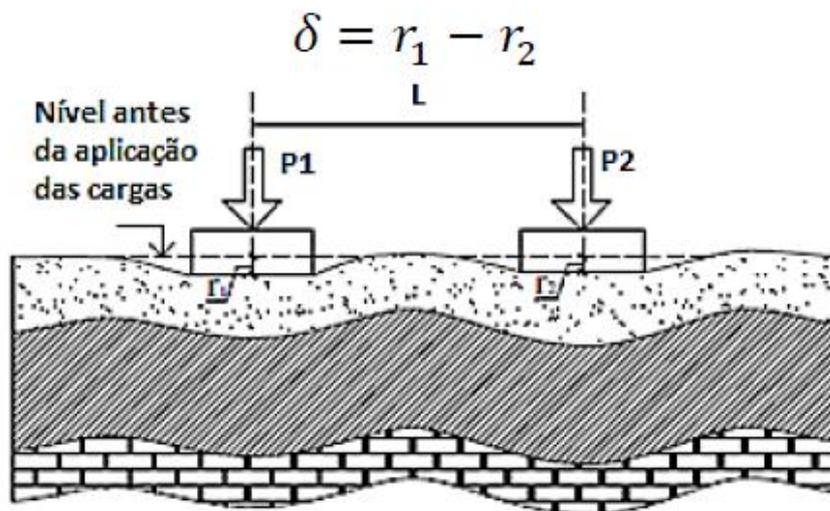
Ainda no caso de Patricio (2019), analisando o processo construtivo sobre o radier, verificou que a execução parcial dos pavimentos tende a rotacionar a placa de radier e que o aumento da rigidez da estrutura, conforme avançando, reduz os efeitos dessa rotação.

Meyerhof (1953) afirma que considerar a rigidez da superestrutura em conjunto com a sequência construtiva origina recalques diferenciais menores do que os estimados por métodos convencionais e mais próximos aos recalques medidos, podendo, muitas vezes, viabilizar projetos de fundação e estrutura.

2.2.2 Recalques

O recalque absoluto (w), também conhecido como recalque total, é o deslocamento vertical de um ponto discreto da fundação decorrente da relação entre carga e recalque. A diferença entre o recalque absoluto entre dois elementos de fundação é denominada de recalque diferencial, conforme verificado na figura 2.

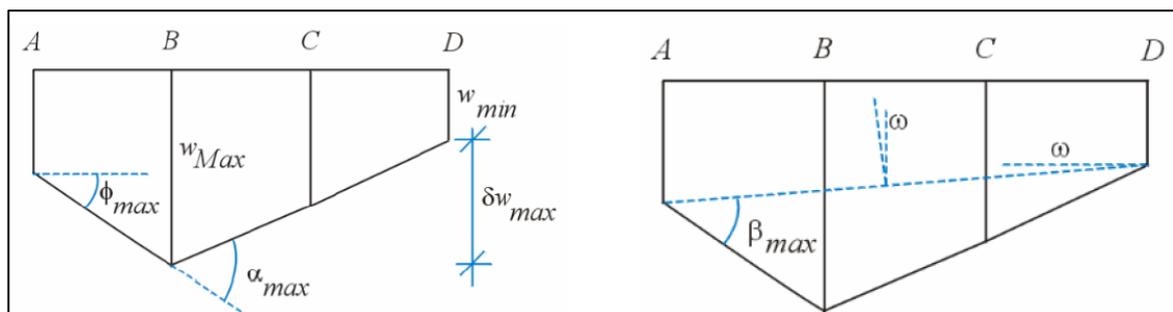
Figura 2 - Recalque absoluto e recalque diferencial.



Fonte: Alonso (1989).

A figura 3 ilustra o recalque diferencial e a distorção angular (β). A rotação relativa (Φ) é a rotação da reta que une dois pontos de referência. É interessante ressaltar que se o desaprumo (ω) for nulo, os valores de distorção angular e da rotação (Φ) serão iguais. Isso porque o que diferencia é o ângulo de inclinação de corpo rígido.

Figura 3 - No lado esquerdo está descrito os recalques absolutos, diferenciais, rotação e deformação angular. No lado direito está escrito as distorções angulares (β) e desaprumos (ω).



Fonte: Alonso (1989).

Vale ressaltar que o conceito de distorção angular foi inicialmente sugerido por Skempton e Macdonold (1956). É muito comum haver uma mistura dos conceitos e confundir a distorção angular com a rotação, conceitos trazidos na NBR 6122:2019.

Moura (1995) relatou que existe uma tendência de uniformização de recalques com o aumento da rigidez da edificação, reduzindo os recalques diferenciais e momentos fletores em elementos estruturais de vigas e pilares.

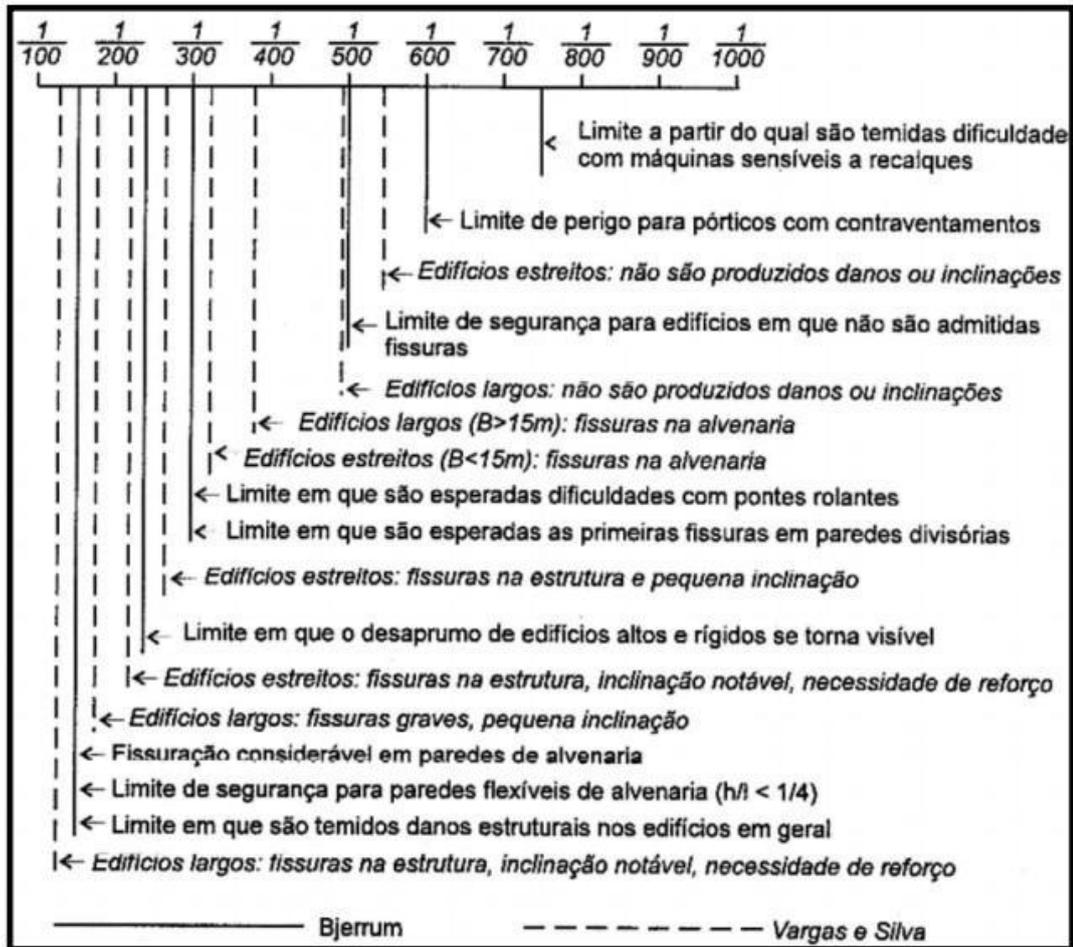
Os recalques possuem a tendência de uniformização justamente devido a amarração entre os elementos estruturais, permitindo a transferência de cargas dos pilares com maior deslocamento para os pilares vizinhos. Isso se justifica, conforme Bahia (2015), que os pilares com maiores deslocamentos não conseguem absorver toda a carga destinadas a eles, por isso, há essa redistribuição.

Em projetos de fundações, o engenheiro geotécnico estima os recalques que podem ocorrer na edificação devido o carregamento. Não obstante, essa previsão de recalque é complexa, pois os valores de carga bem como a determinação dos parâmetros geotécnicos não são exatos, necessitando de simplificações, muitas vezes distantes da realidade.

Porto (2010) indicou que a correta fixação dos recalques admissíveis só é possível mediante monitoramento de recalques obtidos na estrutura, associando aos danos existentes na estrutura, fixando os limites correspondentes aos prejuízos observados. Vargas e Silva (1973) apresentaram uma tabela de limites de distorção angular admissível, sendo concebida através de estudos de caso realizados em São Paulo e Santos.

O principal objetivo do estudo foi correlacionar os danos ocorridos nas edificações aos valores de distorções obtidos na estrutura, fixando valores limites e buscando caracterizar uma previsão de danos. A figura 4 ilustra o resultado desse estudo, sendo utilizado até os dias atuais para verificar o desempenho das fundações considerando a influência desses recalques.

Figura 4 - Distorções limites.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Sintetizando as informações, tem-se os seguintes valores limites principais de recalques distorcionais (rotação) (VELLOSO; LOPES, 2011):

- $\beta = 1/500$: limite seguro para evitar danos em paredes da edificação;
- $\beta = 1/300$: limite a partir do qual começam a aparecer trincas ou fissuras em paredes da edificação;
- $\beta = 1/150$: limite a partir do qual se espera danos estruturais em edifícios correntes.

É importante destacar que os valores obtidos por esse estudo consideram os efeitos da interação solo-estrutura. Barata (1986) deixa claro esse aspecto, pois para comparar os resultados de Vargas e Silva (1973) ou Bjerrum (1963) é necessário considerar o efeito da interação solo-estrutura.

Milititsky, Consoli e Schnaid (2005) recomendam que sejam acompanhadas as velocidades de recalques, tendo maior controle na deslocabilidade da edificação, evitando quaisquer danos causados por ela. Como referência, os autores indicam os seguintes valores:

- Prédios com mais de 5 (cinco) anos, velocidade menor que 10 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios entre 1 (um) a 5 (cinco) anos, entre 10 e 20 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios em fundações diretas, fase construtiva, até 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$;
- Prédios em fundações profundas, fase construtiva, até 80 $\mu\text{m}/\text{dia}$.

2.2.3 Formato da edificação

Barata (1986) e Gusmão (1990) realçaram que a forma, em planta, da edificação influencia na uniformização dos recalques e, por conseguinte, na interação solo-estrutura. Com base em resultados de medição de recalque em diversos tipos de edificações, observou-se que quanto mais próximo de um quadrado a edificação fosse, maior a tendência de uniformização dos recalques. Gusmão (1990) acrescenta que essa influência é mais acentuada em estruturas flexíveis.

2.2.4 Grupo de edifícios

Costa Nunes (1956) foi o primeiro a constatar a influência de edificações vizinhas nos recalques e desaprumos de edificações. Após analisar o comportamento das edificações diante de outras construções, percebeu essa influência.

Reis (2000) publicou um estudo a respeito da interação solo-estrutura de grupo de edificações (três edificações construídas simultaneamente na cidade de Santos – SP) em fundações superficiais em argila mole. Os resultados mostraram que os recalques calculados foram maiores em relação aos recalques obtidos sem considerar a presença de edificações vizinhas. Quanto maior a distância entre os prédios, menor a influência das edificações vizinhas, conseqüentemente observou-se a diminuição dos valores de recalques.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE QUE CONSIDERAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Não há dúvidas da importância de se considerar a interação solo-estrutura nos projetos de engenharia, desde uma simples edificação até fundações complexas de torres eólicas ou plataforma off-shore. É interessante verificar que para alguns projetos, a análise da interação solo-estrutura está meramente no âmbito econômico e de viabilidade, enquanto para outros projetos, estão no âmbito dos estados limites ELU (Estado Limite Último) e ELS (Estado Limite de Serviço).

De qualquer forma, considerar um projeto sem a interação solo-estrutura é uma análise irreal, pois ocorre interação entre as partes da edificação (superestrutura, infraestrutura e solo de fundação), influenciando significativamente na redistribuição dos esforços, sendo imprescindível, conforme Bahia (2015), na verificação do desempenho global da edificação e dos seus sistemas estruturais. A seguir são descritos os principais métodos que consideram a interação solo-estrutura.

2.3.1 Monitoramento de recalques

Gonçalves (2004) afirma que uma das maiores contribuições nas análises de interação solo-estrutura foi a medição de recalques ao longo do carregamento da obra. Isso se justifica devido a medição dos recalques representar exatamente os recalques existentes nas fundações, estando acoplados aos mecanismos da interação solo-estrutura.

Gusmão (1990) realizou um estudo em 7 (sete) edificações que tinham o monitoramento de recalques. Através dos resultados, foi constatado os efeitos da interação solo-estrutura na redistribuição dos esforços, principalmente nos pilares, na redução dos recalques diferenciais e a uniformização dos recalques.

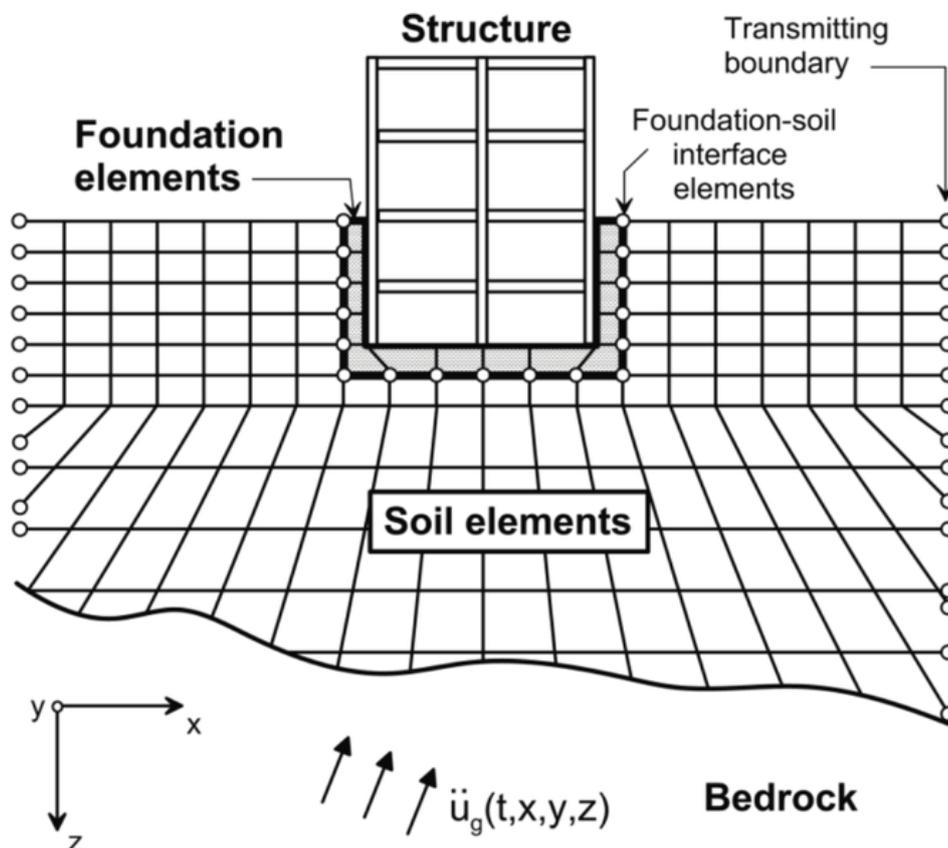
Rosa (2005) realizou um estudo de um caso de obra contemplando a interação solo-estrutura. A edificação já apresentava um desempenho inadequado de suas fundações ao longo dos anos refletidos em manifestações patológicas como fissuras e trincas. No estudo, foi possível correlacionar os danos e a interação solo-estrutura.

É importante ressaltar, conforme Velloso e Lopes (1997), que a previsão de recalques é uma das técnicas de maior complexidade na geotecnia, pois envolve uma série de mecanismos que muitas vezes não são contemplados pelas formulações teóricas, o que justifica ser chamado de estimativas.

2.3.2 *Direct Method* – Modelagem tridimensional

Essa abordagem requer um custo computacional elevado, pois o solo e a estrutura, ambas, são modeladas usando Método dos Elementos Finitos (MEF). Aqui no Brasil, essa abordagem é mais comumente chamada de modelagem tridimensional, mas também pode ser chamada de *Direct Method*, conforme FEMA (2020). Medeiros (2006) realizou uma abordagem tridimensional em uma edificação para contemplar uma análise conjunta e acoplada do solo, fundação e estrutura. A figura 05 ilustra como a modelagem tridimensional ou *Direct Method* é realizada. Vale ressaltar que essa metodologia também é chamada de abordagem contínua.

Figura 5 - Abordagem tridimensional (*Direct Method*) da interação solo-estrutura.



Fonte: FEMA (2020).

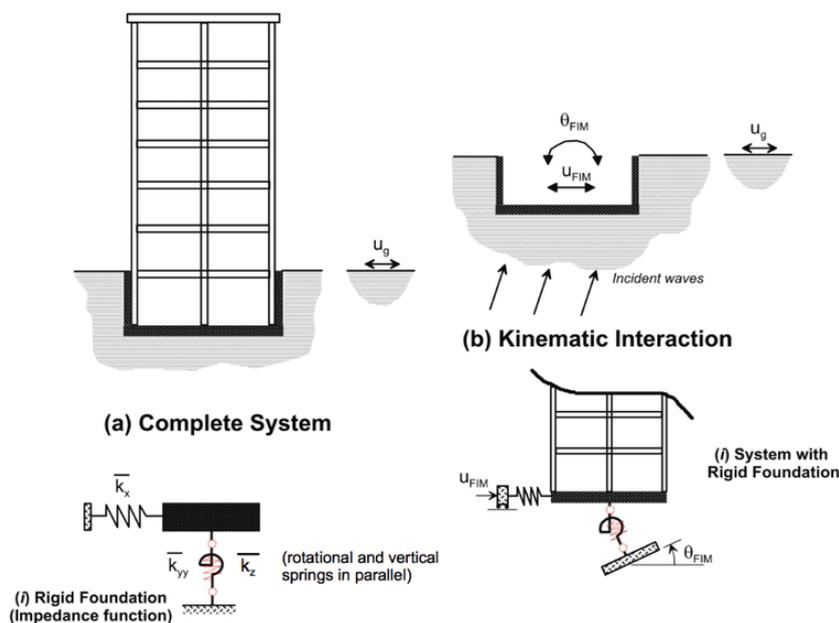
Os modelos tridimensionais consideram a edificação e seu comportamento de maneira mais realista. A análise tridimensional permite definir a deformabilidade do solo (bacia de recalque) de forma muito mais eficiente, sem contar a consideração global do solo, fundação e estrutura.

Uma edificação de 19 (dezenove) pavimentos em concreto armado foi analisada por Moura (1999) através de um modelo tridimensional. Os resultados mostraram justamente uma uniformização dos recalques em decorrência da redistribuição das cargas nos pilares, isto é, aqueles pilares que tentam recalcar mais distribuem suas cargas para outros pilares, buscando justamente a uniformização decorrente da rigidez da superestrutura.

2.3.3 Substructure Method

Uma simplificação como alternativa no uso da modelagem tridimensional completa, que requer grande esforço computacional, é a representação do solo através de molas ou modelos reológicos, conforme indicado por Marosini *et al.* (2014). Essa maneira é menos precisa que a modelagem tridimensional, mas que muitas vezes pode trazer resultados satisfatórios a depender das características do problema. A figura 06 ilustra a modelagem através de molas de Winkler.

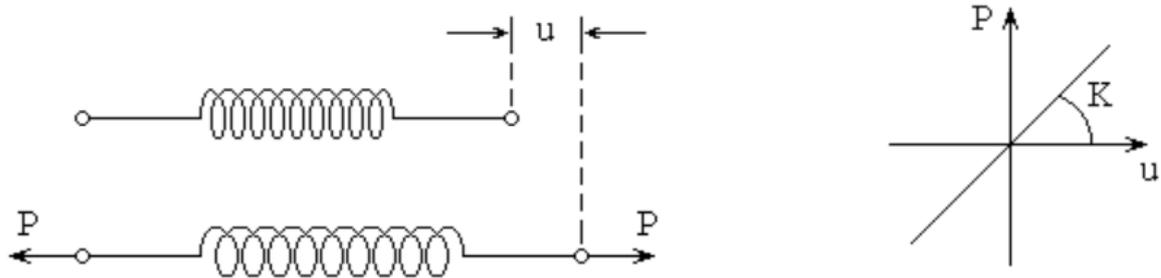
Figura 6 - Abordagem simplificada (*substructure method*) da interação solo-estrutura.



Fonte: FEMA (2020).

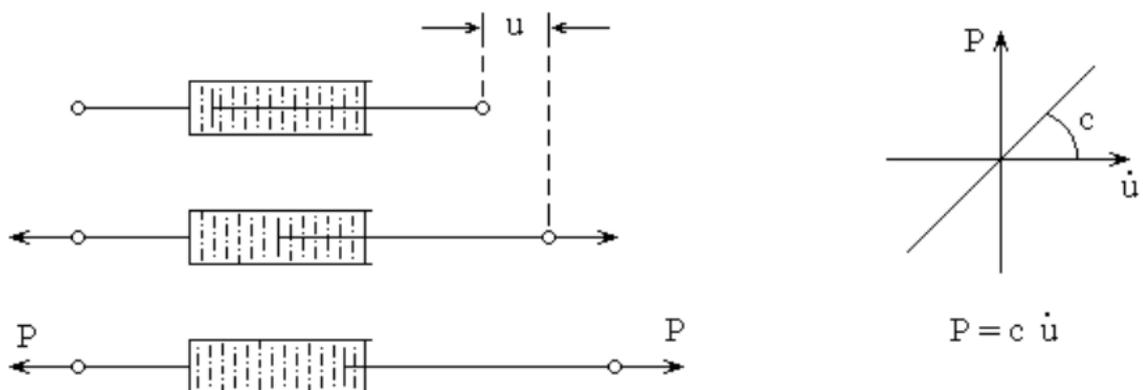
Existem diversos modelos reológicos para representar o solo nas análises de interação solo-estrutura. Os modelos representativos, conforme Francisco (2003), partem, basicamente, de dois elementos reológicos básicos: elementos de Hooke e elementos de Newton. Os elementos de Hooke são governados por uma equação bastante simples, sendo a Lei de Hooke, onde as tensões são diretamente proporcionais às deformações, variando linearmente com o módulo de elasticidade do material. Já os elementos de Newton, por sua vez, são caracterizados por um amortecedor viscoso-linear formado por um cilindro contendo um líquido viscoso e com um êmbolo perfurado de forma a impedir qualquer entrada de ar no seu interior. Nesse sentido, a deformação que ocorre no modelo de Newton depende do coeficiente de viscosidade ou taxa de amortização, representando a viscosidade ideal do material. É importante ressaltar que o modelo de Newton é uma evolução do líquido de Pascal. As figuras 07 e 08 realçam, na devida ordem, o modelo de Hooke e o modelo de Newton.

Figura 7 - Modelo reológico de Hooke.



Fonte: Francisco (2003).

Figura 8 - Modelo reológico de Newton.



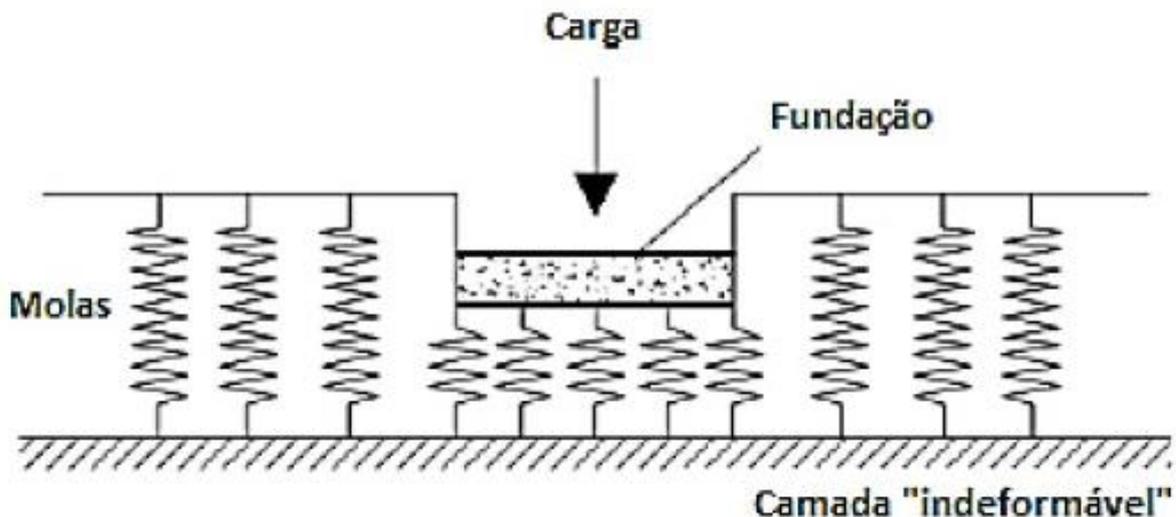
Fonte: Francisco (2003).

A abordagem considerando o modelo reológico de Hooke, onde as tensões são diretamente proporcionais às deformações, é chamada de hipótese de Winkler, conforme indicado por Marosini *et al* (2014). Essa abordagem é muito utilizada nos projetos atuais devido sua simplicidade. Não obstante, deve-se ter um cuidado com a compatibilização da estrutura real analisada.

A consideração da interação solo-estrutura através de molas é o destaque do modelo de Winkler. É um dos modelos mais simples e mais utilizados na prática devido sua simplicidade. O CAD/TQS, por exemplo, em seu sistema SISEs (Sistema de Interação Solo Estrutura) considera a hipótese de Winkler nas análises considerando a interação solo-estrutura.

Winkler (1867) considerou o solo composto de molas para produzir os efeitos de deformabilidade do solo. Não obstante, esse modelo não considera os efeitos de continuidade do solo, isto é, apenas os locais onde as cargas são aplicadas que sofreriam deslocamentos (SILVA, 2010). Em outras palavras, o modelo de Winkler é uma abordagem discreta do problema, conforme realçado na figura 09.

Figura 9 - Representação gráfica da hipótese de Winkler.



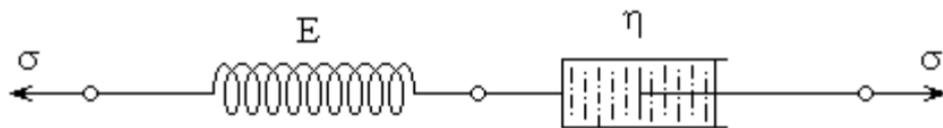
Fonte: Francisco (2003).

O caráter discreto da hipótese de Winkler não consegue contemplar muitos efeitos reais na prática, como grupos de estacas ou interação entre prédios vizinhos. Isso torna a abordagem pouco representativa em alguns casos (ANONIAZZI, 2011).

Podemos também utilizar os modelos chamados conjugados, conforme Francisco (2003), sendo os mais comuns os modelos de Saint-Venant, Maxwell e Kelvin. O modelo de Saint-Venant possui uma abordagem elasto-plástica, enquanto os demais possui uma abordagem através de meios visco-elásticos.

O modelo de Maxwell, conforme Francisco (2003), consiste em considerar um modelo visco-elástico de um material através da associação em série de uma mola hookeana e de um amortecedor newtoniano, conforme figura 10. A aplicação de uma tensão implicará em uma deformação instantânea na mola, sendo proporcional à tensão. Porém, o amortecedor também estará sofrendo a influência desta mesma tensão, também se deformando. A velocidade de deformação do amortecedor será proporcional à tensão com um coeficiente de proporcionalidade igual à viscosidade do líquido do amortecedor, isto é, um coeficiente de amortecimento.

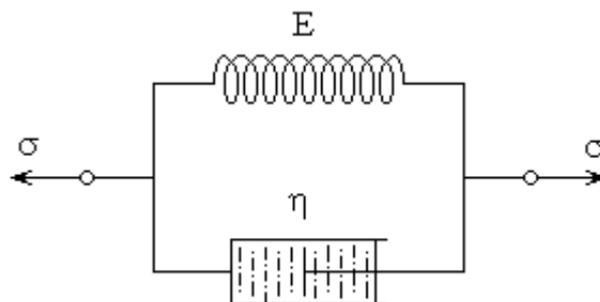
Figura 10 - Representação gráfica do modelo reológico de Maxwell.



. Fonte: Francisco (2003).

Outro modelo reológico conjugado é o modelo de Kelvin, usual para representar solos de comportamento argiloso, conforme pode ser visto em Rosa (2005). O modelo de Kelvin utiliza em paralelo a mola hookeana e o amortecedor newtoniano, onde a deformação instantânea é praticamente nula e a deformação ocorrida ao longo do tempo tende pra uma assíntota a um valor constante. Esse valor é proporcional ao nível de tensão aplicada no material, conforme figura 11.

Figura 11 - Representação gráfica do modelo reológico de Kelvin.



Fonte: Francisco (2003).

2.3.4 Teoria de Mindlin

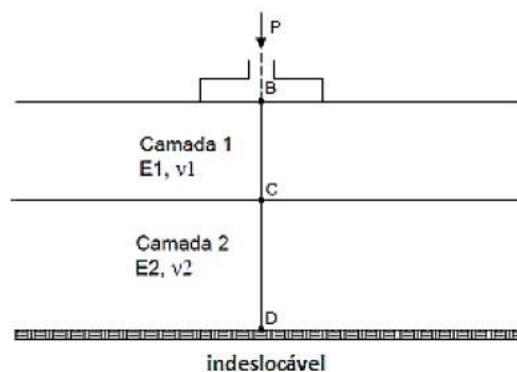
Baseado na teoria da elasticidade, Mindlin (1936) considerou o maciço de solo como um meio semi-infinito e contínuo, onde a partir de certa distância dos pontos de aplicação das cargas, os efeitos da deformação não seriam mais significativos.

Com base nessa teoria, é apresentado a solução fundamental em equações relacionando as forças e seus respectivos deslocamentos. Vale ressaltar que as hipóteses principais consideradas por Mindlin (1936) foi o solo como meio semi-infinito, elástico, linear e isotrópico. Colares (2006) realçou os principais limites desse modelo, pois ele não leva em consideração a estratigrafia do solo e a presença de uma camada indeslocável a uma certa profundidade.

2.3.5 Artífício de Steinbrenner

Uma das alternativas, no caso de solos com estratigrafia e espessuras finitas, é utilizar o procedimento de Steinbrenner (1934). O modelo, basicamente, é usado para determinar os recalques no interior do maciço de um solo apoiado em uma superfície indeslocável, utilizando em conjunto com a teoria de Mindlin (1936). O modelo determina o encurtamento de cada camada de solo através da diferença entre o recalque do topo e da base. Portanto, o encurtamento total do maciço de solo é obtido pela soma dos encurtamentos de cada camada, conforme pode ser verificado na figura 12.

Figura 12 - Ilustração do artifício de Steinbrenner.



Fonte: Antoniazzi (2011).

2.4 COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE ESTACAS

Imaginando um grupo de duas estacas, o mecanismo de interação entre as estacas funciona de tal forma que o recalque de uma estaca influencia o recalque da outra. Essa influência depende de diversos fatores, tais como distância entre as estacas e suas características. Com isso, surgiu o conceito de fator de interação, utilizado para quantificar essa influência (ZHEMCHUZHNIKOV, 2011).

A equação 1 representa a formulação do fator de interação proposto por Poulos (1993), quantificando esse mecanismo.

$$\alpha_{ij} = \frac{\Delta\rho_{ij}}{p_i} \quad (1)$$

Onde:

α_{ij} : fator de interação entre as estacas i e j;

$\Delta\rho_{ij}$: aumento de recalque da estaca i devido à interação da estaca j;

p_i : recalque da estaca i devido seu próprio carregamento.

Sales, Small e Poulos (2010) observaram que a grande maioria dos programas computacionais que analisam radiers estaqueados consideram tão somente a interação de duas estacas de cada vez, não o conjunto como um todo, prejudicando a interação calculada. Tais programas possui seu mecanismo baseado no Método dos Elementos de Contorno (MEC).

Zhemchuzhnikov (2011) afirmou que os fatores de interação entre estacas com espaçamentos maiores que doze diâmetros podem ser desprezíveis.

Outro detalhe trazido por Mandolini e Viggiani (1997) é que os fatores de interação entre estacas devem ser utilizados apenas na componente plástica de deformação das estacas, pois a parcela elástica não interfere nessa interação.

2.5 MÉTODO DE PREVISÃO DE RECALQUES EM GRUPO DE ESTACAS

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), o efeito do grupo de estacas é um comportamento interativo das estacas de fundação ao transmitirem cargas ao solo. Cerqueira (2009) afirmou que esse comportamento causa uma sobreposição dos bulbos de tensão de forma que o recalque obtido por um grupo de estacas seja diferente se considera-se uma estaca isolada sobre mesmo carregamento.

Diversos métodos foram desenvolvidos para previsão do recalque médio de um grupo de estacas. O estudo sobre esse efeito de grupo é contínuo, trazendo cada vez mais inovações. Tem-se observado uma boa diferença entre os recalques obtidos para estaca isolada em comparação com o grupo de estacas (SILVA e CINTRA, 1996).

Poulos e Davis (1980), depois alterado por Poulos (1993), propôs a substituição do grupo de estacas por um único tubulão equivalente. Esse método é usual e adequado para o grupo de poucas estacas (no máximo, dezesseis), sendo utilizado junto a uma solução teórica de estacas isoladas.

Randolph (1994) realizou um estudo comparando métodos numéricos com a solução proposta por Poulos (1993), que se baseia no tubulão equivalente, constatando razoável essa metodologia para uma análise simplificada e preliminar.

2.5.1 Poulos e Davis (1980)

O método de tubulão equivalente é utilizado para estimar recalques de grupo de estacas. A ideia principal é transformar as estacas de um grupo em um tubulão de diâmetro equivalente, aplicando um método de previsão para estaca isolada nesse tubulão equivalente, prevendo o recalque do grupo de estacas. Nesse sentido, o método consiste em determinar os seguintes parâmetros:

- Para estacas flutuantes, diâmetro equivalente (d_{eq}), sendo A_g a área da figura plana circunscrita ao grupo de estacas, conforme equação 2.

$$deq = 1,27 \times \sqrt{A_g} \quad (2)$$

- O módulo de Young do tubulão equivalente, sendo E_s (módulo de Young do solo), E_p (módulo de Young da estaca) e A_t (somatório das áreas das seções das estacas do grupo), conforme equação 3.

$$Eeq = E_s + (E_p - E_s) \times \left(\frac{A_t}{A_g}\right) \quad (3)$$

Com o procedimento anterior, determinou-se as características do tubulão equivalente do grupo de estacas. Portanto, agora, é possível utilizar a metodologia de Poulos para a estaca isolada. Para isso, determina-se para estacas flutuantes o fator de influência, conforme equação 4.

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_v \quad (4)$$

Sendo:

I_0 : fator de influência para estaca incompressível em solo;

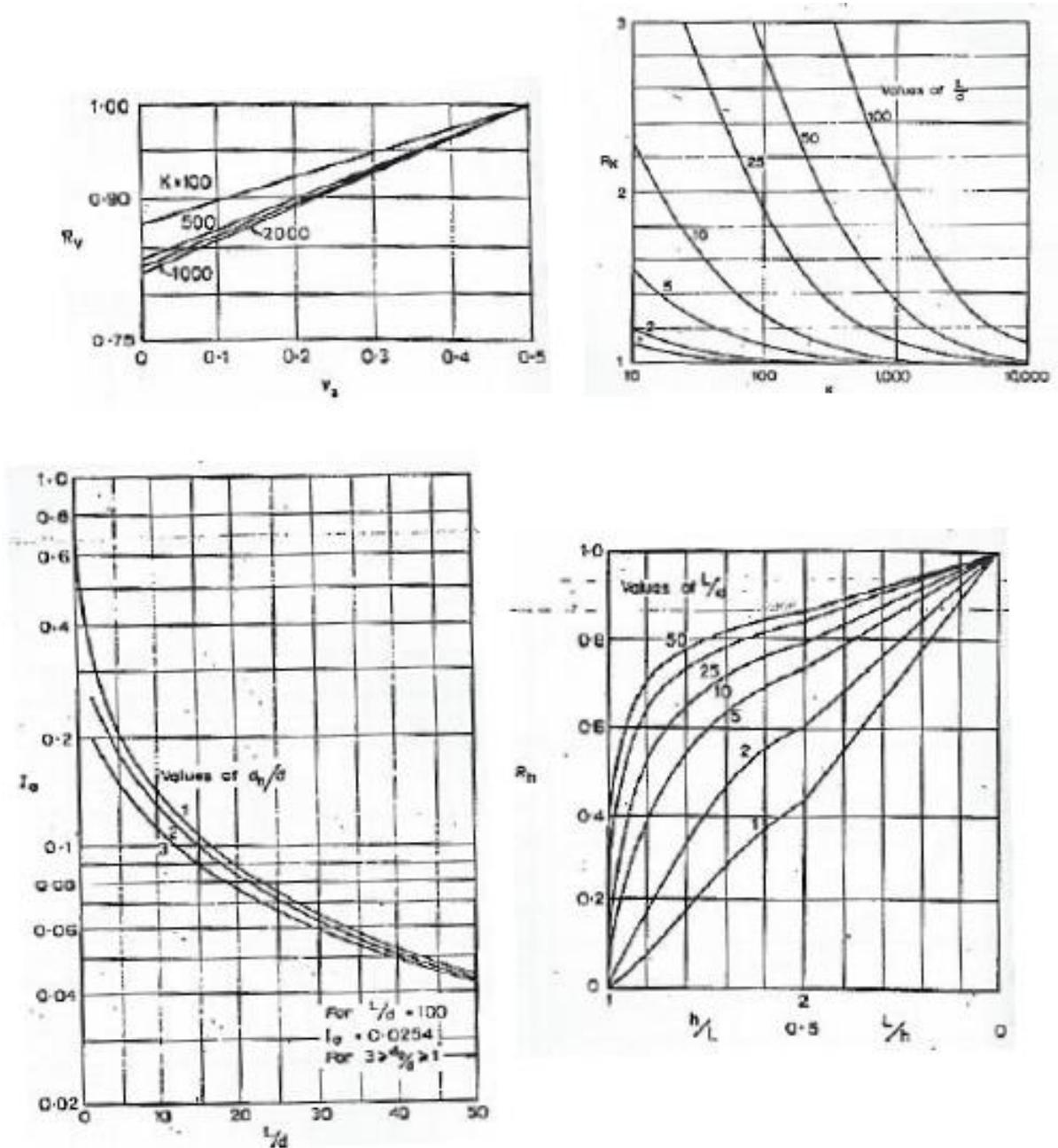
R_k : correção para rigidez relativa da estaca (k);

R_h : correção para camada finita;

R_v : correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν).

Para determinar os valores do fator de influência utiliza-se os ábacos descritos na figura 13.

Figura 13 - Ábacos para determinação dos parâmetros da fórmula do fator de influência.



Fonte: Antoniazzi (2011).

A rigidez relativa da estaca é dada na Equação 5.

$$K = \frac{E_{eq}}{E_s} \quad (5)$$

Após determinar os valores acima, calcula-se a previsão de recalque dada na equação 6.

$$\rho = \frac{P \times I}{E_s \times D} \quad (6)$$

Sendo:

P: carga admissível do grupo de estacas;

D: diâmetro equivalente.

Após determinar a estimativa de recalque, faz-se a correção do cálculo da previsão do grupo de estacas através dos seguintes valores:

- Fator de influência (R_s), Equação 7, sendo N o número de estacas do bloco.

$$R_s = \sqrt{N} \quad (7)$$

Vale ressaltar que a fórmula original do fator de influência é o N elevado a um número w, que é um expoente que varia entre 0,4 a 0,6 para a maioria dos grupos. Como forma de simplificação, os autores adotam o valor de 0,5.

- Previsão de recalque do grupo está ilustrado na equação 8.

$$\rho_{grupo} = R_s \times \rho_1 \quad (8)$$

2.5.2 Aoki e Lopes (1975)

Este trabalho utilizará o método apresentado por Aoki e Lopes (1975) com uma extensão de Vesic (1975) através da superposição dos efeitos de cargas no interior do solo utilizando a solução de Mindlin (1936) utilizando o software SOILDEF. A descrição detalhada da metodologia, bem como dos procedimentos utilizados na estimativa de recalque desse trabalho, será detalhado no capítulo 04.

2.6 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA – GAMA Z

A não linearidade, tanto física como geométrica, interferem significativamente no comportamento das estruturas. A não linearidade geométrica, também chamada de efeito de 2º ordem global, diz respeito à posição deformada no equilíbrio da estrutura, resultando em esforços adicionais provenientes do produto do deslocamento pelas forças aplicadas (BORGES, 2009).

O coeficiente Gama-Z apresentado no item 15.5.3 da NBR 6118 (2014) indica a necessidade ou não da consideração da não linearidade geométrica, além de quantificar, de forma aproximada, o efeito da mesma sobre estruturas em que os efeitos globais de 2º ordem não são desprezíveis.

Quando o Gama-Z de uma estrutura é menor ou igual a 1,10, ela é tida como estrutura de nós fixos e os efeitos de segunda ordem são pouco representativos. Do contrário, se Gama-Z for maior que 1,10, os efeitos de 2º ordem não podem ser desprezados, sendo obrigatório considerar (NBR 6118, 2014).

O método de quantificação proposto pela NBR 6118:2014 para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares é dado pela equação 9.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (9)$$

Onde $\Delta M_{tot,d}$ é o momento de tombamento, definido como a soma dos momentos de todas as forças horizontais com relação à base da estrutura, e $M_{1,tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos e seus respectivos pontos de aplicação.

Gusmão, Silva e Martinez (2020) trouxe aplicações práticas no parâmetro Gama-Z com a consideração da ISE em prédios altos.

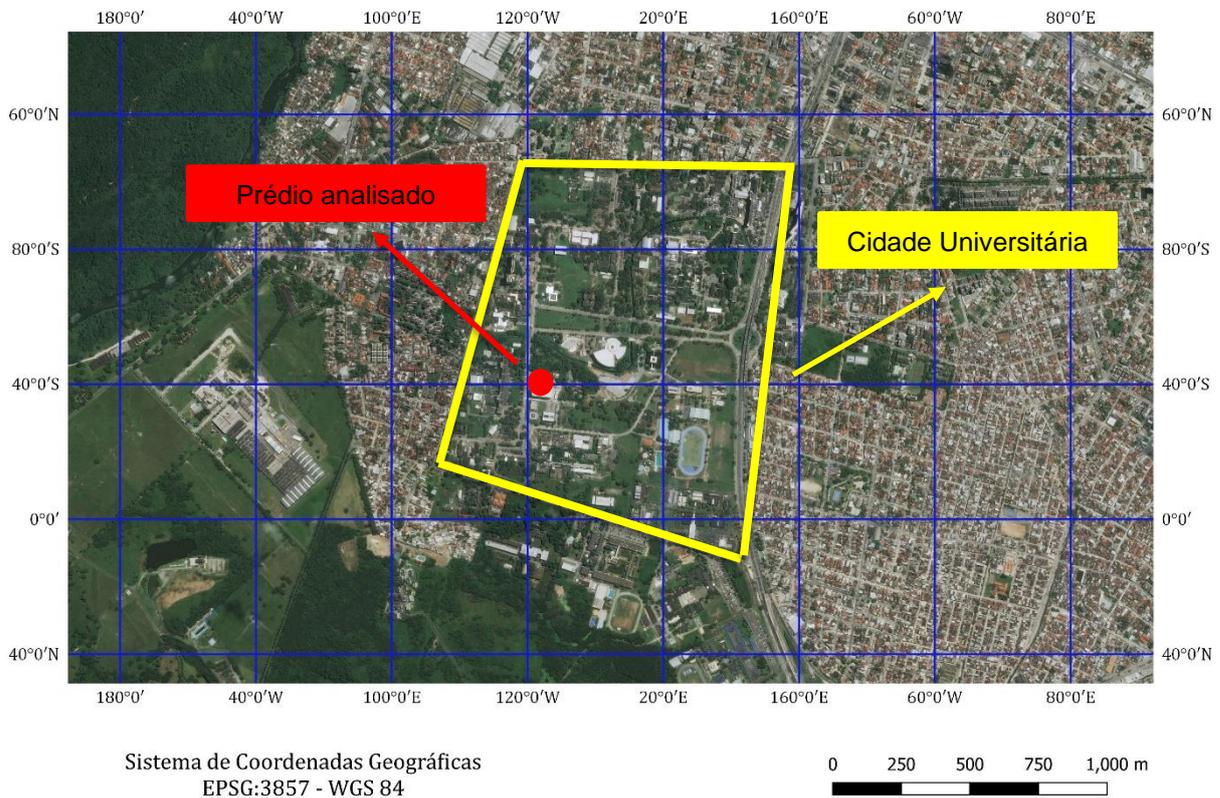
3 CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO ANALISADA

Este capítulo descreve as características da edificação analisada nesta dissertação, considerando características estruturais, solo local e vistorias realizadas.

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EDIFICAÇÃO

O prédio de engenharia de produção está situado no campus Recife da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. A figura 14 ilustra a localização do prédio em análise no contexto urbano de Recife/PE, em específico, dentro da cidade universitária.

Figura 14 - Localização da edificação no contexto urbano de Recife, Pernambuco.



Fonte: O autor (2021).

O acesso à cidade universitária se dá em diversas entradas, sendo a principal pelo acesso da Avenida Professor Moraes Rego.

A figura 15 ilustra uma vista aproximada da edificação em análise, destacando que ela se situa ao lado do prédio do LITPEG.

Figura 15 - Vista aérea da edificação.



Fonte: O autor (2021).

O edifício é composto de quatro pavimentos contendo sala de professores, laboratórios de informática, salas administrativas, salas de reunião e banheiros. As figuras 16 e 17 ilustram a fachada da edificação. Vale ressaltar que a edificação possui uma área construída aproximada de 2.570 m².

Figura 16 - Vista da edificação em estudo.



Fonte: O autor (2021).

Figura 17 - Vista da edificação em estudo.

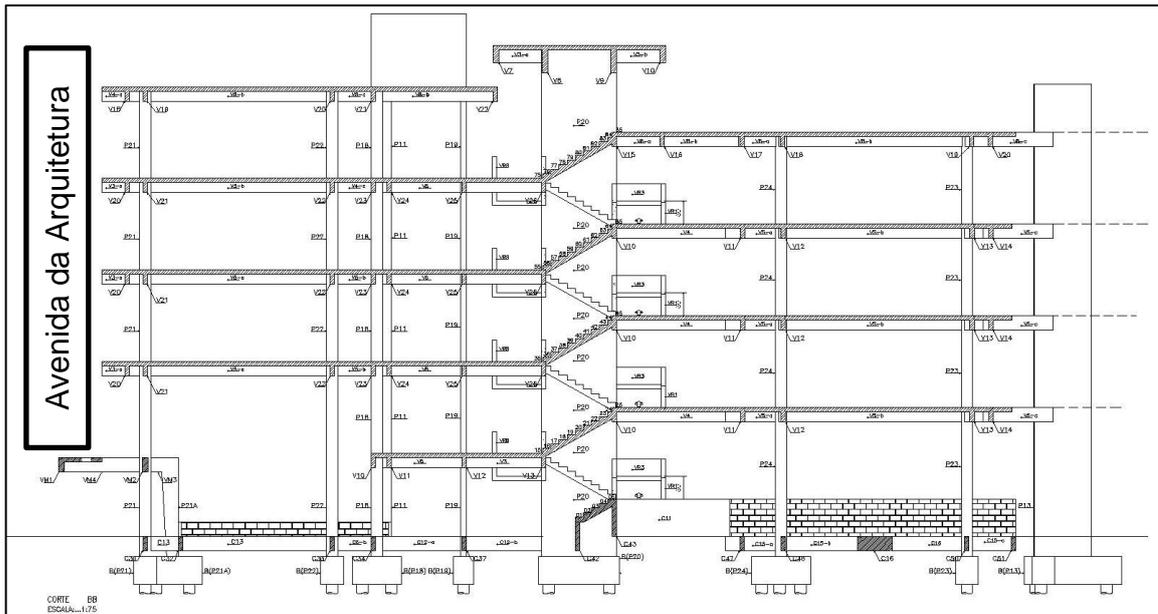


Fonte: O autor (2021).

3.2 PROJETO ESTRUTURAL

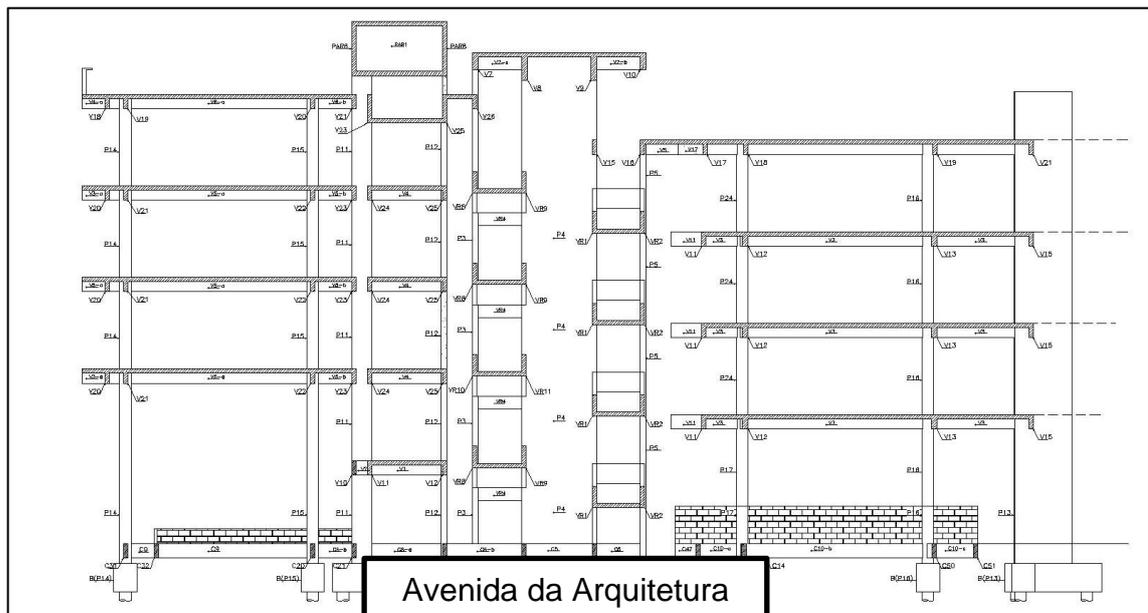
A edificação é composta por 4 pavimentos (um pavimento térreo, dois pavimentos tipos e uma cobertura). As figuras 18 e 19 ilustram, na devida ordem, os cortes longitudinal e transversal extraídos da planta estrutural do prédio.

Figura 18 - Corte longitudinal da estrutura da edificação



Fonte: O autor (2021).

Figura 19 - Corte transversal da edificação em estudo.



Fonte: O autor (2021).

A tabela 01 realça os principais carregamentos considerados no dimensionamento da estrutura, bem como as cobrimentos adotados, conforme projeto original.

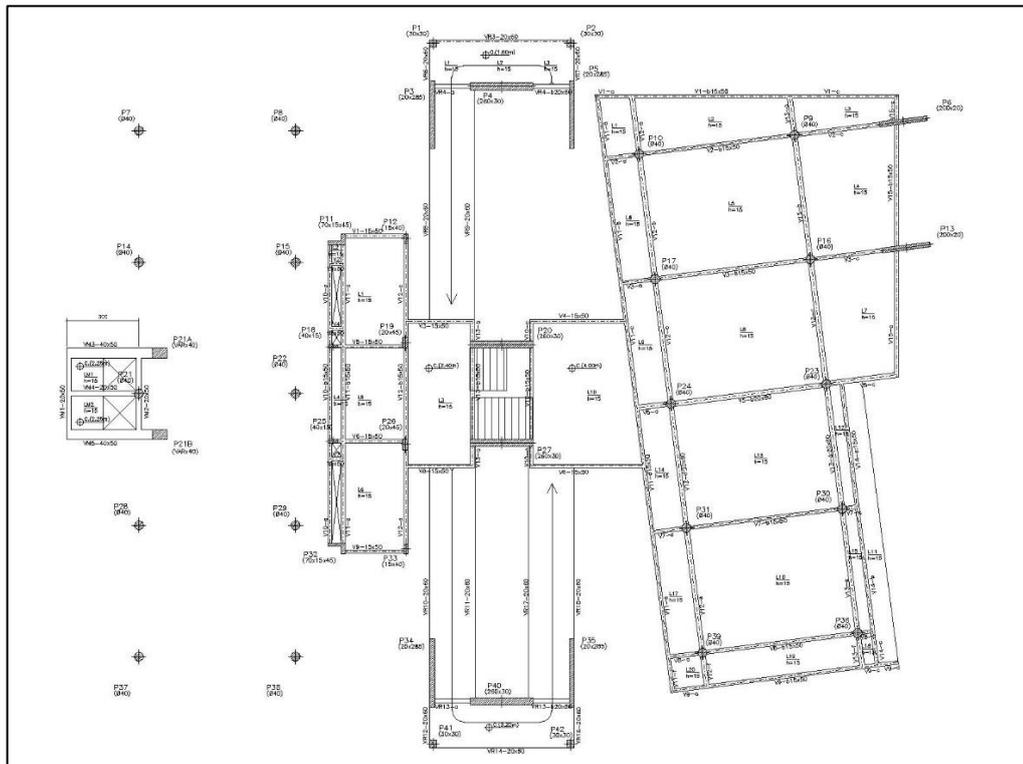
Tabela 1 - Carregamentos e cobrimentos utilizados no projeto original da estrutura.

CARREGAMENTOS (kN/m²)	
Revestimento em laje	1,0
Sobrecarga em laje	3,0
Peso alvenaria interna	2,0
Peso alvenaria externa	2,5
COBRIMENTO DAS ARMADURAS (cm)	
Lajes e escadas	2,5
Reservatórios	3,0
Vigas e pilares	3,0

Fonte: O autor (2021).

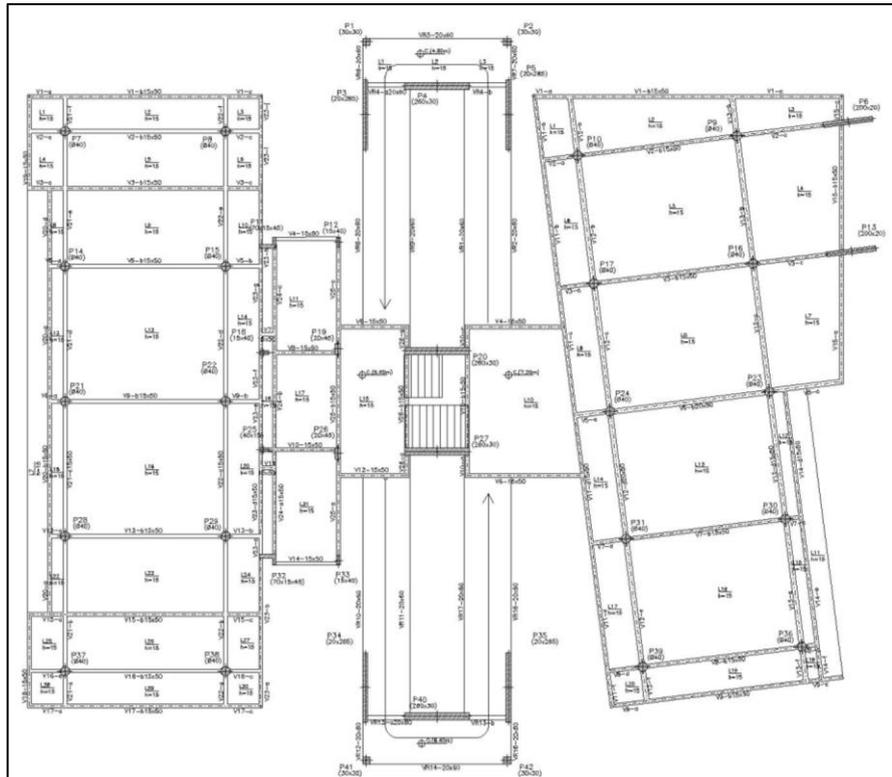
As figuras 20, 21 e 22 ilustram, respectivamente, a planta estrutural do térreo, pavimento tipo e da cobertura.

Figura 20 - Planta estrutural do pavimento térreo.



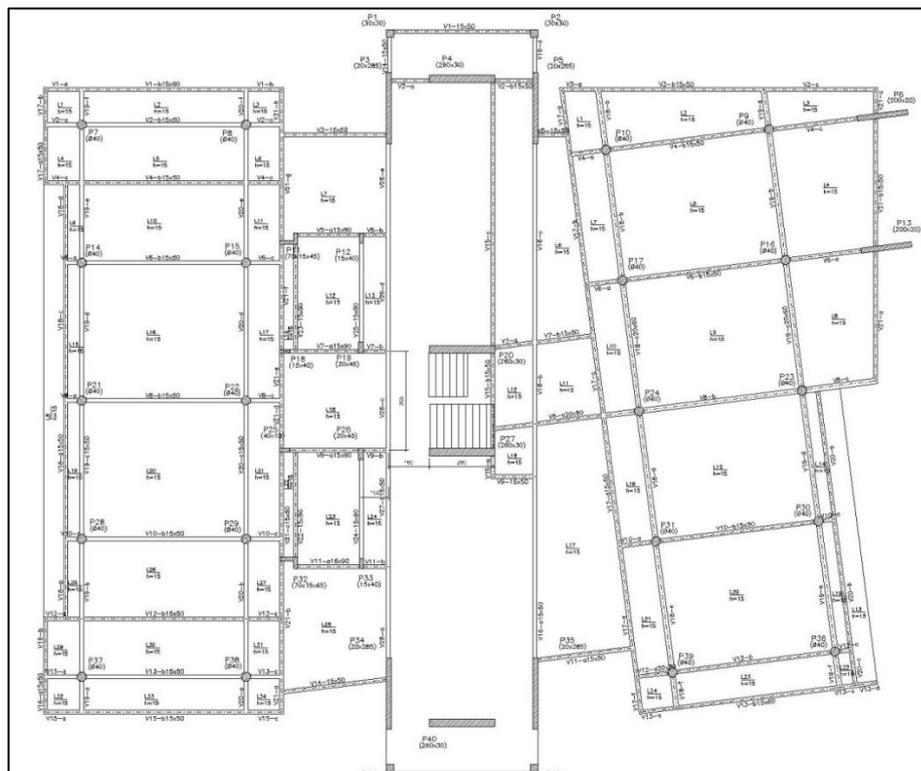
Fonte: O autor (2021).

Figura 21 - Planta estrutural do pavimento tipo.



Fonte: O autor (2021).

Figura 22 - Planta estrutural do pavimento cobertura.



Fonte: O autor (2021).

3.3 PROJETO DE FUNDAÇÕES

As fundações projetadas para edificação em análise foram concebidas com 53 estacas hélice contínua de diâmetro 400 mm e 45 estacas hélice contínua de diâmetro de 500 mm, totalizando 98 estacas executadas. Todas as estacas foram previstas com 18 metros de comprimento. A tabela 02 sintetiza as informações.

Tabela 2 - Síntese do quantitativo das estacas utilizadas no projeto.

DIÂMETRO (mm)	NÚMERO DE ESTACAS	COMPRIMENTO UNITÁRIO (m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)
400	53	18	954
500	45	18	810

Fonte: O autor (2021).

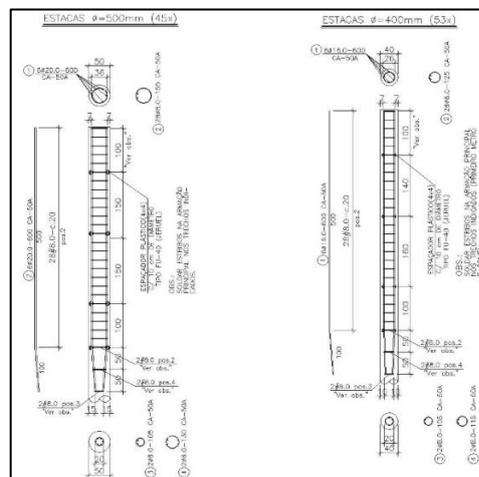
A tabela 03 ilustra as características de armadura das estacas de 400 mm e 500 mm consideradas no projeto de fundação. A figura 23 ilustra a armação das estacas.

Tabela 3 - Armaduras consideradas nas estacas do projeto.

DIÂMETRO	FERRAGEM LONGITUDINAL	FERRAGEM TRANSVERSAL
400 mm	6Ø16.0mm – CA 50	Ø8.0 c/20 – CA 50
500 mm	6Ø20.0mm – CA 50	Ø8.0 c/20 – CA 50

Fonte: O autor (2021)

Figura 23 - Detalhe das armaduras das estacas de 400 mm e 500 mm.



Fonte: O autor (2021).

Quanto à carga de projeto, a estaca de 400 mm possui uma carga de projeto de 500 kN (50 tf), enquanto a de 500 mm possui 700 kN (70 tf).

Segundo o projeto de fundações, recomendou-se a execução de uma prova de carga estática no bloco do pilar P22, sendo o pilar com maior solicitação proveniente da superestrutura. A tabela 04 ilustra as cargas consideradas nesse pilar.

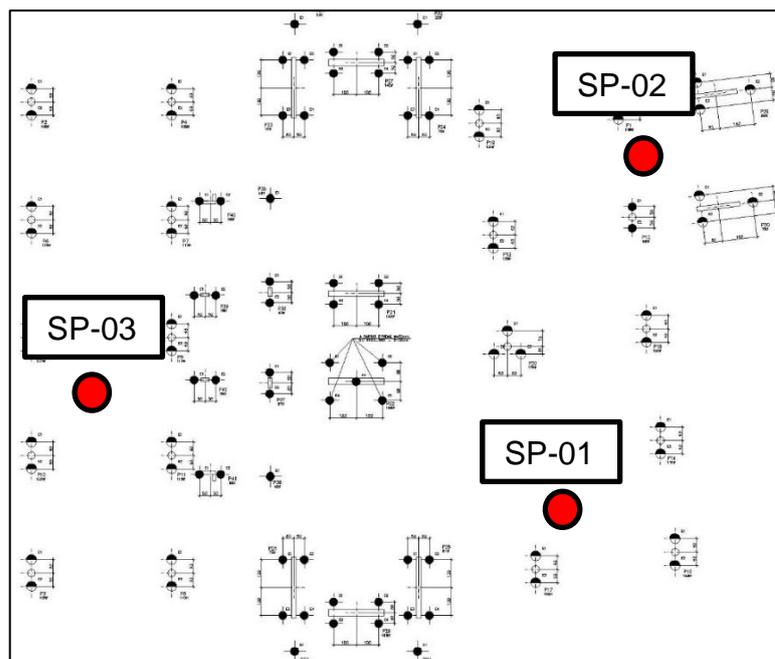
Tabela 4 - Síntese dos carregamentos do pilar P22, sendo a maior solicitação considerada.

HIPÓTESES	Nk (tf)	M _{xk} (tf.m)	M _{yk} (tf.m)
Permanente	171,81	-5,20	0,09
Sobrecarga	23,75	-0,58	0,03
Vento +X	0,11	26,84	0,01
Vento -X	-0,11	-26,84	-0,01
Vento +Y	-3,04	-4,11	0,78
Vento -Y	3,04	4,11	-0,78

Fonte: O autor (2021).

A figura 24 ilustra o estaqueamento projetado pela empresa responsável e a localização aproximada dos furos de sondagem SPT.

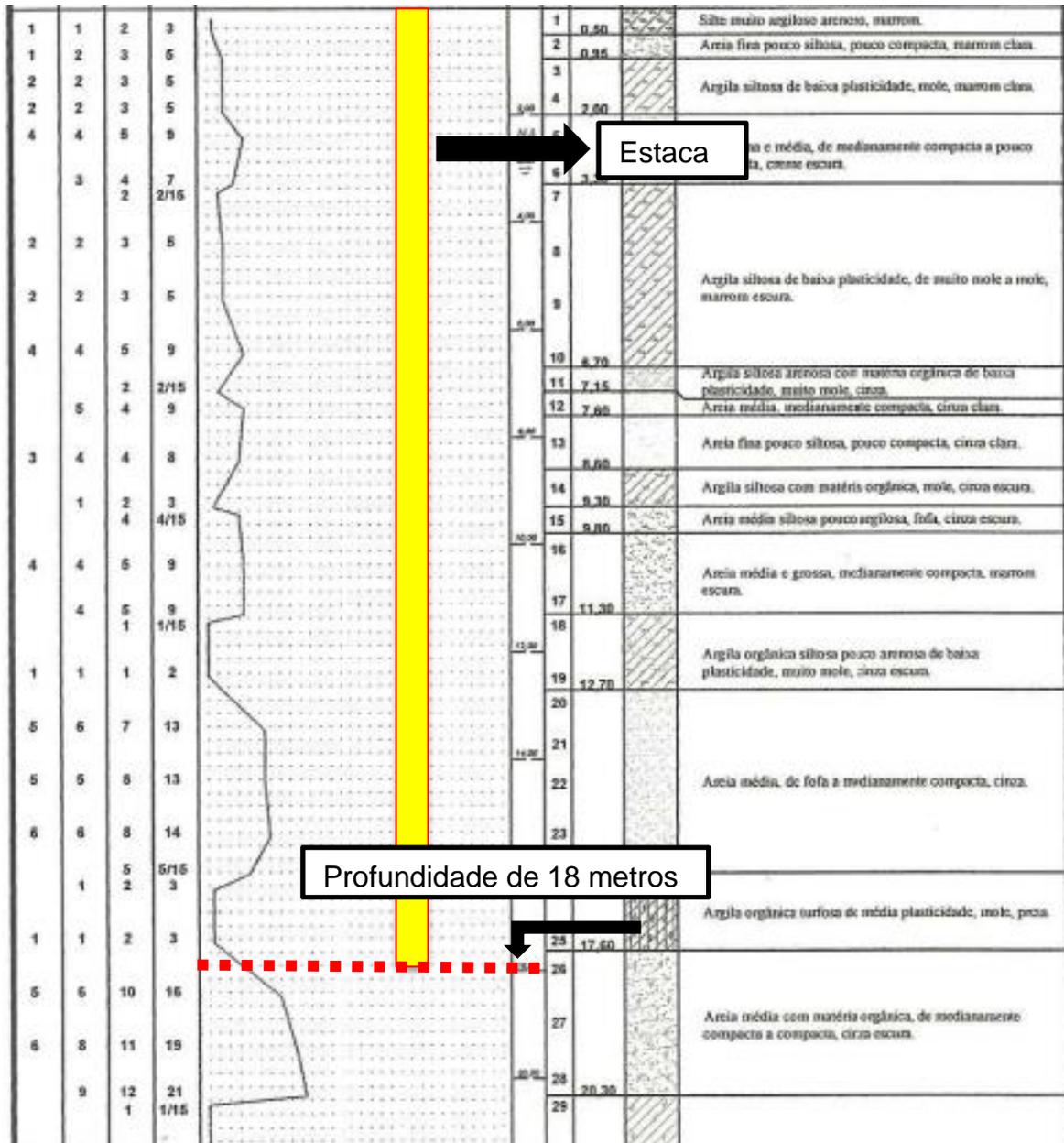
Figura 24 - Estaqueamento para a edificação em análise.



Fonte: O autor (2021).

As fundações foram apoiadas na cota de -18 metros, especificamente, em uma camada de areia média com areia fina, medianamente compacta a compacta. A figura 25 ilustra o perfil típico do solo e a profundidade indicada da estaca.

Figura 25 – Sondagem SPT 01 e a profundidade das estacas indicadas no projeto de fundações.



Fonte: O autor (2021).

Possivelmente, o projetista geotécnico utilizou esse artifício para buscar um maior valor da resistência de ponta e redução de recalques, apoiando-a em uma camada de areia média com matéria orgânica medianamente compacta a compacta e índice de resistência variando entre 16 a 21.

3.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA (PCE)

O projeto de fundações da edificação, datado de outubro de 2012, conforme pranchas do estaqueamento, indicou a execução de ao menos uma prova de carga estática (PCE) no bloco do pilar P22, considerando uma carga de ensaio de 1000 kN (100 tf).

Em julho de 2014, houve a execução de uma prova de carga estática durante a execução das fundações. Conforme relatório do ensaio de carga constante no ANEXO 01, o ensaio foi realizado para verificação do desempenho de um elemento estrutural da fundação.

A metodologia para execução da PCE seguiu as normas brasileiras regulamentadoras vigentes na época, sendo basicamente a aplicação de cargas conhecidas ao solo através de um elemento estrutural de fundação ou de uma placa metálica apoiada no solo, medindo as cargas e deslocamentos decorrentes. Durante a execução, ainda era vigente a norma NBR 12131:2006 (Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio). Hoje ela foi substituída pela ABNT NBR 16903:2020 (Solo — Prova de carga estática em fundação profunda).

O elemento de fundação ensaiado é uma estaca tipo hélice contínua com diâmetro de 400 mm e 18 metros de comprimento (conforme cota de arrasamento). A estaca ensaiada é armada com 6 (seis) barras de diâmetro de 16 mm, aço CA 50, com 6 (seis) metros de comprimento e estribos com diâmetro de 8 mm, aço CA 50, espaçados a cada 20 cm, conforme foi indicado pelo projeto de fundações. A carga admissível de compressão é de 500 kN (50 tf).

Conforme relatório da PCE, esta foi executada nos dias 17 e 18 de julho de 2014 na estaca localizada no bloco do pilar P27 (sendo o mesmo pilar P22 do projeto de fundações, somente uma questão de enumeração). Para execução, foi montado um sistema composto por 5 (cinco) estacas cravadas no terreno, sendo ancorado 04 (quatro) tirantes manobra, Dywidag GW – 32 mm, instalados no fuste das estacas de reação.

O carregamento do ensaio foi realizado em estágios não superiores a 20% da carga de trabalho e o descarregamento em estágios não superiores a 25% da carga de teste. O tempo de aplicação das cargas foi de 30 minutos para os estágios de carga que não tiveram os recalques estabilizados e, quando necessários, para os demais estágios a carga foi mantida até a estabilização dos recalques, totalizando 14 estágios. As figuras 26 a 29 ilustram as diversas vistas e etapas da PCE executada.

Figura 26 - Relógio comparador - PCE.



Fonte: O autor (2021).

Figura 27 - Vista das vigas de reação - PCE



Fonte: O autor (2021).

Figura 28 - Vista das estacas ensaiada.



Fonte: O autor (2021).

Figura 29 - Vista de outro ângulo das estacas.

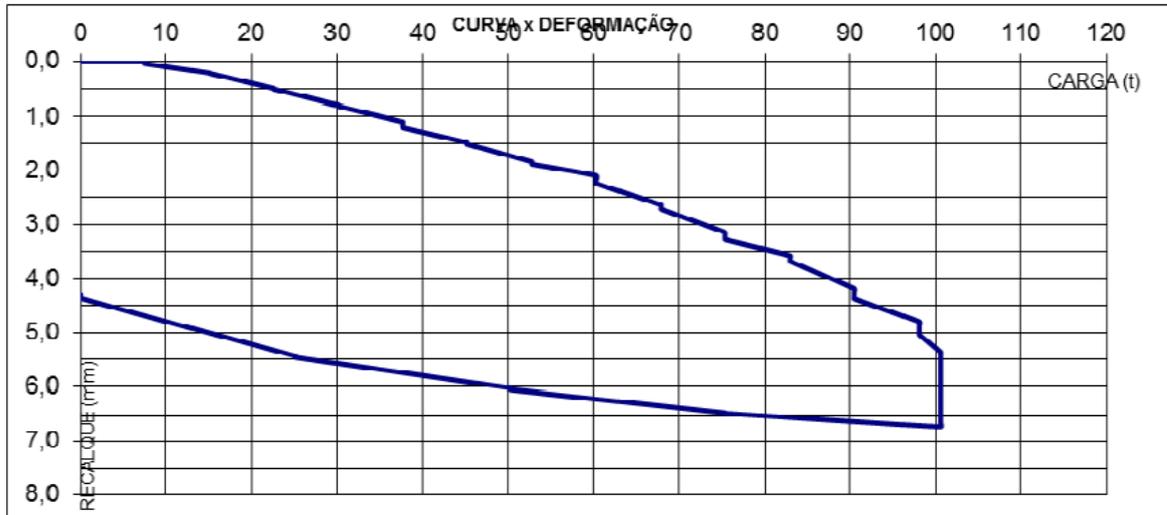


Fonte: O autor (2021).

Com base na curva de carga x recalque do ensaio, foi visto o recalque obtido pela carga de trabalho de 500 kN (50 tf) foi menor que 2 mm (1,8825 mm especificamente).

A figura 30 mostra o gráfico carga x recalque obtido pelo ensaio, considerando as especificações anteriormente ditas.

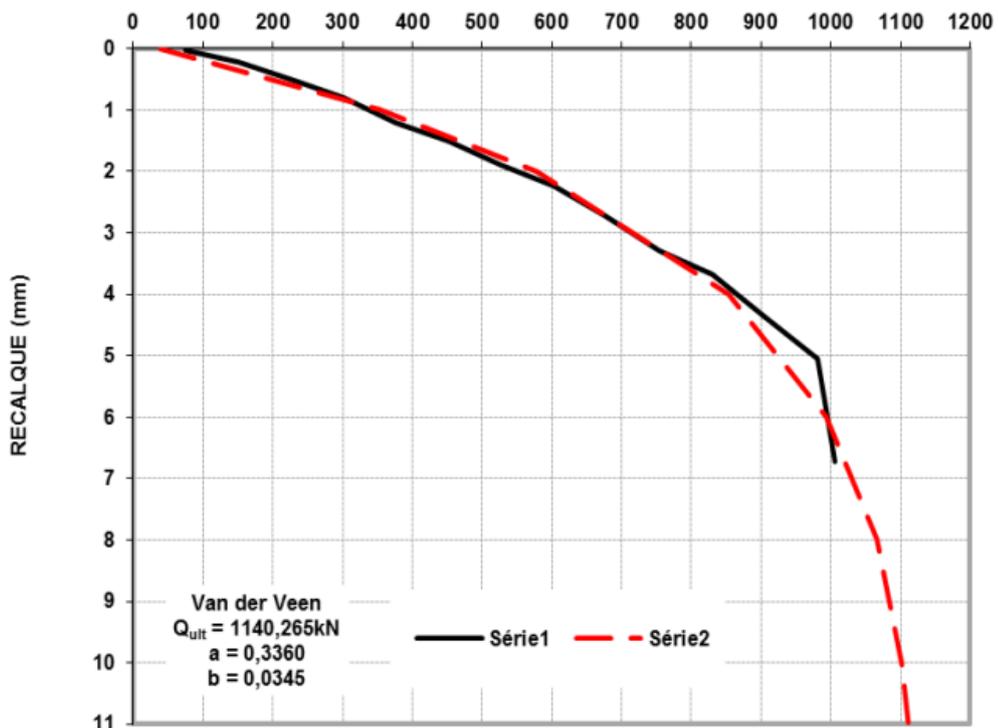
Figura 30 - Gráfico carga x recalque para a PCE no pilar em análise.



Fonte: O autor (2021).

Através do método de Van der Veen, foi determinado a carga de ruptura, conforme figura 31, sendo igual a 1.140,26 kN (114,02 tf). Vale ressaltar, conforme indicado por Décourt e Niyama (1994), que esse método somente pode ser utilizado quando a carga máxima do ensaio atingir, no mínimo, dois terços do valor da carga de ruptura convencional.

Figura 31 - Aplicação do método de Van der Veen para carga última (Q_u).



Fonte: O autor (2021).

3.5 RELATÓRIO DE ENSAIO DE SONDAGEM (SPT).

Foram executados 3 (três) furos de sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT), seguindo as recomendações da NBR 6484:2001 (Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio). Vale ressaltar que a norma utilizada foi substituída pela NBR 6484:2020 (Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio).

A figura 32 ilustra a localização dos furos realizados para os prédios de engenharia de produção e do Laboratório Integrado de Tecnologia em Petróleo, Gás e Biocombustíveis – LITPEG. Destaque para os furos SP01-P, SP02-P e SP03-P nos limites realçado em vermelho, sendo o prédio em estudo dessa dissertação.

Figura 32 - Localização dos furos de sondagem.



Fonte: O autor (2021).

O impenetrável nos furos de sondagens estava em uma profundidade próxima de 35 metros, variando de acordo com o furo. O nível d'água está próximo dos três metros de profundidade.

A figura 33 ilustra um recorte mais aproximado da região com a indicação dos SPT's realizado para o prédio de produção, realçado em azul, e os SPT's do prédio LITIPEG, em vermelho.

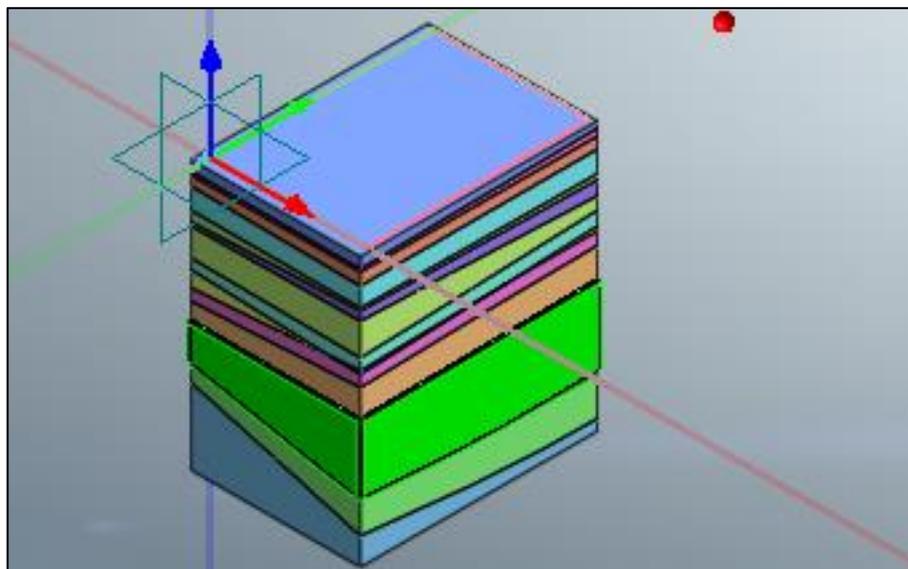
Figura 33 - Localização dos furos de sondagem.



Fonte: O autor (2021).

A figura 34 ilustra um modelo tridimensional extraído da interpretação do relatório de sondagem realizado e interpolação.

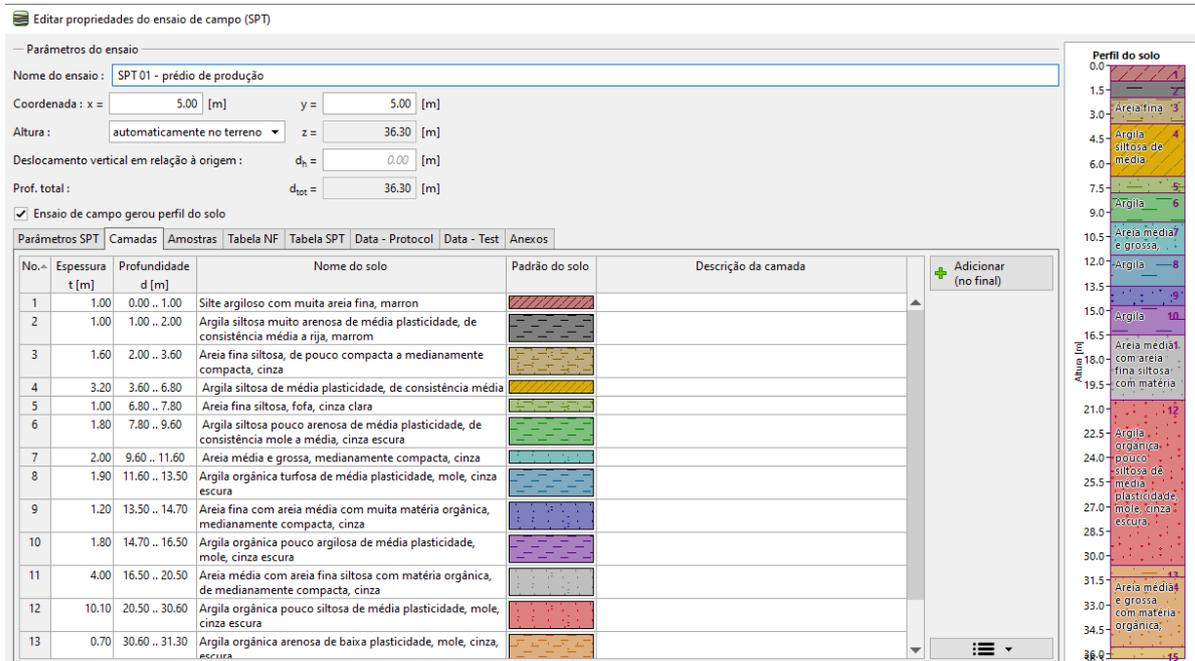
Figura 34 - Modelo tridimensional do solo com base no SPT.



Fonte: O autor (2021).

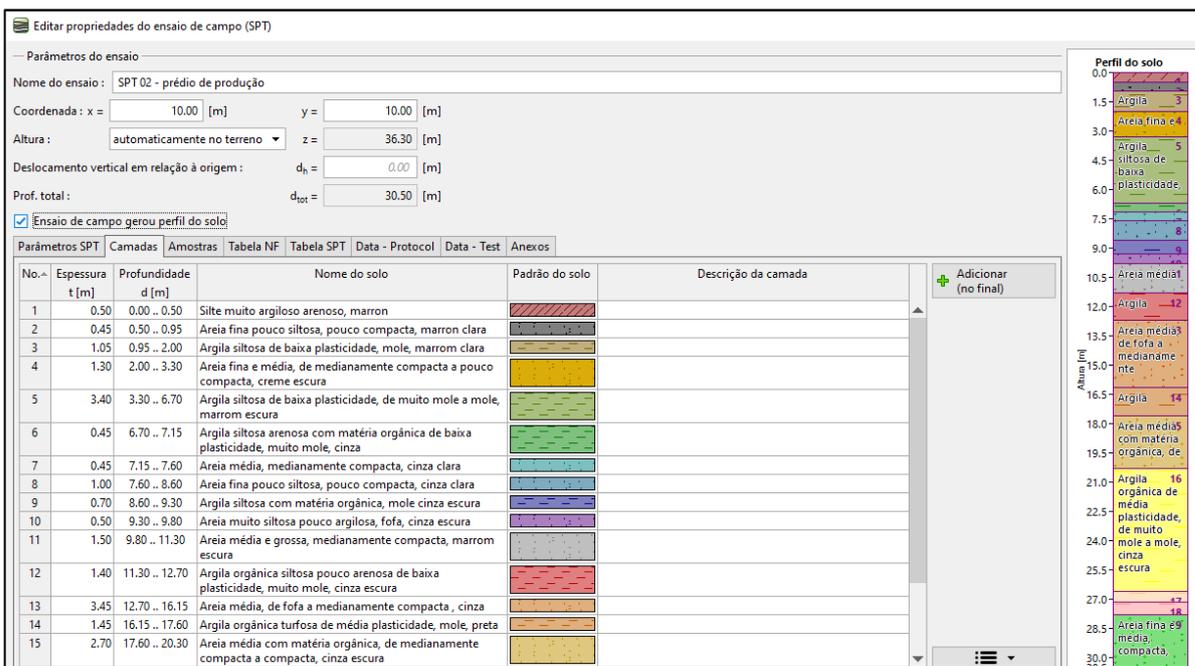
A camada, cuja espessura é nitidamente maior (realçada em verde), é uma argila orgânica pouco siltosa de média plasticidade, mole, cinza escura. Existem outras camadas de argilas orgânicas, conforme pode ser verificado nas figuras 35, 36 e 37.

Figura 35 - Informações resumidas do SP01.



Fonte: O autor (2021).

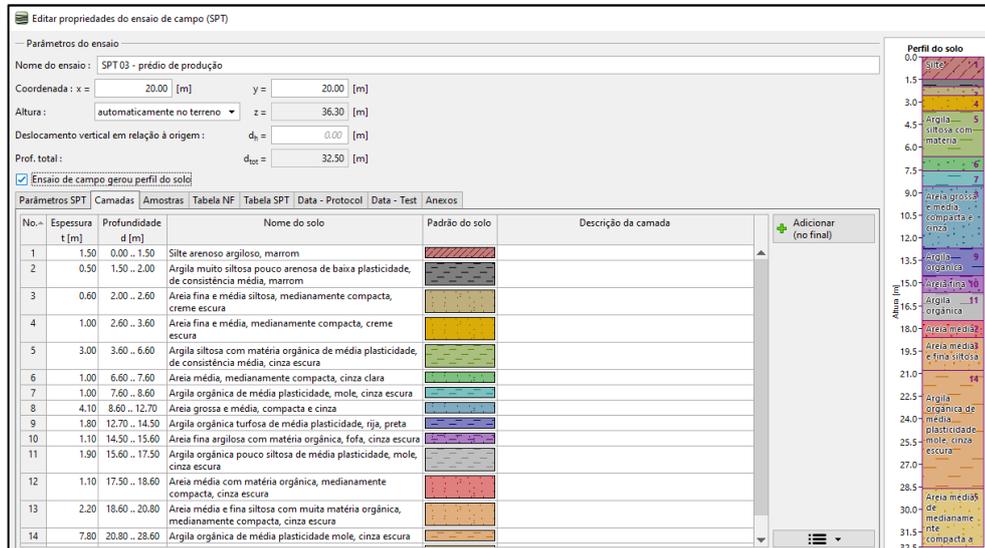
Figura 36 - Informações resumidas do SP02.



Fonte: O autor (2021).

Detalhe para disposição das camadas de argilas presentes no solo em estudo, apresentando uma maior espessura na região central da edificação.

Figura 37 - Informações resumidas do SP03.



Fonte: O autor (2021).

Conforme pode ser verificado, existem outras camadas de argilas com presença de material orgânico em outras profundidades.

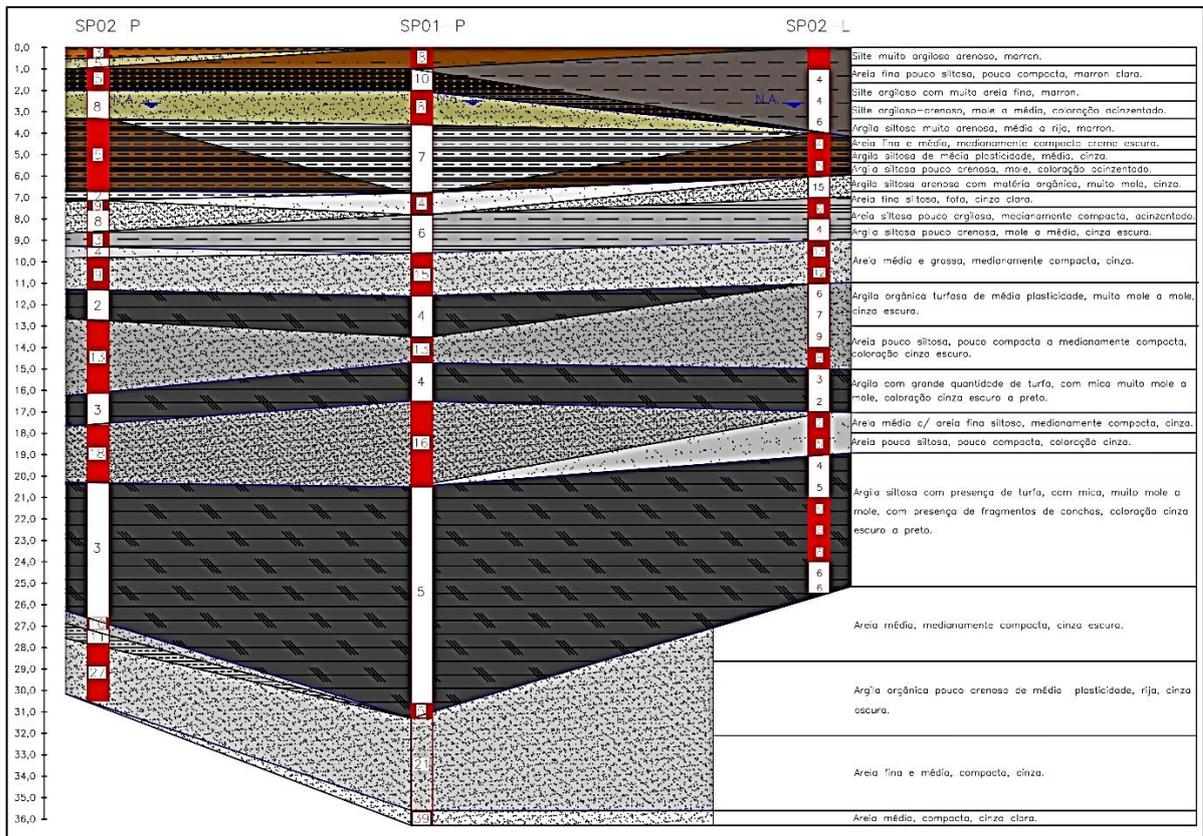
A figura 38 realça as seções representadas nas figuras 39 e 40, sendo ambos perfis bidimensional de três furos de sondagem realizados, podendo verificar detalhes da transição entre as camadas e suas respectivas espessuras.

Figura 38 - Seções bidimensionais representadas a partir do ensaio SPT.



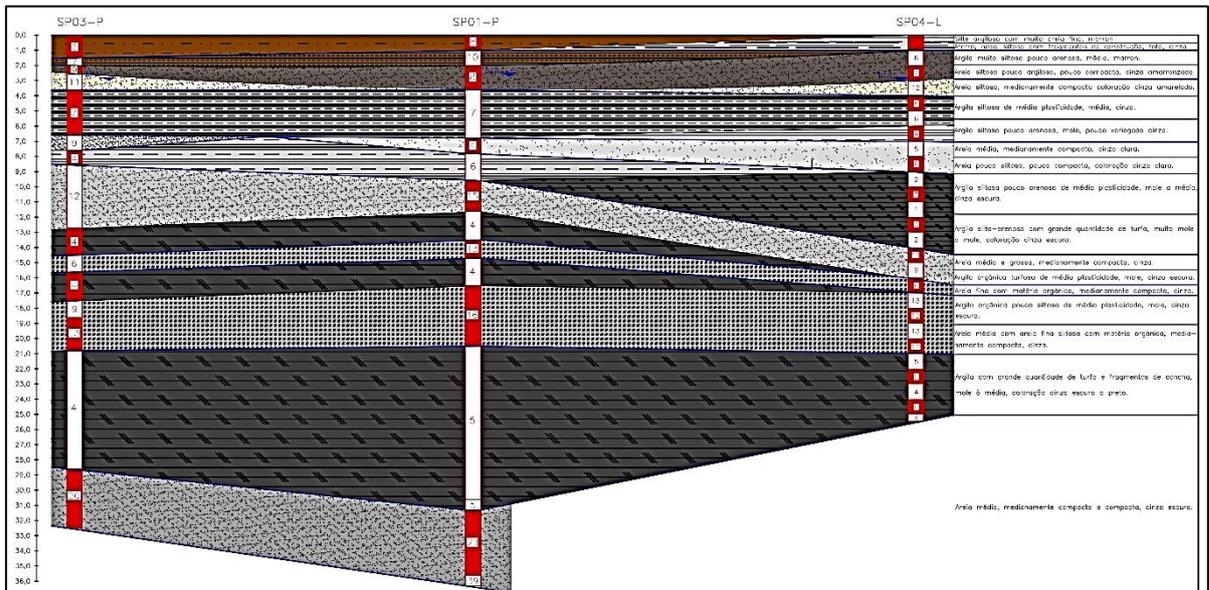
Fonte: O autor (2021).

Figura 39 - Perfil bidimensional dos furos SP01-P, SP02-P e SP02-L (seção A).



Fonte: O autor (2021).

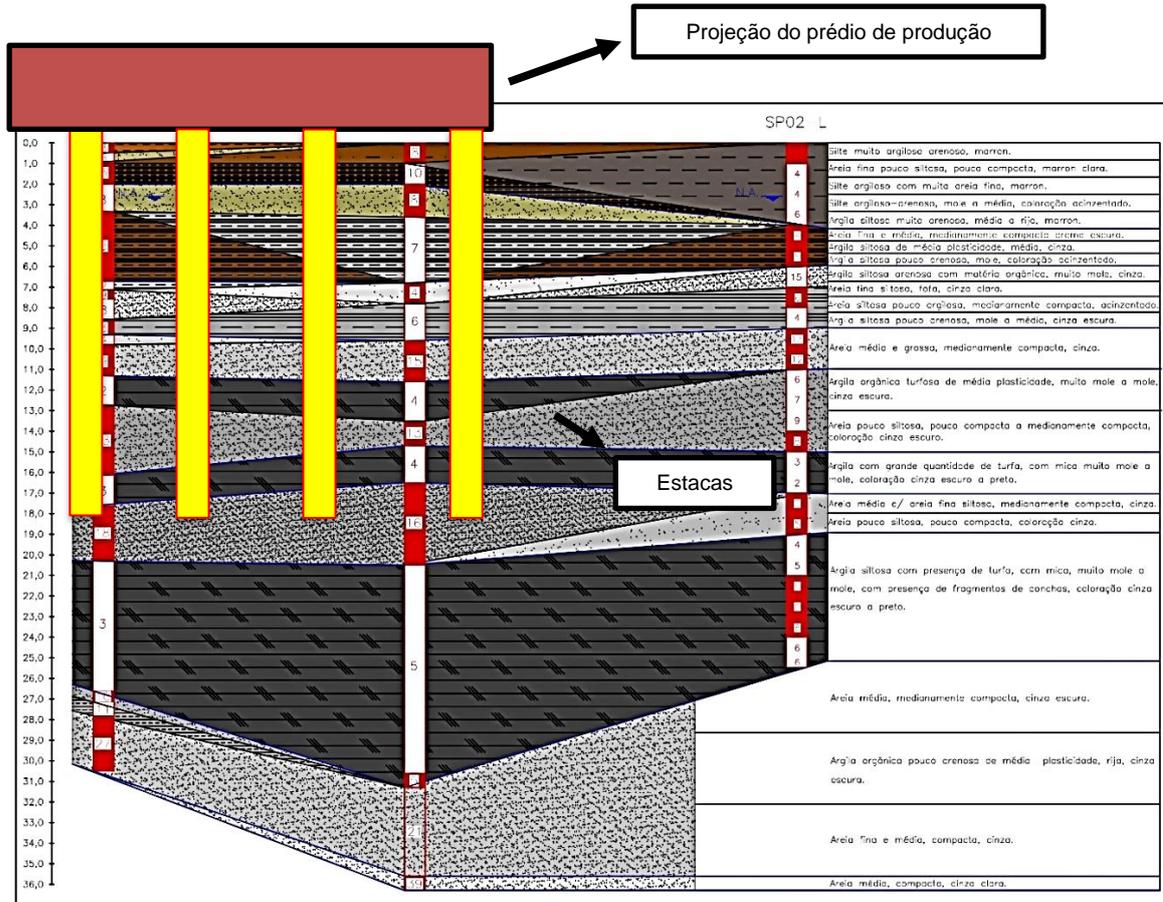
Figura 40 - Perfil bidimensional dos furos SP03-P, SP01-P e SP04-L (seção B).



Fonte: O autor (2021).

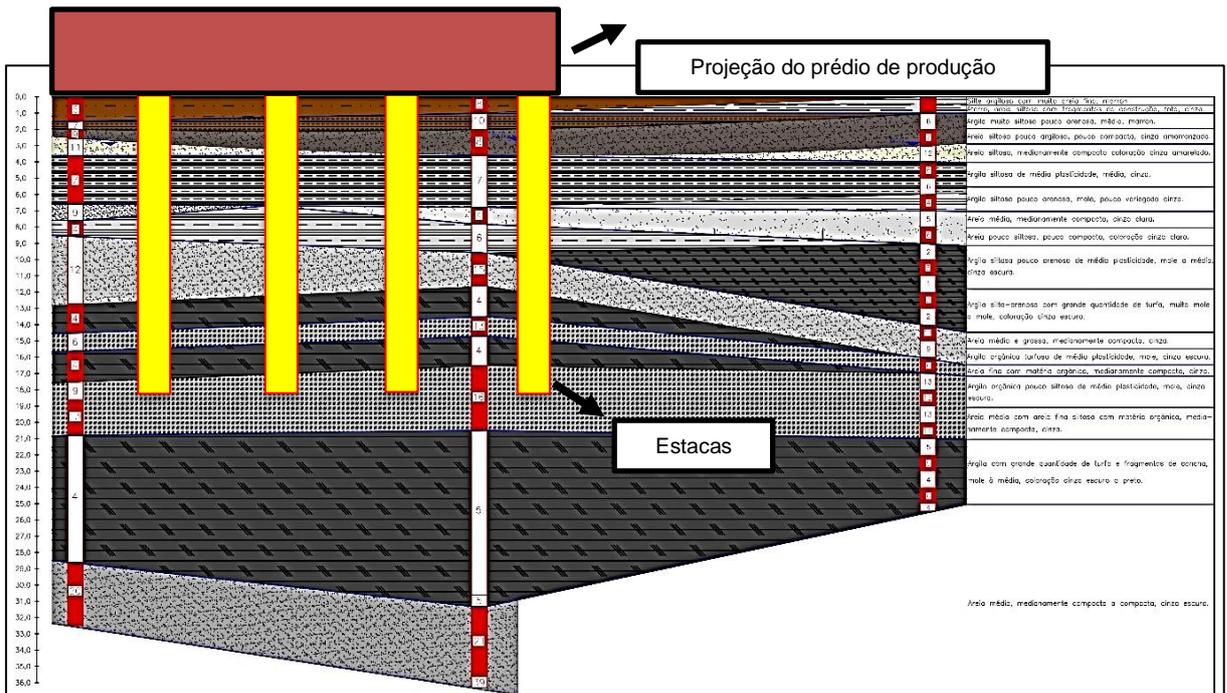
As figuras 41 e 42 ilustram, na devida ordem, as estacas de projeto apoiadas na cota de -18 metros, conforme indicada em capítulo anterior.

Figura 41 - Disposição ilustrativa das estacas no perfil A.



Fonte: O autor (2021).

Figura 42 - Disposição ilustrativa das estacas no perfil B.



Fonte: O autor (2021).

3.6 VISTORIA NA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO

No mês de dezembro de 2020 foi realizado uma vistoria na edificação em estudo para avaliar a situação atual da estrutura e procurar possíveis manifestações patológicas.

A figura 43 ilustra a área de acesso ao prédio, podendo verificar vigas, pilares e lajes nervuradas, sendo as principais peças estruturais da edificação.

Figura 43 - Vista do acesso principal da edificação em estudo.



Fonte: O autor (2021).

Vale ressaltar que não quase não há presença de fissuras ou trincas. É possível perceber, considerando a idade da edificação (aproximadamente 6 anos), que a execução foi concluída com êxito, sem presença de falhas ou danos.

As figuras 44 e 45 ilustram vistas dos corredores de acesso aos pavimentos e salas, sendo projetado através de rampas.

Figura 44 - Rampas de acesso aos pavimentos da edificação em análise.



Fonte: O autor (2021).

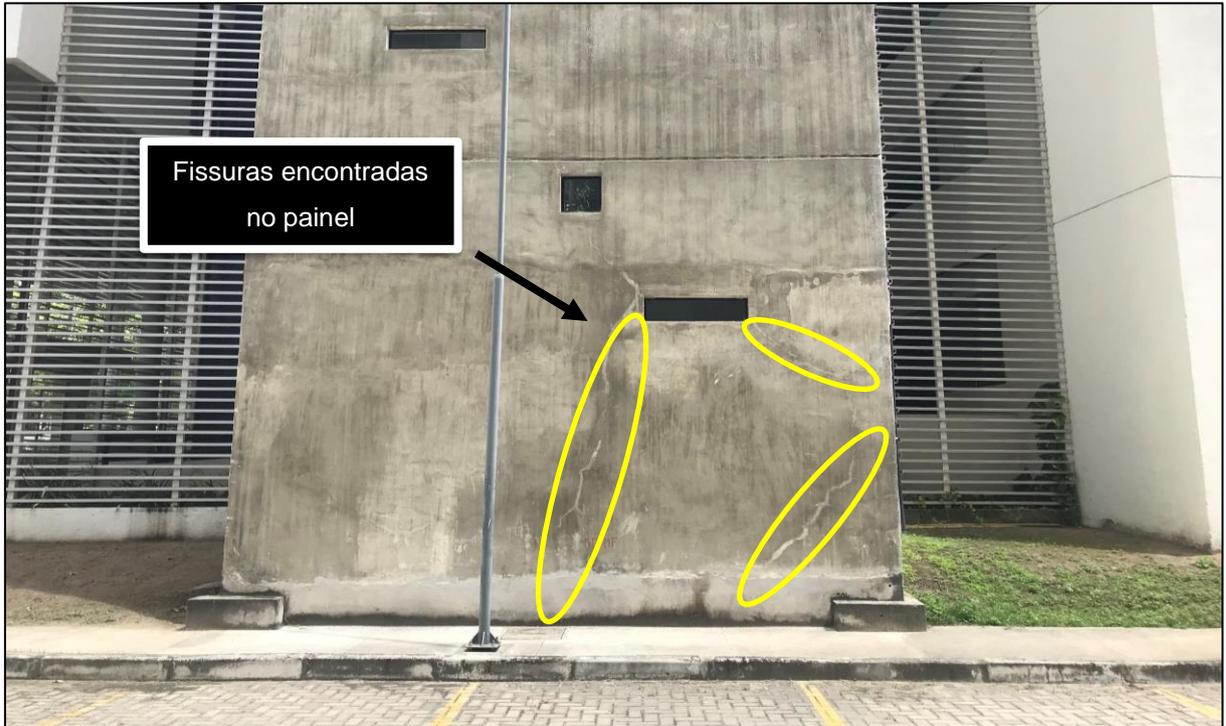
Figura 45 - Detalhe para estrutura das escadas de acesso da edificação em análise.



Fonte: O autor (2021).

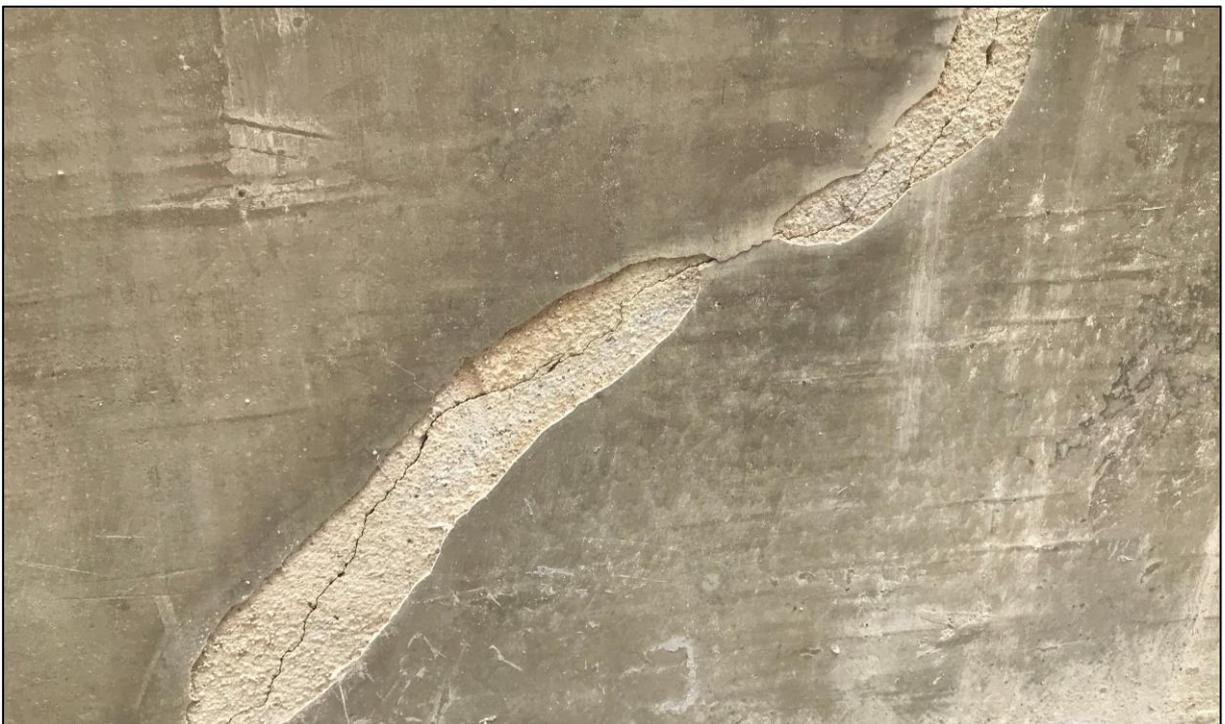
Na vistoria da área externa à edificação, foi constatado trincas inclinadas (em torno de 45°) na região central da edificação, conforme ilustrado nas figuras 46 e 47.

Figura 46 - Vista de trincas em painel externo da edificação.



Fonte: O autor (2021).

Figura 47 - Vista aproximada da trinca existente.



Fonte: O autor (2021).

As trincas ilustradas nas fotos supracitadas encontram-se entre os pilares P41 e P42 com vão de 5,8 metros entre eixos. A figura 48 realça sua localização.

Figura 48 - Localização do painel que contém as fissuras das fotos 10 e 11.



Fonte: O autor (2021).

É importante ressaltar que também foi encontrado fissuras no forro do banheiro exatamente na localidade mostrada, conforme pode ser verificado na figura 49.

Figura 49 - Vista de fissuras existentes no forro do banheiro, próximo aos pilares P41 e P42.



Fonte: O autor (2021).

4 ESTIMATIVA DE RECALQUES

Este capítulo apresentou a metodologia aplicada para estimativa dos recalques para fundações profundas.

4.1 PROCEDIMENTO.

Segundo Poulos (1993), podemos classificar as técnicas de previsão de recalques em estacas em três grupos: empíricas, simplificadas (onde o grupo de estacas é substituído por um elemento equivalente) e métodos analíticos (considerando a interação estaca e solo adjacente).

As primeiras previsões de recalques para grupos de estacas foram métodos semiempíricos ou empíricos com base em resultados de ensaios. No caso das areias, por exemplo, surgiram as propostas de Skempton (1953), Meyerhoff (1959) e Vesic (1969). Para as argilas tem-se Whitaker (1957) e Sowers *et al.* (1961).

Este trabalho utilizou o método apresentado por Aoki e Lopes (1975), com uma extensão de Vesic (1975) através da superposição dos efeitos de cargas no interior do solo utilizando a solução de Mindlin (1936). As cargas que um grupo de estacas transmitem ao terreno são discretizadas em um sistema equivalente de cargas concentradas cujos efeitos são superpostos no ponto de estudo.

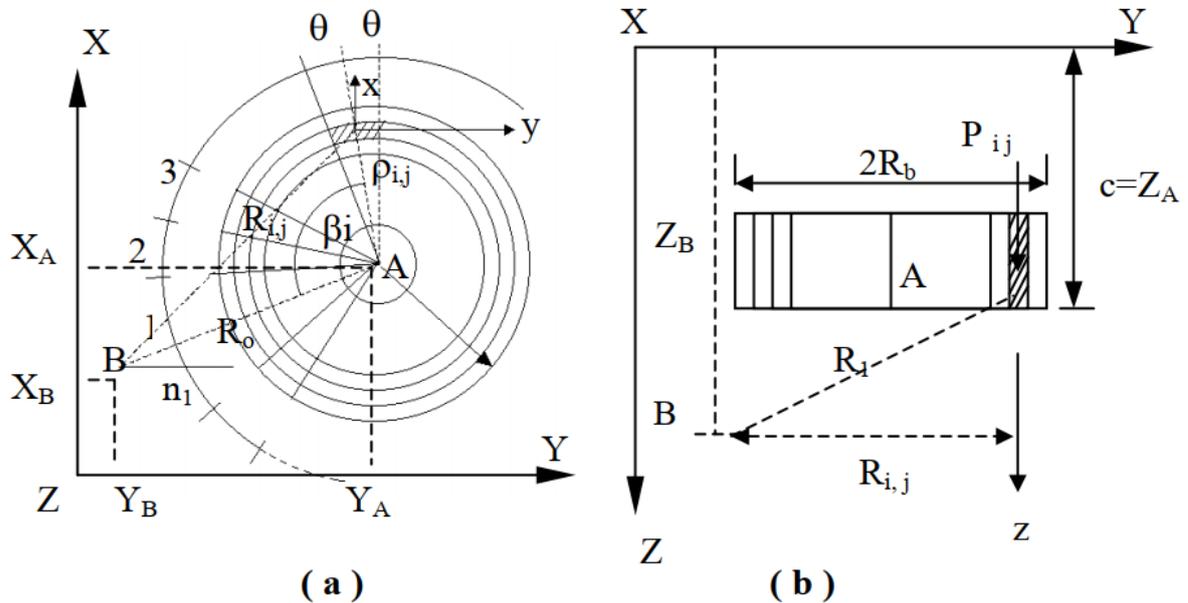
No método, a carga na base da estaca, sendo admitida uniformemente distribuída na área de contato, é transformada em um sistema equivalente de cargas pontuais atuando em cada uma das subáreas divididas em n_1 (número de divisões da circunferência) x n_2 (número de divisões do raio da base R_b em partes iguais).

Nesse sentido, a carga P_b (carga atuante na base da estaca) é dividida em cada área, perfazendo a equação 10.

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 \times n_2} \quad (10)$$

Os i, j são índices para marcar a posição nos elementos de áreas subdivididas. A figura 50 ilustra a divisão da base em subáreas, conforme Aoki e Lopes (1975).

Figura 50 - Divisão da base em subáreas, conforme Aoki e Lopes (1975).



Fonte: Aoki e Lopes (1975) (adaptado).

A distância R_1 entre o ponto de aplicação da carga (P_{ij}) e o ponto B, local onde se quer determinar o recalque, é dado conforme, considerando $z = Z_B$, equação 11.

$$R_1 = \sqrt{R_{ij}^2 + (z - c)^2} \quad (11)$$

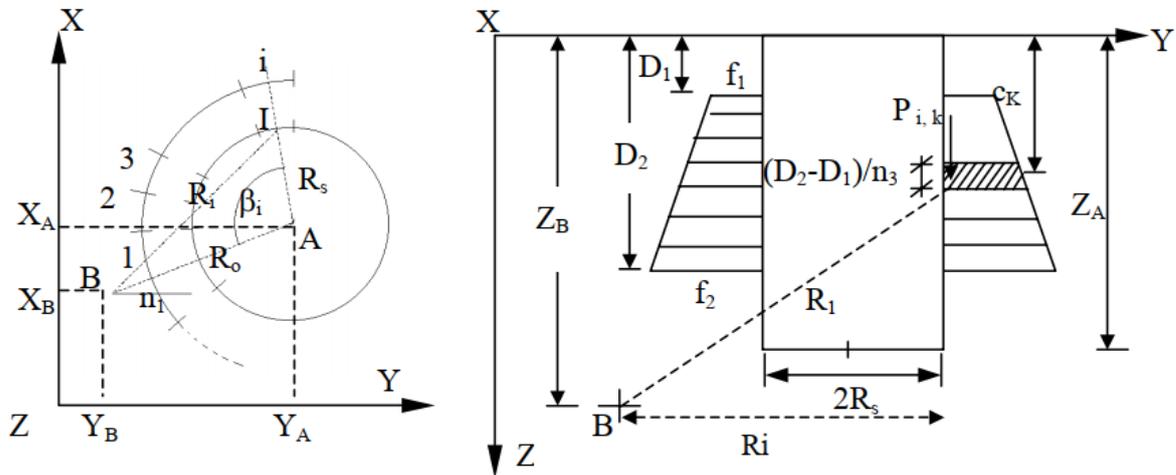
R_{ij} é a distância (projetada no plano XY) entre o ponto de aplicação da carga P_{ij} e o ponto B (onde se quer o recalque), conforme equação 11.

$$R_{ij} = \sqrt{R_0^2 + \rho_{ij}^2 - 2R_0\rho_{ij}\cos\beta_i} \quad (12)$$

Já a carga no fuste da estaca admite-se uma distribuição linear. Nesse sentido, a circunferência R_s é subdividido em n_1 partes iguais e o trecho do fuste (representado pela diferença entre D_2 e D_1) subdividido em n_3 partes iguais. Ressalta-se que i, k são índices da posição do ponto i_{ik} da superfície do fuste.

A figura 51 realça como é feita a divisão do fuste da estaca em $n_1 \times n_3$ subáreas no método de Aoki e Lopes (1975).

Figura 51 - Divisão do fuste, conforme método de Aoki e Lopes (1975).



Fonte: Aoki e Lopes (1975) (adaptado).

A força P_{ik} aplicada na profundidade c_k é dada pela equação 13.

$$P_{ik} = \frac{(D_2 - D_1)}{2n_3} \left[2f_1 - \frac{2k-1}{n_3} (f_1 - f_2) \right] \quad (13)$$

A profundidade c_k que varia entre D_2 e D_1 é dada pela equação 14.

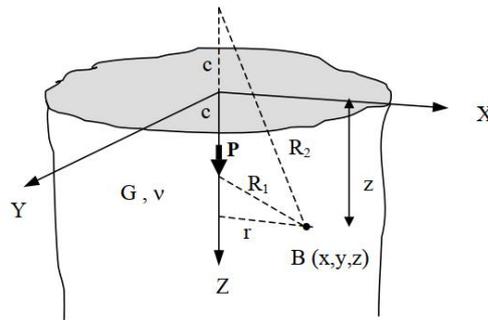
$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{n_3} (k - 1) + \frac{\frac{(D_2 - D_1)}{n_3} \left[f_1 + (f_1 - f_2) \frac{1 - 3k}{3n_3} \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k - 1}{n_3}} \quad (14)$$

A distância R_1 entre o ponto de aplicação da carga P_{ik} na profundidade c_k e o ponto B onde se quer determinar o recalque é dado pela equação 15.

$$R_1 = \sqrt{R_i^2 + (z - c_k)^2}, \quad \text{com } z = Z_B \quad (15)$$

Para determinar o recalque imediato, o método utiliza as equações de Mindlin (1936), considerando o solo como um meio elástico semi-infinito. A equação do modelo, considerando a carga aplicada em profundidade, conforme figura 52, fornecem as expressões das tensões verticais e seus respectivos recalques.

Figura 52 - Meio elástico semi-infinito com base em Mindlin (1936).



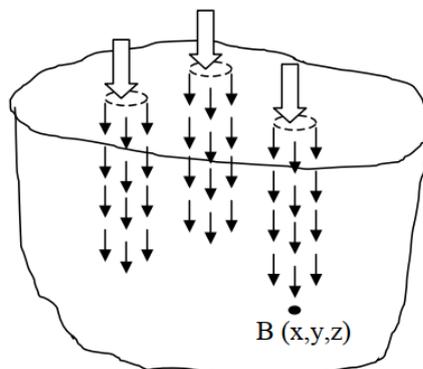
Fonte: Aoki e Lopes (1975) (adaptado).

Os recalques na direção z no ponto B (local onde se quer determinar o recalque) devido à aplicação de uma carga P é dada pela equação 16.

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

No caso em questão, o ponto B é o próprio ponto da base de cada estaca, conforme figura 53.

Figura 53 - Sistema equivalente e o ponto B (x,y,z).



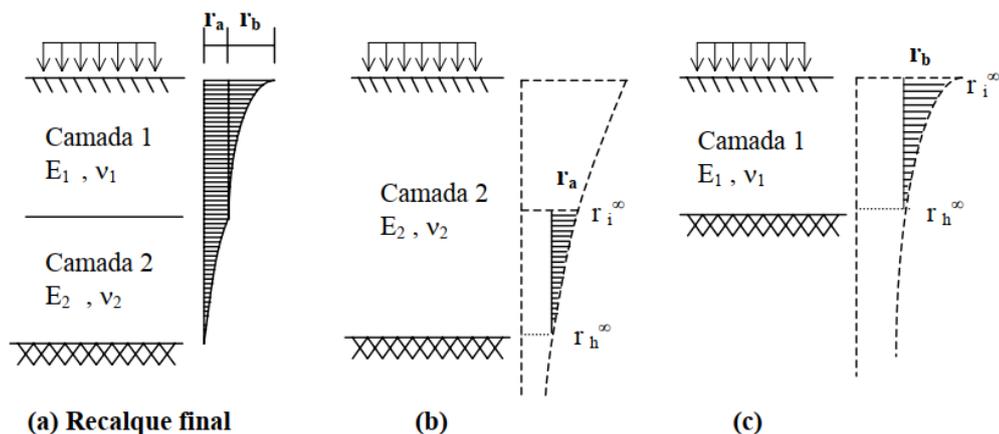
Fonte: Aoki e Lopes (1975) (adaptado).

Conforme trazido por Vesic (1975), a base da estaca pode se deslocar devido às cargas aplicadas pelo fuste $Q(z)$ e/ou ponta P_p . A ideia de dividir ambas as parcelas permitiu considerar a plastificação do solo que ocorre logo após a mobilização da resistência lateral do fuste em contato com o solo, transferindo o restante da carga para base da estaca, conforme verificado em resultados experimentais.

Nesse sentido, os recalques em um ponto B devido a aplicação de um conjunto de cargas pontuais é determinado pela somatória de recalques devido às cargas atuantes nos fustes de um grupo de estacas e a somatória dos recalques devido às cargas pontuais atuantes nas bases de um grupo de estacas.

As fórmulas apresentadas por Mindlin (1936), conforme anteriormente dito, parte da hipótese do solo representado como um semi-infinito e homogêneo. Essa hipótese não corresponde ao solo natural que apresenta uma heterogeneidade e a presença de uma camada indeslocável em uma determinada profundidade. Para solucionar esses problemas, pode-se recorrer ao artifício proposto por Steinbrenner (1934), ainda considerando o solo como semi-infinito e com o uso de Mindlin (1936). A figura 54 sintetiza a aplicação de Steinbrenner (1934).

Figura 54 - Aplicação de Steinbrenner (1934).



Fonte: Steinbrenner (1934).

A ideia, conforme ilustrado, é justamente o princípio da superposição dos efeitos, isolando as camadas para determinar o recalque final. É importante ressaltar que a proposta de Steinbrenner (1934) pode ser estendida para o caso de várias camadas antes do indeslocáveis.

Para o desenvolvimento deste trabalho, foi utilizado o software *SOILDEF*, desenvolvido em linguagem C, publicado por N. Aoki e P. C. Aoki (1989). Esse software automatiza o procedimento trazido por Aoki e Lopes (1975) que permitiu estimar os recalques provenientes da estrutura.

O programa é composto por cinco arquivos-base, conforme pode ser verificado a seguir:

- i. **OBRA**: dados iniciais de caracterização da obra;
- ii. **SOLO**: arquivo que apresenta dados relativos ao solo, especificamente ao número máximo de camadas, número de camadas em cada perfil de sondagem e, para cada perfil, a profundidade de cada camada, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para estas camadas;
- iii. **CARGA**: dados referentes às cargas atuantes, número máximo de elemento de fundações do grupo, número máximo de diagramas de atrito, coordenadas X e Y dos pontos que caracterizam a geometria da fundação, largura e comprimento da fundação, profundidade da base da fundação, carga da base, número de discretização, número de discretização do atrito lateral, número de diagramas do atrito lateral, ângulo que o lado L faz com o eixo X, além de dados relativos ao diagrama de atrito como a profundidade de início e fim de cada diagrama. Vale ressaltar que pode ser usado elemento prismática e circular.
- iv. **PONTOS**: arquivo que representa as coordenadas X, Y e Z de cada ponto e o perfil de sondagem mais próximo a esse ponto;
- v. **RESULTADOS**: apresenta os valores de recalque calculados para cada ponto.

4.2 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS.

Para o cálculo dos recalques através do software supracitado, foram consideradas algumas hipóteses para obtenção dos dados de entrada do programa. O trabalho publicado por Conde de Freitas *et al.* (2012) apresentam correlações estatísticas para o cálculo do módulo de Young E_s e o N_{60} que corresponde a 60% da energia teórica do ensaio SPT para estimativa de recalque em areias. Nesse sentido, tem-se que:

$$E_s = 8000 N_{60}^{0,8} \quad (17)$$

Onde

$$N_{60} = 1,37 N_{SPT} \quad (18)$$

No caso das argilas, utilizou-se o trabalho desenvolvido por Kuhawy e Mayne (1990), sugerindo valores para o módulo não drenado de solos argilosos. O ensaio pressiométrico (PMT) fornece o módulo horizontal de solos. Em especial nas argilas, pode-se assumir que o $E_{PMT} = E_u$. Nesse caso, tem-se que, considerando a correlação com N_{SPT} :

$$\frac{E}{Pa} = 19,3 N_{60}^{0,63} \quad (19)$$

Para o coeficiente de Poisson, foi considerado o valor de 0,3 para areias e 0,49 para as argilas. As tabelas 05 a 07 ilustram os valores estimados para o módulo de compressibilidade para cada camada de cada perfil de sondagem analisado.

Tabela 5 – Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 01.

Camadas	N_{60}	E (kPa)
Silte argiloso	11	54317
Argila siltosa	14	64933
Areia fina siltosa	10	48814
Argila siltosa	10	8123
Areia fina siltosa	6	31197
Argila siltosa	8	7371
Areia média e grossa	20	89813
Argila orgânica	5	5710
Areia fina a média	17	80098
Argila orgânica pouco siltosa	5	5710
Areia média com areia fina	21	94572
Argila orgânica pouco siltosa	5	5710
Argila orgânica arenosa	6	6571
Areia média e grossa	27	113055
Areia compacta	31	126430

Fonte: O autor (2021).

Tabela 6 - Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 02.

Camadas	N₆₀	E (kPa)
Silte argiloso	4.11	24784
Argila siltosa	6.85	37294
Areia fina siltosa	6.85	6571
Argila siltosa	10.96	54317
Areia fina siltosa	5.48	5710
Argila siltosa	2.74	3689
Areia média e grossa	12.33	59684
Argila orgânica	10.96	54317
Areia fina a média	4.11	4763
Argila orgânica pouco siltosa	5.48	5710
Areia média com areia fina	12.33	59684
Argila orgânica pouco siltosa	5.48	5710
Argila orgânica arenosa	17.81	80098
Areia média e grossa	4.11	4763
Areia compacta	26.03	108510

Fonte: O autor (2021).

Tabela 7 - Valores de módulo de compressibilidade para a sondagem SP 03

Camadas	N₆₀	E (kPa)
Silte argiloso	8.22	43151
Argila siltosa	9.59	8123
Areia fina siltosa	13.7	64933
Argila siltosa	9.59	8123
Areia fina siltosa	2.74	3689
Argila siltosa	12.33	59684
Areia média e grossa	5.48	5710
Argila orgânica	16.44	75130
Areia fina a média	5.48	5710
Argila orgânica pouco siltosa	17.81	80098
Areia média com areia fina	5.48	5710
Argila orgânica pouco siltosa	16.44	75130
Argila orgânica arenosa	5.48	5710
Areia média e grossa	27.4	113055

Fonte: O autor (2021).

Conforme dados de entrada do software a ser utilizado nessa dissertação, tem-se a escolha do furo do ensaio SPT para determinar os recalques dos grupos de estacas. Para aplicar a metodologia de previsão de recalque, é necessário determina a transferência de carga entre a estaca e solo. Logo, foi utilizado uma adaptação do método proposto por Décourt-Quaresma (1978; 1996). Segundo o método, o atrito lateral unitário pode ser determinado pela equação 20.

$$f_s = \left(\frac{N_{spt}}{3} + 1 \right) \times 10 \text{ (kPa)} \quad (20)$$

Os valores de recalque no topo da estaca são dados como a soma do recalque da ponta e ao deslocamento elástico do fuste, conforme equação 21.

$$w_{topo} = w_{ponta} + \sum \Delta l_i \quad (21)$$

A segunda parcela da equação acima se refere ao deslocamento elástico, dado pela equação 22 a seguir (N é o valor médio do esforço normal no fuste da estaca ao longo do comprimento Δl_i).

$$\Delta l_i = \frac{N l_i}{E_{aço} A_{concreto}} \quad (22)$$

As tabelas 08 a 10 indicam os valores do atrito lateral unitário para cada camada de cada sondagem realizada.

Tabela 8 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP01

Camadas	N _{spt} (médio)	F _s (kPa)
Silte argiloso	8	36.67
Argila siltosa	10	43.33
Areia fina siltosa	7	33.33
Argila siltosa	7	33.33
Areia fina siltosa	4	23.33
Argila siltosa	6	30.00
Areia média e grossa	15	60.00
Argila orgânica	4	23.33
Areia fina a média	13	53.33
Argila orgânica pouco siltosa	4	23.33
Areia média com areia fina	16	63.33
Argila orgânica pouco siltosa	4	23.33
Argila orgânica arenosa	5	26.67
Areia média e grossa	20	76.67
Areia compacta	23	86.67

Fonte: O autor (2021).

Tabela 9 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP02.

Camadas	N_{spt} (médio)	F_s (kPa)
Silte argiloso	3	20.00
Argila siltosa	5	26.67
Areia fina siltosa	5	26.67
Argila siltosa	8	36.67
Areia fina siltosa	4	23.33
Argila siltosa	2	16.67
Areia média e grossa	9	40.00
Argila orgânica	8	36.67
Areia fina a média	3	20.00
Argila orgânica pouco siltosa	4	23.33
Areia média com areia fina	9	40.00
Argila orgânica pouco siltosa	4	23.33
Argila orgânica arenosa	13	53.33
Areia média e grossa	3	20.00
Areia compacta	19	73.33

Fonte: O autor (2021).

Tabela 10 - Valores do atrito lateral unitário para sondagem SP03.

Camadas	N_{spt} (médio)	F_s (kPa)
Silte argiloso	6	30.00
Argila siltosa	7	33.33
Areia fina siltosa	10	43.33
Argila siltosa	7	33.33
Areia fina siltosa	2	16.67
Argila siltosa	9	40.00
Areia média e grossa	4	23.33
Argila orgânica	12	50.00
Areia fina a média	4	23.33
Argila orgânica pouco siltosa	13	53.33
Areia média com areia fina	4	23.33
Argila orgânica pouco siltosa	12	50.00
Argila orgânica arenosa	4	23.33
Areia média e grossa	20	76.67

4.3 COMPARATIVO DE RECALQUES PELOS MÉTODOS EM ELEMENTOS FINITOS (PLAXIS 2D E PLAXIS 3D) E MÉTODO AOKI E LOPES (1975) – ANÁLISE PARAMÉTRICA E DE VARIABILIDADE

A presente dissertação, buscando calibrar os dados geotécnicos, bem como representar a dispersão dos resultados devido estar ancorado em ensaio SPT e prova de carga estática, foi realizado um comparativo de previsão de recalques para o pilar de maior solicitação da edificação em análise baseando-se em três metodologias de previsão: PLAXIS 2D, PLAXIS 3D e Aoki e Lopes (1975) (SOILDEF), permitindo, também, analisar a variabilidade dos resultados e correlações baseadas no ensaio SPT, conforme Kulhawy (1995). Vale ressaltar que a estimativa dos parâmetros geotécnicos nas três metodologias foi o mesmo.

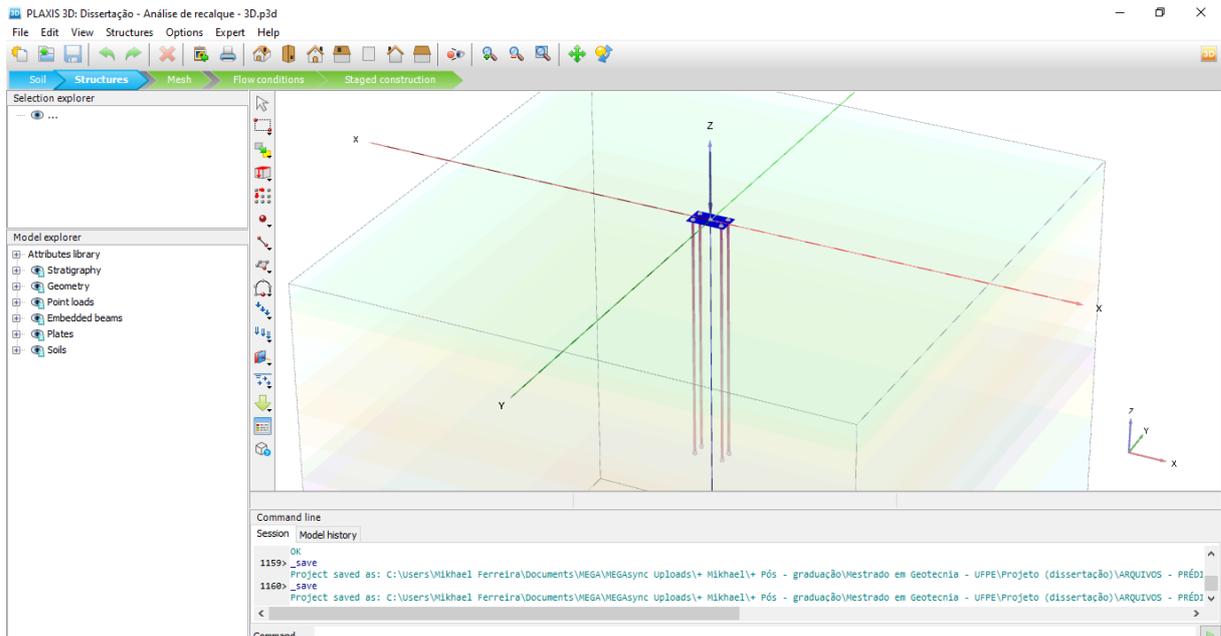
As propriedades físicas e mecânicas do solo são em geral naturalmente dispersas, daí a importância de ter os conceitos de probabilidade ligados às análises geotécnicas. O coeficiente de variação (Cov) descreve o quanto os dados estão longe da média real existente em campo.

Kulhaway (1992) afirma que o coeficiente de variação (Cov) para o ensaio de Sondagem de Simples Reconhecimento – SPT está entre 15% a 45%. Em outras palavras, os resultados referentes ao ensaio SPT tem uma incerteza máxima de 45%, podendo haver variação nos valores dos parâmetros (KULHAWAY, 1992).

Essa incerteza trazida por Kulhaway (1992) leva em consideração o coeficiente de variação do equipamento, procedimento de ensaio e outras variáveis aleatórias. O *Cone Penetration Test* (CPT), por exemplo, apresenta um Cov entre 5% a 15%, menor que o ensaio SPT.

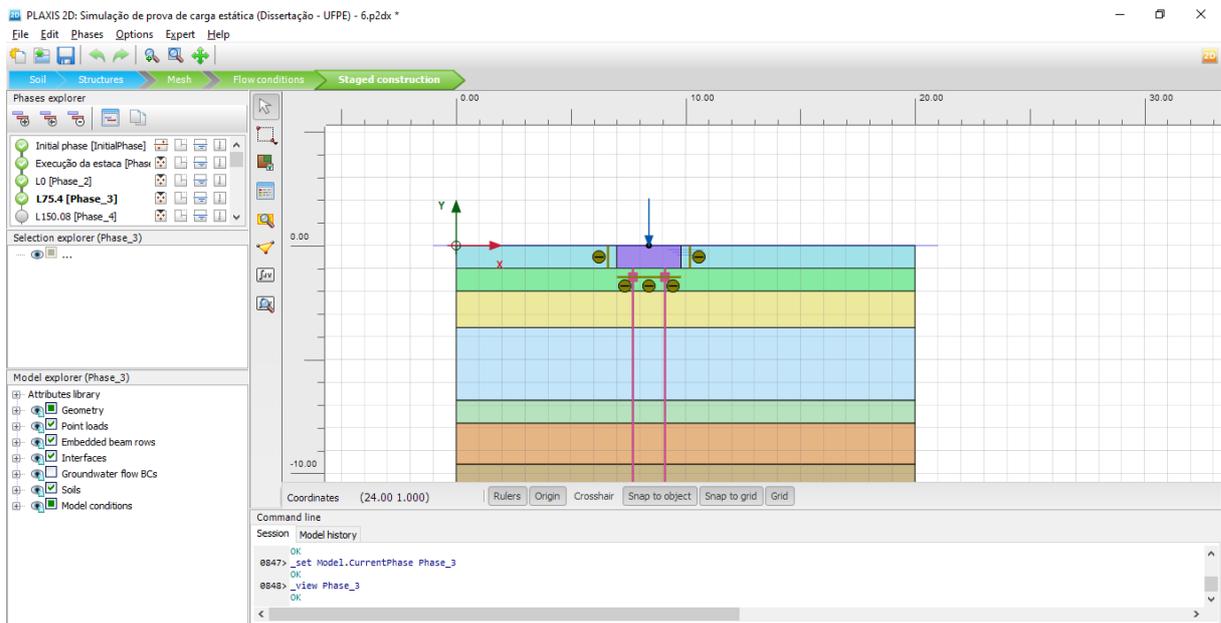
É importante ressaltar, conforme Kulhaway e Phoon (1999), que o maior problema em usar os coeficientes de variação encontrados na literatura, é que estes não removem a tendência que podem apresentar os dados de solo, por exemplo, com a profundidade. Nesse sentido, não considerar essa tendência dos dados, o Cov pode ser superestimado, salvo se o próprio parâmetro não apresentar tendência com a profundidade.

Figura 56 - Modelagem no software PLAXIS 3D.



Fonte: O autor (2021).

Figura 57 - Modelagem no software PLAXIS 2D.



Fonte: O autor (2021).

Para análise nos softwares PLAXIS 2D e PLAXIS 3D, os solos foram modelados com base no critério de Mohr-Coulomb sem considerar o aumento da parcela de poropressão, considerando sua dissipação. Nesse sentido, as análises foram semelhantes à metodologia de Aoki e Lopes (1975) no software SOILDEF buscando uma análise padronizada nas três metodologias consideradas.

A tabela 11 ilustra os resultados encontrados nas três metodologias supracitadas sem considerar o coeficiente de variação (Cov).

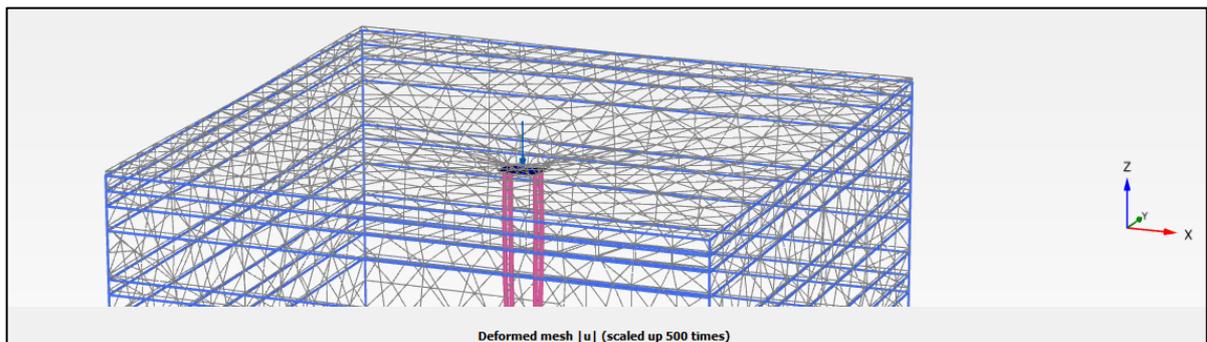
Tabela 11 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisadas em considerar o Cov.

Metodologia	Recalque estimado (cm)
SOILDEF	2,20
PLAXIS 3D	2,25
PLAXIS 2D	2,19

Fonte: O autor (2021).

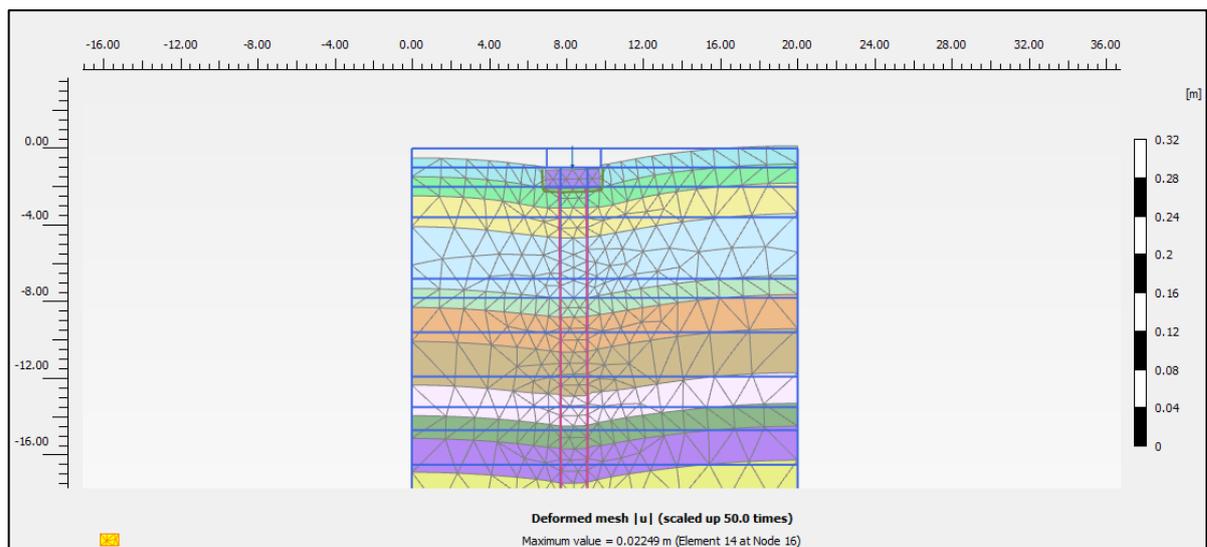
As figuras 58 e 59 realçam as deformações encontradas pelos softwares PLAXIS 2D e PLAXIS 3D.

Figura 58 – Deformações no solo pelo software PLAXIS 3D.



Fonte: O autor (2021).

Figura 59 - Deformações no solo pelo software PLAXIS 2D.



Fonte: O autor (2021).

Analisando agora o coeficiente de variação proposto por Kulhaway (1992) para o ensaio SPT, onde o Cov está entre 15% a 45%, será realizado duas formas para estimar a variação da estimativa dos recalques:

- i. Considerando um aumento dos valores de N_{spt} em 45%;
- ii. Considerando uma redução dos valores de N_{spt} em 45%.

A tabela 12 ilustra a estimativa de recalques para as três metodologias utilizando um aumento de 45% nos valores de N_{spt} , influenciando na estimativa dos parâmetros geotécnicos utilizados.

Tabela 12 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada com Cov – aumento de 45% no valor de N_{spt} das camadas analisadas.

Metodologia	Recalque estimado (cm)
SOILDEF	1.19
PLAXIS 3D	1.24
PLAXIS 2D	1.18

Fonte: O autor (2021).

A tabela 13 ilustra a estimativa de recalques para as três metodologias utilizando uma redução de 45% nos valores de N_{spt} .

Tabela 13 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada com Cov – redução de 45% no valor de N_{spt} das camadas analisadas.

Metodologia	Recalque estimado (cm)
SOILDEF	3.37
PLAXIS 3D	3.42
PLAXIS 2D	3.36

Fonte: O autor (2021).

Conforme pode ser verificado, tem-se uma amplitude na variação dos recalques estimados, considerando o Cov máximo de 45%, de 2,18 cm para todas as metodologias analisadas (SOILDEF, PLAXIS 3D e PLAXIS 2D). Nesse sentido, podemos indicar a medida em erro dos recalques obtidos, conforme tabela 14, onde podemos usar como referência nos resultados. É importante ressaltar que foi considerado o Cov máximo, sendo uma análise conservadora, buscando caracterizar o pior caso de variação.

Tabela 14 - Estimativa de recalques para as três metodologias analisada considerando o erro embutido, conforme Kulhaway (1992).

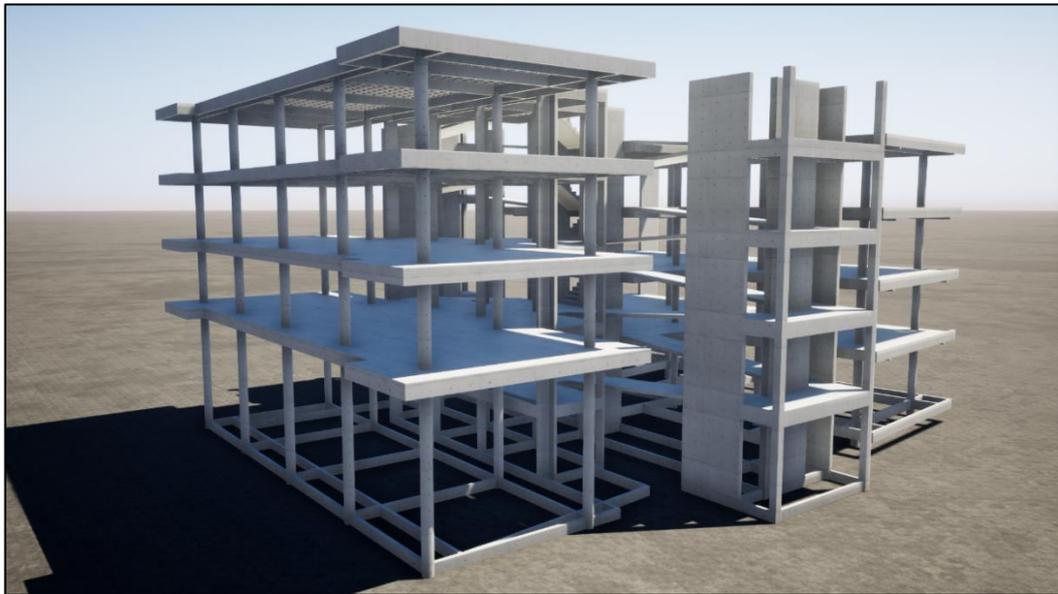
Metodologia	Recalque estimado (cm)
SOILDEF	2,20 ± 1,17
PLAXIS 3D	2,25 ± 1,17
PLAXIS 2D	2,19 ± 1,17

Fonte: O autor (2021).

5 MODELO ESTRUTURAL DA EDIFICAÇÃO

A partir do projeto estrutural, bem como da planta arquitetônica da edificação, foi possível modelar a estrutura através do software baseado em Elementos Finitos (MEF), sendo o Eberick 2021. O modelo buscou caracterizar as hipóteses do projeto original da edificação, conforme pode ser visto nas figuras 60 e 61.

Figura 60 - Modelo estrutural concebido – Vista lateral.



Fonte: O autor (2021).

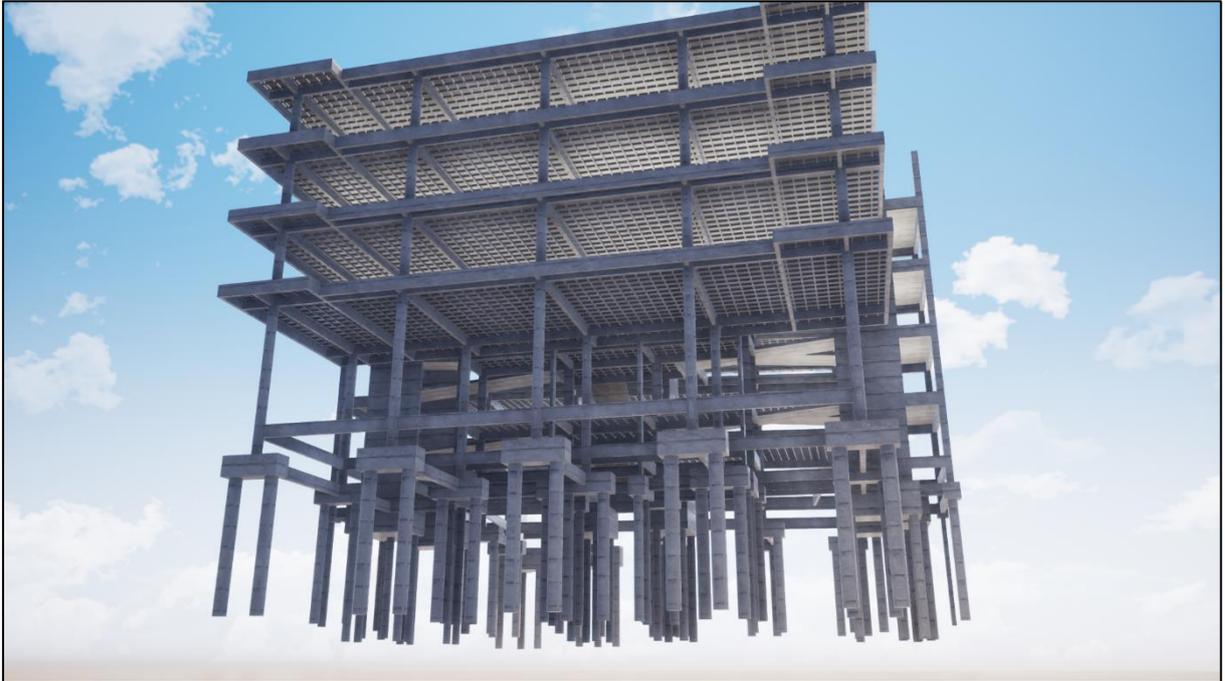
Figura 61 - Modelo estrutural concebido – vista frontal.



Fonte: O autor (2021).

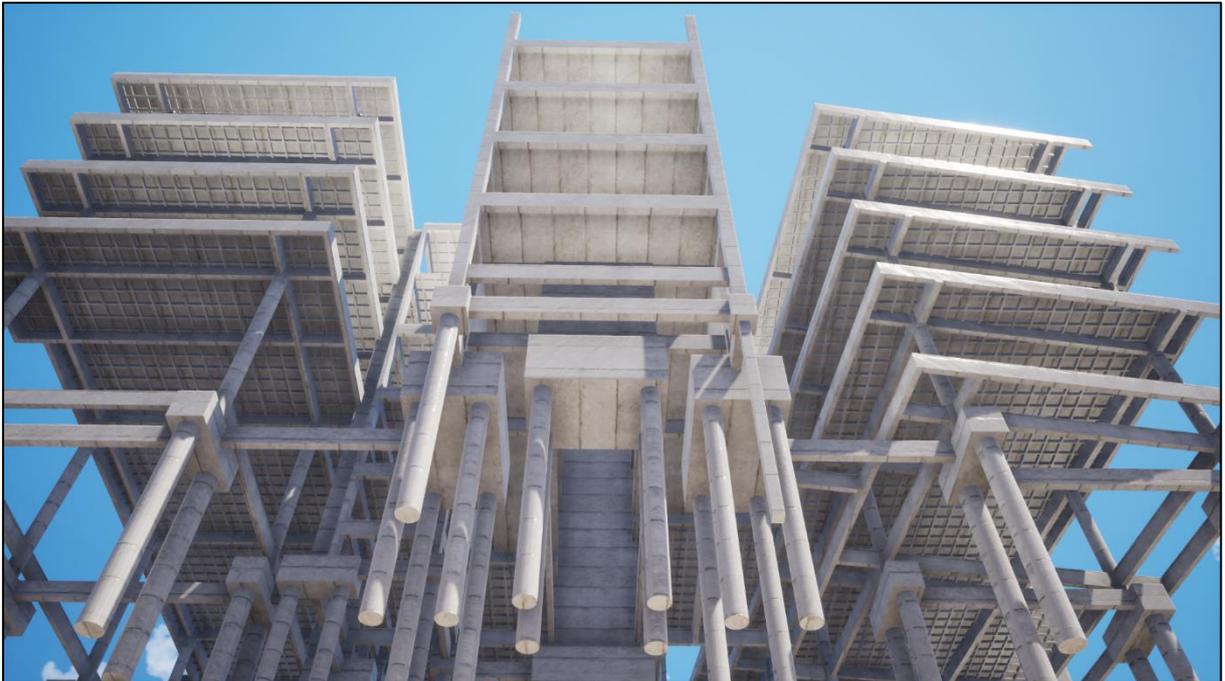
As figuras 62 e 63 ilustram detalhes da modelagem da fundação, realçando os blocos e as estacas conforme projeto, bem como o uso de lajes nervuradas.

Figura 62 - Detalhe das fundações no modelo numérico e das lajes nervuradas, conforme projeto.



Fonte: O autor (2021).

Figura 63 - Detalhe das fundações no modelo numérico e das lajes nervuradas



Fonte: O autor (2021).

A tabela 15 compara as cargas do projeto estrutural da edificação com as cargas obtidas no modelo estrutural com apoios indeslocáveis, conforme projeto original.

Tabela 15 - Comparativo de cargas nos pilares -projeto original e modelo numérico.

Pilar	Carga do projeto original (kN)	Carga do modelo numérico (kN)	Pilar	Carga do projeto original (kN)	Carga do modelo numérico (kN)
P1	220	203.2	P22	1170	948.9
P2	220	216.6	P23	1330	1092.5
P3	750	940.6	P24	1750	1440
P4	1420	855	P25	750	546.6
P5	700	746.8	P26	870	624.7
P6	590	506.9	P27	1960	1690.1
P7	1080	1007.8	P28	1190	984.3
P8	1050	1023.8	P29	1350	1002
P9	1080	1112.4	P30	1150	977.8
P10	1200	1170.3	P31	1310	1184.7
P11	580	500.9	P32	660	492.4
P12	430	230	P33	430	225.2
P13	700	624.1	P34	750	700.3
P14	1350	1002.3	P35	910	897.5
P15	1170	978.9	P36	1080	884.2
P16	980	1024.4	P37	1080	1007.1
P17	1280	1207.6	P38	1100	1031.8
P18	580	548.5	P39	1040	1023.1
P19	870	640.8	P40	1560	814.5
P20	1900	1798.4	P41	190	180.8
P21	1270	933.4	P42	180	160.8
Média				981.67	837.67
Desvio Padrão				436.4151	381.38

Fonte: O autor (2021).

As dimensões de lajes, vigas e pilares foram reproduzidas conforme modelo estrutural original nas plantas indicadas. O material utilizado foi concreto estrutural com resistência característica (fck) de 35 Mpa, conforme especificado no projeto.

Vale ressaltar que não foi considerado a fluência do concreto, conforme consideração realizada pelo projeto original.

Nas pranchas originais do projeto estrutural foram indicadas sobrecargas utilizadas, conforme realçado no capítulo de caracterização do prédio. O primeiro modelo estrutural foi processado considerando os apoios indeslocáveis, tendo o objetivo de calibrar o modelo estrutural criando às hipóteses de projeto original da edificação.

No modelo estrutural baseado em elementos finitos, as vigas e pilares foram consideradas como elementos de barra (frame); os elementos de placa (shell) foram aplicados às lajes nervuradas e rampas utilizadas. Os núcleos rígidos compostos por pilares paredes, bem como escadas, foram considerados como elemento de casca. As alvenarias não foram modeladas, portanto, não contribuíram para esse trabalho, sendo representado apenas como cargas lineares nos elementos estruturais.

As cargas do modelo estrutural, conforme pode ser verificada na tabela 06, tiveram diferenças, em média, de 15% do projeto estrutural original, com exceção dos pilares P12, P33 e P40. Essa diferença apresenta duas possíveis hipóteses, conforme foi verificado: a primeira se dá pela localização das cargas de paredes internas nos pavimentos, onde não foi especificado a posição exata dos elementos. A segunda é que o projetista das fundações, conforme projeto de estaqueamento, utilizou as cargas nas fundações majoradas com uso de algum critério desconhecido de arredondamento devido todos os números serem exatos, o que é pouco provável. De posse dos projetos estruturais disponíveis, não se pode confirmar nenhuma das hipóteses supracitadas.

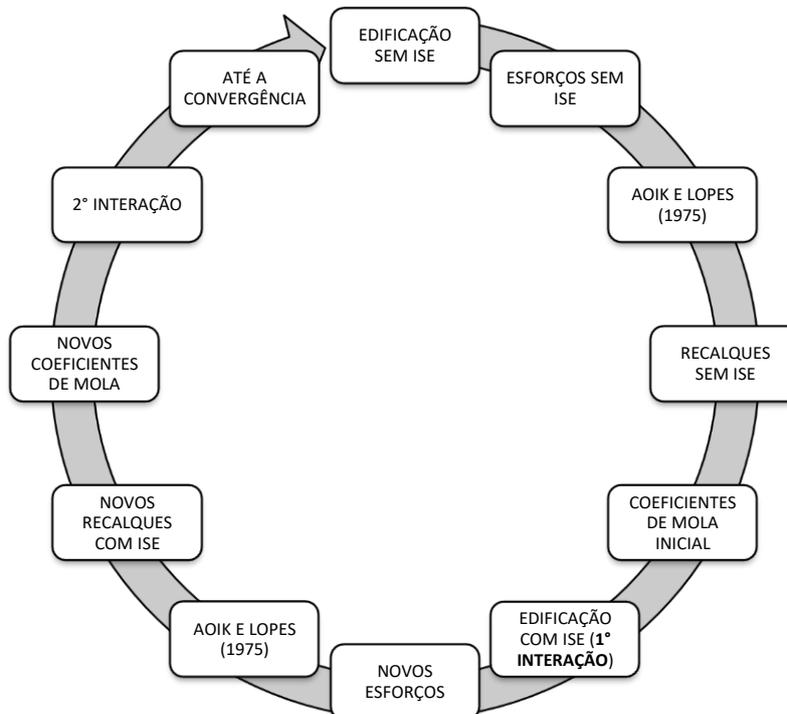
O software em MEF utilizado foi desenvolvido pela empresa AltoQi tecnologia, sendo o Eberick em sua versão 2021. É um software que faz projetos em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas híbridas com recursos que abrangem todas as etapas do projeto. O software permitiu determinar os esforços solicitantes bem como processar a estrutura considerando os apoios elásticos, conforme modelo de Winkler.

6 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO

A análise da edificação considerou dois cenários: a edificação sem a consideração da ISE e com a consideração da ISE. Para isso, foi utilizado a metodologia indicada por Aoki (1989; 1997). O autor indicou o seguinte processo de análise de interação solo-estrutura:

1. Calcular as cargas dos pilares considerando a hipótese de apoio indeslocável;
2. A partir dessas cargas, estimar os recalques desconsiderando a ISE;
3. Obter os coeficientes de mola iniciais em cada um dos pilares;
4. Por conseguinte, recalculer a superestrutura considerando os apoios elásticos, conforme obtidos pela relação carga/recalque;
5. A partir das novas cargas provenientes da superestrutura sobre apoios elásticos, estimar os novos recalques para o novo sistema de carga, desconsiderando a influência da rigidez da superestrutura;
6. Novamente, calcula-se os novos coeficientes de mola a partir dos recalques do item anterior. O processo se repete até a convergência, conforme figura 64.

Figura 64 - Metodologia de análise da ISE adotada nessa dissertação.



Fonte: O autor (2021).

6.1 ANÁLISE DOS RECALQUES

A tabela 16 ilustra os recalques da edificação na hipótese de apoios indeslocáveis, conforme determinado pelo método de Aoki e Lopes (1975).

Tabela 16 - Estimativa dos recalques utilizando Aoki e Lopes (1975) – apoios indeslocáveis.

Pilar	Carga do modelo numérico (kN)	Recalque estimado (cm)	Pilar	Carga do modelo numérico (kN)	Recalque estimado (cm)
P1	203.2	0.57	P22	948.9	1.82
P2	216.6	0.60	P23	1092.5	2.10
P3	940.6	1.33	P24	1440	2.46
P4	855	1.27	P25	546.6	1.15
P5	746.8	1.05	P26	624.7	1.31
P6	506.9	0.77	P27	1690.1	2.55
P7	1007.8	1.93	P28	984.3	1.89
P8	1023.8	2.19	P29	1002	1.92
P9	1112.4	2.14	P30	977.8	1.87
P10	1170.3	2.25	P31	1184.7	2.28
P11	500.9	1.05	P32	492.4	1.03
P12	230.0	0.65	P33	225.2	0.63
P13	624.1	0.95	P34	700.3	0.98
P14	1002.3	1.92	P35	897.5	1.27
P15	978.9	1.88	P36	884.2	1.69
P16	1024.4	1.97	P37	1007.1	1.93
P17	1207.6	2.32	P38	1031.8	1.98
P18	548.5	1.15	P39	1023.1	1.96
P19	640.8	1.35	P40	814.5	1.21
P20	1798.4	2.73	P41	180.8	0.50
P21	933.4	1.79	P42	160.8	0.45

Fonte: O autor (2021).

Conforme descrito anteriormente, essa tabela expressa a metodologia convencional de projeto e determinação dos recalques sem a consideração da interação solo-estrutura, considerando o modelo numérico baseado no projeto original.

A tabela 17, por sua vez, ilustra os recalques da edificação considerando a primeira interação da análise após a determinação dos coeficientes de rigidez e aplicados em forma de mola, conforme modelo de Winkler, nos apoios dos pilares no modelo numérico adotado.

Tabela 17 - Estimativa dos recalques utilizando Aoki e Lopes (1975) – apoios elásticos – 1ª interação.

Pilar	Carga do projeto modelado (kN)	Recalque estimado (cm)	Pilar	Carga do projeto modelado (kN)	Recalque estimado (cm)
P1	435.41	1.24	P22	855.06	1.63
P2	411.36	1.16	P23	1,057.16	2.03
P3	726.06	1.02	P24	1,382.57	2.36
P4	720.19	1.06	P25	636.43	1.34
P5	659.39	0.93	P26	753.90	1.59
P6	630.00	0.96	P27	1,423.81	2.15
P7	1,018.77	1.96	P28	993.01	1.90
P8	937.26	1.99	P29	990.72	1.90
P9	994.15	1.91	P30	799.66	1.52
P10	1,174.66	2.27	P31	1,162.13	2.25
P11	591.22	1.24	P32	607.60	1.28
P12	398.50	1.12	P33	416.14	1.67
P13	737.82	1.12	P34	622.37	0.87
P14	997.67	1.91	P35	687.74	0.97
P15	840.91	1.60	P36	904.45	1.73
P16	954.00	1.83	P37	1,010.05	1.94
P17	1,204.67	2.33	P38	967.60	1.85
P18	638.19	1.34	P39	1,015.22	1.95
P19	772.55	1.63	P40	661.83	0.98
P20	1,458.56	2.19	P41	387.59	1.15
P21	948.88	1.82	P42	411.49	1.16

Fonte: O autor (2021).

Os valores de carga e recalque convergiram na segunda interação, havendo diferenças menores que 1%, sendo satisfatório para o escopo dessa dissertação.

A tabela 18 sintetiza um comparativo entre os recalques da hipótese de apoio indeslocável e os valores convergidos da interação solo-estrutura (ISE).

Tabela 18 - Comparativo entre os recalques da hipótese de apoio indeslocável e a ISE.

Pilar	Recalque – sem ISE (cm)	Recalque – com ISE (cm)	Pilar	Recalque – sem ISE (cm)	Recalque – com ISE (cm)
P1	0.57	1.24	P22	1.82	1.63
P2	0.60	1.16	P23	2.10	2.03
P3	1.33	1.02	P24	2.46	2.36
P4	1.27	1.06	P25	1.15	1.34
P5	1.05	0.93	P26	1.31	1.59
P6	0.77	0.96	P27	2.55	2.15
P7	1.93	1.96	P28	1.89	1.90
P8	2.19	1.99	P29	1.92	1.90
P9	2.14	1.91	P30	1.87	1.52
P10	2.25	2.27	P31	2.28	2.25
P11	1.05	1.24	P32	1.03	1.28
P12	0.65	1.12	P33	0.63	1.67
P13	0.95	1.12	P34	0.98	0.87
P14	1.92	1.91	P35	1.27	0.97
P15	1.88	1.60	P36	1.69	1.73
P16	1.97	1.83	P37	1.93	1.94
P17	2.32	2.33	P38	1.98	1.85
P18	1.15	1.34	P39	1.96	1.95
P19	1.35	1.63	P40	1.21	0.98
P20	2.73	2.19	P41	0.50	1.15
P21	1.79	1.82	P42	0.45	1.16
Média				1.54	1.59
Desvio padrão				0.63	0.45
Coeficiente de variação				49.91%	28,31%

Fonte: O autor (2021).

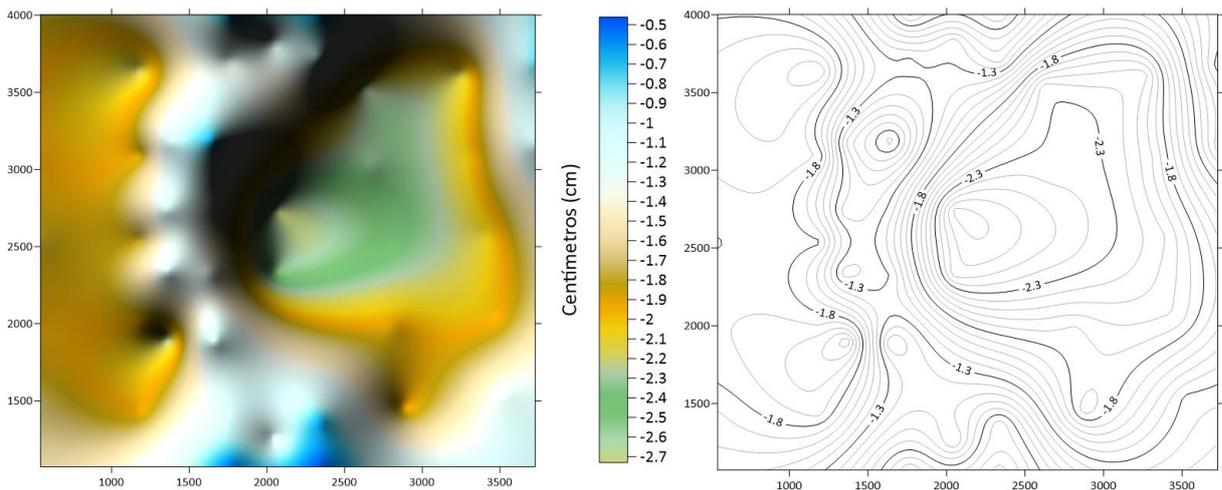
É importante destacar que a média dos valores dos recalques verticais dos pilares, nos dois casos analisados, são imediatamente próximos. Isso é esperado, pois as cargas da edificação são redistribuídas conforme afirmou Gusmão (1994).

O desvio padrão, bem como o coeficiente de variação, tendem a reduzir quando se considera o efeito da rigidez da estrutura e sua interação com o solo de fundação. Esse comportamento também é esperado, conforme os estudos indicados por Gusmão (1994) e Patrício (2019), cujos efeitos da dispersão, em outras palavras, o recalque diferencial, tendem a reduzir com o efeito da interação solo-estrutura.

Gusmão (1994) afirma que podemos analisar o desempenho de uma edificação associando-a através de dois modelos: um que represente o valor médio dos recalques, e outro que represente a sua distribuição (interação solo-estrutura). No primeiro caso, valor médio dos recalques, temos que o recalque absoluto médio seja em função tão somente do carregamento total da estrutura e das propriedades de deformação do terreno. A distribuição dos recalques, por sua vez, é associada à dispersão da curva de frequência dos recalques.

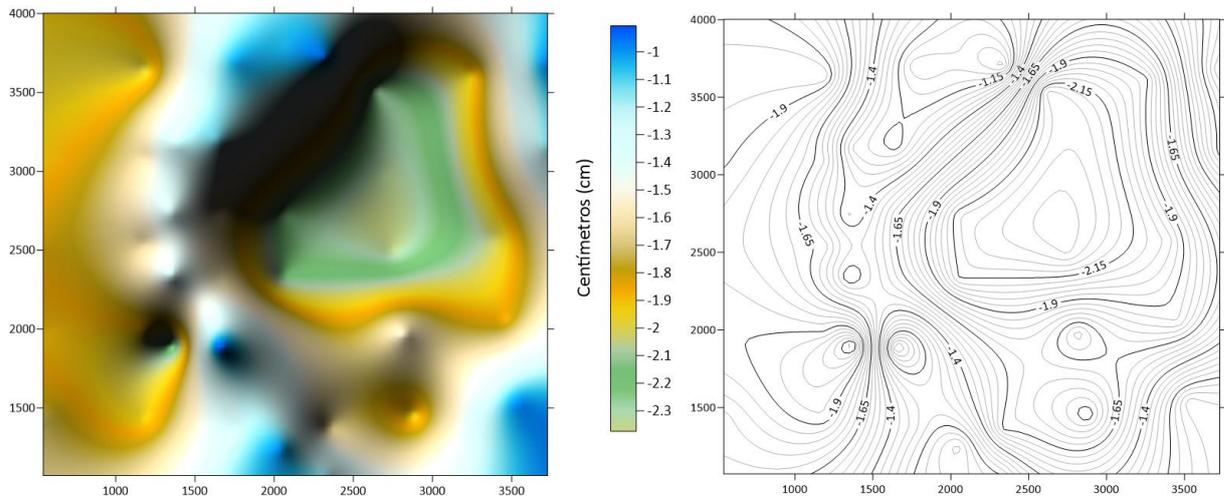
Uma forma interessante de verificar a tendência de uniformização dos recalques é através das curvas de iso-recalques nas duas situações. As figuras 65 e 66 ilustram, na devida ordem, o desenvolvimento de recalque (em centímetros) em planta da edificação sem a consideração da ISE e com a consideração da ISE.

Figura 65 - Desenvolvimento de recalque em planta da edificação sem a consideração da ISE.



Fonte: O autor (2021).

Figura 66 - Desenvolvimento de recalque em planta da edificação com a consideração da ISE.



Fonte: O autor (2021).

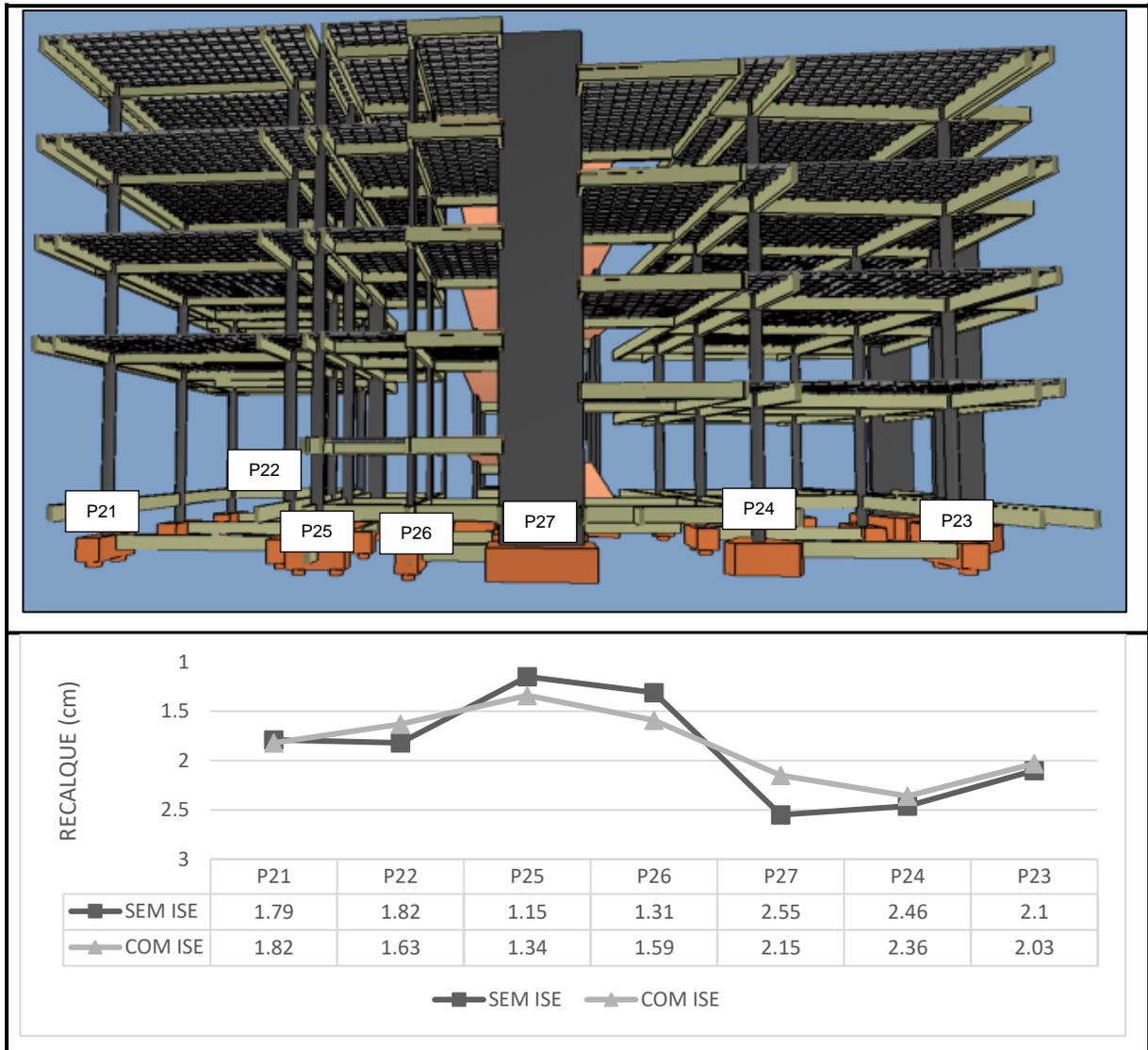
Verifica-se que em ambas as situações, os maiores recalques encontram-se na região central da edificação especificamente próximo ao pilar de maior solicitação onde justamente foi realizado a Prova de Carga Estática (PCE), conforme descritos nos capítulos anteriores.

É possível verificar, comparando as figuras 65 e 66, a tendência de uniformização dos recalques quando se considera a interação solo-estrutura, pois é nítido a suavização das isolinhas, realçando que os recalques diferenciais foram reduzidos (GUSMÃO, 1994; HOLANDA, 2000; IWAMOTO, 2000; LIMA, 2008).

Essa uniformização é mais bem visualizada na figura 67, ilustrando um recorte esquemático e os níveis de recalques em cada um dos pilares, considerando a região principal com o pilar de maior solicitação.

É importante ressaltar que, embora não abordado nesta dissertação, o recalque médio aumenta com o avanço das etapas construtivas. Ao mesmo tempo em que se observa o aumento do recalque médio, por efeito do carregamento, a variabilidade (também pode ser vista pelo coeficiente de variação) tende a diminuir com o avanço da construção. Isso ocorre justamente devido ao aumento gradativo da rigidez da edificação com o tempo, fazendo presente, cada vez mais, a interação solo-estrutura.

Figura 67 - Recorte esquemático e recalques para uma região da edificação analisada.



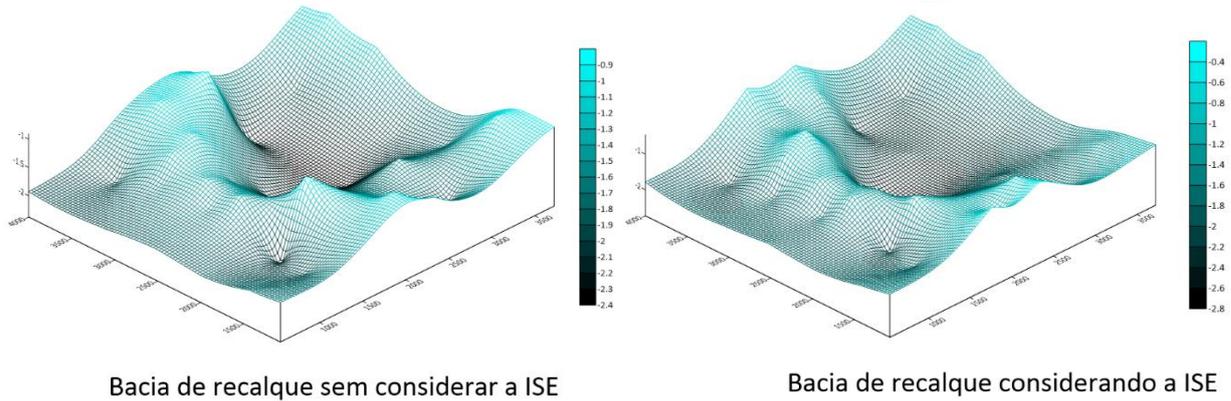
Fonte: O autor (2021).

Quanto às rotações, a edificação, na metodologia convencional, teve rotações próximas ao limite indicado por Bjerrum (1963). Entretanto, era de se esperar as primeiras fissuras na edificação, o que não ocorreu. A fissura existente, conforme indicada em capítulo anterior não possui origem devido os recalques. Mais adiante será debatido os aspectos técnicos sobre as rotações na edificação analisada.

O efeito da interação solo estrutura reduziu, conforme visto anteriormente, os recalques diferenciais, gerando rotações menores que o previsto. Isso justifica o estado atual da edificação, pois não foi encontrado problemas estruturais no prédio em análise.

A figura 68 ilustra as bacias de recalques nas duas situações: com ISE e sem ISE. É possível verificar com maior clareza a tendência de uniformização dos recalques, bem como a distribuição dos carregamentos quando se considera a rigidez da superestrutura.

Figura 68 - Comparação das bacias de recalques considerando a ISE (figura à esquerda) e não considerando a ISE (figura à direita).

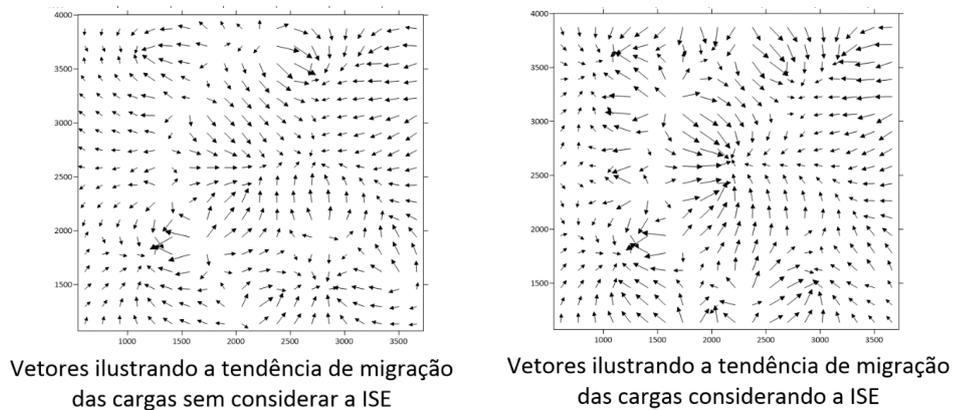


Fonte: O autor (2021).

Conforme é possível observar, houve a suavização da bacia de recalque considerando a ISE em comparação com a metodologia convencional. É nítido, principalmente na região frontal da edificação, a suavização dos recalques.

A figura 69 ilustra a tendência de migração das cargas em forma de vetores, sendo possível associar ao alívio e acréscimo de carregamento nos pilares da edificação.

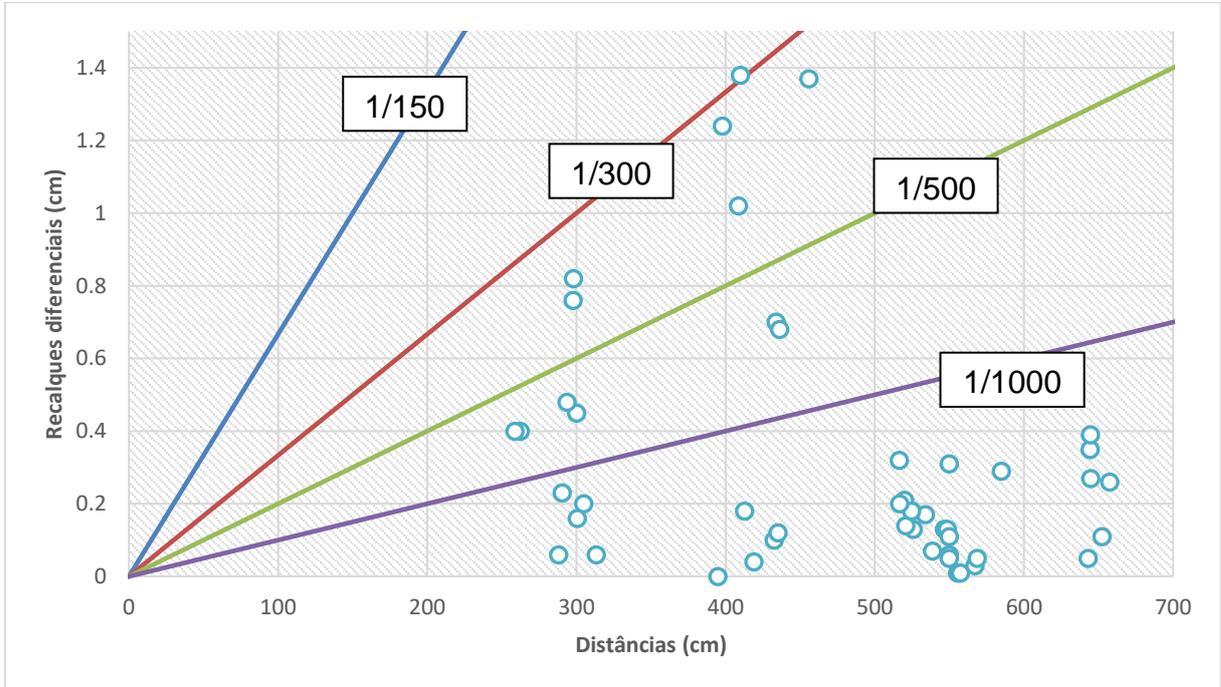
Figura 69 - Tendência de migração das cargas com ISE (esquerda) e sem ISE (direita).



Fonte: O autor (2021).

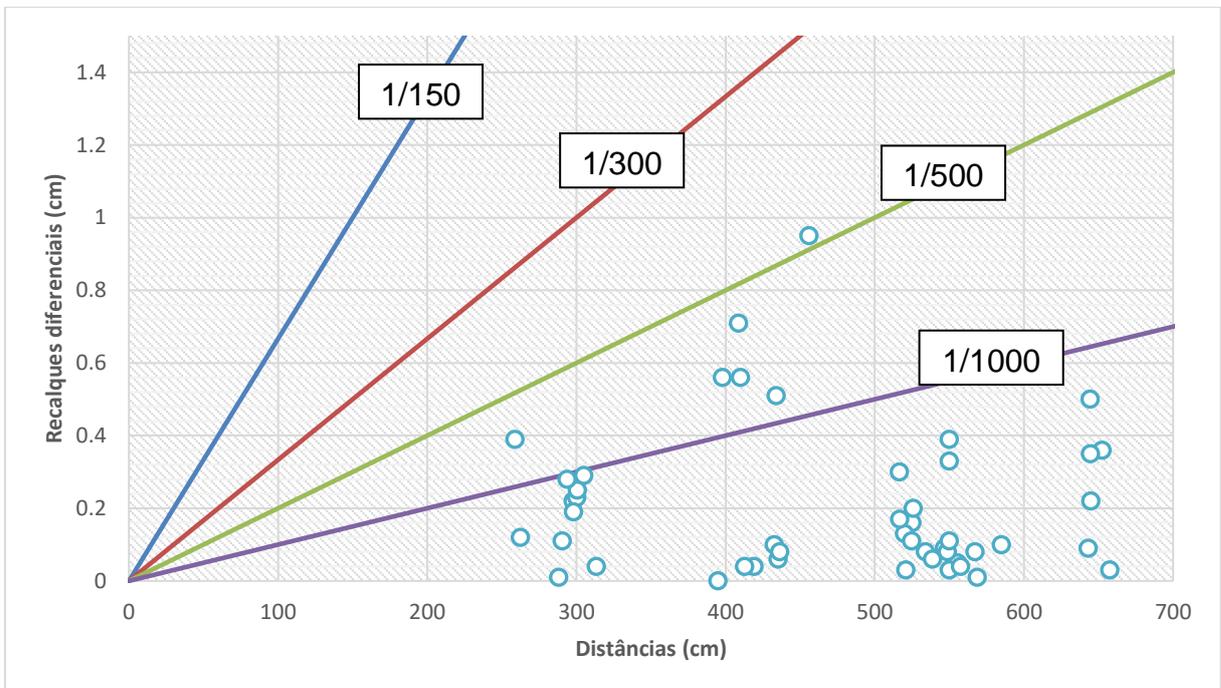
As figuras 70 e 71 ilustram, na devida ordem, as rotações considerando as hipóteses de apoios indeslocáveis e levando em consideração a ISE.

Figura 70 – Rotações determinadas na metodologia tradicional – SEM ISE.



Fonte: O autor (2021).

Figura 71 – Rotações determinadas com apoios elásticos – COM ISE.



Fonte: O autor (2021).

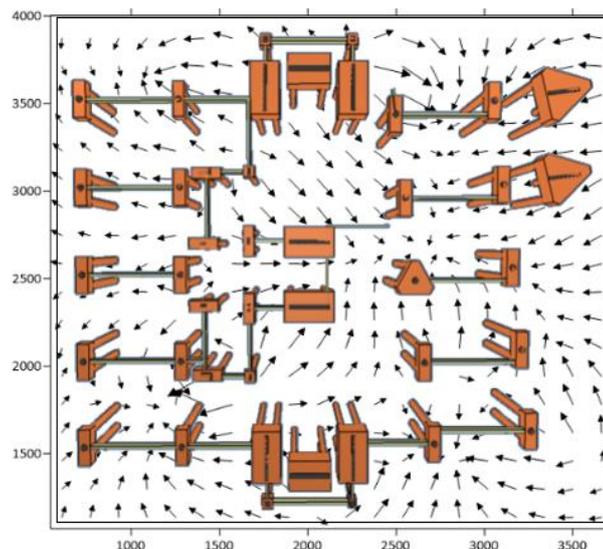
Como é possível observar, as rotações também refletem a uniformização dos recalques, reduzindo, assim, os recalques diferenciais. Na hipótese de apoios indeslocáveis tem-se que as maiores rotações estão próximas de $1/300$, limite no qual já se pode esperar as primeiras fissuras nos painéis. Em outras palavras, se considerasse os apoios indeslocáveis, deveria haver fissuração em algumas alvenarias da edificação, o que não ocorreu, conforme vistoria realizada.

Já com a consideração da ISE, as maiores distorções estão próximas de $1/500$, sendo a distorção indicada por Bjerrum (1963) como o limite aceitável. A edificação, conforme vistorias realizadas, mostra-se com o comportamento previsto pela interação solo-estrutura, pois não foi constatada fissuração ou trincas nos painéis de alvenaria nem em elementos estruturais.

Aoki (1987) afirmou que há uma distribuição de carga nos apoios, havendo uma transferência de carga dos apoios que tendem a recalcar mais para os apoios que tendem a recalcar menos, sendo que esse acréscimo pode ser muito importante para a estabilidade global da estrutura.

A figura 72 ilustra a planta de fundações e os vetores de migração, realçando a tendência de migração das cargas, bem como a uniformização dos recalques.

Figura 72 - Planta de fundações e os vetores de migração de cargas.



Fonte: O autor (2021).

6.2 ANÁLISE DAS CARGAS NOS PILARES

A tabela 19 ilustra um comparativo das cargas nos pilares considerando a ISE e sem considerar a ISE.

Tabela 19 - Comparativo entre os recalques da hipótese de apoio indeslocável e a ISE.

Pilar	Carga – sem ISE (kN)	Carga – com ISE (kN)	Pilar	Carga – sem ISE (kN)	Carga – com ISE (kN)
P1	203.2	435.41	P22	948.9	855.06
P2	216.6	411.36	P23	1092.5	1,057.16
P3	940.6	726.06	P24	1440	1,382.57
P4	855	720.19	P25	546.6	636.43
P5	746.8	659.39	P26	624.7	753.90
P6	506.9	630.00	P27	1690.1	1,423.81
P7	1007.8	1,018.77	P28	984.3	993.01
P8	1023.8	937.26	P29	1002	990.72
P9	1112.4	994.15	P30	977.8	799.66
P10	1170.3	1,174.66	P31	1184.7	1,162.13
P11	500.9	591.22	P32	492.4	607.60
P12	230.0	398.50	P33	225.2	416.14
P13	624.1	737.82	P34	700.3	622.37
P14	1002.3	997.67	P35	897.5	687.74
P15	978.9	840.91	P36	884.2	904.45
P16	1024.4	954.00	P37	1007.1	1,010.05
P17	1207.6	1,204.67	P38	1031.8	967.60
P18	548.5	638.19	P39	1023.1	1,015.22
P19	640.8	772.55	P40	814.5	661.83
P20	1798.4	1,458.56	P41	180.8	387.59
P21	933.4	948.88	P42	160.8	411.49
Média				837.67	833.25
Desvio padrão				381.38	279.02
Coeficiente de variação				45,53%	33,48%

Fonte: O autor (2021).

Similarmente ao que aconteceu com os recalques, a média entre os dois modelos é semelhante, conforme esperado. Houve uma redução da variação entre as cargas dos pilares, conforme pode ser visualizado pelo coeficiente de variação e o desvio padrão dos resultados. A tabela 20 ilustra os acréscimos e alívios de carga nos pilares.

Tabela 20 - Acréscimo/Alívio nas cargas dos pilares para o modelo com ISE e sem ISE.

Pilar	Acréscimo (+) Alívio (-) (%)	Pilar	Acréscimo (+) Alívio (-) (%)	Pilar	Acréscimo (+) Alívio (-) (%)
P1	+114.28	P15	-14.10	P29	-1.13
P2	+89.92	P16	-6.87	P30	-18.22
P3	-22.81	P17	-0.24	P31	-1.91
P4	-15.77	P18	+16.35	P32	+23.40
P5	-11.70	P19	+20.56	P33	+84.79
P6	+24.28	P20	-18.90	P34	-11.13
P7	+1.09	P21	+1.66	P35	-23.37
P8	-8.45	P22	-9.89	P36	+2.29
P9	-10.63	P23	-3.23	P37	+0.29
P10	+0.37	P24	-3.99	P38	-6.22
P11	+18.03	P25	+16.43	P39	-0.77
P12	+73.26	P26	+20.68	P40	-18.74
P13	+18.22	P27	-15.76	P41	+114.38
P14	-0.46	P28	+0.88	P42	+155.90

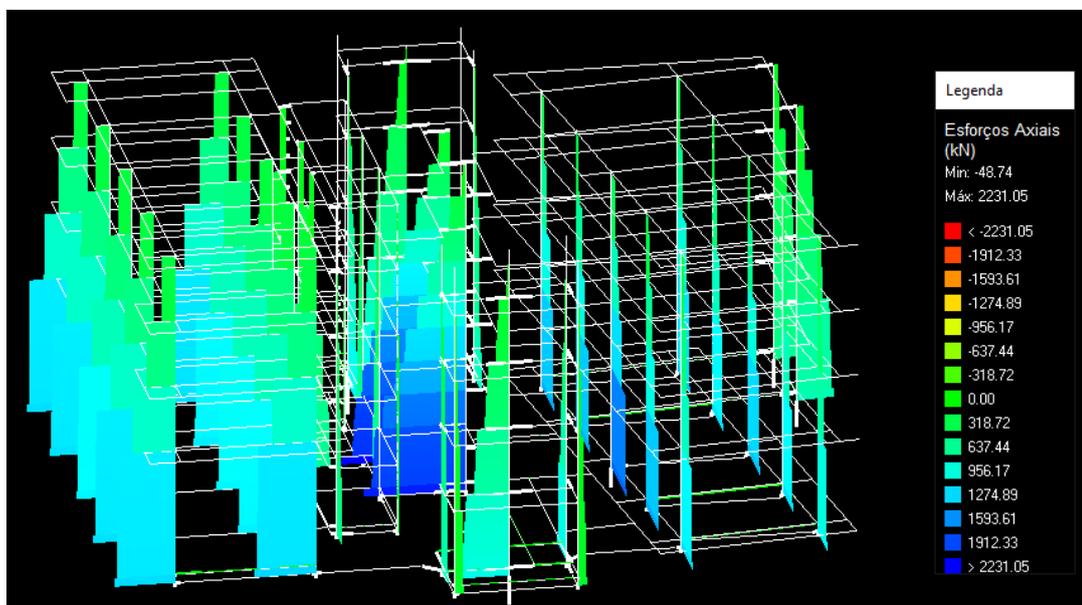
Fonte: O autor (2021).

Conforme pode ser visto, houve aumento significativo nas cargas dos pilares da edificação em geral, em especial no pilar P42 que teve quase 160% de acréscimo, sendo um pilar periférico, sentido da distribuição das cargas, conforme pode ser vista na figura 72. Dentre todos os pilares, praticamente na metade deles houveram acréscimos e na outra metade houveram alívios das cargas. Sendo mais específico, 20 pilares sofreram acréscimos e 22 pilares sofreram alívios das cargas.

Em média, houve um acréscimo geral de 40% nas cargas de todos os pilares, sendo valores significativos para o modelo estrutural da edificação. Esse aumento ocorre devido justamente a uniformização dos recalques por motivos já debatidos.

A figura 73 mostra o pórtico espacial da edificação para a hipótese de apoios indeslocáveis (análise sem considerar a interação solo-estrutura), podendo verificar os esforços axiais, em kN (quilonewton), em cada um dos pilares.

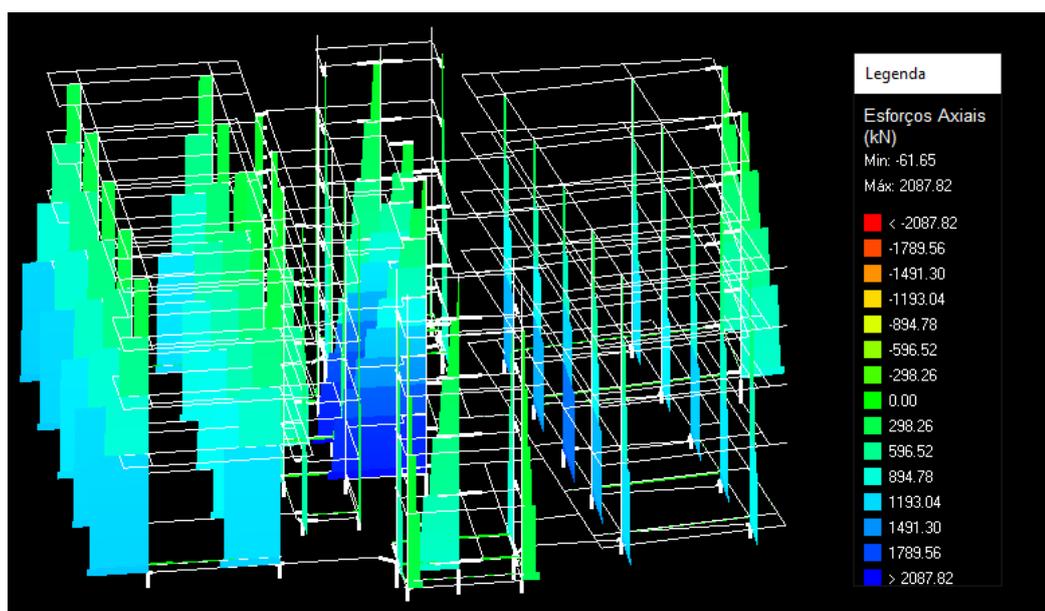
Figura 73 - Pórtico espacial e os esforços axiais nos pilares no modelo de apoio indeslocáveis.



Fonte: O autor (2021).

A figura 51, por sua vez, ilustra o pórtico espacial com apoios elásticos, considerando a interação solo estrutura, também em kN (quilonewton).

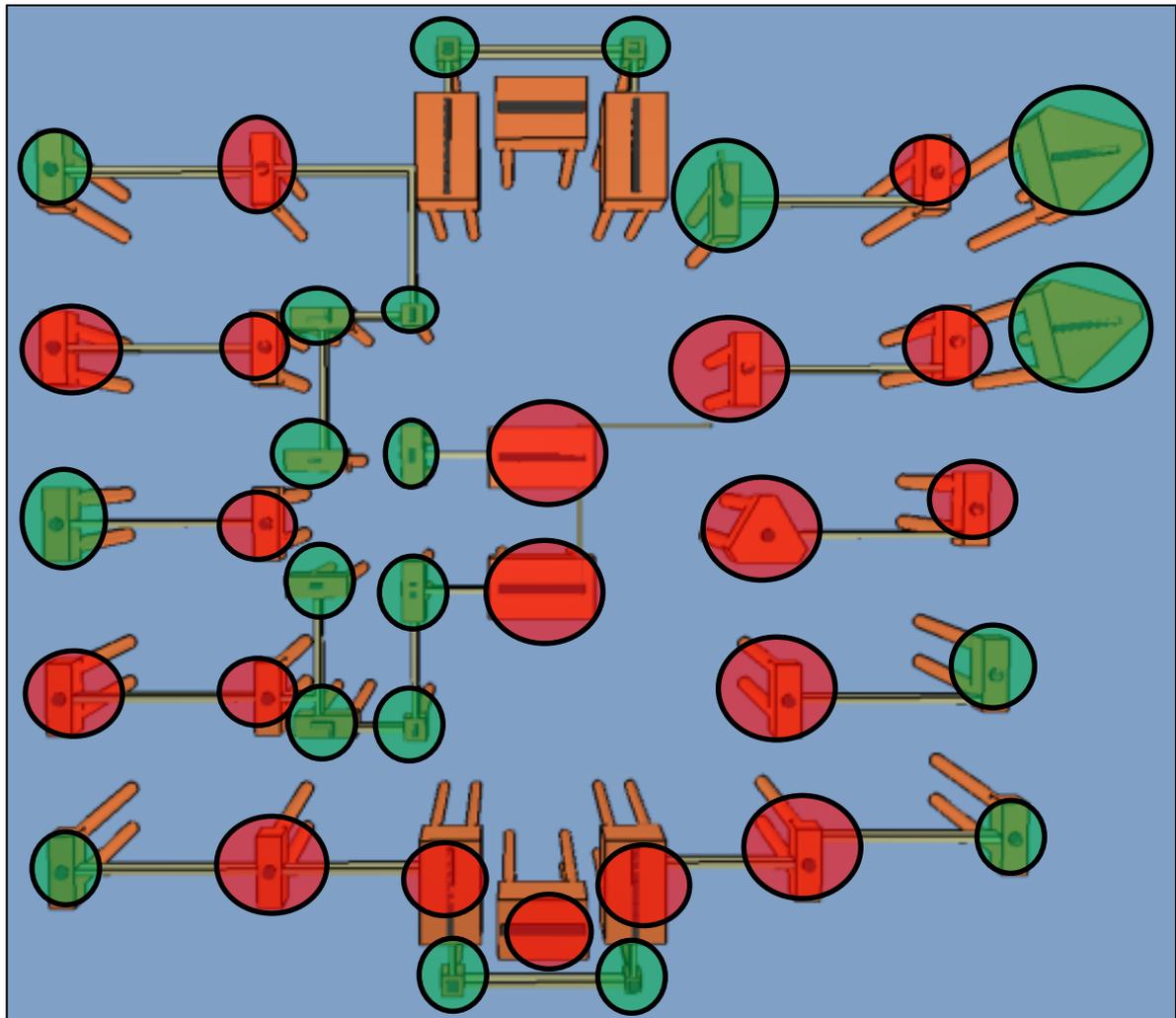
Figura 74 - Pórtico espacial e os esforços axiais nos pilares no modelo de apoio elástico.



Fonte: O autor (2021).

É possível verificar a tendência de distribuição das cargas, partindo da região central para a região leste da edificação, região com cargas menores. Percebe-se uma redução do valor máximo dos esforços axiais, isso se justifica devido à redistribuição das cargas. A figura 75 ilustra de uma forma mais clara todos os pilares que sofreram acréscimo (verde) e decréscimo (vermelho) de tensão, refletindo o sentido das cargas.

Figura 75 - Indicação dos pilares que sofreram acréscimo e decréscimo de cargas.



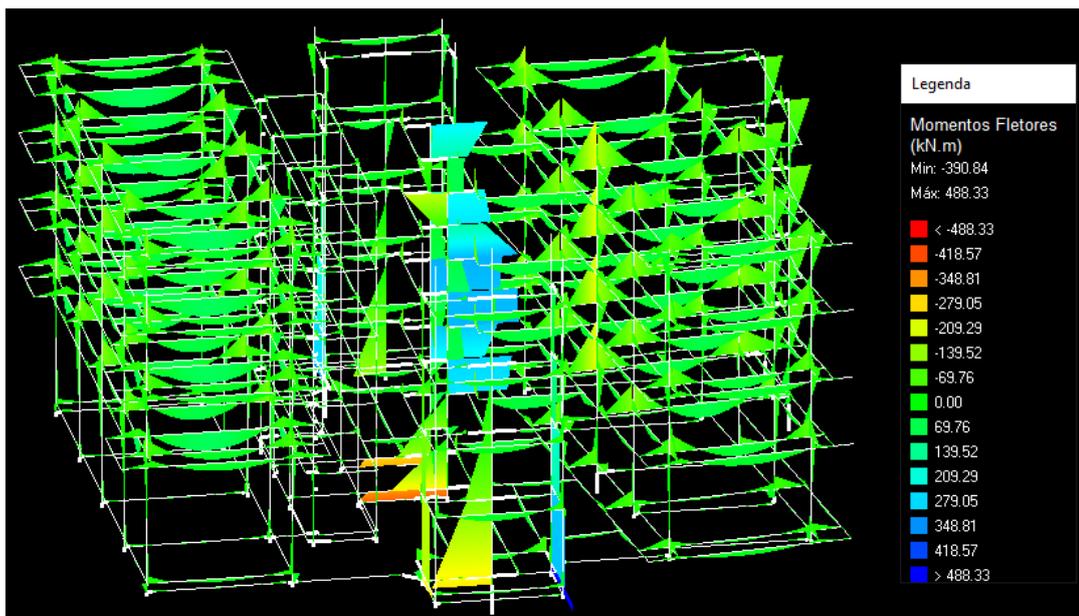
Fonte: O autor (2021).

Comparando a figura 75 com as curvas de isorecalques (figuras 65, 66 e 72), percebe-se que a região central, sendo a região com maior solicitação e com maiores recalques na hipótese de apoios indesejáveis (sem ISE), sofreu um alívio de cargas, sendo redistribuídas para as regiões indicadas pela figura 75. Nos pilares periféricos, P01 (114%), P02 (89%), P41 (114%) e P42 (155%) houveram os acréscimos mais significativos, pois a direção norte-sul da edificação é de menor rigidez.

6.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

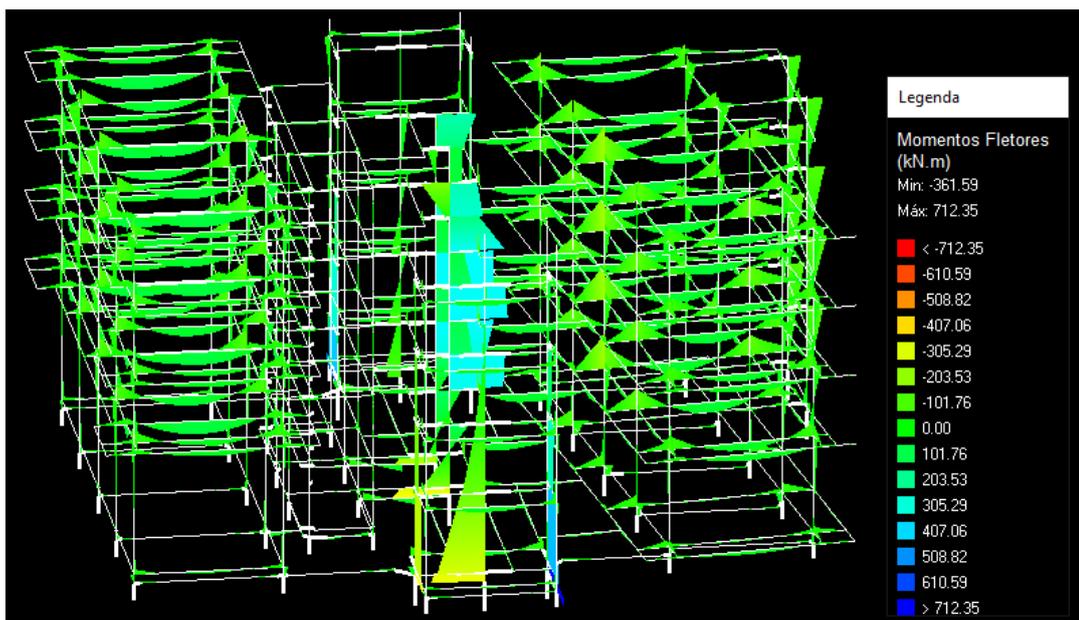
As figuras 76 e 77 ilustram, na devida ordem, o pórtico espacial e a indicação de todos os momentos fletores da edificação (vigas e pilares) para a consideração de apoios fixos e o pórtico espacial considerando os apoios elásticos.

Figura 76 - Momentos fletores no pórtico espacial sem considerar a ISE.



Fonte: O autor (2021).

Figura 77 - Momentos fletores no pórtico espacial considerando a ISE.

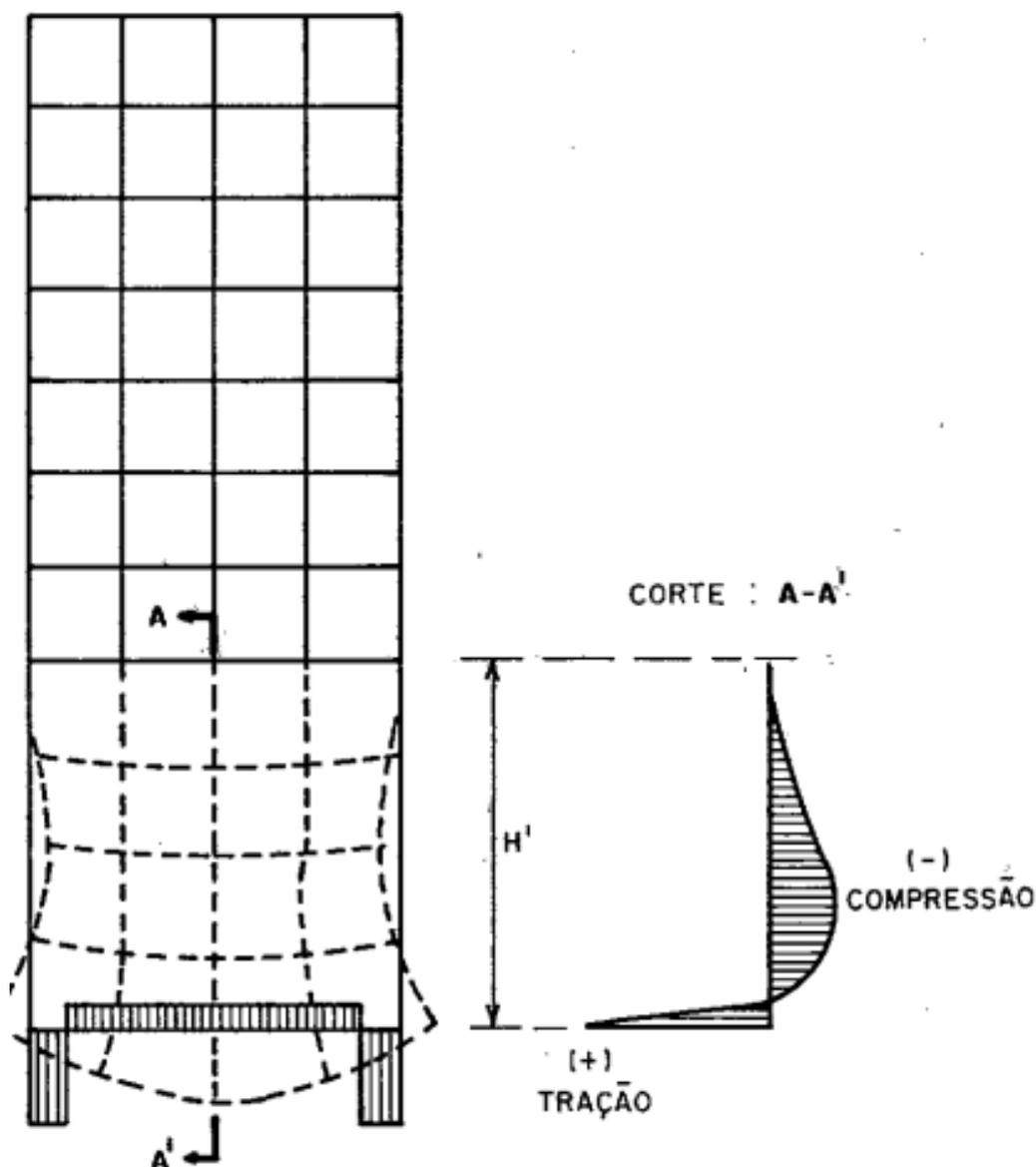


Fonte: O autor (2021).

Olhando de forma geral para os pórticos das duas figuras supracitadas, em especial as vigas, é possível ver o aumento de momento fletor em vários pontos da edificação. Isso reflete a importância, quanto ao aspecto estrutural, da interação solo-estrutura, conforme debatido por Borges (2009).

É importante destacar, conforme Goshy (1978), que a tendência de uniformização dos recalques tem maior influência nos primeiros pavimentos, pois a estrutura se comporta semelhantemente a uma viga parede. Nesse sentido, as partes mais baixas da edificação sofreram deformações apenas à flexão, conforme a figura 78.

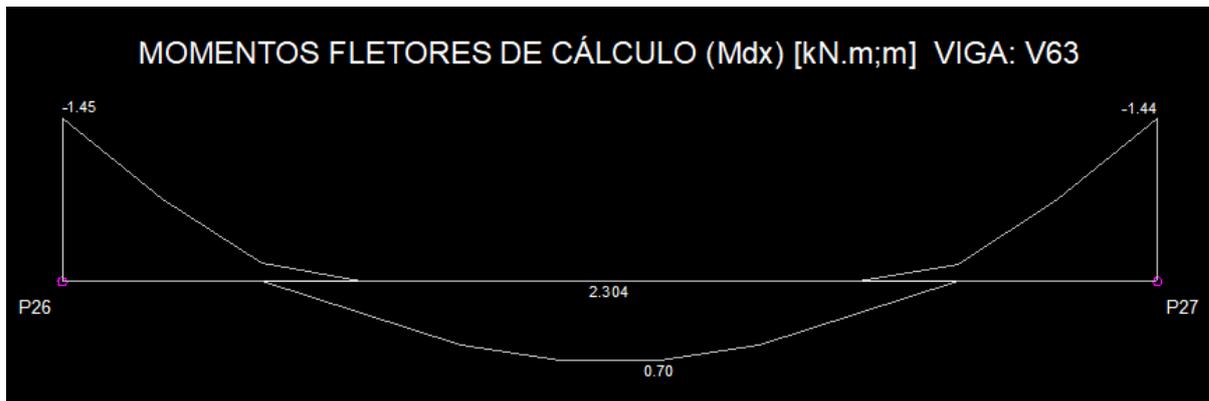
Figura 78 - Modelo de analogia de viga parede.



Fonte: Goshy (1978).

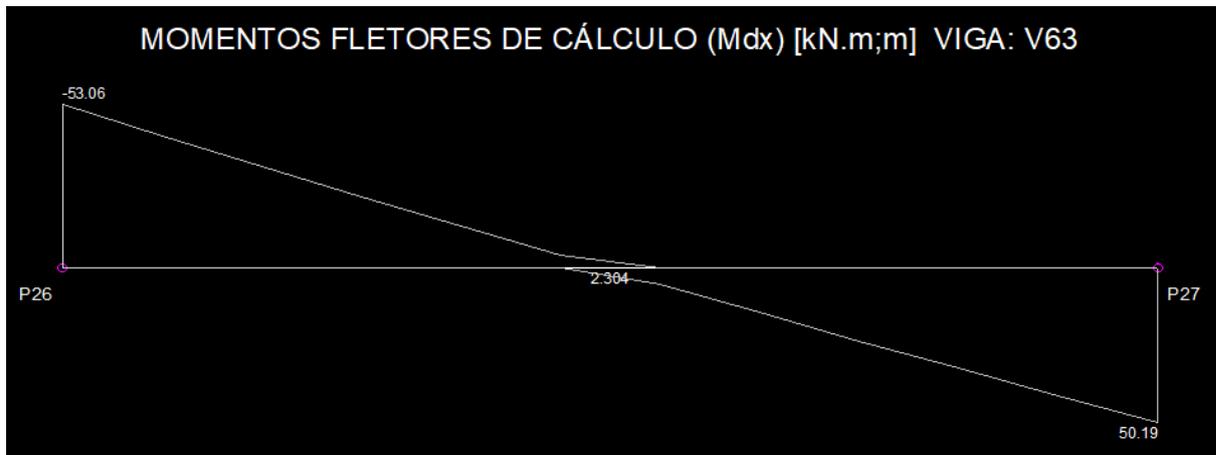
Em especial a cinta 63, ligada ao bloco que se realizou a PCE, teve mudanças significativas, pois ela está diretamente em contato com o pilar de maior solicitação. As figuras 79 e 80 ilustram, na devida ordem, o momento fletor na hipótese de apoio indeslocáveis e na consideração da interação solo-estrutura.

Figura 79 - Momento fletor da viga 63 sem a consideração da ISE.



Fonte: O autor (2021).

Figura 80 - Momento fletor da viga 63 com a consideração da ISE.



Fonte: O autor (2021).

Em ambos os modelos, a viga 63 tinha o mesmo carregamento aplicado de 2,5 kN/m. Entretanto, devido ao recalque diferencial, houve um incremento de esforço na seção, fazendo com que mude totalmente o formato dos esforços de momento fletor, bem como o cisalhamento na consideração de engastamento da viga. O esforço negativo passou de -1,45 kN.m para -53,06 kN.m. O esforço positivo que antes era de 0,70 kN.m passou para 50,19 kN.m, também muito expressivo, considerando o deslocamento para o pilar P27. Esse aumento justifica-se pelo pequeno vão entre os pilares P26 e P27, sendo de 2,30 metros, sendo o mais crítico do projeto.

A tabela 21 ilustra o comparativo de dimensionamento estrutural da cinta V63 entre os pilares P26 e P27, mostrando em termos práticos a diferença de se considerar a interação solo-estrutura (ISE).

Tabela 21 - Comparação do dimensionamento estrutural da viga 63 com ISE e sem ISE.

Parâmetros	V63 (sem ISE)	V63 (com ISE)
Momento de cálculo positivo (Md)	27,82 kN.m	50,19 kN.m
Área de aço para o momento positivo (As)	1,50 cm ²	2,61 cm ²
Porcentagem da armadura positiva	0,16 %	0,25 %
Momento de cálculo negativo (Md)	27,82 kN.m	53,06 kN.m
Área de aço para o momento negativo (As)	1,50 cm ²	2,79 cm ²
Porcentagem da armadura negativa	0,16 %	0,30 %

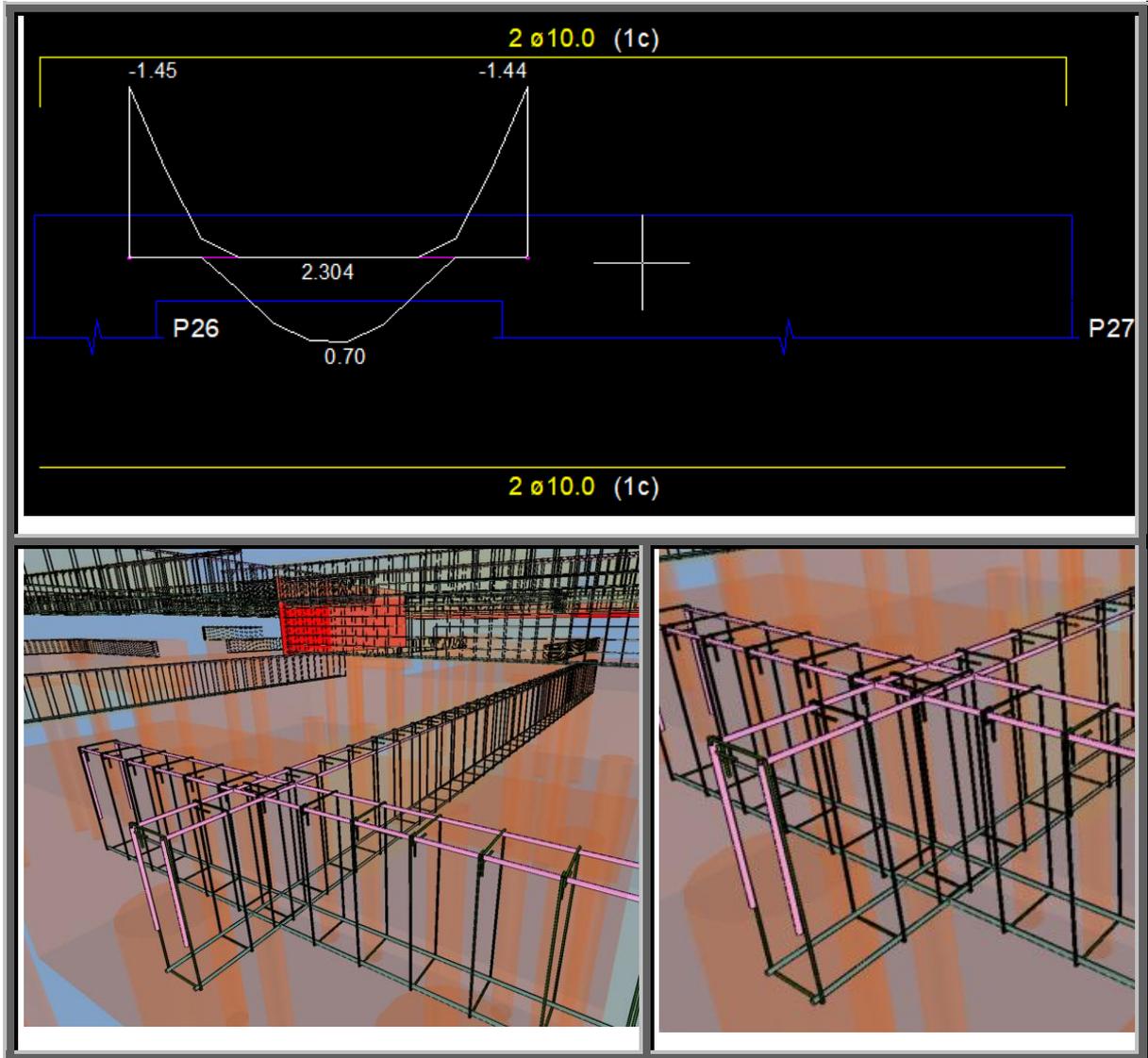
Fonte: O autor (2021).

É importante ressaltar, que a viga, conforme figura 79 (sem considerar a ISE), resultou em valores de momentos abaixo do mínimo exigido pela NBR 6118:2014, isto é, foi utilizando o momento e taxa de armadura mínimas para dimensionar. Em outras palavras, se não houvesse o momento mínimo exigido pela normatização brasileira, a armadura prevista seria muito inferior que o comportamento real da estrutura, considerando a análise da interação solo-estrutura.

É importante ressaltar que não foi encontrado nos arquivos disponibilizados do projeto estrutural da edificação em análise, o detalhamento das cintas, sendo as mais importantes para o efeito da interação solo-estrutura. Não foi possível verificar a possibilidade de redução de desempenho estrutural, pois não se sabe efetivamente como foi detalhado no projeto estrutural executado. Não obstante, em comparação com o modelo numérico adotado nessa dissertação, buscando ser o mais próximo possível do projeto estrutural original, é possível comparar o detalhamento.

A figura 81 ilustra o detalhamento típico da viga 63 na hipótese de apoio indeslocável (sem considerar a interação solo-estrutura), bem como sua ilustração tridimensional da disposição das armaduras, considerando que os apoios sejam engastados.

Figura 81 - Detalhamento da viga V63 sem considerar a ISE.

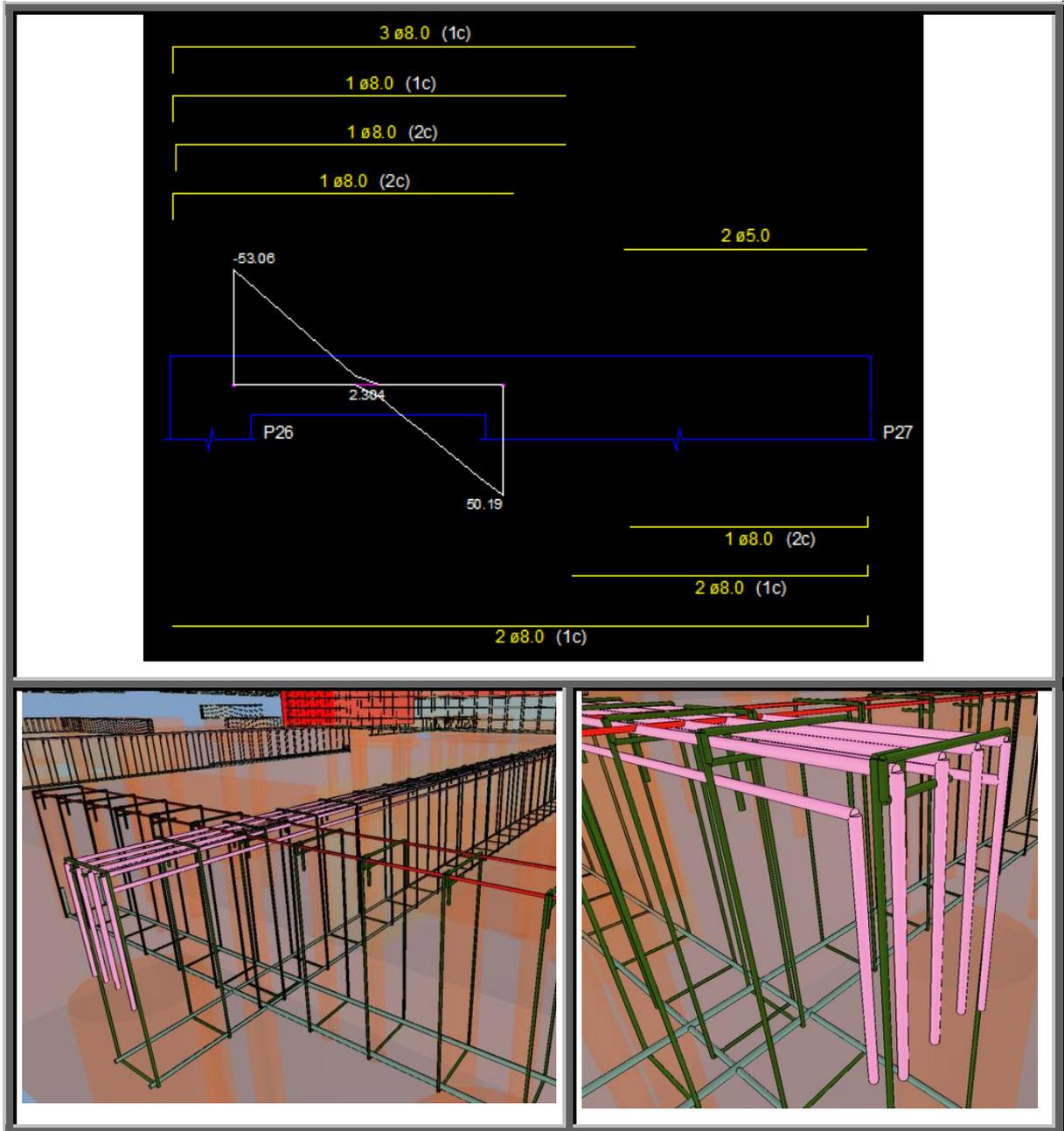


Fonte: O autor (2021).

Como se pode observar, e o que o diagrama de momento fletor realça, é um detalhamento típico de uma viga biengastada, podendo o projetista da edificação original ter detalhado como um apoio flexível, mas não é possível afirmar isso sem o detalhamento da viga 63. Não é possível definir como o projetista considerou o apoio das cintas, pois não se teve acesso ao detalhamento original das cintas. Vale ressaltar, mais uma vez, que no dimensionamento da V63 na hipótese de apoio indeslocável, utilizou-se a armadura mínima.

A figura 82, por sua vez, ilustra o detalhamento da viga 63 na hipótese de apoio elástico (considerando a interação solo-estrutura), bem como sua ilustração tridimensional da disposição das armaduras.

Figura 82 - Detalhamento da viga V63 com a consideração da ISE.



Fonte: O autor (2021).

É fácil perceber que agora, considerando a ISE, teve-se uma concentração de esforços nos apoios, justamente devido o incremento aplicado com os recalques diferenciais na viga. Isso pode também ser verificado no diagrama de momento fletor da viga, ilustrado anteriormente na figura 80.

Isso se justifica pois o recalque diferencial introduzirá um momento fletor adicional na viga, o que pode ser constatado que o carregamento permaneceu constante. Alonso (1991) indicou a seguinte expressão matemática que mostra o acréscimo de momento máximo, considerando as vigas biengastadas:

$$M = \frac{6 \cdot E \cdot I}{l^2} \cdot \Delta \quad (22)$$

Sendo, E o módulo de elasticidade do concreto, I o momento de inércia da seção, l o vão entre os apoios e delta o recalque diferencial. Utilizando a expressão acima, tem-se que o acréscimo de tensão máximo para o recalque diferencial na viga 63, considerando de forma biengastada.

Após o cálculo, o acréscimo de tensão, conforme fórmula acima, foi de 38,77 kN.m. Embora não é o valor exato de acréscimo (25,24 kN.m), mas é possível verificar o acréscimo de tensão causado pelo recalque diferencial existente.

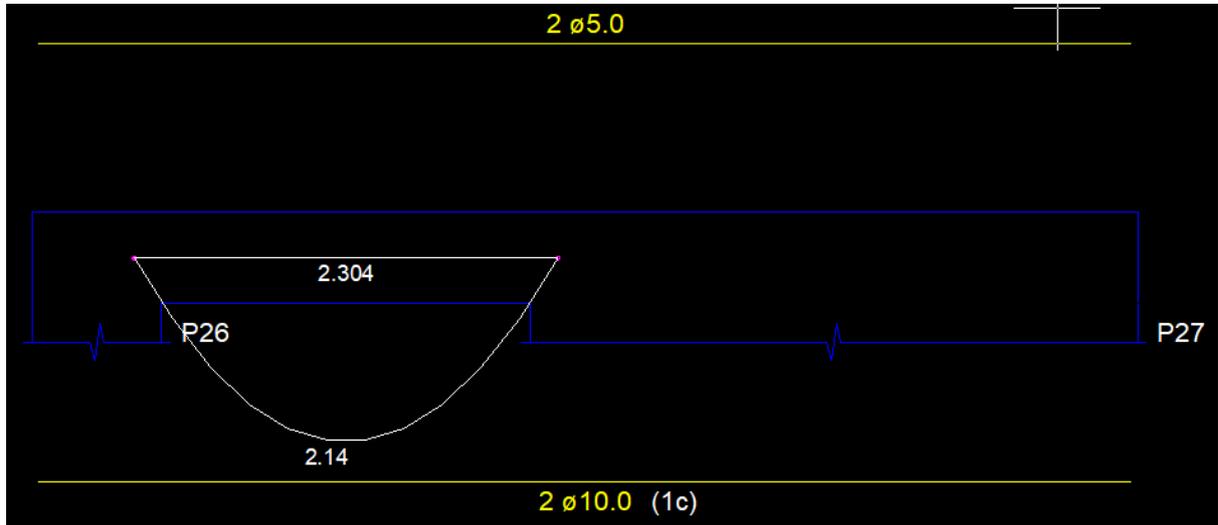
É importante ressaltar que a comparação realizada com a viga 63, considerando e não considerando a interação solo-estrutura, partiu da hipótese que a viga esteja engastada nos pilares de apoio. Portanto, seria diferente se no modelo estrutural fosse considerado a viga biapoiada ou com rigidez parcial. O projetista, durante a fase de dimensionamento e projeto, escolhe a melhor vinculação da viga com o pilar.

Nesse sentido, considerando o modelo de viga biapoiada, os efeitos decorrentes da interação solo-estrutura não são “percebidos” pela viga 63, fazendo com o que o detalhamento, nas duas hipóteses (com ISE e sem ISE), sejam idênticos. Não é possível afirmar que o projetista do projeto original tenha adotado os apoios engastados, apoiados ou rigidez parcial, pois não se tem o detalhamento das vigas de travamento. É possível, através do detalhamento da viga, identificar qual modelo estrutural foi adotado no cálculo.

O que se pode observar com exatidão é a nítida importância da escolha do modelo da cinta, se será dimensionada como biapoiada, biengastada ou com rigidez parcial. No modelo biapoiado, a viga não absorve os recalques diferenciais.

A figura 83 ilustra o detalhamento da viga 63 considerando as duas hipóteses (com ISE e sem ISE), onde é possível verificar o momento fletor positivo e a armadura negativa mínima exigida pela NBR 6118:2014.

Figura 83 - Detalhamento nas duas hipóteses para o modelo biapoiado da biga V63.



Fonte: O autor (2021).

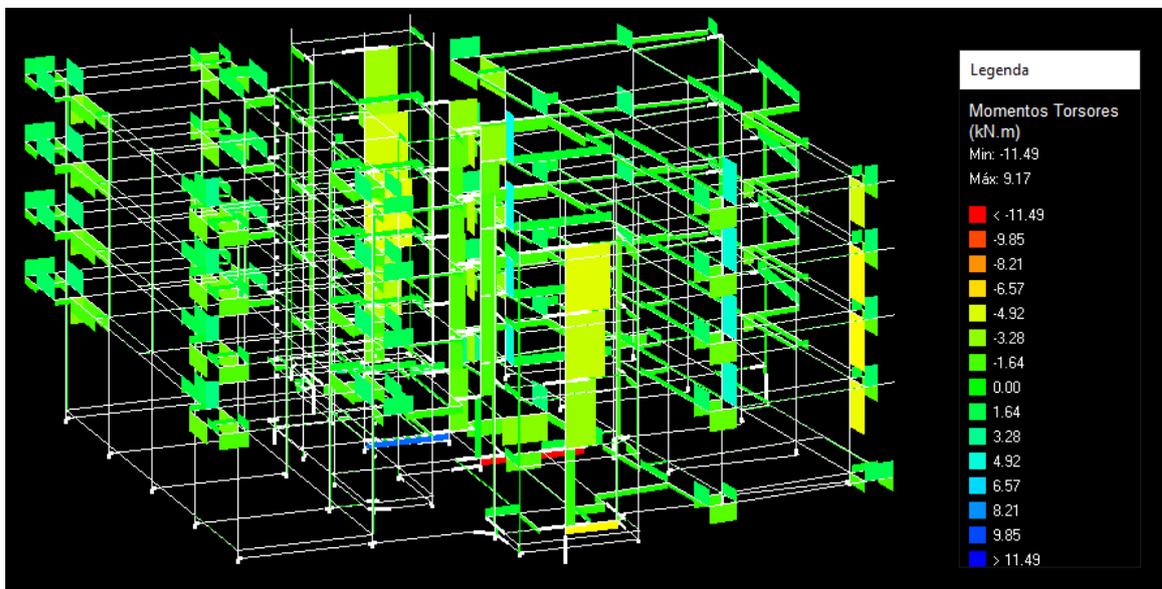
É importante ressaltar que diversos elementos estruturais sofreram mudanças significativas em seus esforços. Isso acontece devido justamente a deformabilidade do solo, onde a hipótese de apoio indeslocável (metodologia convencional) não existe.

Essa resposta da estrutura se deve principalmente ao tipo de vinculação definida pelo projetista. Basicamente temos três possibilidades de vinculação nos pórticos: rígida (engaste perfeito), semi-rígida (com rigidez parcial) e rotulada (rigidez no apoio igual a 0). Com base na escolha do tipo de vinculação, se definirá a forma de distribuição dos esforços.

Em outras palavras, quando se rotula uma ligação entre viga e pilar, quer dizer que o momento é nulo nesta ligação. Portanto, a viga não irá transferir momentos para os pilares, mudando totalmente o comportamento se considerar uma estrutura com rigidez de engaste perfeito. Assim, em termos de dimensionamento, em uma viga bi-rotulada nos pilares, a taxa de armadura significativa será positiva, enquanto nos apoios terá somente uma armadura mínima considerada, conforme NBR 6118:2014. Nesse caso, a estrutura irá fissurar e se adequar ao modelo estrutural considerado.

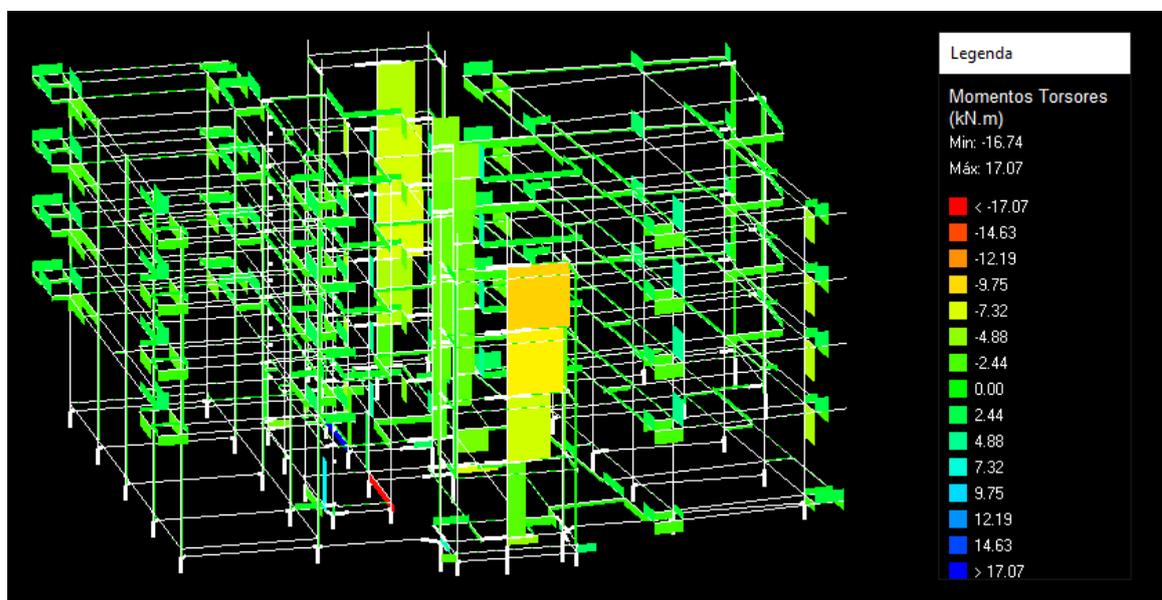
Analisando os momentos torsões da edificação, as figuras 84 e 85 ilustram, na devida ordem, os momentos torsões no pórtico nas duas hipóteses: apoios indeslocáveis (projeto original) e a interação solo-estrutura (ISE).

Figura 84 - Momentos torsões no pórtico na consideração de apoios indeslocáveis.



Fonte: O autor (2021).

Figura 85 - Momentos torsões no pórtico na consideração da interação solo-estrutura.

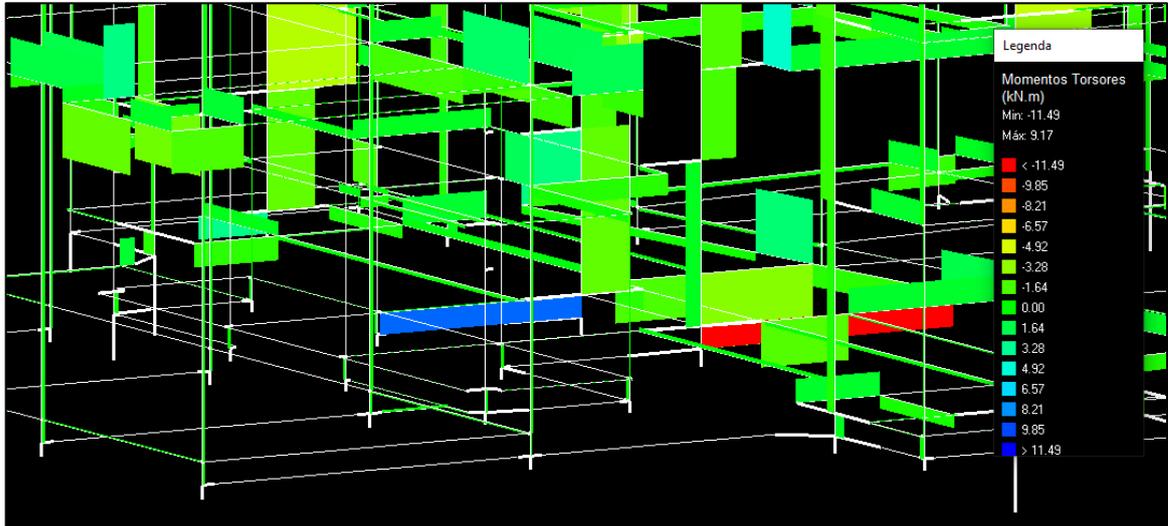


Fonte: O autor (2021).

É possível verificar que as maiores alterações estão na região das vigas de travamento, também ratificado o que foi proposto por Goshy (1978). As citas são os elementos principais impactados pela interação solo-estrutura.

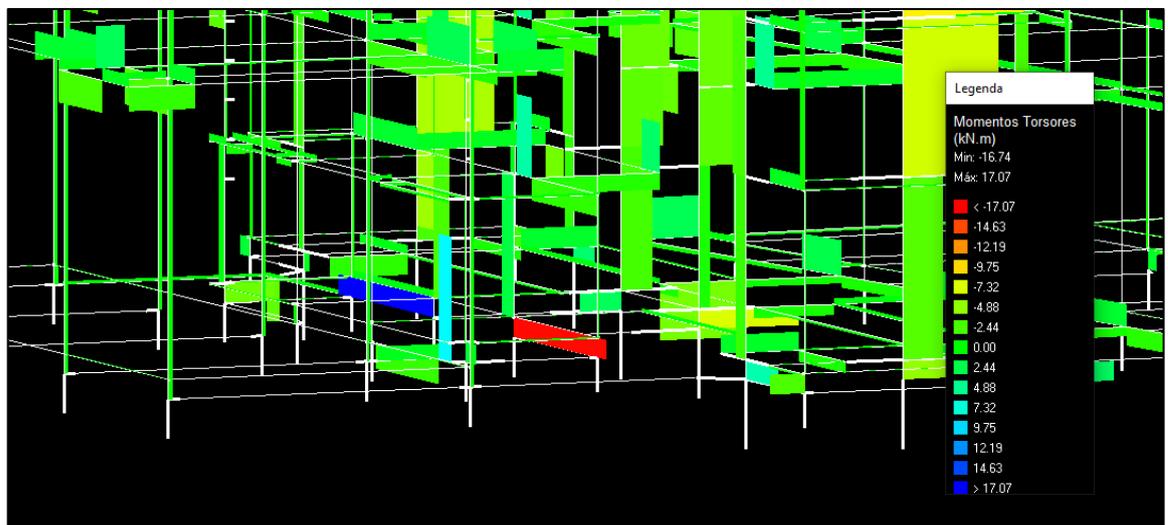
As figuras 86 e 87 ilustram uma aproximação maior para detalhe das alterações dos momentos fletores.

Figura 86 - Detalhe dos momentos torsores na hipótese de apoio indeslocável.



Fonte: O autor (2021).

Figura 87 - Detalhe dos momentos torsores na hipótese da interação solo-estrutura.

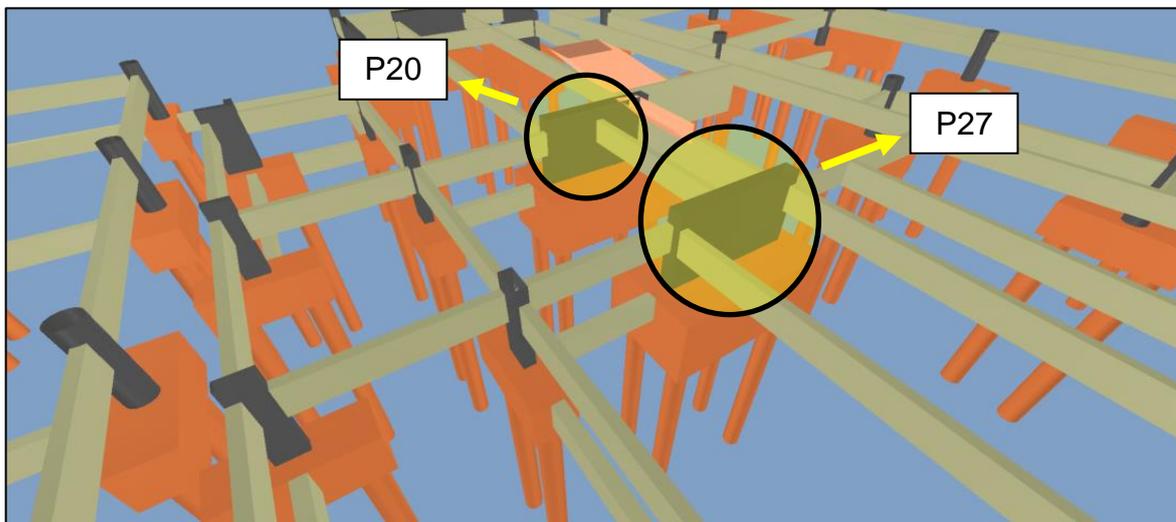


Fonte: O autor (2021).

Conforme pode ser verificado, na hipótese de apoios indeslocáveis, os torsores de maiores valores estavam concentrados nos pilares P27 (11,49 kN.m) e P20 (9,17 kN.m), sendo os pilares de maior solicitação. Quando se considera a interação solo estrutura, os torsores “migraram” para os pilares P26 (16,74 kN.m) e P19 (17.07 kN.m). Essa alteração está ligada à tendência de uniformização dos recalques e também a redistribuição das cargas, bem como o tipo de vinculação adotado.

A figura 88 ilustra os pilares P20 e P27, sendo os pilares centrais da edificação, realçando os valores de sollicitação nos mesmos.

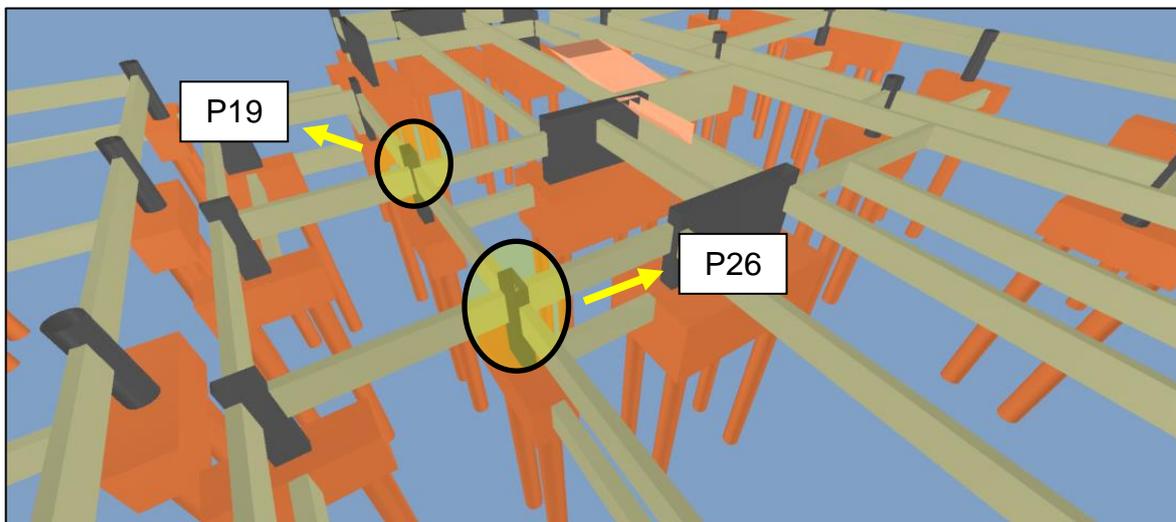
Figura 88 - Detalhe dos pilares P20 e P27 que recebem os torsosres com apoios indeslocáveis.



Fonte: O autor (2021).

Já a figura 89 ilustra os pilares P19 e P26, onde passam a atuar os momentos torsosres após a consideração da interação solo-estrutura.

Figura 89 - Detalhe dos pilares P19 e P26 que recebem os torsosres com apoios elásticos.



Fonte: O autor (2021).

Devido às cintas estarem diretamente ligadas entre esses pilares, as alterações de esforços e cargas são refletidas nos pilares P26 e P19. Isso reflete a importância da concepção da estrutura.

6.4 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

Alterações importantes foram refletidas pelos parâmetros de instabilidade global da estrutura. A estabilidade global de uma edificação auxilia a análise de segurança da estrutura, perante os estados limites ELU e ELS, refletindo a perda de capacidade resistente decorrente de deformações excessivas, conforme destaca Marques (2018).

Muitos fatores influenciam na estabilidade global, destaca Marques (2018), sendo eles: ações atuantes, rigidez dos elementos estruturais, redistribuição dos esforços, interação solo estrutura, entre outros.

As tabelas 22 e 23 ilustram o coeficiente Gama-Z para a hipótese de apoio indeslocável e considerando a interação solo-estrutura, respectivamente.

Tabela 22 - Parâmetro Gama-Z na hipótese de apoios indeslocáveis.

Combinação: 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V4+0.63D4							
Pavimento	Altura relativa (cm)	Carga vertical (tf)	Carga horizontal (tf)	Deslocamento horizontal (cm)	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
Pav. Cobertura	1620.00	515.03	0.75	0.44	2273.41	12098.53	1.09 (lim=1.10)
Pav. Tipo 3	1460.00	1054.21	3.45	0.44	4602.39	50366.39	
Pav. Tipo 2	1140.00	1053.66	5.09	0.35	3733.42	58046.83	
Pav. Tipo 1	820.00	1039.13	4.79	0.26	2748.30	39289.28	
Pav. Térreo	500.00	744.91	5.00	0.16	1174.15	25020.59	
Pav. Cinta	50.00	503.83	0.67	0.00	0.00	333.16	
TOTAL					14531.67	185154.78	

Fonte: O autor (2021).

Tabela 23 - Parâmetro Gama-Z na hipótese de apoios elástico (interação solo-estrutura).

Combinação: 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+1.1AS+0.72T1+0.84V2+0.84D2							
Pavimento	Altura relativa (cm)	Carga vertical (tf)	Carga horizontal (tf)	Deslocamento horizontal (cm)	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
Pav. Cobertura	1620.00	515.03	1.34	0.83	4257.52	21716.83	1.14 (lim=1.10)
Pav. Tipo 3	1460.00	1054.21	3.45	0.80	8472.53	50407.12	
Pav. Tipo 2	1140.00	1053.66	4.42	0.54	5692.95	50422.84	
Pav. Tipo 1	820.00	1039.13	4.16	0.31	3174.01	34128.95	
Pav. Térreo	500.00	744.91	4.47	0.12	903.61	22370.05	
Pav. Cinta	50.00	706.73	0.60	0.00	2.33	299.00	
TOTAL					22502.94	179344.78	

Fonte: O autor (2021).

Conforme destaca a NBR 6118 (2014), as estruturas podem ser classificadas como: estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis. Na primeira, os efeitos globais de 2º ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderando, diferente da última.

Quando o Gama-Z de uma estrutura é menor ou igual a 1,10, ela é tida como estrutura de nós fixos e os efeitos de segunda ordem são pouco representativos. Do contrário, se Gama-Z for maior que 1,10, os efeitos de 2° ordem não pode ser desprezados, sendo obrigatório considerar os esforços de 2° ordem (NBR 6118, 2014).

Conforme pode ser observado, a estrutura na hipótese de apoios indeslocáveis (hipótese de projeto original) se comportou como uma estrutura de nós fixos, onde os efeitos de 2° ordem são pouco importantes. Isso é refletido pelos valores de deslocamentos horizontais, que reduzem o coeficiente Gama-Z.

Já considerando a interação solo-estrutura, a edificação passou a se comportar como nós móveis, onde é obrigatório considerar os efeitos de 2° ordem no dimensionamento estrutural. Isso reflete a importância que a interação solo-estrutura reflete na estabilidade global da edificação, conforme pode ser visto em Marques (2018).

A figura 90 realça o parâmetro Gama-Z e outros valores de deslocamentos para estabilidade global da estrutura na hipótese de apoios indeslocáveis e considerando a interação solo-estrutura.

Figura 90 - Parâmetro Gama-Z e outros parâmetros de deformabilidade com e sem ISE.

Parâmetro		Parâmetro	
Gama-Z	1.09 (lim 1.10)	Gama-Z	1.14 (lim 1.10)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.28	Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.59
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.19	Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.36
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/5753	Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/2743
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/8644	Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/4533
Sem ISE		Com ISE	

Fonte: O autor (2021).

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este capítulo apresentou as considerações finais da pesquisa, bem como indicação para futuros trabalhos.

7.1 CONCLUSÕES

Foi apresentada nessa dissertação a análise do comportamento de uma edificação situada em Recife, estado do Pernambuco, frente uma análise acoplada de interação solo – estrutura (ISE).

Inicialmente, foram efetuados vistorias e levantamento dos projetos originais da edificação. Durante as vistorias, constatou-se um desempenho adequado da estrutura, salvo alguns locais específicos que apresentaram fissuras não estruturais, conforme indicado no capítulo de caracterização da edificação. Com base em todas as informações levantadas, incluindo projeto estrutural, projeto de fundações, ensaio SPT, entre outros, foi realizado as análises nessa dissertação.

Frente a caracterização geotécnica realizada, baseada tão somente no ensaio SPT e Prova de Carga Estática (PCE), foi necessário avaliar a acurácia das previsões realizadas na dissertação, devido não ter havido uma investigação geotécnica mais profunda, como ensaio CPT, CPTu, retirada de amostras indeformadas, ensaios de resistência e deformabilidade do solo, entre outras.

A análise da interação solo estrutura foi baseada, segundo FEMA (2020), na metodologia *substructure method*, onde o solo é representado simplificadaamente através de molas. Existem diversos modelos de molas a serem aplicados, tais como modelo de Winkler, Kevin, Maxwell e Boltzmann. A presente dissertação adotou a metodologia *substructure method* com uso do modelo de Winkler. A escolha foi devida justamente a caracterização geotécnica realizada na edificação em análise.

No primeiro momento, foi realizado a modelagem tridimensional em elementos finitos da superestrutura, onde foi buscado alcançar as características do projeto original da edificação, havendo diferenças em torno de 15% em relação ao projeto estrutural encontrado na fase de levantamento da documentação.

Numa segunda fase, um modelo detalhado da estrutura da edificação foi concebido em elementos finitos com o comportamento do solo representada pelo modelo de Winkler, dentro da metodologia *substructure method*.

A metodologia de análise da interação solo estrutura foi baseada no que propôs Aoki (1989) e posteriormente melhorou em Aoki (1997). A análise incluiu a distribuição espacial dos recalques em planta, uniformização dos recalques, redistribuição dos esforços nos pilares, distorções angulares, alterações dos esforços internos nas peças estruturais e alterações em parâmetros estruturais.

As principais conclusões da análise são resumidas a seguir:

- i. As cargas do projeto original da edificação foram comparadas com o modelo numérico tridimensional em elementos finitos concebido da estrutura. As diferenças obtidas foram de até 15%, com exceção dos pilares P12, P33 e P40. Essa diferença apresenta duas possíveis hipóteses, conforme foi verificado: a primeira se dá pela localização das cargas de paredes internas nos pavimentos, onde não foi especificado a posição exata dos elementos. A segunda, sendo a mais provável, é que o projetista das fundações, conforme projeto de estaqueamento, utilizou as cargas nas fundações majoradas com uso de algum critério desconhecido de arredondamento, devido todos os números serem exatos, o que é pouco provável. De posse dos projetos estruturais disponíveis, não se pode confirmar nenhuma das hipóteses supracitadas. Vale também ressaltar que a edificação possui uma estrutura irregular, apresentando diversos desníveis, mesmo em um único pavimento.
- ii. Foi realizado também, a fim de estimar a variabilidade e confiabilidade das estimativas realizadas nessa dissertação, um estudo paramétrico da estimativa dos recalques, considerando a variabilidade do ensaio SPT trazido por Kulhawy (1995), adotando o valor do Coeficiente de variação (Cov) de 45% de aumento e redução no índice de resistência (N) trazido pelo ensaio SPT. Percebeu-se que os valores de recalques poderiam, considerando o Cov de 45%, pior caso inclusive, ser maiores ou menores em até 1,17 cm. Portanto, subsidiando os resultados discutidos, é importante sempre ter essa possibilidade de variação

dos parâmetros com base na variação máxima do ensaio SPT proposta por Kulhawy (1995).

- iii. Os recalques médios estimados sem considerar a interação solo estrutura e considerando a interação solo estrutura foram muito próximo. O recalque médio para hipótese de projeto foi de 1,54 cm, enquanto o recalque médio considerando a interação solo estrutura foi de 1,59 cm. O coeficiente de variação, bem como o desvio padrão, reduziram, pois o efeito da rigidez da estrutura e sua interação com o solo foi acoplado na análise, o que é de se esperar, conforme Gusmão (1994).
- iv. As curvas de isorecalques mostraram, considerando a hipótese original de projeto, maiores valores de recalques na região central da edificação. Houve uma suavização dos recalques na hipótese considerando a interação solo estrutura, pelo mesmo efeito que houve a redução do coeficiente de variação e desvio padrão. A curva de isorecalque também mostra uma redução dos recalques na região superior da planta e um aumento na região inferior, isso devido a migração das cargas e conseqüente redução dos recalques gerados. Percebe-se também uma predominância de rigidez na seção transversal da edificação, o que pode também ser inferido através das migrações de cargas e aumento e redução dos recalques avaliados. A suavização da curva também realça a alteração dos recalques diferenciais.
- v. Uma seção transversal passando pelo trecho do pilar de maior carregamento, onde justamente fora realizado a Prova de Carga Estática (PCE), indica uma tendência significativa de redução dos recalques diferenciais e, conseqüentemente, dos recalques distorcionais considerando a interação solo estrutura. Portanto, no sentido transversal, a influência da rigidez da estrutura na redução das distorções e recalques diferenciais foi mais acentuada. Essa conclusão está de acordo com o estado atual da edificação em análise, o que justifica a ausência de danos importante na estrutura.
- vi. No sentido longitudinal, por sua vez, as distorções tiveram uma atenuação menos acentuada, devido ser justamente a direção de maior flexibilidade da estrutura, justificada pelos vãos existentes nesta direção. Vale ressaltar, que os pilares extremos na região superior houve decréscimo de carga, enquanto na região inferior houve acréscimo de carga.

- vii. A bacia de isorecalque mostra de forma mais nítida a suavização dos recalques e a redução dos recalques na região superior com o acréscimo de recalques na região inferior. Percebe-se também que a região com maiores recalques ainda permanece na região central.
- viii. Os vetores de migração de cargas mostraram a tendência de acréscimo e decréscimo das cargas nos pilares da edificação. É possível também ratificar a direção de maior rigidez através dos vetores de migração, conforme pode ser verificado na direção transversal.
- ix. As distorções angulares na hipótese do projeto original (apoios indeslocáveis) não justificariam o estado atual da edificação, porquanto alguns pilares estão próximos da distorção de $1/300$, o que deveria esperar fissuração nas alvenarias e elementos estruturais. Considerando a interação solo estrutura, as piores distorções passaram a ficar em torno de $1/500$, sendo o limite aceitável indicado por Bjerrum (1963). Nesse sentido, hipótese da interação solo estrutura condiz com a situação da edificação atual.
- x. Quanto à distribuição dos esforços axiais nos pilares, metade dos pilares recebeu alívio de tensão, enquanto metade sofreu acréscimo de tensão. Houve uma tendência maior de acréscimo no sentido direção central para as extremidades da edificação, sendo o esperado, pois os pilares de maiores carregamentos sofrem alívio e transmitem aos pilares de menor carregamento.
- xi. Vale ressaltar que a redistribuição foi influenciada pelas cintas ligadas nos blocos, pois os mesmos geravam uma ligação direta com os pilares vizinhos, o que justifica aumentos e decréscimos isolados. Os pilares periféricos sofreram acréscimos mais significativos, tendo alguns com até 155% de aumento nos valores de carregamento.
- xii. Quanto às alterações nos esforços solicitantes das vigas, as maiores alterações encontram-se nos primeiros pavimentos, o que foi esperado, conforme Goshy (1978). Detalhe especial para as vigas de travamento dos blocos, pois elas estavam diretamente influenciadas pelos recalques. Foi destacado a importância do modelo estrutural a ser escolhido no projeto de fundação. Na consideração da hipótese de projeto estrutural, as vigas de travamento apresentaram nenhum recalque, com momentos convencionais, negativos nas extremidades dos pilares e positivos na região inferior. Com a hipótese da deslocabilidade das fundações (interação solo estrutura), a viga

apresentou um modelo de esforços solicitantes totalmente diferente do pensado, pois o momento fletor agora passou a receber o acréscimo decorrente dos recalques nos apoios. Essa alteração é influenciada pela escolha da vinculação da viga. Se o projetista estiver escolhido a vinculação rotulada nos apoios, a alteração dos momentos fletores das vigas, decorrentes dos deslocamentos dos apoios, praticamente seriam impercebíveis. Não foi possível determinar quais as vinculações adotadas pelo projetista original das estruturas nas vigas de travamento, pois não foi encontrada a folha de armação das vigas de travamento do projeto original.

- xiii. Foi percebida, também, alterações significativas nos momentos torsões das vigas nos primeiros pavimentos, principalmente nas vigas de travamento ligados diretamente no bloco. Inclusive algumas vigas que na hipótese de apoios indeslocáveis (projeto original) não apresentavam torsões significativas, passaram a apresentar momentos torsões importantes considerando a interação solo estrutura.
- xiv. Uma diferença importante também encontrada, foi no parâmetro gama Z, associado a importância do efeito de segunda ordem (análise não linear) da estrutura. Considerando o projeto original, o parâmetro gama Z foi de 1,09, sendo menor que o limite 1,10, no qual os efeitos globais de 2º ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados na análise da estrutura. Considerando, agora, a hipótese da interação solo estrutura, o parâmetro gama Z passou a ser 1,14, maior que o limite supracitado. Logo, considerando a interação solo-estrutura, os efeitos globais de segunda ordem não podem ser desprezados, devendo realizar um processo de análise não linear no dimensionamento dos pilares, em especial indicado pela NBR 6118:2014, sendo o uso do processo P-Delta.
- xv. A interação solo estrutura também influenciou na deslocabilidade do pórtico estrutural, tendo também influenciado nos deslocamentos das peças estruturais e, portanto, na verificação do Estado Limite de Serviço (ELS).
- xvi. Em termo do diagnóstico da estrutura da edificação, a interação solo estrutura altera o dimensionamento dos elementos estruturais, o que justifica o aumento da taxa de aço em relação ao projeto original.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao tema desta dissertação, objetivando, também, o prosseguimento deste trabalho, cabe destacar:

- i. Proceder uma análise com outros modelos representativos da edificação, considerando ainda o *substructure method* abordado neste trabalho. Em especial, realizar a modelagem através de modelos de Kelvin, Maxwell e Boltzmann;
- ii. Realizar uma análise paramétrica, com seleção de valores distintos para os parâmetros geotécnicos do solo, objetivando buscar diferenças do comportamento;
- iii. Analisar o efeito da compressão secundária através da seleção de um modelo composto que descreva o comportamento reológico do solo de forma consistente;
- iv. Analisar a mesma edificação, simulando a não linearidade do concreto, bem como a não linearidade do módulo de elasticidade do solo;
- v. Realizar uma retroanálise da prova de carga estática através de diversos métodos de estimativa de recalque, como por exemplo o próprio Aoki e Lopes (1975) para calibrar o módulo de elasticidade;
- vi. Analisar esta mesma edificação, interpretando as etapas executivas, visando levar em consideração o aumento da rigidez da edificação durante sua construção.
- vii. Reunir e analisar provas de carga em fundações realizadas com diferentes velocidades de aplicação do carregamento, em perfis geotécnicos bem caracterizados, objetivando melhor investigar o efeito da viscosidade nos solos de natureza argilosa.
- viii. Realizar ensaio geotécnico em campo do *Cone Penetration Test* (CPT), seguido de retirada de amostras deformadas nas camadas de argilas para realização de ensaios laboratoriais de resistência e deformabilidade. Com isso, melhorando a caracterização dos parâmetros geotécnicos do solo, bem como a variabilidade e confiabilidade dos resultados apresentados.
- ix. Análise desta mesma edificação alterando as propriedades reológicas e geométricas das vigas de travamento do bloco, considerando, principalmente,

larguras alternativas de vigas, variando de forma transversal e longitudinal, visando reduzir os recalques diferenciais e otimizar o consumo de materiais e escavação.

- x. Realizar uma análise rigorosa através da metodologia *direct method*, realizando uma análise conjunta em elementos finitos da edificação e do solo. Aconselha-se utilizar o software Midas GTS NX pra modelagem completa da estrutura e do solo, sendo uma análise muito mais rigorosa. Vale ressaltar que para que a metodologia *direct method* seja efetivamente realizada, deve-se realizar uma investigação geotécnica mais profunda, buscando caracterizar os parâmetros geotécnicos do solo para alimentar a simulação. Uma outra possibilidade de software, seria utilizar o PLAXIS 3D (modelagem do solo) em conjunto com o SAP 2000 (modelagem da estrutura).
- xi. Aumentar o banco de dados de obras, de forma a verificar, com outros casos analisados, a pertinência das recomendações da versão 2019 da NBR 6122.
- xii. Considerar o efeito da alvenaria na análise da interação solo estrutura, podendo ser considerado como um modelo de placa.
- xiii. Implementar a fluência do concreto na avaliação da interação solo estrutura da edificação analisada.

REFERÊNCIAS

- ANTONIAZZI, J. P. (2011). **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (mestrado em engenharia civil), Programa de Pós - Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Santa Maria, 139p.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós - Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Santa Maria, 139p. 2011.
- AOKI, N. Discussion to session 14. Proceedings, **12th ICSMFE**, Rio de Janeiro, v. 5, pp. 2963-2966. 1989.
- AOKI, N. Modelo Simples de Transferência de Carga de Estaca Vertical Sujeita a Carga Axial de Compressão. **Anais do Ciclo de Palestras sobre Fundações**, ABMS-NRNE, Recife, pp. 79-95. 1987.
- ARAÚJO, A. C. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios sobre estacas**. Dissertação de mestrado, universidade federal de goiás, p. 144. 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BAHIA, G. A. D. **Análise do desempenho de fundações durante a construção de edifício localizado no DF**. Monografia para conclusão do curso de engenharia Civil, UniCEUB, p. 94. 2013.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor titular do departamento de construção civil, Escola de Engenharia da UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p.178. 1986.
- BJERRUM, L. Allowable settlement of structures, **Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Wiesbaden, Germany, Vol. III. 1963.
- BORGES, A. C. L. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, p. 205. 2009.

CERQUEIRA, G. N. **Eficiência de grupos de estacas: revisão e aplicação dos métodos em três tipos de fundações**. Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Graduação em Engenharia Civil, 110p. 2009.

CHAMECKI, S. Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: **I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, v. 1, pp. 35-80, Porto Alegre. 1954.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, EESC, São Carlos, SP, 83p. 2006.

NZIGER, B. R., 2012, Estimating Young Module in Sands from the Normalized N60 Blow Count, **Soils and Rocks**, vol. 35, N.1.

COSTA NUNES, A. J. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Rio de Janeiro: Globo, 314p. 1956.

DANZIGER, B. R.; DANZIGER, F. A. B; CRISPEL, F. A. A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. **Anais do 4º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia**, SEFE IV, v. 1, pp. 191-202, São Carlos. 2000.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. **Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils**. In: ICSMFE, 13. Nova Delhi. Índia. Anais, ISSMFE, v.2. p.477-486. 1994.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. Anais do 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, p 45-55, 1978.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. Em Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.C.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. **Fundações: Teoria e Prática**. 1a edição. São Paulo, PINI, 1996. p.275-276.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY - FEMA. **A practical guide to soil-structure interaction**. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 218p., 2020.

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. T. F. Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: **X Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações**. Vol. 1, pp. 239-46, Foz do Iguaçu, Brasil. 1994.

FRANCISCO, D. L. **Flambagem reológica de estacas esbeltas em solos argilosos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 126p. 2003.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil COPPE/UFRJ, RJ, 126p. 2004.

GOSHY, B. Soil-Foundation-Structure Interaction., **Journal of the Structural Division**, ASCE, Vol.104, No.ST5, pp. 749-761. 1978.

GUSMÃO, A. D.; SILVA, A. C.; MARTINES, M. Foundation-structure interaction on high-rise buildings. *Soils and Rocks An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 441-459. 2020.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à prática de fundações: A experiência de Recife**. Tese de concurso para professor titular da escola de engenharia da UFPE, Pernambuco, PE, p. 251. 1995.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Editora Universitária, UFPE, Livro, Recife, PE, p. 345. 1998.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A.D. Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em Edificações”. **Solos e Rochas**, 17, n. 1 (abril), pp. 47-55, São Paulo. 1994.

GUSMÃO, A.D., e GUSMÃO FILHO, J.A. Um caso GUSMÃO, Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações, **Anais do IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Salvador, Vol. II, pp. 437-446. 1990.

HOLANDA JUNIOR, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação (mestrado). Universidade de São Paulo – USP. São Paulo, 1998.

HOLANDA, O. G.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Comportamento de um edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura e o efeito incremental construtivo. **In: Congresso Brasileiro do Concreto CBC**, p. 42, Fortaleza. Ibracon. 2000.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação de Mestrado, EESC, São Carlos, SP, 140 p. 2000.

LANARCH, W. J. Computation of settlements in building frames. **Civ. Eng Pub Wks Rev**, v. 65, pp. 1040-1043. 1970.

LIMA, C. I. A.; SILVA, R. J. C.; SILVA FILHO, F. C. Estudo da redistribuição de esforços em edificações com recalques diferenciais. **Anais do 50º congresso brasileiro do concreto CBC 2008**, IBRACON, Salvador, Bahia, 9p. 2008.

MANDOLINI, A.; VIGGIANI, C. Recalque de Fundações em Estacas (Em Inglês). **Géotechnique**, 47(4). 26 Pag. 791–816. 1997.

MAROSINI, G. M.; NAVIA, J. P. B.; CUNHA, J. M. B. **Aplicação da interação solo-estrutura na análise de um edifício com fundações profundas**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Graduação de Engenharia Civil, 59p. 2014.

MARQUES, O. C. **Avaliação dos efeitos construtivos e interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFES, Vitória, ES, 157p. 2018.

MEDEIROS, D. S. **Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, UFRS, Porto Alegre, RS, 173p. 2006.

MEYERHOF, G. G. **Some recente foundation research and its application to design**. *Structural Engineering*, v. 31, pp. 151-167, Londres. 1953.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. Oficina de textos, SP, p. 191. 2005.

MINDLIN, R. D. Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. *Physics*, v. 7, p. 195-202. 1936.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. Dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 135p. 1995.

PATRICIO, J. D. **Avaliação de desempenho de radiers na região metropolitana do Recife**. Tese (doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, p. 210. 2019.

PORTO, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. Dissertação de Mestrado, Engenharia de estruturas, UFMG, Belo Horizonte, MG, 220p. 2010.

POULOS, H. G. Settlement prediction for bored pile groups. *Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations*, Ghent. P. 103-117. 1993.

POULOS, H. G. Settlement prediction for bored pile groups. *Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations*, Ghent. P. 103-117. 1993.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Pile foundations analysis and design**. John Wiley and Sons, New York, 397p. 1980.

POULOS, H.G. Settlement Analysis of Structural Foundation Systems. *Proc. of IV South-East Asian Conference on Soil Engineering*, Kuala Lumpur, Malásia, Vol.IV, pp. 52-62. 1975.

RANDOLPH, M. F. & CLANCY, P. **Design of piled raft foundations**. Cambridge University, Eng. Depart. Research Report, Soils TR143. 1994.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação de Mestrado, EESC, São Paulo, SP, 155p. 2000.

REIS, J. H. C.; AOKI, N. Aplicação do método de aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo-estrutura de edifícios. **Anais. Belo Horizonte: ABMS**, v. 7, p. 405-410. 2005.

ROSA, L. M. P. **Interação solo-estrutura – análise de um caso de obra envolvendo danos estruturais**. Dissertação (mestrado em engenharia civil) - Universidade Federal Fluminense. Niterói – RJ, 2005.

SALES, M. M.; SMALL, J. C.; POULOS, H. G. Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements and predictions. **Canadian Geotechnical Journal**, 47(3),pp. 327-345. 2010.

SANTOS FILHO, W. M.; SILVA, M. J. G.; MIRANDA, C. F. Estacas de compactação de material granula em solos moles. **Anais COBRAMSEG 2014**, p.8. 2014.

SILVA, P. A. B. A; CINTRA, J. C. A. Capacidade de carga de grupo de estacas escavadas de pequeno diâmetro. **3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III)**, São Paulo, pp.247 - 256. 1996.

SILVA, W. Q. **Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 148p. 2010.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. **Allowable settlements of buildings**. Institute of Civil Engineers, part 3, vol. 5, pp. 727-768. 1956.

SOARES, J. M. **Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do Distrito Federal**. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 265p. 2004.

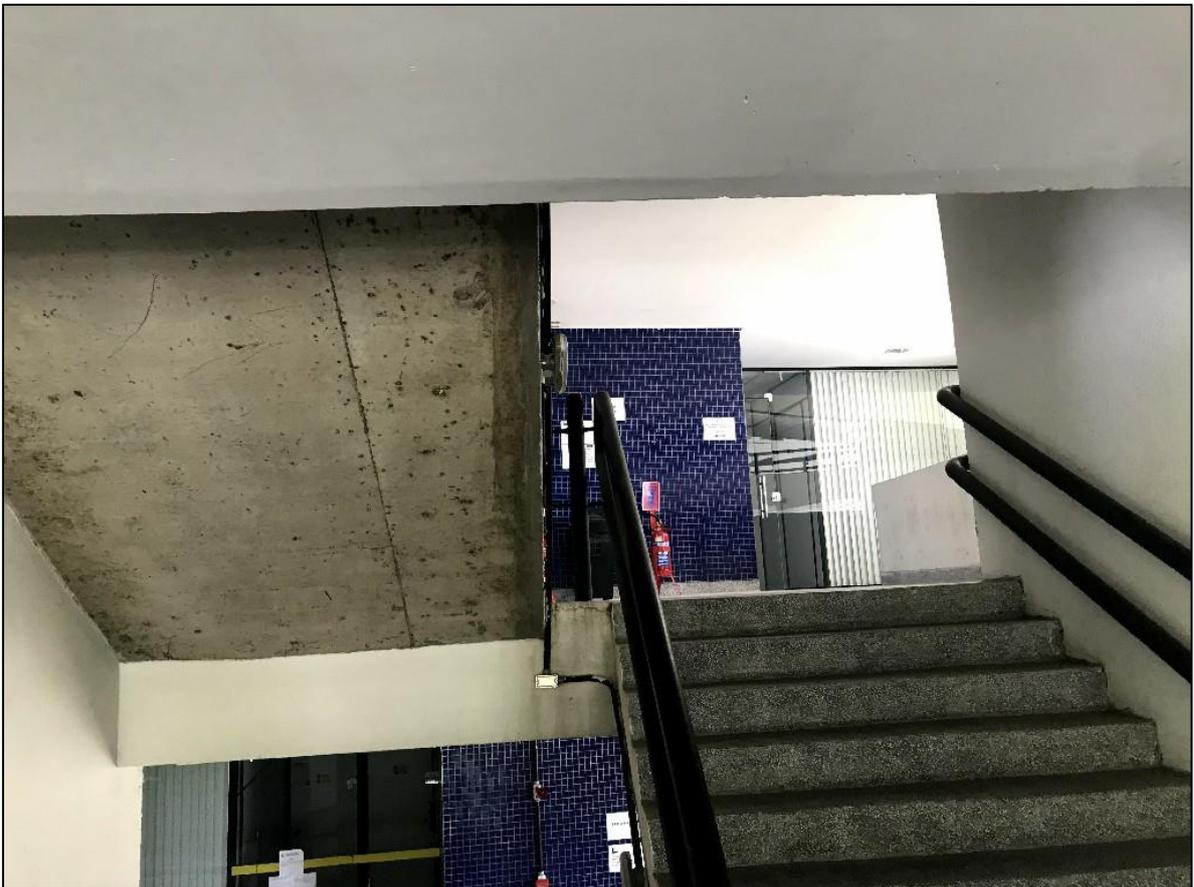
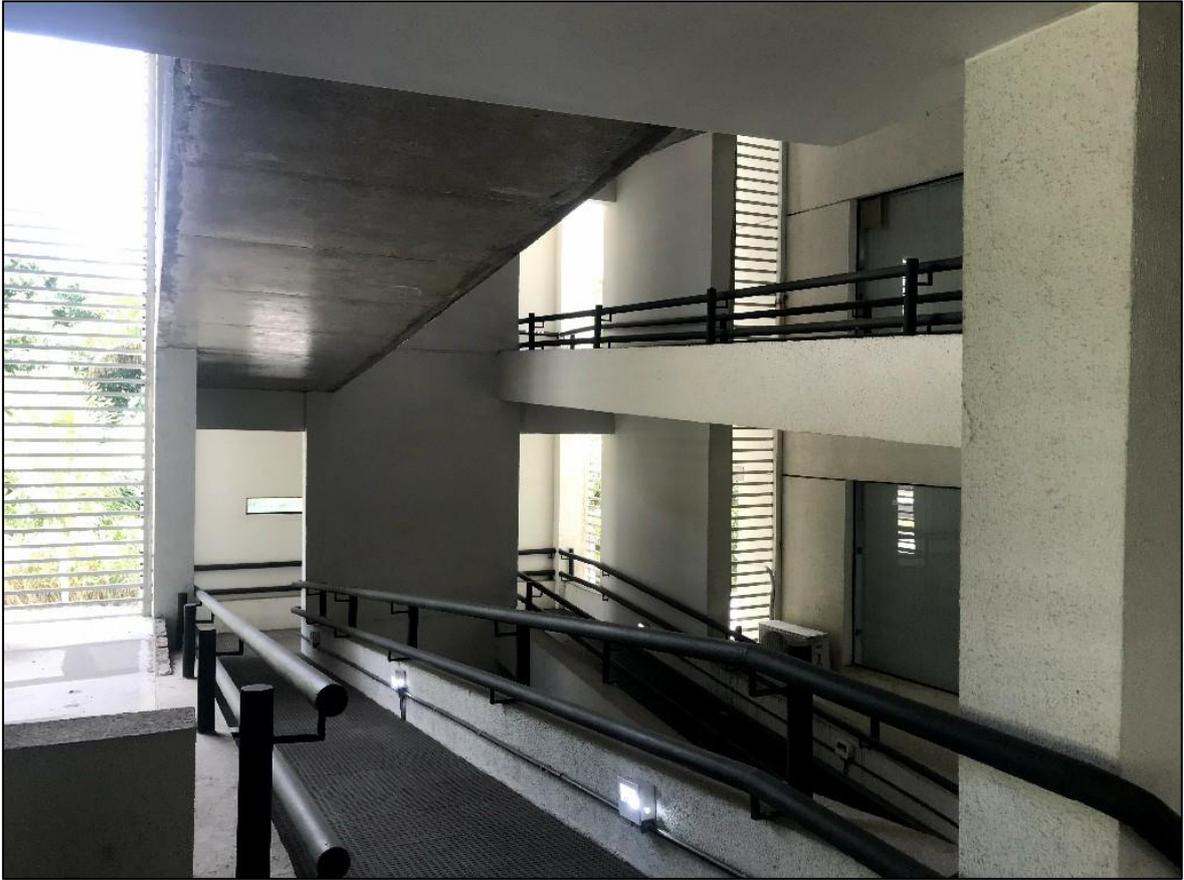
STEINBRENNER, W. Tafeln zur Setzungberechnung. **Strasse**, v. 1, p. 221. 1934.
VARGAS, M.; SILVA, F. R. O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos. **In: Conferência Sul-Americana sobre edifícios altos, ASCEIABSE**, Porto Alegre, pp. 307-316. 1973.

ZHEMCHUZHNIKOV, A. Análise comparativa dos diversos métodos de previsão de recalque de grupo de estacas em meios homogêneos. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 129p. 2011.

APÊNDICE A – FOTOS DA VISTORIA

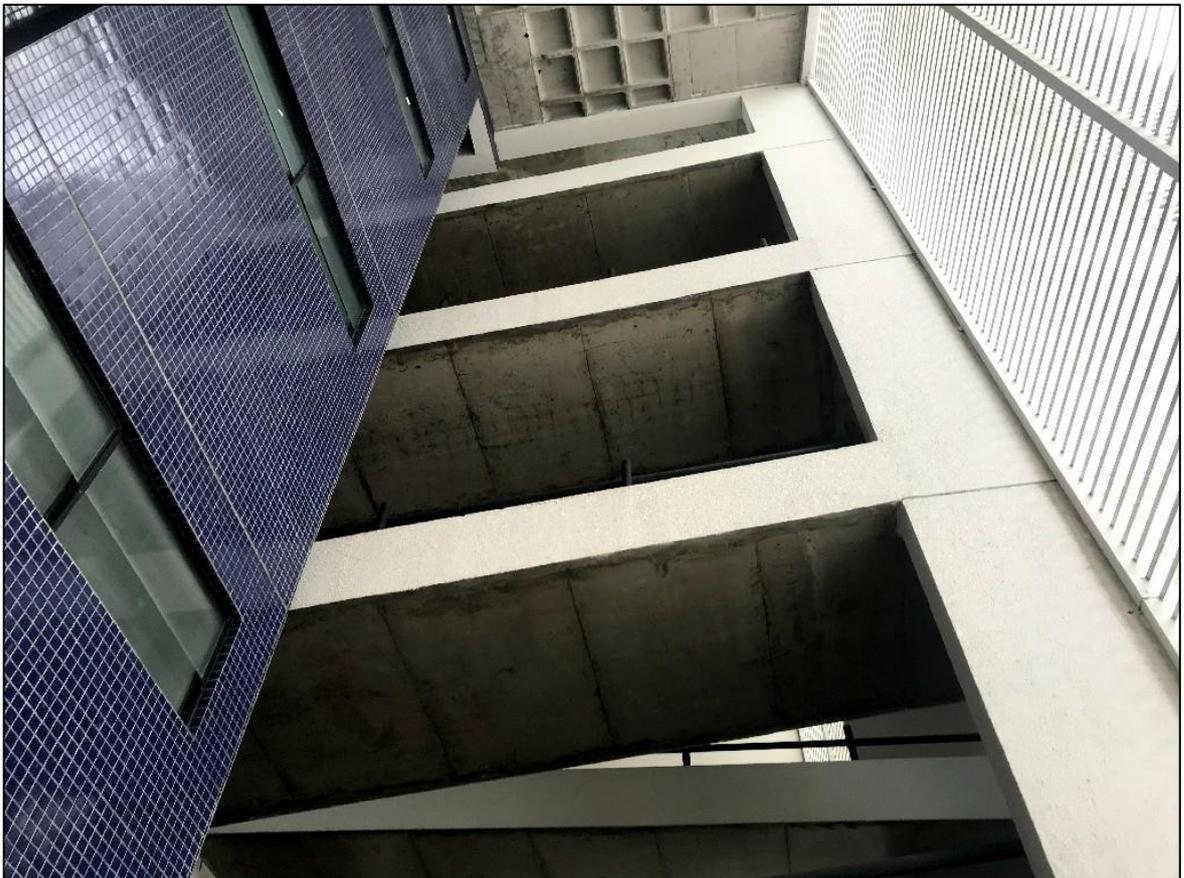


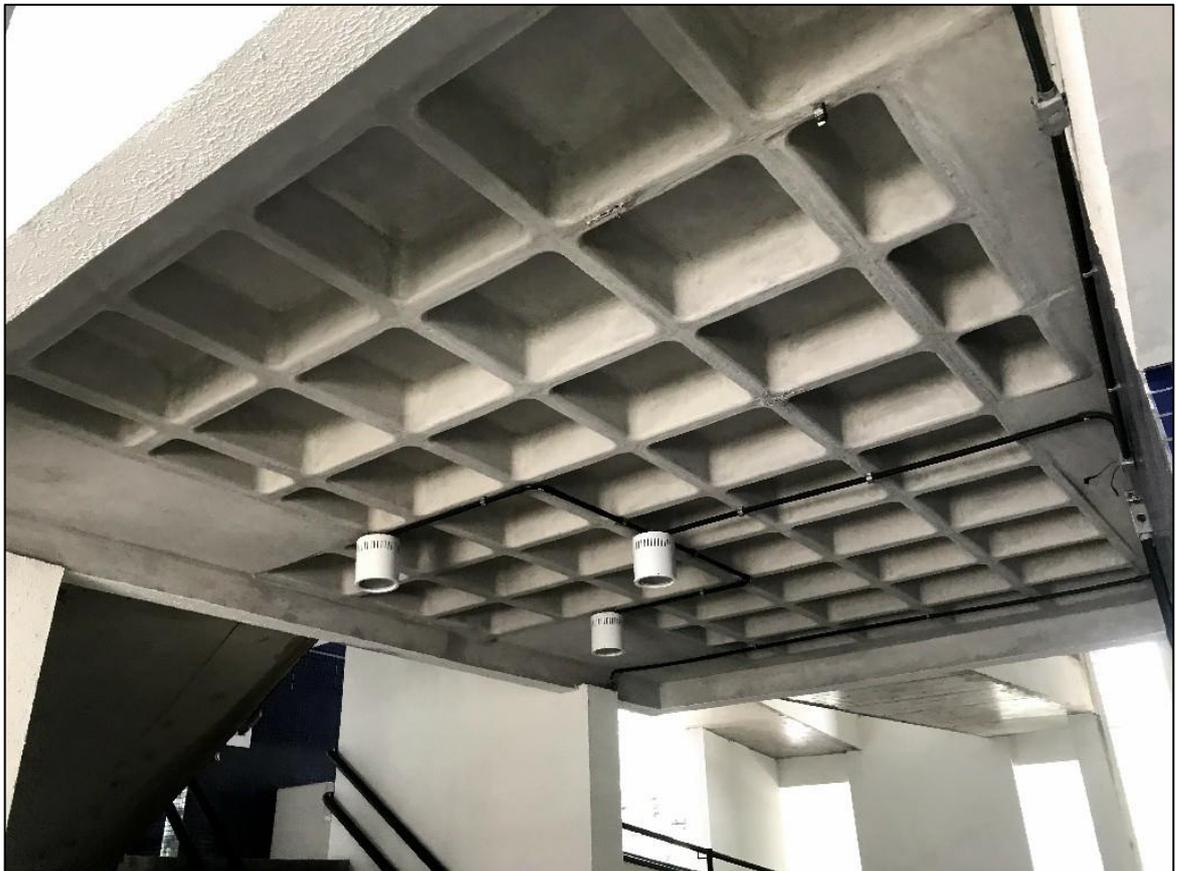








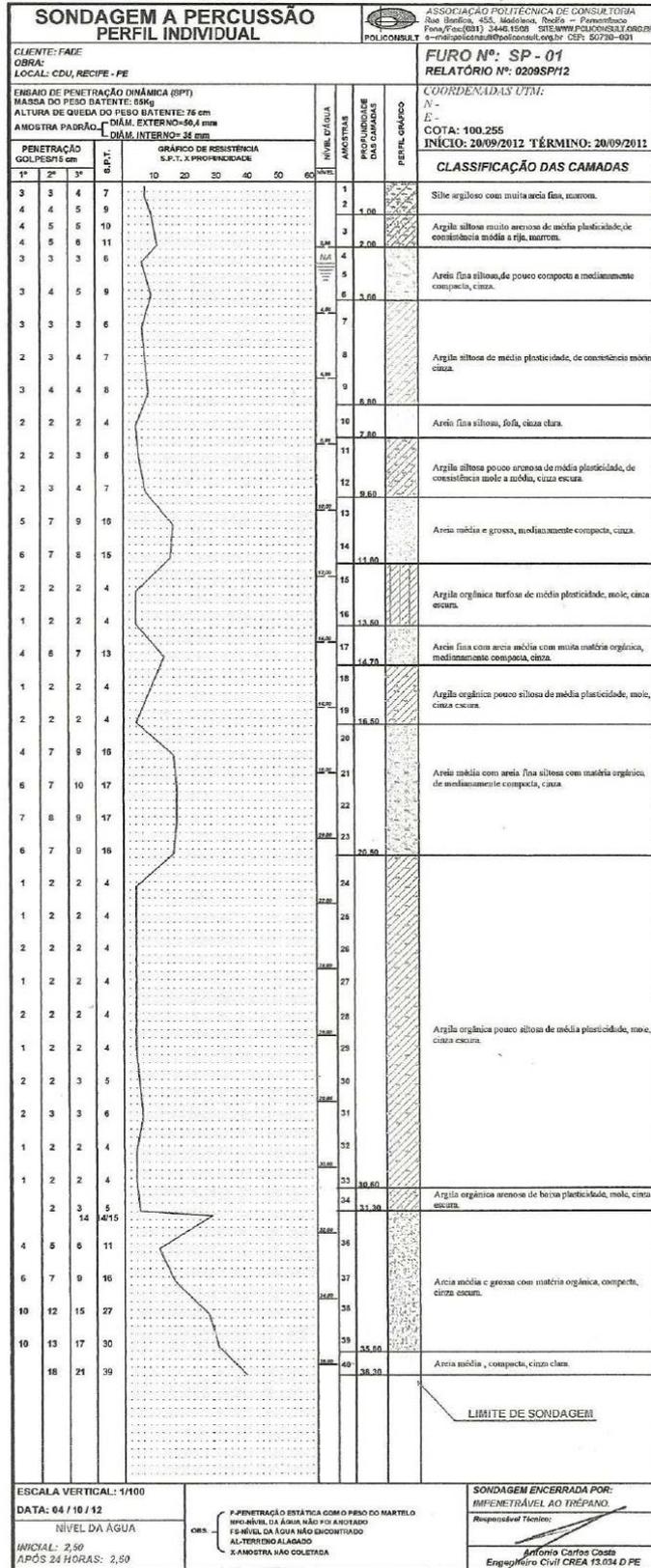


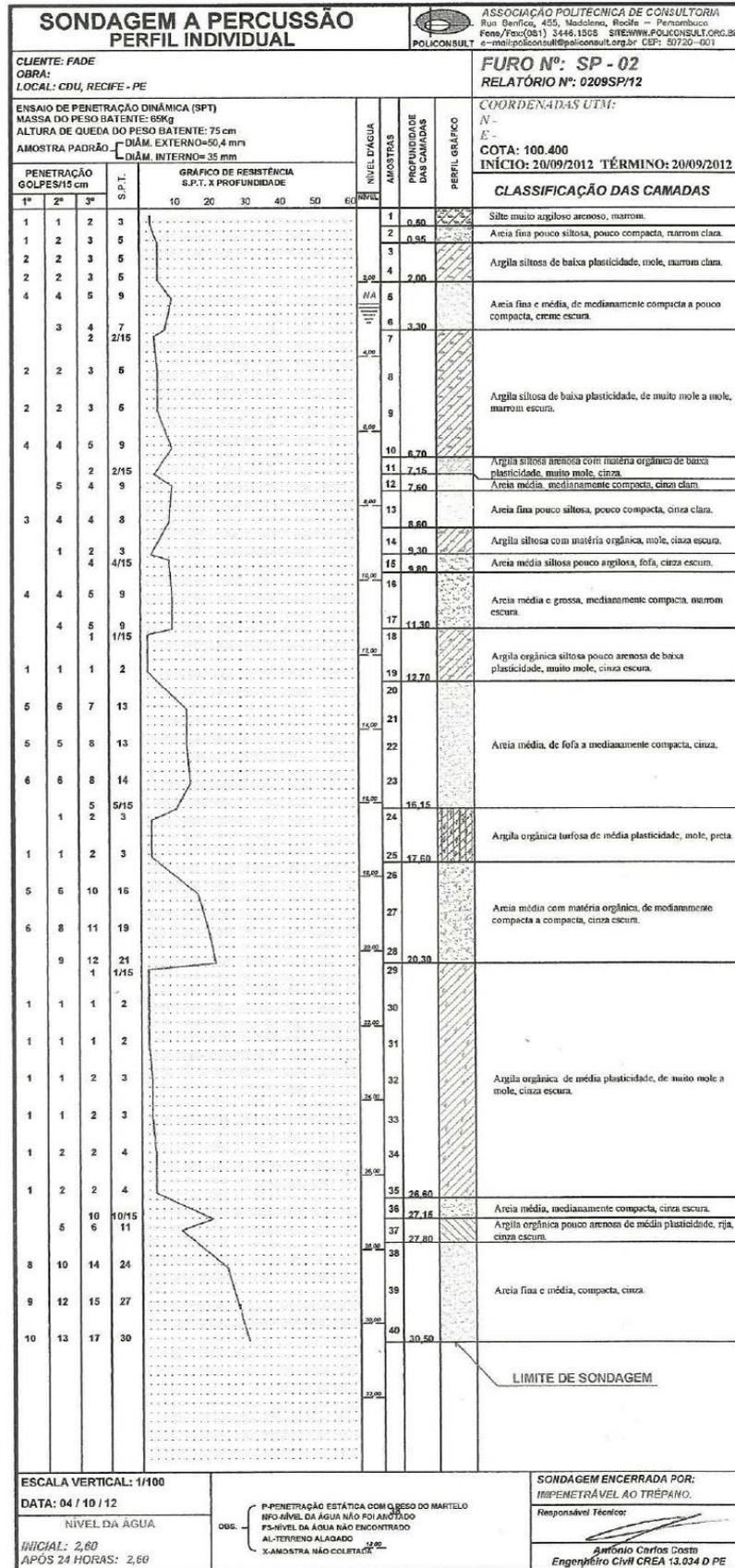


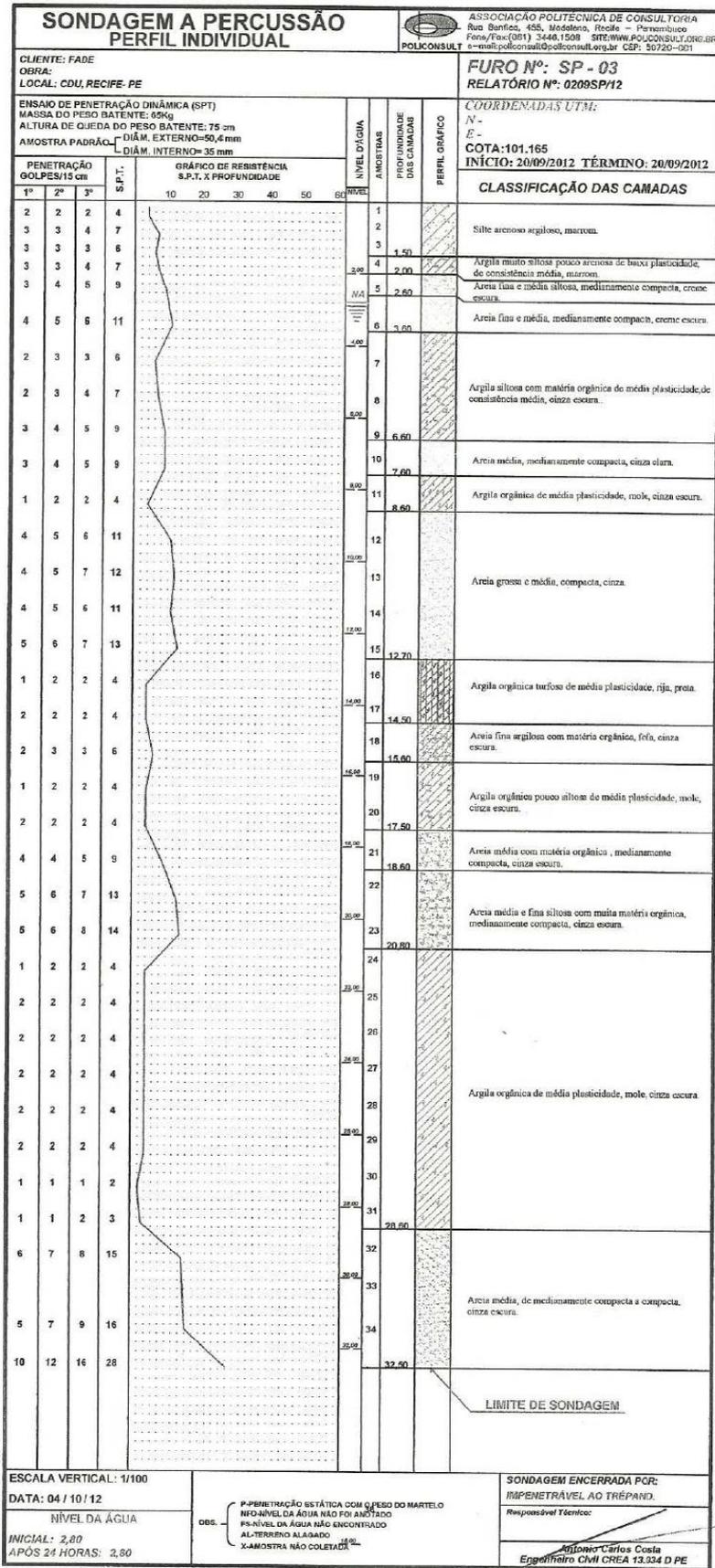




ANEXO A – BOLETINS DE SONDAJENS



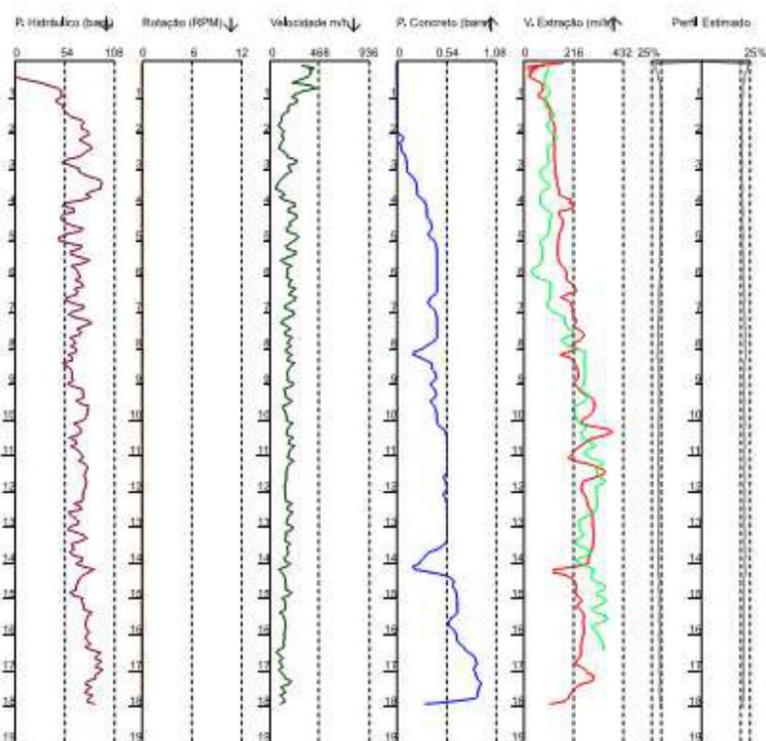




ANEXO B – PROVA DE CARGA ESTÁTICA – PCE

Rel_SS_PCE – N° 019/14 Rev.00

Gráficos da Estaca		GeoDigtus - SoftSati V6.0.8 - www.geodigtus.com.br	
Serviço executado por: SOLOS SERVIÇOS DO BRASIL LTDA.			
Cliente: KAJZEN CONSTRUÇÕES E INCORPORAÇÕES LTDA.			
Estaca: P27E.PC00	Obra: L.F.P.E	Compr. Estaca(m): 18,08	
Data: 12/06/14	Diâmetro (m): 0,400	Vol. Conc. (m³): 3,098	
Início Perfuração: 09/06/14 13:22	Fim Estaca: 09/06/14 14:00	Superconsumo: 36,27 %	
Início Concretagem: 09/06/14 13:40	Contrato: KAJZEN	Inclinação X,Y: 3,-0°	



Dados técnicos da estaca ensaiada a compressão

Página 16 de 39

SOLOS SERVIÇOS DO BRASIL LTDA
 C.N.P.J: 10.820.066/0001-81 / INSC. EST.: 18.1.001.0004732-1
 E-mail: estacavendas@solossantini.com.br / Homepage: www.solossantini.com.br
 Fone: 2127.4455 / Fax: 2127.4454



Rel_SS_PCE – Nº 019/14 Rev.00



Dossiê fotográfico

Página 19 de 39

SOLOS SERVIÇOS DO BRASIL LTDA
C.N.P.J: 10.820.066/0001-81 / INSC. EST.: 18.1.001.0004732-1
E-mail: estacavendas@solossantini.com.br / Homepage: www.solossantini.com.br
Fone: 2127.4455 / Fax: 2127.4454

Cliente: KAZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: IDF - ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE 72" - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: 6 Data: 07 de 18/07/2014																
Carregamento		Tempo		Deflectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	TI - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
		08:59	Inicial	46,65			46,69			46,26			47,77			
7,54	6	9:00	00:00	46,72	-0,07	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,17	0,17	47,73	0,04	0,04	0,0350
		9:02	00:02	46,72	0,00	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,00	0,17	47,73	0,00	0,04	0,0350
		9:04	00:04	46,72	0,00	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,00	0,17	47,73	0,00	0,04	0,0350
		9:08	00:08	46,72	0,00	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,00	0,17	47,73	0,00	0,04	0,0350
		9:15	00:15	46,72	0,00	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,00	0,17	47,73	0,00	0,04	0,0350
		9:30	00:30	46,72	0,00	-0,07	46,69	0,00	0,00	46,09	0,00	0,17	47,73	0,00	0,04	0,0350
15,08	12	9:31	0:00	47,22	-0,50	-0,57	46,64	0,05	0,05	45,26	0,83	1,00	47,43	0,30	0,34	0,2050
		9:33	0:02	47,23	-0,01	-0,58	46,63	0,01	0,06	45,25	0,01	1,01	47,43	0,00	0,34	0,2075
		9:35	0:04	47,23	0,00	-0,58	46,63	0,00	0,06	45,25	0,00	1,01	47,43	0,00	0,34	0,2075
		9:39	0:08	47,23	0,00	-0,58	46,63	0,00	0,06	45,24	0,01	1,02	47,41	0,02	0,36	0,2150
		9:46	0:15	47,23	0,00	-0,58	46,63	0,00	0,06	45,24	0,00	1,02	47,41	0,00	0,36	0,2150
		10:01	0:30	47,23	0,00	-0,58	46,63	0,00	0,06	45,24	0,00	1,02	47,41	0,00	0,36	0,2150
22,62	18	10:02	00:00	47,53	-0,30	-0,88	46,39	0,24	0,30	44,32	0,92	1,94	47,16	0,25	0,61	0,4925
		10:04	00:02	47,53	0,00	-0,88	46,39	0,00	0,30	44,32	0,00	1,94	47,16	0,00	0,61	0,4925
		10:06	00:04	47,53	0,00	-0,88	46,39	0,00	0,30	44,32	0,00	1,94	47,16	0,00	0,61	0,4925
		10:10	00:08	47,53	0,00	-0,88	46,39	0,00	0,30	44,32	0,00	1,94	47,16	0,00	0,61	0,4925
		10:17	00:15	47,58	-0,05	-0,93	46,39	0,00	0,30	44,22	0,10	2,04	47,16	0,00	0,61	0,5050
		10:32	00:30	47,61	-0,03	-0,96	46,39	0,00	0,30	44,19	0,03	2,07	47,15	0,01	0,62	0,5075

Cliente: KAZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: IDF - ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE 72" - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: 6 Data: 07 de 18/07/2014																
Carregamento		Tempo		Deflectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	TI - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
30,16	24	10:33	00:00	47,69	-0,08	-1,04	46,12	0,27	0,57	43,44	0,75	2,82	46,94	0,21	0,83	0,7950
		10:35	00:02	47,70	-0,01	-1,05	46,11	0,01	0,58	43,43	0,01	2,83	46,94	0,00	0,83	0,7975
		10:37	00:04	47,71	-0,01	-1,06	46,11	0,00	0,58	43,42	0,01	2,84	46,94	0,00	0,83	0,7975
		10:41	00:08	47,71	0,00	-1,06	46,11	0,00	0,58	43,41	0,01	2,85	46,93	0,01	0,84	0,8025
		10:48	00:15	47,72	-0,01	-1,07	46,11	0,00	0,58	43,40	0,01	2,86	46,91	0,02	0,86	0,8075
		11:03	00:30	47,72	0,00	-1,07	46,11	0,00	0,58	43,40	0,00	2,86	46,91	0,00	0,86	0,8075
37,70	30	11:04	00:00	47,69	0,03	-1,04	45,85	0,26	0,84	42,76	0,64	3,50	46,70	0,21	1,07	1,0925
		11:06	00:02	47,69	0,00	-1,04	45,82	0,03	0,87	42,75	0,01	3,51	46,69	0,01	1,08	1,1050
		11:08	00:04	47,69	0,00	-1,04	45,80	0,02	0,89	42,73	0,02	3,53	46,68	0,01	1,09	1,1175
		11:12	00:08	47,69	0,00	-1,04	45,80	0,00	0,89	42,73	0,00	3,53	46,68	0,00	1,09	1,1175
		11:19	00:15	47,67	0,02	-1,02	45,72	0,08	0,97	42,57	0,16	3,69	46,62	0,06	1,15	1,1975
		11:34	00:30	47,65	0,02	-1,00	45,70	0,02	0,99	42,57	0,00	3,69	46,62	0,00	1,15	1,2075
45,24	36	11:35	00:00	47,52	0,13	-0,87	45,41	0,29	1,28	42,06	0,51	4,20	46,46	0,16	1,31	1,4800
		11:37	00:02	47,52	0,00	-0,87	45,39	0,02	1,30	42,02	0,04	4,24	46,44	0,02	1,33	1,5000
		11:39	00:04	47,52	0,00	-0,87	45,39	0,00	1,30	42,02	0,00	4,24	46,44	0,00	1,33	1,5000
		11:43	00:08	47,52	0,00	-0,87	45,38	0,01	1,31	42,02	0,00	4,24	46,44	0,00	1,33	1,5025
		11:50	00:15	47,52	0,00	-0,87	45,37	0,01	1,32	42,01	0,01	4,25	46,44	0,00	1,33	1,5075
		12:05	00:30	47,51	0,01	-0,86	45,36	0,01	1,33	42,01	0,00	4,25	46,44	0,00	1,33	1,5125

Cliente: KAIZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: EDF. ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE 027 - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: <input type="checkbox"/> Data: 07 de 18/07/2014		 <p>SOLOSSANTINI A tecnologia na construção.</p>														
Carregamento		Tempo		Deflectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	TT - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
52,78	42	12:06	00:00	47,26	0,25	-0,61	44,99	0,37	1,70	41,53	0,48	4,73	46,24	0,20	1,53	1,8375
		12:08	00:02	47,25	0,01	-0,60	44,97	0,02	1,72	41,51	0,02	4,75	46,23	0,01	1,54	1,8525
		12:10	00:04	47,24	0,01	-0,59	44,96	0,01	1,73	41,51	0,00	4,75	46,22	0,01	1,55	1,8600
		12:14	00:08	47,24	0,00	-0,59	44,96	0,00	1,73	41,51	0,00	4,75	46,22	0,00	1,55	1,8600
		12:21	00:15	47,22	0,02	-0,57	44,95	0,01	1,74	41,51	0,00	4,75	46,21	0,01	1,56	1,8700
		12:36	00:30	47,20	0,02	-0,55	44,93	0,02	1,76	41,51	0,00	4,75	46,20	0,01	1,57	1,8825
60,32	48	12:37	00:00	46,89	0,31	-0,24	44,80	0,33	2,09	41,18	0,33	5,08	46,03	0,17	1,74	2,1675
		12:39	00:02	46,89	0,00	-0,24	44,80	0,00	2,09	41,14	0,04	5,12	46,02	0,01	1,75	2,1900
		12:41	00:04	46,86	0,03	-0,21	44,57	0,03	2,12	41,12	0,02	5,14	46,00	0,02	1,77	2,2050
		12:45	00:08	46,84	0,02	-0,19	44,56	0,01	2,13	41,11	0,01	5,15	45,99	0,01	1,78	2,2175
		12:52	00:15	46,82	0,02	-0,17	44,54	0,02	2,15	41,10	0,01	5,16	45,98	0,01	1,79	2,2325
		13:07	00:30	46,81	0,01	-0,16	44,53	0,01	2,16	41,09	0,01	5,17	45,97	0,01	1,80	2,2425
67,86	54	13:08	00:00	46,33	0,48	0,32	44,07	0,48	2,62	40,70	0,39	5,56	45,71	0,26	2,06	2,6400
		13:10	00:02	46,32	0,01	0,33	44,07	0,00	2,62	40,70	0,00	5,56	45,71	0,00	2,06	2,6425
		13:12	00:04	46,31	0,01	0,34	44,06	0,01	2,63	40,70	0,00	5,56	45,70	0,01	2,07	2,6500
		13:16	00:08	46,29	0,02	0,36	44,05	0,01	2,64	40,70	0,00	5,56	45,70	0,00	2,07	2,6575
		13:23	00:15	46,23	0,06	0,42	44,00	0,05	2,69	40,67	0,03	5,59	45,67	0,03	2,10	2,7000
		13:38	00:30	46,19	0,04	0,46	43,97	0,03	2,72	40,67	0,00	5,59	45,66	0,01	2,11	2,7200

Cliente: KAIZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: EDF. ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE 027 - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: <input type="checkbox"/> Data: 07 de 18/07/2014		 <p>SOLOSSANTINI A tecnologia na construção.</p>														
Carregamento		Tempo		Deflectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	TT - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
75,40	60	13:39	00:00	45,85	0,54	1,00	43,45	0,52	3,24	40,27	0,40	5,99	45,40	0,26	2,37	3,1500
		13:41	00:02	45,83	0,02	1,02	43,43	0,02	3,26	40,26	0,01	6,00	45,39	0,01	2,38	3,1650
		13:43	00:04	45,80	0,03	1,05	43,40	0,03	3,29	40,25	0,01	6,01	45,38	0,01	2,39	3,1650
		13:47	00:08	45,56	0,04	1,09	43,37	0,03	3,32	40,21	0,04	6,05	45,33	0,05	2,44	3,2250
		13:54	00:15	45,49	0,07	1,16	43,30	0,07	3,39	40,17	0,04	6,09	45,30	0,03	2,47	3,2775
		14:09	00:30	45,48	0,01	1,17	43,29	0,01	3,40	40,17	0,00	6,09	45,30	0,00	2,47	3,2825
82,94	66	14:10	00:00	45,15	0,33	1,50	42,95	0,34	3,74	39,90	0,27	6,36	45,10	0,20	2,67	3,5675
		14:12	00:02	45,13	0,02	1,52	42,92	0,03	3,77	39,86	0,04	6,40	45,07	0,03	2,70	3,5975
		14:14	00:04	45,11	0,02	1,54	42,90	0,02	3,79	39,84	0,02	6,42	45,06	0,01	2,71	3,6150
		14:18	00:08	45,09	0,02	1,56	42,87	0,03	3,82	39,82	0,02	6,44	45,04	0,02	2,73	3,6375
		14:25	00:15	45,06	0,03	1,59	42,84	0,03	3,85	39,79	0,03	6,47	45,01	0,03	2,76	3,6675
		14:40	00:30	45,06	0,00	1,59	42,84	0,00	3,85	39,78	0,01	6,48	45,01	0,00	2,76	3,6700
90,48	72	14:42	00:00	44,55	0,51	2,10	42,10	0,74	4,59	39,33	0,45	6,93	44,70	0,31	3,07	4,1725
		14:44	00:02	44,50	0,05	2,15	42,06	0,04	4,63	39,27	0,06	6,99	44,67	0,03	3,10	4,2175
		14:46	00:04	44,48	0,02	2,17	42,03	0,03	4,66	39,26	0,01	7,00	44,66	0,01	3,11	4,2350
		14:50	00:08	44,46	0,02	2,19	42,00	0,03	4,69	39,19	0,07	7,07	44,62	0,04	3,15	4,2750
		14:57	00:15	44,37	0,09	2,28	41,90	0,10	4,79	39,16	0,03	7,10	44,58	0,04	3,19	4,3400
		15:12	00:30	44,36	0,01	2,29	41,88	0,02	4,81	39,10	0,06	7,16	44,56	0,02	3,21	4,3675

Cliente: KAZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: EDF. ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE P27 - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: Data: 07 a 18/07/2014				 <p>SOLOSSANTINI A tecnologia na construção.</p>												
Carregamento		Tempo		Defectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	Tf - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
98,02	78	15:14	00:00	43,90	0,46	2,75	41,37	0,51	5,32	38,70	0,40	7,86	44,23	0,33	3,54	4,7925
		15:16	00:02	43,84	0,06	2,81	41,30	0,07	5,39	38,83	0,07	7,83	44,18	0,05	3,59	4,8550
		15:18	00:04	43,78	0,06	2,87	41,24	0,06	5,45	38,80	0,03	7,86	44,15	0,03	3,62	4,9000
		15:22	00:08	43,77	0,01	2,88	41,22	0,02	5,47	38,86	0,04	7,70	44,11	0,04	3,66	4,9275
		15:29	00:15	43,66	0,11	2,99	41,11	0,11	5,58	38,49	0,07	7,77	44,04	0,07	3,73	5,0175
		15:44	00:30	43,63	0,03	3,02	41,09	0,02	5,60	38,47	0,02	7,79	44,02	0,02	3,75	5,0400
100,53	80	15:45	00:00	43,30	0,33	3,35	40,71	0,38	5,88	38,18	0,29	8,08	43,75	0,27	4,02	5,3575
		15:47	00:02	43,28	0,02	3,37	40,69	0,02	6,00	38,14	0,04	8,12	43,72	0,03	4,05	5,3850
		15:49	00:04	43,26	0,02	3,39	40,68	0,01	6,01	38,13	0,01	8,13	43,72	0,00	4,05	5,3950
		15:53	00:08	43,25	0,01	3,40	40,65	0,03	6,04	38,11	0,02	8,15	43,69	0,03	4,08	5,4175
		16:00	00:15	43,12	0,13	3,53	40,53	0,12	6,16	38,00	0,11	8,26	43,59	0,10	4,18	5,5325
		16:15	00:30	43,10	0,02	3,55	40,51	0,02	6,18	37,98	0,02	8,28	43,57	0,02	4,20	5,5525

Cliente: KAZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: EDF. ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE P27 - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador: Data: 07 a 18/07/2014				 <p>SOLOSSANTINI A tecnologia na construção.</p>												
Carregamento		Tempo		Defectômetros												
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	Tf - T	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	
MANUTENÇÃO DO CARREGAMENTO																
100,53	80	16:15		43,10			40,51			37,98			43,57			
		17:15	01:00	42,84	0,26	3,81	40,21	0,30	6,48	37,70	0,28	8,56	43,32	0,25	4,45	5,8250
		18:15	02:00	42,71	0,13	3,94	40,09	0,12	6,60	37,59	0,11	8,67	43,23	0,09	4,54	5,9375
		19:15	03:00	42,61	0,10	4,04	39,98	0,11	6,71	37,45	0,14	8,81	43,10	0,13	4,67	6,0575
		20:15	04:00	42,54	0,07	4,11	39,91	0,07	6,78	37,34	0,11	8,92	43,01	0,09	4,76	6,1425
		21:15	05:00	42,46	0,08	4,19	39,83	0,08	6,86	37,30	0,04	8,96	42,93	0,08	4,84	6,2125
		22:15	06:00	42,38	0,08	4,27	39,75	0,08	6,94	37,23	0,07	9,03	42,86	0,07	4,91	6,2875
		23:15	07:00	42,32	0,06	4,33	39,69	0,06	7,00	37,17	0,06	9,09	42,81	0,05	4,96	6,3450
		0:15	08:00	42,29	0,03	4,36	39,65	0,04	7,04	37,09	0,08	9,17	42,74	0,07	5,03	6,4000
		1:15	09:00	42,25	0,04	4,40	39,60	0,05	7,09	37,06	0,03	9,20	42,74	0,00	5,03	6,4300
		2:15	10:00	42,21	0,04	4,44	39,58	0,02	7,11	37,05	0,01	9,21	42,74	0,00	5,03	6,4475
		3:15	11:00	42,18	0,03	4,47	39,54	0,04	7,15	37,01	0,04	9,25	42,73	0,01	5,04	6,4775
		4:15	12:00	42,15	0,03	4,50	39,49	0,05	7,20	36,96	0,05	9,30	42,65	0,08	5,12	6,5300
		5:15	13:00	42,15	0,00	4,50	39,48	0,01	7,21	36,96	0,00	9,30	42,64	0,01	5,13	6,5350
6:15	14:00	42,12	0,03	4,53	39,45	0,03	7,24	36,94	0,02	9,32	42,61	0,03	5,16	6,5625		
7:15	15:00	42,02	0,10	4,63	39,36	0,09	7,33	36,85	0,09	9,41	42,50	0,11	5,27	6,6600		
8:15	16:00	41,99	0,03	4,66	39,34	0,02	7,35	36,71	0,14	9,55	42,43	0,07	5,34	6,7250		

MELHORIA DE CAMPU - COLETA DE DADOS PARA PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Página 7 de 7

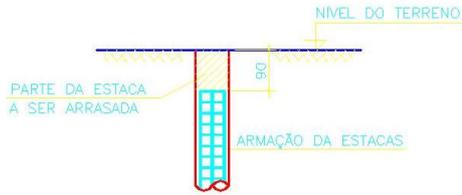
Cliente: KAIZEN CONST. E INCORP. LTDA Obra: EDIF. ENGENHARIA DE PRODUÇÃO Local: CIDADE UNIVERSITÁRIA - RECIFE P27 - EPC / 400mm com 18,00m Técnico: MAHELY KRAMER Operador:		 <p style="text-align: center;">SOLOSANTINI A tecnologia na construção.</p>															
Carregamento		Tempo		Deflectômetros													
Carga (tf)	Pressão (Kg/cm²)	Hora	TI - Tj	E 1			E 2			E 3			E 4			Recalque Médio (mm)	
				Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)	Leitura (mm)	Dif. (mm)	Total (mm)		
DESCARREGAMENTO																	
75,40	60	8:20	00:00	42,19	0,04	4,46	39,55	0,07	7,14	37,06	0,10	9,20	42,66	0,02	5,11	6,4775	
		8:22	00:02	42,19	0,00	4,46	39,55	0,00	7,14	37,06	0,00	9,20	42,66	0,00	5,11	6,4775	
		8:24	00:04	42,19	0,00	4,46	39,55	0,00	7,14	37,06	0,00	9,20	42,66	0,00	5,11	6,4775	
		8:28	00:08	42,21	0,02	4,44	39,56	0,01	7,13	37,06	0,00	9,20	42,66	0,00	5,11	6,4700	
		8:35	00:15	42,22	0,01	4,43	39,57	0,01	7,12	37,06	0,00	9,20	42,66	0,00	5,11	6,4650	
50,27	40	8:38	00:00	42,77	0,55	3,88	40,03	0,46	8,66	37,42	0,36	8,84	42,96	0,30	4,81	6,0475	
		8:38	00:02	42,80	0,03	3,85	40,05	0,02	8,64	37,42	0,00	8,84	42,96	0,00	4,81	6,0350	
		8:40	00:04	42,80	0,00	3,85	40,05	0,00	8,64	37,42	0,00	8,84	42,96	0,00	4,81	6,0350	
		8:44	00:08	42,80	0,00	3,85	40,05	0,00	8,64	37,42	0,00	8,84	42,96	0,00	4,81	6,0350	
		8:51	00:15	42,82	0,02	3,83	40,07	0,02	8,62	37,43	0,01	8,83	42,96	0,00	4,81	6,0225	
25,13	20	8:52	00:00	43,55	0,73	3,10	40,72	0,65	5,97	37,97	0,54	8,29	43,30	0,34	4,47	5,4575	
		8:54	00:02	43,57	0,02	3,08	40,74	0,02	5,95	37,98	0,01	8,28	43,31	0,01	4,46	5,4425	
		8:56	00:04	43,58	0,01	3,07	40,75	0,01	5,94	37,98	0,00	8,28	43,31	0,00	4,46	5,4375	
		9:00	00:08	43,60	0,02	3,05	40,76	0,01	5,93	37,98	0,00	8,28	43,31	0,00	4,46	5,4300	
		9:07	00:15	43,60	0,00	3,05	40,76	0,00	5,93	37,98	0,00	8,28	43,31	0,00	4,46	5,4300	
0,00	0	9:08	00:00	44,15	0,56	2,50	41,90	1,14	4,79	40,04	2,06	6,22	43,84	0,53	3,93	4,3600	
		9:10	00:02	44,15	0,00	2,50	41,94	0,04	4,75	40,04	0,00	6,22	43,84	0,00	3,93	4,3500	
		9:12	00:04	44,15	0,00	2,50	41,95	0,01	4,74	40,06	0,02	6,20	43,84	0,00	3,93	4,3425	
		9:16	00:08	44,16	0,01	2,49	41,96	0,01	4,73	40,23	0,17	6,03	43,92	0,08	3,85	4,2750	
		9:23	00:15	44,22	0,06	2,43	42,03	0,07	4,66	40,23	0,00	6,03	43,92	0,00	3,85	4,2425	
9:38	00:30	44,23	0,01	2,42	42,07	0,04	4,62	40,23	0,00	6,03	43,92	0,00	3,85	4,2300			

EX - END ENFORTE BRON view

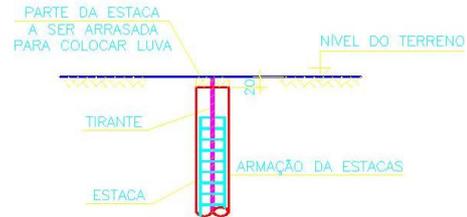
PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

**PROCEDIMENTOS PARA PREPARAÇÃO DAS ESTACAS PARA PROVA DE CARGA
ESTACAS A SEREM ENSAIADAS A COMPRESSÃO:**

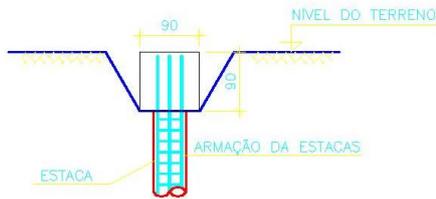
1º - ARRASAR ESTACAS ATÉ O TOPO DA ARMADURA:



DETALHE DO ARRASAMENTO DOS TIRANTES:



2º. EXECUTAR BLOCO DE COROAMENTO:



PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

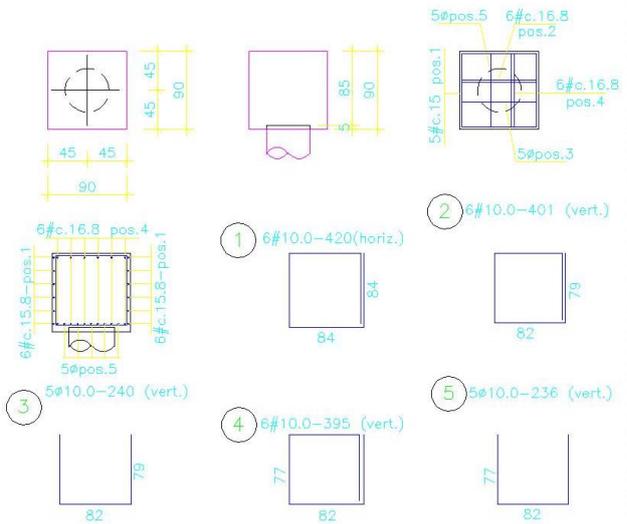
**DETALHE DOS BLOCOS DE COROAMENTO DAS
ESTACAS A SEREM ENSAIADAS (1x)**

QUADRO RESUMO DAS ARMADURAS DO BLOCO

No.	Ø (mm)	QUANT.	L. UNIT. (cm)	L. TOT. (m)	PESO (kg)
1	10.0-CA50A	06	420	25,20	15,88
2	10.0-CA50A	06	401	24,06	15,16
3	10.0-CA50A	05	240	12,00	7,56
4	10.0-CA50A	06	395	23,70	14,93
5	10.0-CA50A	05	236	11,80	7,43

TOTAL = 60,96 kg

OBS.: CONCRETO ESTRUTURAL DO BLOCO $f_{ck} \geq 30$ MPa



PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES