

IMPACTO DA CAMADA RÍGIDA NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO COESIVO

VITOR ROBERTO JONER ESBABO

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança (Portugal) em conjunto com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (Brasil) para cumprir os requisitos do programa de Dupla Diplomação para obtenção do Grau de **Mestre em Engenharia da Construção**

Trabalho efetuado sob a orientação do:

Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César

Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula

Professor Doutor Gustavo Savaris

BRAGANÇA

2024

IMPACTO DA CAMADA RÍGIDA NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO COESIVO

VITOR ROBERTO JONER ESBABO

Dissertação apresentada à Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança (IPB) como requisito para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção no âmbito do Acordo de Dupla Diplomação com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Trabalho ao qual teve a orientação do Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César e pelo Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula, do IPB. O mesmo também contou com a orientação do Professor Doutor Gustavo Savaris, da UTFPR.

BRAGANÇA

2024

Dedicatória

Dedico este trabalho à minha família, minha companheira e a todos os meus amigos que estiveram ao meu lado durante este período, pelos momentos de ausência e por toda a paciência e apoio dedicado a mim.

Resumo

O contínuo crescimento do setor da construção civil, juntamente com a urbanização ascendente e a busca pelo máximo aproveitamento das áreas urbanas, traz consigo efeitos não tão frequentes em edificações de menor porte, como o efeito da Interação Solo-Estrutura (ISE), o qual pode ser analisado por meio métodos analíticos, através de cálculos manuais, ou através da implementação de programas computacionais que buscam encontrar resultados mais próximos aos encontrados em campo, resultando em edificações mais seguras, previsíveis e econômicas. Este estudo buscou analisar criticamente a influência de parâmetros de um solo argiloso no comportamento da ISE.

Utilizando o programa computacional RFEM, foi possível analisar os resultados obtidos por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) e pelo método de Winkler para determinação dos recalques e efeitos da ISE na estrutura, considerando a profundidade do substrato rígido. A pesquisa levou em consideração recomendações das normas europeias, bem como dos anexos nacionais impostos à Portugal. Verificou-se que a proximidade da camada rígida em relação à cota de assentamento da fundação resulta em menor influência da ISE. Bem como, conforme o substrato rígido se apresentava a uma maior profundidade a ISE tendia a uma estabilização, sendo que as maiores oscilações na ISE foram encontradas quando o impenetrável se encontrava nos primeiros 10 metros abaixo da cota de assentamento.

Os parâmetros do solo como ângulo de atrito, coesão, nível do lençol freático e peso específico não apresentaram relação direta com a ISE, mas influenciaram na capacidade de carga do solo. Já o módulo de elasticidade, o módulo de cisalhamento e o coeficiente de Poisson apresentaram relação direta com os recalques, influenciando nos efeitos da ISE de forma mais pronunciada. Constatou-se que, quando o impenetrável se encontrava nos primeiros metros, os bulbos de tensões das sapatas eram mais nítidos, e não cruzavam com os bulbos das demais sapatas de modo atenuante, sendo assim os efeitos de grupo oriundos dos bulbos foram menores quando o impenetrável estava mais próximo da cota de assentamento. Também verificou-se que, quando mais próximo, o solo apresentava uma maior concentração de tensões circundando as sapatas, trazendo risco de ruptura do solo por punção.

Observou-se um comportamento atípico em dois pilares periféricos, houve uma redução de carga quando o substrato impenetrável se aproximou da cota de assentamento, diferente do esperado pela ISE, resultado atrelado à menor inércias destes pilares, estar voltada para os pilares mais carregados, o que resultou em um engaste da viga nos pilares inferior ao encontrado no direção paralela ao maior comprimento do pilar, também a alta sensibilidade destes pilares por terem apresentados efeitos mais baixos devido à ISE (inferiores a 4%), favoreceu para que ocorresse este efeito atípico.

Palavras-chave: RFEM; Winkler; Método dos Elementos Finitos (MEF).

Abstract

The continuous growth of the civil construction sector, along with upward urbanization and the pursuit of maximum utilization of urban areas, brings with it effects not so common in smaller buildings, such as the Soil-Structure Interaction (SSI) effect, which can be analyzed through analytical methods, either via manual calculations or through the implementation of computer programs seeking to find results closer to reality, resulting in safer, more predictable, and economical buildings. This study aimed to critically analyze the influence of parameters of a clayey soil on the behavior of SSI.

Using the RFEM computational program, it was possible to analyze the results obtained through the Finite Element Method (FEM) and the Winkler method for determining the settlements and effects of SSI on the structure, considering the depth of the rigid substrate. The research took into account recommendations from European standards, as well as national annexes imposed on Portugal. It was found that the proximity of the rigid layer to the foundation's settlement level results in a lesser influence of SSI. Moreover, as the rigid substrate was at greater depths, SSI tended towards stabilization, with the greatest oscillations in SSI found when the impenetrable layer was within the first 10 meters below the settlement level.

Soil parameters such as friction angle, cohesion, water table level, and specific weight showed no direct relationship with SSI but influenced the soil's load-bearing capacity. On the other hand, the modulus of elasticity, shear modulus, and Poisson's ratio showed a direct relationship with settlements, influencing the effects of SSI more pronouncedly. It was observed that when the impenetrable layer was within the first meters, the stress bulbs of the footings were more distinct and did not intersect with the bulbs of other pillars in an attenuating manner, thus, the group effects originating from the bulbs were smaller when the impenetrable layer was closer to the settlement level.

It was also observed that, when closer, the soil exhibited a higher concentration of stresses surrounding the footings, posing a risk of soil rupture due to punching. An atypical behavior was observed in two peripheral pillars, where there was a reduction in load when the impenetrable substrate approached the settlement level, contrary to what was expected by SSI, a result linked to the lower inertias of these pillars, being oriented towards the most heavily loaded pillars, resulting in a restraint in the bottom beam compared to that found in the direction parallel to the pillar's longest length; also, the high sensitivity of these pillars due to their lower effects caused by SSI (less than 4%) favored the occurrence of this atypical effect.

Keywords: RFEM; Winkler; Finite Element Method (FEM).

Agradecimentos

Nos momentos de desafio como este, somos desafiados a evoluir e superar nossos limites. Agradeço sinceramente a todos aqueles que estiveram ao meu lado durante esta jornada, fornecendo um apoio inestimável que tornou possível essa evolução. Reconheço a importância de cada indivíduo que contribuiu, mesmo que não explicitamente mencionado aqui, para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço imensamente ao Prof. Doutor Gustavo Savaris por toda a paciência, sabedoria com que me instruiu neste projeto e por me auxiliar incansavelmente, inclusive em feriados e finais de semana, fora do horário de expediente, me respondendo sempre com velocidade e tirando minhas dúvidas sempre que possível, exercendo forte influência sobre o término deste trabalho.

Agradeço aos professores orientadores do Instituto Politécnico de Bragança, Prof. Doutor Manuel Teixeira Braz César e Prof. Doutor António Miguel Verdelho Paula, por toda a atenção, dedicação e orientação prestada para a realização do presente estudo. Por todas as reuniões, esclarecimentos, recomendações e auxílio prestado durante o percurso de todo o presente trabalho.

Agradeço imensamente à UTFPR bem como ao IPB pelo privilégio de ter a oportunidade de realizar o programa de dupla diplomação em uma universidade tão prestigiada quanto o IPB, só tenho a agradecer pela parceria conjunta entre as duas universidades.

Gostaria de expressar minha profunda gratidão aos membros do meu emprego pela compreensão e pelo apoio incondicional que me ofereceram ao longo desse período. Sua compreensão em relação às demandas da minha vida acadêmica, especialmente em relação ao presente trabalho, foi extremamente valiosa. O fato de terem me permitido trabalhar no regime home-office em outro continente sem me cobrar excessivamente e confiarem no meu trabalho e no grau de qualidade com que o entrego, bem como terem deixado claro inúmeras vezes que a faculdade era minha principal prioridade demonstra a generosidade e o apoio verdadeiro que recebi. Sua compreensão e flexibilidade me proporcionaram um ambiente propício para me concentrar e me dedicar plenamente à minha pesquisa. Sou imensamente grato por ter contado com uma equipe compreensiva e solidária durante essa fase desafiadora.

Não posso deixar de mencionar o reconhecimento à minha família, que ofereceu um apoio incondicional, incentivo constante e uma sensação de segurança durante todo o percurso deste trabalho. Sua presença constante, suporte emocional e encorajamento foram fundamentais para que eu pudesse enfrentar os desafios com confiança e determinação. Agradeço do fundo do coração por estarem ao meu lado, por acreditarem em mim e por serem uma fonte inesgotável de motivação. Sou imensamente grato por ter uma família tão amorosa e dedicada, cujo apoio incansável foi essencial para o sucesso deste trabalho.

Agradeço à minha companheira, que desempenhou um papel fundamental ao meu lado durante toda a realização deste trabalho. Sua dedicação e apoio incansável foram inestimáveis para o meu progresso. Foi uma companhia constante e um verdadeiro porto seguro ao longo de toda essa jornada. Sou imensamente grato por ter tido uma parceira tão amorosa e comprometida, cujo apoio e encorajamento foram essenciais para superar os desafios e alcançar os resultados deste estudo.

Por fim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção
CEN	Comité Europeu de Normalização
IMPIC	Instituto dos Mercados Públicos do Imobiliário e da Construção
IMSEE	Institut Monégasque de La Statistique
ISE	Interação Solo-Estrutura
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PIB	Produto Interno Bruto

Lista de Símbolos

A'	Área efetiva da fundação (m^2)
b_c	Coeficiente adimensional para inclinação da base da fundação
b_q	Coeficiente adimensional para inclinação da base da fundação
b_u	Coeficiente adimensional para inclinação da base da fundação
b_γ	Coeficiente adimensional para inclinação da base da fundação
c'	Resistência do terreno, coesão efetiva (kPa)
c_u	Resistência do terreno, coesão total (kPa)
i_c	Coeficiente adimensional para inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H
i_q	Coeficiente adimensional para inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H
i_u	Coeficiente adimensional para inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H
i_γ	Coeficiente adimensional para inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H
I_r	Índice de rigidez
N_c	Coeficiente adimensional para capacidade resistente do térreo ao carregamento
N_q	Coeficiente adimensional para capacidade resistente do térreo ao carregamento
N_γ	Coeficiente adimensional para capacidade resistente do térreo ao carregamento
q	Pressão vertical efetiva ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos subjacentes ou a sobrecargas (kPa)
q'	Pressão vertical efetiva ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos subjacentes ou a sobrecargas (kPa)

R	Carga vertical (kN)
R_{Cr}	Reação do apoio, após análise utilizando o maciço de solo no programa RFEM
R_i	Reação do apoio, na análise convencional, considerando apoios indeslocáveis
s_c	Coefficiente adimensional para forma da fundação
s_q	Coefficiente adimensional para forma da fundação
s_u	Coefficiente adimensional para forma da fundação
s_γ	Coefficiente adimensional para forma da fundação
γ_F	Coefficientes parciais para acções
γ_M	Coefficientes parciais para os parâmetros do solo
γ_R	Coefficientes parciais para as capacidades resistentes
γ'	Peso específico efetivo (kN/m ³)
μ	Média aritmética simples dos coefficients de redistribuição de carga
σ	Desvio padrão dos coefficients de redistribuição de carga
σ_{adm}	Tensão admissível
ε_δ	Parâmetro do rácio de assentamento
δ	Assentamento pseudo-elástico vertical
ν	coeficiente de Poisson
E_S	Módulo de elasticidade
G	Módulo de cisalhamento
ρ_i	Recalque imediato

Índice

ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XVI
ÍNDICE DE QUADROS.....	XVII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Organização da dissertação.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Interação Solo-Estrutura	5
2.1.1 Comportamento do solo.....	7
2.1.2 Assentamento.....	12
2.1.3 Fatores que influenciam na ISE.....	14
2.1.3.1 Edificações vizinhas	15
2.1.3.2 Geometria em planta da edificação.....	17
2.1.3.3 Número de pavimentos	17
2.1.3.4 Processo construtivo	18
2.1.3.5 Rigidez relativa estrutura-solo	20
2.1.3.6 Influência do tempo	21
2.1.3.7 Influência da profundidade da camada rígida.....	22
3 METODOLOGIA DE ANÁLISE	24
3.1 Objeto de estudo	24
3.1.1 Carregamentos e ações atuantes.....	26
3.1.2 Fundação.....	27
3.1.3 Parâmetros do solo.....	35
3.1.4 Profundidade do substrato rígido.....	36
3.1.5 Presença de lençol freático.....	39
3.2 Modelo de análise da ISE	40
3.3 Resumo das análises	42
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	44

4.1	Análise dos esforços axiais dos pilares devido à ISE.....	44
4.2	Comparativo entre os tipos de solo.....	51
4.2.1	Influência do módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson.....	58
4.2.2	Influência do nível do lençol freático.....	63
4.3	Influência da rigidez das sapatas	66
4.4	Influência da profundidade da camada impenetrável.....	69
4.5	Comparativo com o estudo de Antoniazzi (2011).....	80
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
	REFERÊNCIAS.....	90

Índice de Figuras

Figura 1. Modelo de interação solo-estrutura.....	5
Figura 2. Modelo elástico.....	8
Figura 3. Modelo elástico. (a) Modelo linear; (b) Modelo não linear.....	8
Figura 4. Modelo plástico.....	9
Figura 5. Representação esquemática do modelo plástico.....	9
Figura 6. Representação esquemática do modelo viscoso.....	10
Figura 7. Modelos elasto-plásticos. (a) Com arranjo em série (b) Com arranjo em paralelo; (c) Com arranjo misto.....	11
Figura 8. Modelos visco-elástico. (a) Com arranjo em série (Modelo de Maxwell) (b) Com arranjo em paralelo (Modelo de Kelvin); (c) Com arranjo misto (Modelo de Boltzmann).....	11
Figura 9. Comportamento visco-elástico. (a) Curva de deformação em função do tempo (fluência); (b) Curva de tensões em função do tempo (relaxação)....	12
Figura 10. Deslocamentos de uma fundação.....	13
Figura 11. Efeito de construções vizinhas na ISE. (a) Carregamento simultâneo; (b) Carregamento não simultâneo; (c) Terceiro prédio construído entre dois prédios existentes; (d) Dois prédios construídos ao lado de um prédio já existente.....	15
Figura 12. Planta baixa edifício Antoniazzi (2011).....	24
Figura 13. Elevação lateral do edifício. (a) Objeto de estudo em Antoniazzi (2011); (b) Elemento modelado pelo RFEM.....	25
Figura 14. Camada resistente do solo em sapata.....	30
Figura 15. Sapata afetada por momento fletor.....	31
Figura 16. Área bruta e área efectiva (hachurado) da sapata.....	31
Figura 17. Sapata com excentricidade nas duas direções.....	33
Figura 18. Fundações superficiais do tipo sapata, para o caso de solo argiloso seco ligeiramente plástico.....	34
Figura 19. Solo modelado com 100 metros de profundidade.....	38
Figura 20. Média da variação da ISE (em módulo) a medida que se varia a profundidade do substrato rígido.....	39
Figura 21. Análise do bulbo de tensões das sapatas.....	47

Figura 22. Situação de estudo de Gosh e Sharma (2010).	48
Figura 23 – Variação de ξ_δ com S/B para um estrato único com: (a) Diferente E; (b) Diferente q.	49
Figura 24. Variação de ξ_δ com S/B: (a) Para diferentes H1/H com $q=0,25\text{MN/m}$, $B=1,0\text{m}$ e $E2/E1=0,5$; (b) Para diferentes valores de q com $B=1,0\text{m}$, $E2/E1=0,5$ e $H1/H=0,5$	50
Figura 25. Bulbo de tensões solo semi-infinito ligeiramente plástico.	51
Figura 26. Variação da ISE conforme o tipo de solo.	54
Figura 27. Ponto P qualquer no solo e ilustração do círculo de Mohr-Coulomb.	54
Figura 28. Influência da coesão no comportamento do círculo de Mohr-Coulomb.	55
Figura 29. Influência da coesão no comportamento do círculo de Mohr-Coulomb.	56
Figura 30. Comparativo Antoniazzi (2011) e Esbabo (2024) em casos de análise 1 a 4.	61
Figura 31. Variação da ISE conforme os casos de análise.	62
Figura 32. Variação da ISE conforme o nível d'água para situação ligeiramente plástica.	64
Figura 33. Análise da influência da rigidez da fundação na ISE.	67
Figura 34. Coeficientes de influência do indeslocável.	69
Figura 35. Comportamento do Pilar P1, P3, P4 e P15 conforme varia-se a profundidade da camada impenetrável.	70
Figura 36. Coeficientes de correção da camada impenetrável para os pilares P1, P3, P14 e P15.	71
Figura 37. Variação do Desvio Padrão da ISE em módulo.	72
Figura 38. Variação do Média do efeito da ISE em módulo.	72
Figura 39. Comportamento do solo à medida que se varia a profundidade da camada impenetrável.	73
Figura 40. Comportamento do solo com substrato rígido a 2 metros de profundidade.	74
Figura 41. Comportamento dos pilares centrais P5 e P11.	75
Figura 42. Comportamento do pilar P8.	75
Figura 43. Comportamento dos pilares P7 e P9.	76

Figura 44. Comportamento dos pilares P4, P6, P10 e P12.....	77
Figura 45. Comportamento dos pilares P2 e P14: (a) Curva de variação da ISE; (b), (c) e (d) Área de variação da ISE.....	78
Figura 46. Pilares P2 e P14.....	79
Figura 47. Comparativo entre Antoniazzi (2011) e o trabalho em questão em solo semi-infinito.....	81
Figura 48. Ações do vento no estudo original.....	82

Índice de Tabelas

Tabela 1. Solos de análise.	35
Tabela 2. Casos paralelos de análise.....	36
Tabela 3. Comparativo entre a análise convencional e com ISE para solo semi-infinito ligeiramente plástico.	44
Tabela 4. Variação dos parâmetros do solo.....	52
Tabela 5. Comparativo entre os 3 tipos de argilas de análise em solo semi-infinito com efeito da ISE (%).	52
Tabela 6. Média e Desvio padrão entre os grupos.	57
Tabela 7. Variações nos esforços axiais nos pilares das fundações para os diferentes casos de análise.	59
Tabela 8. Média e Desvio padrão entre os casos de análise.	62
Tabela 9. Análise da influência do lençol freático em relação à cota de assentamento (%).	65
Tabela 10. Análise da influência da rigidez da sapata na ISE (%).	68
Tabela 11. Comparativo de cargas absolutas entre Antoniazzi (2011) e o trabalho em questão em solo semi-infinito ligeiramente plástico.....	82

Índice de Quadros

Quadro 1. Ações de cargas comparativas entre o presente estudo e Antoniazzi (2011).	26
Quadro 2. Coeficientes parciais para acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E).	28
Quadro 3. Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M).....	28
Quadro 4. Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais.....	28
Quadro 5. Resumo das análises.	42

1 INTRODUÇÃO

A notável influência da indústria da construção civil no panorama econômico é inquestionável. Em Portugal, por exemplo, o setor representou 6,4% do total de postos de trabalho em 2022, enquanto no Brasil contribuiu com 3,2% do Produto Interno Bruto (PIB) nacional e representou 5,86% dos empregos formais no mesmo ano. Em Mônaco, o setor correspondeu a 8,9% do PIB, enquanto no Reino Unido representou 6% da economia em 2018. Além disso, a construção civil contribuiu em média com 8,8% do PIB da União Europeia em 2014, evidenciando sua importância econômica e ocupacional (IMPIC, 2022; CBIC, 2023; IMSEE, 2022; Rhodes, 2019; European Commission, 2016).

Essa significativa influência suscita uma preocupação incontestável quanto ao estado atual do setor. É fundamental uma análise aprofundada das implicações da construção civil no comportamento econômico, levando à necessidade imperativa de elaborar estratégias políticas para fomentar seu crescimento e desenvolvimento sustentável (Costa *et al.*, 2020).

Com o avanço tecnológico, é essencial promover um estudo mais aprofundado sobre o comportamento dos edifícios, especialmente diante da crescente expansão dos centros urbanos. A verticalização das obras em áreas densamente povoadas torna-se uma necessidade para otimizar o aproveitamento do espaço disponível. No entanto, essa tendência gera comportamentos estruturais atípicos, os quais não são amplamente observados em edificações de menor porte (Savaris, 2008).

Assim, o setor da engenharia enfrenta o desafio de entregar edificações que atendam a requisitos como longevidade, estabilidade, funcionalidade e durabilidade, ao mesmo tempo em que oferecem soluções economicamente viáveis (Reis, 2000). Embora diversos fatores influenciem no valor agregado de uma construção, é notório que atividades com custos elevados, como as relacionadas às fundações, despertam interesse para uma análise mais detalhada.

Nesse contexto, observa-se uma tendência em direção a soluções de fundações superficiais, as quais facilitam a execução e resultam em custos reduzidos (Oliveira, 2023). Em muitos cenários, a escolha do tipo de fundação é

determinada pela resistência do solo nas camadas superficiais. Em áreas onde o solo apresenta alta resistência, como na maioria das regiões do interior de Portugal Continental, fundações diretas tornam-se uma opção viável (Moreira, 2011).

A crescente verticalização das áreas urbanas traz consigo implicações significativas, especialmente no que diz respeito à interação entre a estrutura das edificações e o solo. Esse fenômeno, conhecido como Interação Solo-Estrutura (ISE), torna-se mais proeminente em contextos urbanos altamente verticalizados.

Com a maior verticalização das estruturas, observa-se um aumento na rigidez das mesmas, o que desencadeia uma série de peculiaridades, incluindo a interação com o solo. Quando o solo é submetido a esforços externos, como acontece com qualquer material, ele tende a absorver esses esforços, resultando em deformações, conhecidas como recalques. Tradicionalmente, o recalque das fundações é analisado de forma isolada. No entanto, a rigidez da estrutura apresenta características que exercem influência nesse comportamento (Iwamoto, 2000).

A rigidez estrutural possui a capacidade de absorver uma parcela dos esforços, visando uniformizar os recalques do solo em toda a estrutura, buscando comportar-se como um único elemento sólido com um recalque uniforme (Savaris, 2008). Esse processo resulta em uma redistribuição interna dos esforços através de elementos de transição, como as vigas. Posteriormente, esse efeito é influenciado por uma série de fatores, como o tipo de solo, o tipo de carregamento, as condições de carga, o formato em planta da edificação, o nível de verticalização da obra, as etapas construtivas e a profundidade da camada impenetrável, que é o foco de estudo do presente trabalho, entre outros aspectos (Mota, 2009).

A negligência em considerar esse tipo de comportamento pode resultar em recalques pronunciados não previstos nos projetos e, em situações extremas, pode levar a calamidades, como efeitos de recalques excessivos e fissurações, como observado na Torre de Pisa, na Itália, e nos edifícios construídos na orla da Cidade de Santos, em São Paulo (Savaris, 2008).

Com o setor da construção civil em constante crescimento e adaptação, a implementação da análise da ISE torna-se cada vez mais vantajosa e de

grande importância. Essa análise permite examinar o comportamento das tensões e suas redistribuições, originadas das deformações das estruturas, resultando em projetos mais eficientes, confiáveis e econômicos. Ao compreender melhor como as estruturas interagem com o solo, é possível otimizar o dimensionamento das fundações, reduzir o risco de recalques excessivos e fissurações, e garantir a segurança e estabilidade das edificações ao longo de sua vida útil. Assim, a análise da ISE é uma ferramenta essencial para a engenharia civil contemporânea, contribuindo significativamente para o avanço e aprimoramento das práticas construtivas.

1.1 Objetivos

Este trabalho dedica-se a realizar uma análise detalhada da influência das condições de contorno do solo e de outros parâmetros sobre os efeitos da ISE. É amplamente reconhecido que a ISE é predominantemente resultado da rigidez conferida pela estrutura através de vigas; de fato, a remoção das vigas ou a aplicação de condições de rótulas perfeitas elimina manifestações de ISE na estrutura. Contudo, a interação do solo e de variáveis adicionais pode atenuar ou amplificar este efeito.

Neste contexto, o presente estudo foca na análise do comportamento da ISE em três tipos de solos coesivos, conforme categorizados pela biblioteca do programa computacional RFEM, sendo eles: solo argiloso ligeiramente plástico, medianamente plástico e notavelmente plástico, tal como a biblioteca do programa os caracteriza.

A pesquisa foi estruturada em objetivos específicos, visando uma abordagem sistemática e detalhada, descritos a seguir:

- Investigação da influência da profundidade do substrato impenetrável em diferentes níveis;
- Avaliação do impacto da presença de água no solo;
- Análise detalhada do impacto dos parâmetros mecânicos do solo, como módulo de elasticidade, módulo de rigidez, coeficiente de Poisson e coesão, na manifestação e intensidade da ISE;
- Exploração dos efeitos dos parâmetros físicos do solo, como peso específico e ângulo de atrito, na resposta da ISE;

- Investigação do comportamento diferenciado dos pilares em função de sua localização na estrutura e das características de carregamento a que estão sujeitos.

Com esses objetivos, espera-se não apenas elucidar o comportamento da ISE sob diferentes condições de solo, mas também contribuir para uma compreensão mais aprofundada de como diversas variáveis interagem nesse contexto complexo.

1.2 Organização da dissertação

O presente trabalho será organizado em diferentes seções, iniciando com uma revisão abrangente que explorará características cruciais relacionadas à tipos de análise de solo e interações da estrutura com o solo. Essa revisão também apresentará modelos de cálculo, e dimensionamento, baseados em diversos estudos referenciais.

Na sequência, a metodologia do trabalho será detalhadamente exposta, incluindo uma descrição das abordagens de análise adotadas, identificação das condições de contorno e detalhamento dos métodos utilizados na pesquisa.

Posteriormente, no tópico de análise dos resultados, será conduzido um estudo minucioso das comparações realizadas, visando esclarecer as metodologias de análise, apresentar e discutir os resultados obtidos, avaliar a segurança de cada abordagem, compreender o comportamento global do sistema estrutural e identificar possíveis divergências ou convergências entre os cenários analisados.

Por fim, nas considerações finais, serão apresentadas as conclusões derivadas do estudo, acompanhadas de uma análise crítica dos métodos de análise empregados, ressaltando *insights* relevantes obtidos ao longo da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, faremos uma introdução acerca do trabalho, destacando individualmente o impacto que o tipo de solo pode ter no comportamento da estrutura, conhecido como Interação Solo-Estrutura.

2.1 Interação Solo-Estrutura

A eficiência na transferência de cargas dos elementos estruturais para o solo, sobretudo através da infraestrutura, é um dos pilares fundamentais na engenharia estrutural. No contexto prático, quando aplicamos forças ao solo, este sofre deformações. Essas deformações provocam ajustes na distribuição de cargas dentro da estrutura. Esse comportamento pode ocasionar em uma concentração maior ou menor de tensões em pontos específicos, exercendo influência nas condições de dimensionamento preliminar (Ferro *et al.*, 2016; Balzan, Ramires & Lopes Júnior, 2021; Savaris, Hallak & Maia, 2010).

Podemos visualizar a comportamento de tal fenômeno através da Figura 1. Na abordagem estática convencional, teríamos uma concentração do esforço sobre o pilar central, que possuiria o dobro de carga em comparação aos demais pilares, resultando em um recalque superior no solo. Contudo, a depender da rigidez da viga, este deslocamento pode ser redistribuído para os demais pilares, levando a um recalque no pilar central inferior ao esperado. Esta uniformização dos recalques, com a consequente redução da carga sobre o pilar central e distribuição equitativa entre os pilares, caracteriza a ISE (Savaris, 2008; Savaris, Hallak & Maia, 2010).

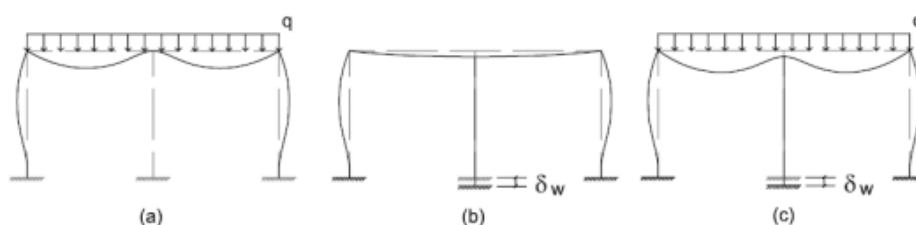


Figura 1. Modelo de interação solo-estrutura.

Fonte: Savaris (2008).

Temos que, à medida que a verticalização urbana se intensifica, as cargas exercidas sobre as fundações aumentam, resultando em recalques mais expressivos. Esses recalques, por sua vez, exercem influência direta na distribuição das tensões ao longo da estrutura, como supracitado, e podem levar ao surgimento de fissuras em vigas e lajes, assim como esmagamento de pilares (Reis, 2000; Pavan, Costella & Guarnieri, 2014; Alves & Feitosa, 2020; Savaris, Hallak & Maia, 2010; Colares, 2006).

Diante disto, a análise da ISE emerge como uma maneira de mitigar tais patologias, buscando incorporar a deformabilidade do solo no dimensionamento estrutural. Essa abordagem há de integrar áreas de Estruturas e Geotecnia, visando quantificar esses recalques e compreender sua influência no comportamento estrutural. Bem como, almeja atingir edificações mais eficientes, confiáveis, e condizentes com a realidade prática do solo e da estrutura (Iwamoto, 2000; Reis, 2000; Ritter *et al.*, 2020; Antoniazzi, 2011).

Todavia, a aplicação rotineira da análise de ISE é ainda uma prática pouco comum. Ritter *et al.* (2020) apontam que a falta de adoção das análises de ISE decorre da complexidade teórica inerente a essa abordagem. Além disso, salientam que o processo demanda uma quantia significativa de tempo adicional para a realização das simulações computacionais necessárias. Isto faz com que frequentemente, os projetos de engenharia abordem cada situação de modo separado, no dimensionamento da super estrutura por exemplo, adotasse a premissa de considerar o solo como uma estrutura indeformável (Reis, 2000; Alves & Feitosa, 2020; Ferro *et al.*, 2016; Marques *et al.*, 2021; Savaris, Hallak & Maia, 2010).

Essa simplificação, carece de representatividade frente a complexidade da realidade. Na prática, o solo manifesta uma diversidade de características que exercem impacto substancial em seu comportamento. Fatores como as cargas aplicadas e sua durabilidade, as condições de contorno das fundações, o processo de adensamento do solo, e a interação viscosa dos elementos estruturais com o solo, todos influenciam sua resposta, conferindo-lhe propriedades viscosas distintas. Ademais, as reações nos apoios dos pilares encontram-se diretamente correlacionadas com as condições específicas do solo, abrangendo sua deformabilidade, características que podem discernir-se

significativamente do modelo simplista de solo indeformável (Reis, 2000; Antoniazzi, 2011).

2.1.1 Comportamento do solo

Para compreender as propriedades intrínsecas dos materiais, é crucial analisar tanto suas características físicas quanto mecânicas, visto que tais informações são essenciais para a compreensão de seu desempenho e aplicabilidade na engenharia.

Um dos parâmetros primordiais para quantificar as propriedades mecânicas dos materiais é o Módulo de Young, também conhecido como Módulo de Elasticidade. Este parâmetro estabelece uma relação linear entre a resistência do material e a deformação aplicada sobre ele. Entretanto, ao considerar a Teoria da Elasticidade, é importante ressaltar que os materiais são frequentemente tratados como isotrópicos e homogêneos, o que contrasta com situações reais, como no caso do solo, onde as características não são homogêneas e o material se comporta como elemento anisotrópico, exibindo relações tensão-deformação não lineares (Porto, 2010).

Visando modelar de maneira mais precisa o comportamento do solo, emergem métodos que se fundamentam na combinação de modelos mais básicos, como a Teoria da Elasticidade. Essa combinação de modelos, conhecida como modelos reológicos, tem como propósito oferecer uma representação mais fidedigna do comportamento do material em análise em relação à realidade (Porto, 2010).

Existem três modelos básicos de análise comportamental descritos por Porto (2010): o modelo elástico, o modelo plástico e o modelo viscoso.

O modelo elástico é caracterizado por comportar-se como uma mola sujeita a um carregamento, possuindo a mesma mola, um coeficiente de rigidez "K". Ele pressupõe que todo corpo sujeito a uma carga induzida terá uma deformação instantânea resultante do carregamento, a qual permanece constante ao longo do período de carregamento. Após a remoção da carga, o material retorna ao seu estado original.

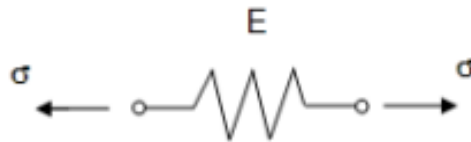


Figura 2. Modelo elástico.

Fonte: Porto (2010).

No contexto do modelo elástico, a deformação pode ocorrer de forma linear ou não linear. No caso da deformação linear, o incremento de carga é diretamente proporcional à deformação e à tensão do material. Por outro lado, na deformação não linear, a relação entre a deformação do material e o aumento da carga não é linear.

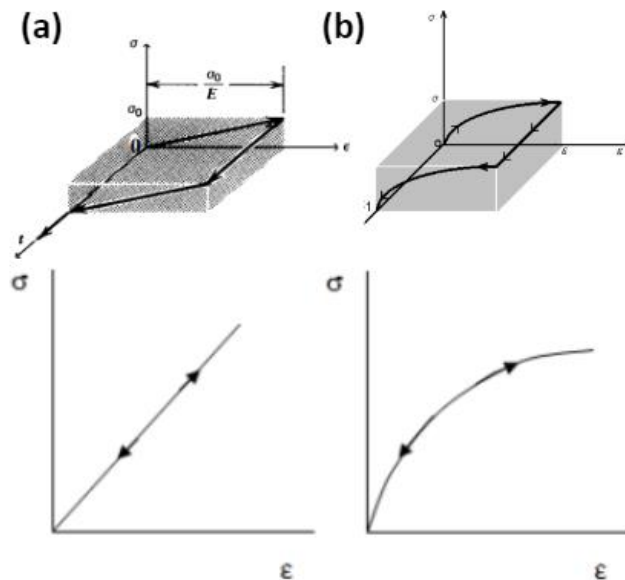


Figura 3. Modelo elástico. (a) Modelo linear; (b) Modelo não linear.

Fonte: Adaptado de Porto (2010) e Reis (2000).

Percebe-se ainda que ao lidarmos com o modelo elástico linear, recaímos sobre a lei de Hooke, onde o coeficiente de rigidez da mola “K” é dito como o Módulo de Young “E”.

O modelo plástico, por sua vez, não apresenta qualquer deformação até que o esforço submetido sobre o mesmo alcance um patamar, dito como tensão de escoamento, a partir do qual o elemento passará a deformar-se. De forma distinta do modelo elástico, o modelo plástico não possui a capacidade de retornar ao seu estado original seu estado inicial. Sendo assim,

ao sofrer uma deformação, o elemento permanecerá deformado mesmo após a retirada do esforço.

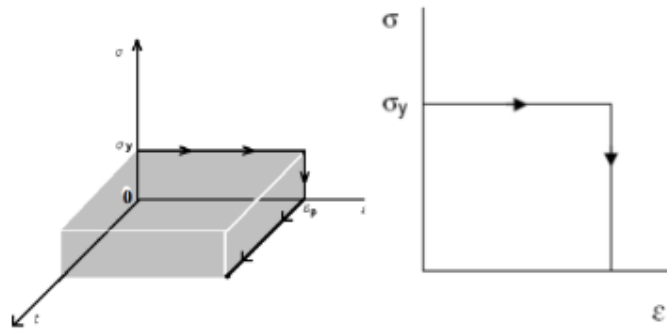


Figura 4. Modelo plástico.

Fonte: Adaptado de Porto (2010) e Reis (2000).

Tal modelo pode ser representado por um elemento sujeito a um deslocamento horizontal sob um meio com atrito, onde a tensão de escoamento representa o ponto ao qual o esforço aplicado sobre o mesmo é suficientemente significativo a ponto de quebrar o atrito estático sobre o mesmo, fornecendo-lhe deslocamento, o qual quando descarregado, mantém sua posição final.

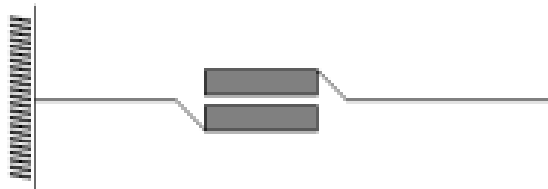


Figura 5. Representação esquemática do modelo plástico.

Fonte: Adaptado de Porto (2010) e Reis (2000).

Os modelos básicos de análise comportamental englobam também os cenários em que há deformações não lineares dos materiais, cujas variações ocorrem ao longo do tempo, denotado modelo viscoso. Similarmente ao modelo plástico, após o descarregamento do elemento, este permanece no último estado deslocado.

De forma análoga, podemos comparar esse modelo com um amortecedor, como um pistão imerso em um líquido viscoso. Nesse contexto, a variação do deslocamento é determinada pelo coeficiente de viscosidade do material.

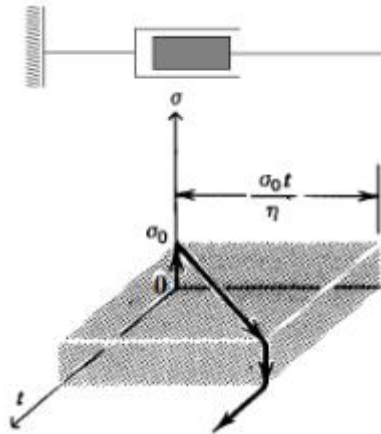


Figura 6. Representação esquemática do modelo viscoso.

Fonte: Adaptado de Porto (2010) e Reis (2000).

É notável que muitos materiais exibem um comportamento tanto elástico quanto plástico em determinado ponto de sua resposta a cargas. Para esses casos, o modelo reológico elasto-plástico se revela como uma abordagem que aproxima o comportamento real de tais materiais em situações práticas. Neste modelo, são combinadas as características dos modelos elásticos e plásticos, permitindo que o material se comporte, por exemplo, de maneira elástica até alcançar uma determinada tensão admissível. Após esse limiar, o material passa a apresentar uma deformação permanente que aumenta com o tempo de aplicação da carga, conforme ilustrado na Figura 7a.

Na Figura 7b por sua vez, observamos a característica de deformação imediata e permanente, típica do modelo plástico, ao mesmo tempo em que são mantidas as características de deformação linear do modelo elástico. Esta combinação de comportamentos elásticos e plásticos é crucial para descrever adequadamente a resposta de materiais sujeitos a solicitações mecânicas variadas.

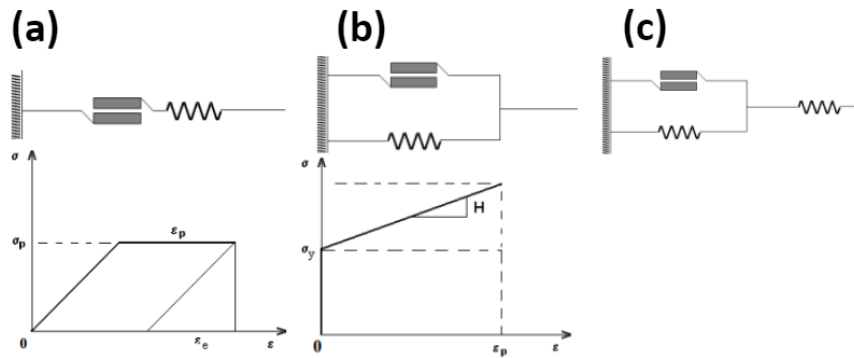


Figura 7. Modelos elasto-plásticos. (a) Com arranjo em série (b) Com arranjo em paralelo; (c) Com arranjo misto.

Fonte: Adaptado de Reis (2000).

Descreve-se também um modelo composto denotado por visco-elástico. O qual, da mesma forma que para os modelos elasto-plásticos, pode ser categorizado em série, em paralelo ou em arranjo misto, bem como ilustrado na Figura 8.

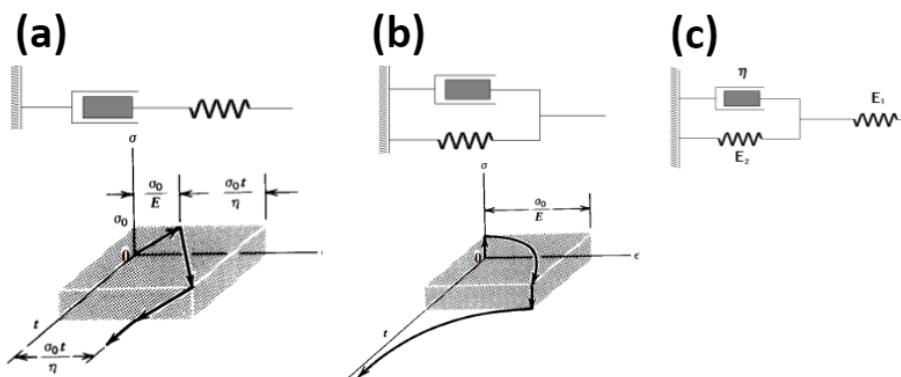


Figura 8. Modelos visco-elástico. (a) Com arranjo em série (Modelo de Maxwell) (b) Com arranjo em paralelo (Modelo de Kelvin); (c) Com arranjo misto (Modelo de Boltzmann).

Fonte: Adaptado de Reis (2000).

Os modelos visco-elásticos são utilizados em casos em que os corpos sujeitos aos esforços possuem deformações que variam conforme o tempo, ou em casos em que um corpo sofre um decréscimo de tensões em função do tempo, possuindo uma deformação constante, características inerentes ao modelo viscoso, como demonstra a Figura 9 (Reis, 2000).

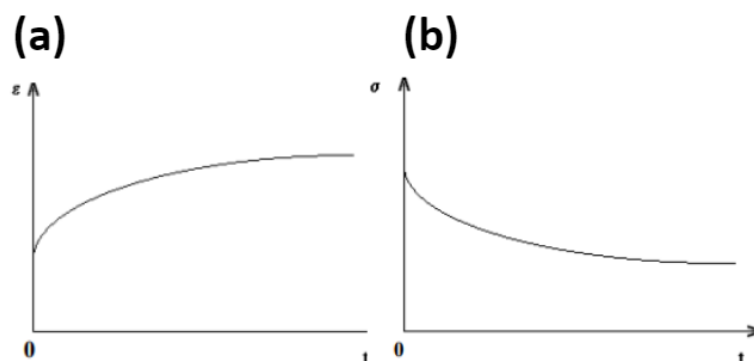


Figura 9. Comportamento visco-elástico. (a) Curva de deformação em função do tempo (fluência); (b) Curva de tensões em função do tempo (relaxação).

Fonte: Adaptado de Reis (2000).

Como visto, é possível realizar diversas combinações dos modelos disponíveis em busca de resultados que se aproximem mais da realidade. Modelos como o elasto-visco-plástico e o visco-plástico são exemplos que ainda podem ser incorporados para obter resultados mais precisos (Porto, 2010).

Em estudos posteriores, Reis (2000) observou, ao utilizar argilas COSIPA, que o solo em análise se comportava como um elemento elasto-visco-plástico, por exemplo. O mesmo, constatou que quando o solo está sob efeito de uma carga externa, que provoque uma deformação lenta, essa carga provoca uma reação contrária, que faz com que o mesmo tenha um aumento de rigidez conforme há um incremento de carga.

No entanto, para ilustrar o comportamento do solo, é comum recorrer a exemplos como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e métodos baseados na hipótese de Winkler. Este último parte da premissa de considerar o solo como um conjunto de molas no modelo elástico linear. Vale ressaltar que o modelo de Winkler é o método mais amplamente utilizado na análise de ISE (Porto, 2010; Reis, 2000).

2.1.2 Assentamento

Os solos, estruturas constituídas por aglomerados de partículas sólidas permeadas por vazios, desempenham um papel crucial em diversas áreas da engenharia civil e geotécnica. Sua natureza isotrópica dá origem a um comportamento complexo quando sujeitos a carregamentos. Inicialmente, ao

serem submetidos a uma carga, os solos sofrem deformações instantâneas. Posteriormente, ocorre o adensamento secundário devido à expulsão da água presente nos vazios, seguido pela fluência do esqueleto sólido, que se manifesta após a dissipação completa das pressões associadas à água e à interação entre as partículas sólidas presentes no meio (Reis, 2000; Savaris, 2008).

Partindo desse princípio, é possível conduzir análises detalhadas de tensões e deformações nos maciços de solo. Velloso e Lopes (2004) discutem os diversos tipos de deslocamentos que uma fundação superficial pode experimentar, os quais são diretamente influenciados pelo comportamento do solo.

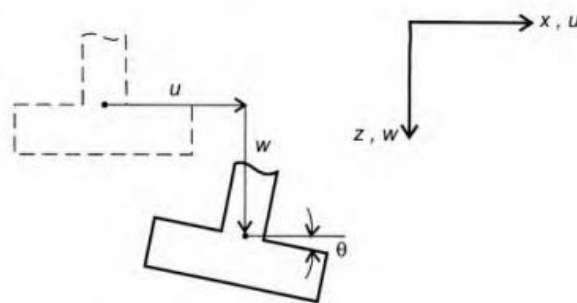


Figura 10. Deslocamentos de uma fundação.

Fonte: Velloso & Lopes (2004).

Os mesmos, estabeleceram que fundações sujeitas a diferentes tipos de solo podem experimentar deslocamentos horizontais, verticais e rotações, os quais variam de acordo com a natureza do carregamento aplicado e as características do solo em questão.

Em estruturas de maior porte, é comum observar recalques diferenciados em diferentes regiões da fundação. Essa disparidade de deformações ao longo da estrutura pode resultar em inclinações em direção a áreas de solo mais suscetíveis ou sujeitas a maiores carregamentos. Esses deslocamentos diferenciados, denominados recalques diferenciais, têm um impacto significativo no comportamento estrutural e, quando atingem valores elevados, podem ocasionar fissuras nos elementos da edificação (Iwamoto, 2000).

É fundamental compreender esses fenômenos para garantir a estabilidade e a integridade das estruturas civis, especialmente em projetos de

grande escala. O monitoramento e a análise cuidadosa dos recalques são essenciais para identificar potenciais problemas e tomar medidas corretivas adequadas durante todas as fases do projeto e da construção.

2.1.3 Fatores que influenciam na ISE

A influência da ISE não é um fenômeno que se distribui de maneira uniforme pela estrutura. Pavan, Costella e Guarnieri (2014), visualizaram que elementos próximos às fundações, como vigas de equilíbrio, experimentam impactos mais significativos em comparação aos elementos mais elevados.

Iwamoto (2000), Antoniazzi (2011) e Mendes (2015) por outro lado, analisaram o comportamento da transmissão de cargas e uniformização dos esforços dos elementos estruturais. Os mesmos observaram que a ISE pode aumentar ou reduzir o esforço sobre um elemento estrutural. Os autores defendem que, os pilares centrais geralmente apresentam uma tendência de redução nos seus recalques, e ocasionalmente, nos esforços a que estão submetidos. Por outro lado, os pilares externos exibem uma tendência oposta, onde as cargas demonstram uma propensão de se agravar nesses elementos.

Além disto, características próprias da execução da obra, como ordem cronológica de execução, também podem vir a influenciar no comportamento da ISE. Conforme destacado por Savaris, Hallak e Maia (2010), em seu estudo, a distribuição de cargas das estacas centrais para as estacas periféricas ocorreu após a execução da terceira laje em seus casos de estudo, devido ao aumento de rigidez associado ao crescimento da altura do edifício.

Ritter *et al.* (2020), ao investigarem o mesmo fenômeno, corroboraram essa conclusão, observando uma maior uniformização dos recalques à medida que a altura da estrutura aumentava, em comparação com situações em que o número de pavimentos decaía.

É possível concluir, que por se tratar de um efeito que abrange o comportamento da fundação, do solo e da superestrutura, o mesmo é influenciado por diversos fatores atrelados a cada um dos mesmos, como defendido anteriormente. Fatores como a presença de edificações vizinhas, rigidez relativa estrutura-solo, a forma em planta da edificação, bem como o

formato e a profundidade a que se encontram a superfície indeformável do solo (Colares, 2006; Antoniazzi, 2011).

2.1.3.1 Edificações vizinhas

A compreensão das condições de contorno de edificações tem despertado considerável interesse em estudos que investigam o impacto das edificações circundantes no comportamento da ISE, sendo Nunes (1956 *apud* Antoniazzi, 2011) pioneiro nesse estudo no Brasil.

Nunes (1956 *apud* Antoniazzi, 2011) classificou o comportamento das edificações vizinhas no solo em quatro tipos, conforme ilustrado na Figura 11. No cenário "a", caracterizado pela construção simultânea de edificações similares, observa-se uma concentração de tensões no solo entre as edificações, resultado dos carregamentos das estruturas. Esse fenômeno resulta em recalques maiores nesta zona do solo, levando a uma tendência de inclinação mútua das edificações, onde uma inclina-se em direção à outra.

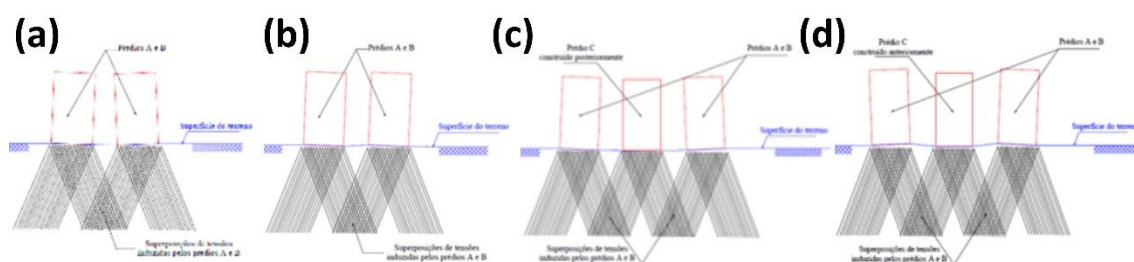


Figura 11. Efeito de construções vizinhas na ISE. (a) Carregamento simultâneo; (b) Carregamento não simultâneo; (c) Terceiro prédio construído entre dois prédios existentes; (d) Dois prédios construídos ao lado de um prédio já existente.

Fonte: Adaptado de Nunes (1956 *apud* Antoniazzi, 2011).

Ao analisarmos construções em não simultaneidade, situação ilustrada pelo caso "b" (Figura 11b), reparamos que o tombamento dos prédios ocorre no mesmo sentido, contrário ao caso anterior. Isso se deve ao pré-adensamento do solo causado pela construção do primeiro edifício. Com a subsequente construção do edifício vizinho, ocorre um aumento das tensões induzidas pela nova edificação, resultando em recalques (Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011).

Devido à alocação do novo edifício em um solo já pré-adensado, os recalques nesta zona tendem a ser inferiores aos recalques na outra extremidade do edifício, onde ainda não ocorreu o pré-adensamento. Como resultado, o novo empreendimento tende a tombar na direção oposta à edificação já existente, afastando-se e tombando no sentido contrário. Por outro lado, a estrutura existente tende a inclinar-se na direção onde ocorreu o acréscimo de tensões, ou seja, na área onde foi construído o novo empreendimento. Isso leva a estrutura já existente a tombar na direção do novo empreendimento. Assim, ambos os empreendimentos apresentam a tendência de inclinar-se para o mesmo sentido (Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011).

Já, quando executada a construção de um edifício entre dois já existentes, conforme Figura 11c, há um acréscimo de tensões devido ao carregamento do terceiro edifício. Isso resulta em recalques nos solos já pré-adensados, levando os edifícios existentes a tombar em direções opostas, inclinando-se em direção ao edifício central. Este último, por estar localizado em zonas com recalques similares, não sofre desaprumo significativo (Nunes, 1956 *apud* Antoniazzi, 2011).

Nunes (1956 *apud* Antoniazzi, 2011) também propõe uma classificação para o comportamento observado onde exista um edifício central cercado por duas novas construções em seu entorno. Nesse cenário, caracterizado pela Figura 11d, os novos edifícios são posicionados em áreas previamente submetidas a pré-adensamento do solo. Isso resulta em recalques menos significativos nessas regiões em comparação com as áreas não pré-adensadas, que estão nas extremidades opostas ao edifício central.

Essa configuração conduz os edifícios periféricos a inclinarem-se em direções opostas e a se afastarem do edifício central, semelhante ao que é observado no caso representado pela Figura 11b. Por outro lado, o edifício central, posicionado em zonas já pré-adensadas, experimenta aumentos de tensões equilibrados em ambas as direções da estrutura. Conseqüentemente, ele não demonstra tendência de desaprumo, assim como ocorre no exemplo da Figura 11c.

Com isso, ressalta-se a importância enfatizada por Mendonça, Reis e Aoki (1998 *apud* Porto, 2010) sobre a necessidade de compreender as condições de contorno das edificações para uma análise eficaz da ISE.

Situações que, segundo os mesmos, é o principal fator influenciador da inclinação e distorções excessivas nos apoios das estruturas.

2.1.3.2 Geometria em planta da edificação

Diversos são os estudos realizados com o intuito de analisar a influência que o formato da edificação em planta apresenta sobre a uniformização dos recalques (Porto, 2010). Isso se justifica pelo papel fundamental que o recalque desempenha na ISE, uma vez que está intimamente relacionada à distribuição das cargas sobre as fundações e, conseqüentemente, sobre o solo. Além disso, a configuração em planta está diretamente associada à rigidez relativa da estrutura, como evidenciado por Chamecki (1969 *apud* Zucchi, 2021).

Em seus estudos, Gusmão (1990) analisou o comportamento dos recalques de uma estrutura variando a relação do comprimento pela largura da mesma. E constato que, à medida que essa relação aumenta, os recalques tendem a se intensificar. Esse achado foi também corroborado por Chamecki (1969 *apud* Zucchi, 2021) que argumenta que essa interação ocorre devido à redução da rigidez da edificação à medida que a relação comprimento por largura aumenta, tornando-a mais esbelta e, conseqüentemente, mais flexível.

Paralelamente, estruturas com maior rigidez, que se aproximam de uma geometria quadrada em planta, possuem uma tendência de apresentar recalques mais uniformes no solo (Barata, 1986 *apud* Antoniazzi, 2011). Com isso, torna-se evidente que a geometria da edificação exerce influência sobre a rigidez da estrutura e, conseqüentemente, sobre os recalques. Sendo que, à medida que a rigidez da estrutura decai e ela adquire um comportamento mais flexível, os recalques no solo, oriundo dos carregamentos da estrutura, tendem a se ampliar (Gusmão, 1990).

2.1.3.3 Número de pavimentos

A quantidade de pavimentos em uma edificação desempenha um papel crucial na determinação de sua rigidez estrutural. Quanto maior for um edifício, maior será sua rigidez estrutural, embora essa relação não seja estritamente linear (Gusmão, 1994; Colares, 2006; Antoniazzi, 2011).

Analisando a influência que a quantidade de pavimentos apresenta sobre a ISE, Ritter *et al.* (2020) investigaram um edifício de uso comercial com 4, 6 e 8 pavimentos. Os resultados revelaram que edifícios mais altos apresentaram variações de cargas mais substanciais devido aos efeitos da ISE em comparação com edifícios de menor altura.

Da mesma forma, assim como quanto maior a altura maior será a rigidez do edifício, quanto menor for o edifício, menor será sua rigidez estrutural. Com isso, os mesmos observaram que os efeitos da ISE tendem a ser menos significativos em edifícios menores. Isso pode ser atribuído à baixa rigidez global da estrutura, que não facilita a eficiente transferência de esforços dentro do edifício, limitando assim a uniformização dos recalques.

Lopes e Gusmão (1991 *apud* Antoniazzi, 2011) por sua vez, buscaram quantificar esse fenômeno. Eles mantiveram a rigidez relativa da estrutura-solo constante, variando apenas o número de pavimentos. Suas conclusões sugeriram que, quanto maior o edifício, menor a incidência de recalques diferenciais, resultando em uma maior uniformização desses recalques, característicos dos efeitos da ISE (Savaris, 2008). O que corrobora com as conclusões de Ritter *et al.* (2020).

2.1.3.4 Processo construtivo

A análise da sequência construtiva dentro do contexto da ISE parte do princípio de que os esforços sobre a estrutura são aplicados progressivamente. À medida que o edifício ganha verticalidade, os esforços sobre o mesmo se acumulam em cada etapa. Esta abordagem, mais alinhada com a realidade construtiva, tende a ser mais precisa do que a análise convencional de carregamento imediato, que frequentemente superestima a rigidez estrutural observada em campo (Antoniazzi, 2011).

Gusmão (2006), destaca que esse carregamento gradual da estrutura influencia na capacidade de uniformização dos recalques da fundação. Esse fenômeno decorre do aumento da rigidez global da estrutura à medida que o edifício ganha altura. Esta relação também é enfatizada por Savaris, Hallak e Maia (2010) e Ritter *et al.* (2020).

Ao analisar o comportamento dos recalques em fundações realizadas com sapatas em um edifício de 14 pavimentos, Fonte, Jucá e Pontes Filho (1994

apud Iwamoto, 2000) destacaram que, ao desconsiderar o carregamento gradual na estrutura, os recalques previstos podem ser subestimados em comparação com os recalques reais medidos em campo.

Em consonância, Savaris, Hallak e Maia (2010) também ratificaram a importância da análise da ISE em fundações profundas, levando em consideração os efeitos dos carregamentos graduais. Em seu estudo, conduziram uma análise do comportamento de um edifício de 12 pavimentos, construído em etapas. Durante essa investigação, puderam observar que, a partir do terceiro pavimento, houve uma transferência parcial dos esforços das estacas centrais para as estacas periféricas, típico da ISE.

Além disso, foi constatado que os pavimentos iniciais são mais suscetíveis aos efeitos da ISE, evidenciando uma maior variação nas cargas nesses primeiros pavimentos. Essa observação corrobora com a afirmação de Goshy (1978 *apud* Iwamoto, 2000), que destaca a maior rigidez dos primeiros pavimentos devido à sua influência significativa sobre a rigidez global (Colares, 2006).

A análise de Moura (1995 *apud* Antoniazzi, 2011) reforça as descobertas de Savaris, Hallak e Maia (2010), destacando a maior influência da ISE nos primeiros pavimentos. Moura argumenta que, nos pavimentos próximos à base, ocorre uma redistribuição mais significativa dos esforços da superestrutura, especialmente em relação aos momentos fletores em vigas e pilares, quando comparados com os pavimentos mais elevados.

Os estudos de Pavan, Costella e Guarnieri (2014) corroboram as conclusões dos autores supracitados. Eles observaram que, ao analisar o comportamento da ISE, independentemente da prumada ou da combinação de cargas aplicadas, as maiores variações nos esforços dos elementos estruturais ocorreram mais próximas à fundação. Essa observação foi associada ao aumento da rigidez estrutural em proporção ao número de pavimentos, resultando em uma diminuição das rotações globais da estrutura.

Goshy (1978 *apud* Porto, 2010) também observou que, nos estágios iniciais de uma edificação, quando os primeiros incrementos de cargas são aplicados durante a construção dos primeiros pavimentos, a estrutura se comporta como uma viga flexível em um meio elástico. Isso implica que, nos

estágios iniciais, a estrutura não sofre impactos significativos devido à ISE (Gusmão, 1990), como defendido por Ritter *et al.* (2020).

Fonte, Jucá e Pontes Filho (1994 *apud* Iwamoto, 2000), em seu estudo de campo, evidenciaram que os resultados que melhor se aproximaram dos valores medidos em campo, foram obtidos por modelos que consideraram tanto a ISE quanto o pressuposto de carregamentos graduais à medida que a edificação cresce em altura. Esse achado ressalta a importância da consideração desses aspectos, uma vez que a rigidez da estrutura sofre variações à medida que o edifício se eleva. Essa constatação confirma a significativa influência desse fator no comportamento da ISE.

2.1.3.5 Rigidez relativa estrutura-solo

Até o dado momento, torna-se evidente a frequente menção ao termo "rigidez" neste estudo, sendo este identificado por Reis (2000) como o principal fator influenciador na análise da ISE. No entanto, a mensuração precisa da rigidez da superestrutura representa um desafio, pois sua influência nos recalques está sujeita a uma série de variáveis, incluindo o tipo de solo, o carregamento aplicado, a sequência construtiva, entre outros.

De acordo com Gusmão (1990), o aumento da rigidez de uma estrutura tende a promover uma maior uniformidade nos recalques e, conseqüentemente, uma intensificação da ISE. Ele também destaca a importância de considerar o efeito tridimensional de um pórtico, incluindo elementos como cintas e vigas transversais, que exercem uma influência significativa na rigidez estrutural (Porto, 2010). Além disso, Gusmão (1990) destaca que a rigidez da estrutura exerce maior impacto sobre os recalques diferenciais do que sobre os recalques absolutos.

Antoniazzi (2011) e Colares (2006) também endossam essa conclusão ao afirmarem que a interação estrutural entre lajes, vigas e pilares, que confere uma relativa rigidez ao edifício e permite a redistribuição dos esforços internos, resulta em uma redução gradual dos recalques diferenciais e em uma deformação mais suave.

A redistribuição de esforços é ocasionada principalmente pelas vigas, que possuem a capacidade de transmitir os esforços entre os elementos da estrutura. Isso resulta em maiores concentrações de esforços em suas

extremidades. Como são responsáveis pela transmissão eficaz das cargas, as vigas apresentam melhor redistribuição dos esforços quanto mais rígidas forem promovendo assim, uma uniformização dos recalques e conseqüentemente uma intensificação da ISE. Sendo que, quanto maior a rigidez dos elementos horizontais, mais a estrutura se assemelha a um bloco rígido (Pavan, Costella & Guarnieri, 2014).

Conforme apontado por Reis (2000), vários fatores exercem influência sobre a rigidez estrutural e sua interação com a ISE. Entre esses fatores, destacam-se a deformabilidade do solo e seu impacto na transmissão dos esforços, bem como a rigidez da superestrutura.

Gusmão (1990) também associa a capacidade de uniformização dos recalques à deformabilidade do maciço de solo. Segundo ele, quanto mais deformável for o solo da fundação, maior será a redistribuição dos esforços dentro do elemento estrutural. Surge então o estudo da rigidez relativa como uma abordagem para analisar o comportamento da estrutura em relação à capacidade de deformação do solo. Essa medida pode ser definida como a relação entre a rigidez do solo e a rigidez da superestrutura (Meyerhof, 1953).

Lopes e Gusmão (1991 *apud* Antoniazzi, 2011) indicam que o aumento da rigidez relativa entre a estrutura e o solo resulta em uma redução tanto nos recalques totais quanto nos diferenciais, sendo essa redução mais acentuada nos recalques diferenciais. Achado a qual é atestado por Savaris (2008), onde, em sua pesquisa, observou uma diminuição nos recalques máximos e diferenciais à medida que a rigidez relativa entre a estrutura e o solo aumenta.

Adicionalmente, o aspecto temporal também exerce influência significativa na rigidez do elemento. À medida que os recalques ocorrem ao longo do tempo, observa-se uma variação contínua na rigidez global da estrutura, influenciada por esses recalques. Nesse processo, a estrutura procura alcançar sua configuração final estática, que representa o ponto em que as variações na rigidez da estrutura cessam. A partir desse momento, torna-se possível realizar uma análise estática convencional da estrutura (Reis, 2000).

2.1.3.6 Influência do tempo

A análise da influência do solo no comportamento estrutural é uma área de grande importância na engenharia civil, especialmente quando se considera

a natureza viscosa do solo. A variação das deformações ao longo do tempo é influenciada por diversos fatores, tais como o aumento das cargas aplicadas às fundações, as propriedades viscosas do maciço de solo e fenômenos de adensamento. Esses elementos desempenham um papel significativo no processo de recalque, sendo que, a estabilização dos recalques ao longo do tempo é crucial para compreender a resposta estrutural das fundações (Reis, 2000).

A determinação da influência do tempo sobre os recalques e, por consequência, sobre a ISE, é um dos desafios mais significativos na mecânica dos solos segundo Reis (2000). A complexidade desse fenômeno torna a parametrização uma tarefa árdua. Frequentemente, essa determinação baseia-se na utilização de modelos reológicos mecânicos ou empíricos, os quais buscam capturar a resposta do solo às cargas e ao tempo.

2.1.3.7 Influência da profundidade da camada rígida

A disposição de camadas mais rígidas próximas à superfície do solo tem uma significativa influência nos recalques das estruturas. Segundo Holanda Jr. (1998), a presença de uma camada rígida adjacente às fundações superficiais resulta em recalques mais significativos ao redor dos pontos de aplicação de carga. Por outro lado, quando há uma camada mais rígida situada acima de uma camada flexível, como exemplificado pelo autor, observa-se uma maior saliência nos recalques diretamente nos pontos de aplicação da carga.

Em seu estudo, o mesmo buscou analisar o comportamento da ISE em edifícios sobre fundações diretas. O estudo foi realizado de modo numérico em dois edifícios, um de 21 e outro de 13 pavimentos. Em um desses casos, o terreno apresentava uma camada impenetrável situada a 15 metros de profundidade.

Em seguida, o pesquisador procedeu à avaliação da possível influência da camada impenetrável sobre a ISE do edifício. Para tal, o edifício de 21 pavimentos foi submetido a dois cenários de análise distintos. Em um deles, o solo original, incorporando a presença da camada impenetrável, enquanto no outro cenário, o solo foi tratado como um meio semi-infinito.

Os resultados obtidos indicaram que os recalques da estrutura e os momentos na base dos pilares foram reduzidos em todos os casos quando a

presença da camada impenetrável foi considerada. Embora o esforço normal não tenha apresentado variações tão significativas, os recalques diminuíram de 18% a 36%, os momentos fletores diminuíram entre 70% e 75% na maioria dos pilares, e os esforços axiais variaram entre -4% e 8%.

A análise de Holanda Jr. (1998) buscou apenas averiguar a amplitude do impacto da camada impenetrável sobre ISE no cenário específico a qual se encontrava, à 15 metros de profundidade. No entanto, a fim de aprofundar essa investigação sobre esse parâmetro de influência, o presente estudo almejou explorar os efeitos da camada impenetrável do solo sobre a ISE, variando não apenas sua profundidade, mas também comparando com cenários que não consideram a presença da camada impenetrável ou a ISE.

3 METODOLOGIA DE ANÁLISE

O presente capítulo objetiva descrever a metodologia utilizada para analisar a influência da profundidade da camada impenetrável na ISE.

3.1 Objeto de estudo

Considerando que os efeitos da ISE tornam-se mais significativos à medida que aumenta a verticalidade do edifício. Selecionou-se para análise um edifício com doze pavimentos e simetria em planta, analisado por Antoniazzi (2011) e ilustrados na Figuras 12 e 13. Dando-se maior ênfase em explorar a influência da profundidade do substrato rígido no subsolo.

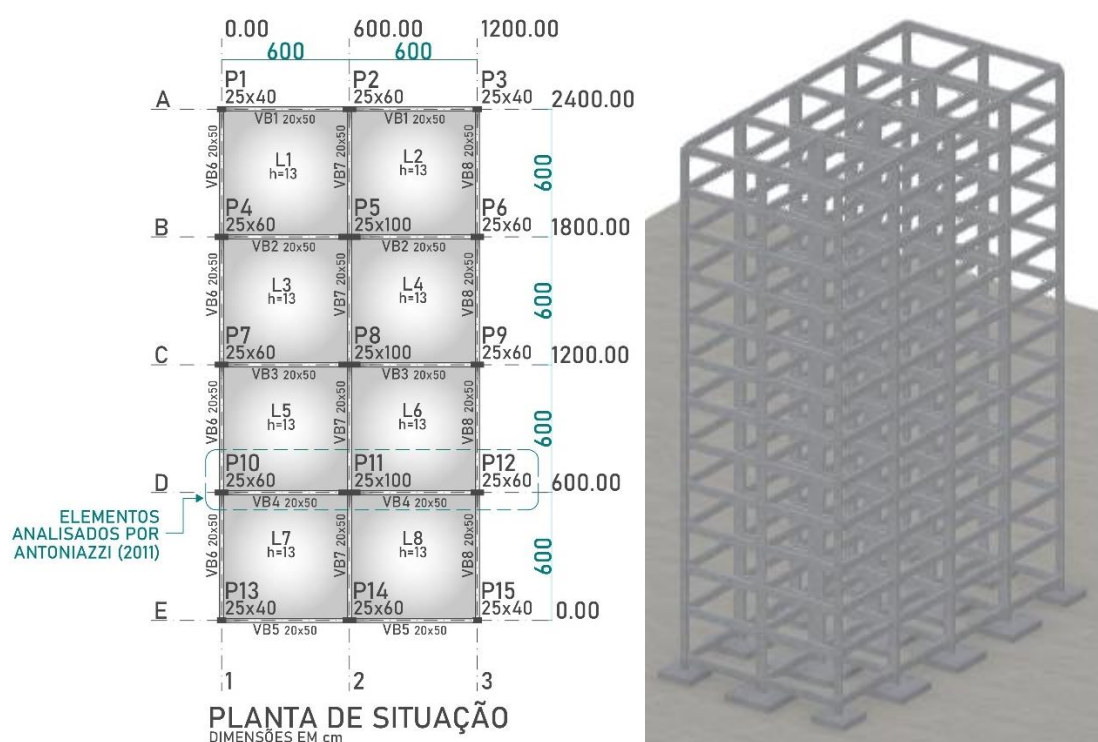


Figura 12. Planta baixa edifício Antoniazzi (2011).

O pavimento térreo do edifício apresenta pé direito de 3,40 metros, enquanto os onze pavimentos superiores possuem pé-direito de 2,90 metros cada. Quanto às características estruturais, os pilares possuem seções transversais variando entre 25x40, 25x60 e 25x100 cm, as vigas têm seção transversal de 20x50 cm e as lajes apresentam espessura uniforme de 13 cm.

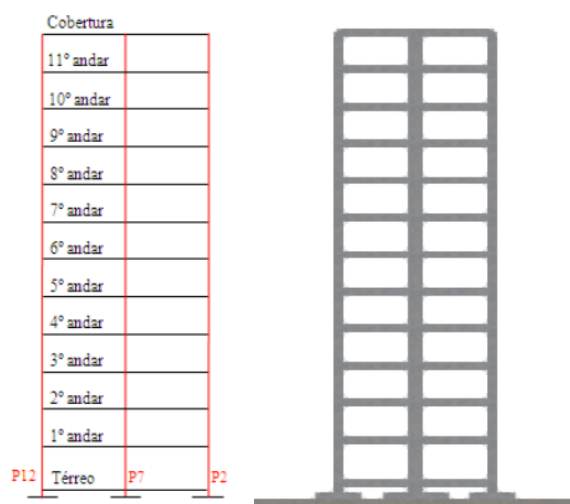


Figura 13. Elevação lateral do edifício. (a) Objeto de estudo em Antoniazzi (2011); (b) Elemento modelado pelo RFEM.

Fonte: Antoniazzi (2011) e Aatoria Própria (2024).

O estudo considerou concreto da classe C25/30, que possui um módulo de elasticidade de 25 GPa. Tal como Antoniazzi (2011) o fez.

Visando considerar na análise estrutural o comportamento não-linear dos materiais, optou-se por um programa computacional que utilizasse o MEF. Essa abordagem baseia-se na subdivisão de elementos em diversos subdomínios, chamados nós, onde os cálculos são realizados individualmente para cada nó pré-determinado. Isso resulta em uma análise global mais precisa e abrangente.

Essa precisão do MEF é particularmente vantajosa, pois incorpora efeitos já citados de não-linearidade dos materiais, oferecendo melhorias tanto em aspectos estruturais quanto geotécnicos em comparação com métodos analíticos convencionais (Rebelo, 2011).

Portanto, a análise foi conduzida utilizando o programa computacional RFEM, que se baseia no então citado MEF, no qual foram modelados os elementos da estrutura e o solo sob esta. Além disso, o programa se fundamenta nos estudos de Pasternak e Barwaschow, os quais estabeleceram coeficientes específicos para análises da influência das condições de contorno do solo, como o efeito de grupo de fundações. Esses coeficientes, que incluem a capacidade

de cisalhamento na análise, desempenham um papel significativo na ISE, conforme será explorado no próximo capítulo.

O programa também emprega o método de Winkler para determinar os recalques. Esse método não apenas reduz o tempo de cálculo, mas também permite a avaliação dos recalques nas áreas adjacentes às fundações, possibilitando uma análise detalhada e eficiente da interação entre os elementos de fundação e os edifícios circundantes.

Em suma, busca-se com essa abordagem alcançar resultados que se aproximem o máximo possível dos que seriam encontrados em campo.

3.1.1 Carregamentos e ações atuantes

As cargas derivadas do estudo de Antoniazzi (2011) foram ajustadas para atender às especificações do Eurocódigo 1: Ações em Estruturas (CEN, 2009). Além disso, as propriedades físicas da alvenaria empregada foram obtidas do catálogo técnico fornecido pela empresa PRECERAM (PRECERAM, 2024), conforme detalhado no Quadro 1.

Quadro 1. Ações de cargas comparativas entre o presente estudo e Antoniazzi (2011).

Pavimentos	Ações	Antoniazzi (2011)	Valores adotados pelo presente
Cobertura	Permanente (kN/m ²)	4,25	1,00 (CEN, 2010)
	Sobrecarga (kN/m ²)	0,50	0,40 (CEN, 2010)
	Carga de alvenaria (kN/m)	0,00	0,00
Pavimentos Tipo (2° ao 12°)	Permanente (kN/m ²)	4,25	4,25 (CEN, 2010)
	Sobrecarga (kN/m ²)	2,00	2,00 (CEN, 2010)
	Carga de alvenaria (kN/m)	2,10	2,21 (PRECERAM, 2024)
Pavimento Térreo	Permanente (kN/m ²)	4,25	3,25 (CEN, 2010)
	Sobrecarga (kN/m ²)	2,00	3,00 (CEN, 2010)
	Carga de alvenaria (kN/m)	2,10	2,67 (PRECERAM, 2024)

Fonte: Autoria Própria (2024).

Com o objetivo de eliminar uma variável na investigação do efeito da camada rígida na ISE, o efeito dinâmico do vento não foi considerado nesta análise, diferente de Antoniazzi (2011) que o incluiu em seu estudo. Dessa forma, concentrou-se na avaliação da transmissão e redistribuição dos esforços internos da estrutura diante das cargas verticais aplicadas sobre ela.

3.1.2 Fundação

O edifício analisado foi projetado com fundações superficiais do tipo sapata, com uma cota de assentamento de 1,50 metros de profundidade, seguindo a abordagem adotada por Antoniazzi (2011).

Para o dimensionamento dessas fundações, foi desenvolvido um programa em linguagem Visual Basic para determinar suas dimensões. Levando em consideração as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 6122 (ABNT, 2010) e pelo Eurocódigo 7 (CEN, 2010).

Divergindo do método de dimensionamento adotado por Antoniazzi (2011), que fez uso da análise por meio dos coeficientes totais. Após a definição das dimensões preliminares das sapatas, o programa implementou o método analítico utilizando os coeficientes parciais, conforme estabelecido pelo Eurocódigo 7 (CEN, 2010).

O mesmo estabelece que deva ser feita a verificação de segurança para diferentes estados limites de análise, sendo eles: (EQU) no caso de perda de equilíbrio da estrutura ou do solo; (STR) rotura interna ou deformação excessiva dos elementos estruturais; (GEO) rotura ou deformação excessiva do terreno; (UPL) perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno oriundo do levantamento global originado por pressão da água ou por demais acções verticais e; (HYD) levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno fruto de gradientes hidráulicos.

Para o seu correto dimensionamento, a norma descreve 3 grupos de coeficientes parciais, são eles, “A”, “M” e “R”. O grupo “A” refere-se a coeficientes corretivos para os valores das ações da estrutura ou os efeitos oriundos das mesmas. Onde o grupo é dividido para aplicações favoráveis (quando o esforço é oposto ao cenário crítico) e para aplicações desfavoráveis (quando o carregamento tende a intensificar o cenário crítico), sendo o cenário crítico a situação que resulta no dimensionamento mais severo, conforme Quadro 2.

Quadro 2. Coeficientes parciais para acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E).

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Fonte: Eurocódigo 7 (CEN, 2010).

Os coeficientes parciais “M” por outro lado tendem a influir sobre os parâmetros do solo, conforme Quadro 3.

Quadro 3. Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M).

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0

^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$

Fonte: Eurocódigo 7 (CEN, 2010).

Por fim os coeficientes “R” tratam da capacidade de carga do solo, descrito conforme Quadro 4.

Quadro 4. Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Fonte: Eurocódigo 7 (CEN, 2010)

Tendo conhecimento dos coeficientes parciais, o Eurocódigo 7 (CEN, 2010) estabelece 3 distintas abordagens de cálculo, variando os coeficientes parciais em cada cenário. São elas:

Para abordagem de Cálculo 1 temos:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1.
- Combinação 2: A2 "+" M2 "+" R2.

Em que "+" indica: combinado com.

Para abordagem de Cálculo 2:

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R2.

Para a abordagem de cálculo 3:

- Combinação 1: (A1* ou A2) "+" M1 "+" R3.

Onde * indica aplicação dos coeficientes parciais sobre as acções estruturais e A2 sobre acções geotécnicas.

No entanto conforme Anexo Nacional Português presente na mesma, para o dimensionamento em Portugal, estabelece-se por consenso a utilização apenas da abordagem de cálculo 1, tendo então a possibilidade de combinação 1 e/ou 2, a qual deve seguir o cenário mais crítico das duas análises. E para estas, deve-se realizar a verificação do solo, em condições drenadas e não drenadas, segundo a Equação 1 e 2 (CEN, 2010), respectivamente.

$$R / A' = (\pi + 2) c_u b_u s_u i_u + q \quad (a) \quad (1)$$

$$R / A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (a) \quad (2)$$

^(a) Consultar lista de simbologias no princípio do trabalho.

Tendo a metodologia de cálculo determinada, basta avaliar a capacidade de carga. Para isto, conforme orientam Campos (2015), Rebello (2008) e Fernandes (2006), se considerou a capacidade resistiva do solo em uma camada com espessura de até duas vezes a menor dimensão da sapata em relação à

cota de assentamento, sendo esta, a zona que tende a resistir ao esforço aplicado ao solo, conforme Figura 14.

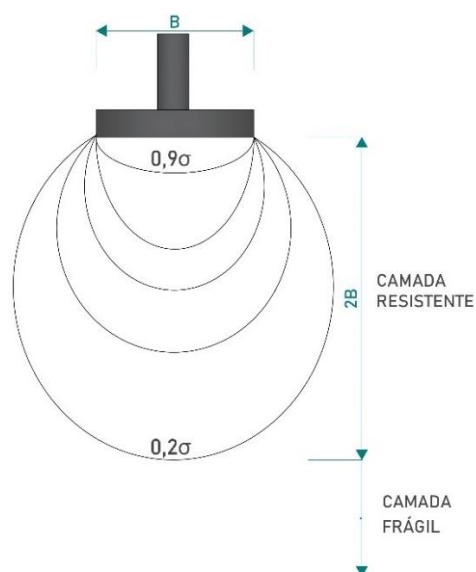


Figura 14. Camada resistente do solo em sapata.

Fonte: Adaptado de Rebello (2008).

Esta premissa, estabelece que a capacidade de carga do solo, será determinada a partir da média ponderada resistente da zona onde haverá uma maior concentração e distribuição das tensões aplicadas sobre o mesmo, zona a qual denomina-se, bulbo de tensões.

Tendo conhecimento do modelo de dimensionamento, o código desenvolvido, define inicialmente uma dimensão mínima de 60 centímetros para as sapatas, de acordo com o que estabelece a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) Norma Brasileira (NBR) 6122 (ABNT, 2010). Além disso, garantiu-se que o espaçamento entre a face do pilar e a face da sapata fosse de pelo menos 15 centímetros, para dar início ao dimensionamento.

Tendo em vista que Alonso (2010) recomenda que as sapatas mantenham distâncias iguais das faces dos pilares em ambas as direções, concluída a análise das dimensões iniciais, caso a capacidade de carga do solo fosse insuficiente em relação à carga aplicada à sapata, o programa desenvolvido incluiria um incremento de 5 cm em cada lado da sapata, conforme orienta Campos (2015), seguido de uma reavaliação dos cálculos até que a capacidade de carga do solo superasse a carga aplicada sobre o mesmo.

Contudo, além dos esforços axiais impostos à fundação, ocorre a presença de momento fletor induzido sobre as mesmas, o que implica em uma sobrecarga de tensões em uma zona e um alívio de tensões em outra zona da sapata, conforme ilustra a Figura 15.

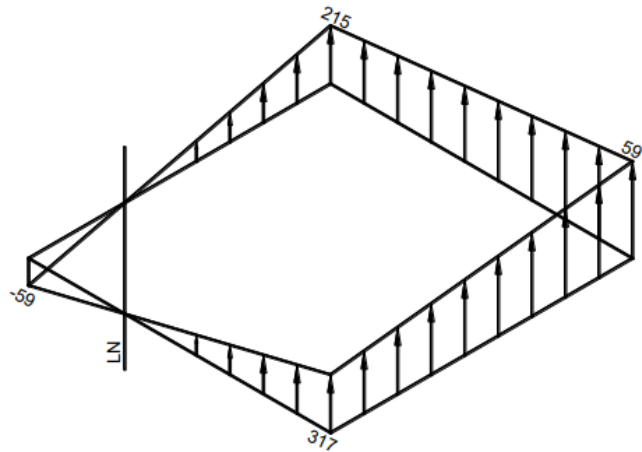


Figura 15. Sapata afetada por momento fletor.

Fonte: Bastos (2023).

Para incrementar este parâmetro no dimensionamento, estima-se que a carga axial apresenta uma excentricidade no ponto de aplicação na sapata, deste modo é possível determinar uma área efectiva da fundação e uma área bruta, conforme Figura 16.

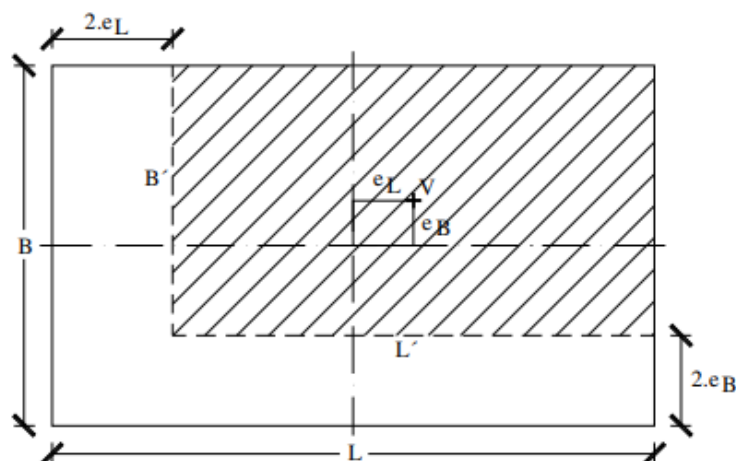


Figura 16. Área bruta e área efectiva (hachurado) da sapata.

Fonte: Martins (2023).

A área efectiva é composta pelo valor encontrado anteriormente através da capacidade de carga. Já a área bruta é encontrada incrementando o efeito do momento fletor através da excentricidade da carga, conforme as equações a seguir.

$$e_B = \frac{M_L}{N} \quad (3)$$

$$e_L = \frac{M_B}{N} \quad (4)$$

$$B = B' + 2 * e_B \quad (5)$$

$$B = L' + 2 * e_L \quad (6)$$

Onde:

B = menor dimensão da sapata em valor absoluto (m);

B' = menor dimensão efetiva da sapata (m);

L = maior dimensão da sapata (m);

L' = maior dimensão efetiva da sapata (m);

M_B = momento fletor em torno da dimensão B (kNm);

M_L = momento fletor em torno da dimensão L (kNm);

N = carga axial (kN);

e_B = excentricidade da carga no sentido de B (m);

e_L = excentricidade da carga no sentido de L (m);

Sendo assim o acréscimo do momento resulta em uma sapata que apresenta o centro geométrico deslocado em comparação com o centro geométrico do pilar, conforme Figura 17.

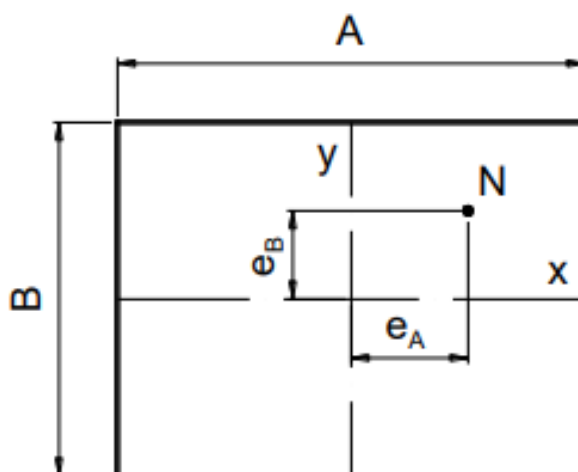


Figura 17. Sapata com excentricidade nas duas direções.

Fonte: Bastos (2023).

Após a análise dos parâmetros supracitados as dimensões das sapatas eram aproximadas para os múltiplos de 5 cm, conforme orienta Campos (2015).

Contudo, o efeito do momento fletor não apresentou impacto nas dimensões das sapatas, o que é resultado de o edifício apresentar simetria em planta e não incluir a análise dinâmica do vento, assim os esforços de momento são supérfluos em comparação às cargas axiais dos pilares, o que implica em excentricidade de baixa magnitude.

Ao término do dimensionamento de todos os casos analisados, verificou-se que as condições mais críticas ocorriam predominantemente sob condições drenadas na Combinação 1, onde se empregam coeficientes parciais para majorar as ações das cargas da estrutura aplicadas às fundações, sem que haja alterações nas propriedades físicas do solo.

Finalizado o dimensionamento das sapatas através do código desenvolvido em Visual Basic, sapatas fornecidas pelo programa RFEM foram aplicados nas dimensões já estabelecidas, conforme Figura 18, dando prosseguimento ao estudo.

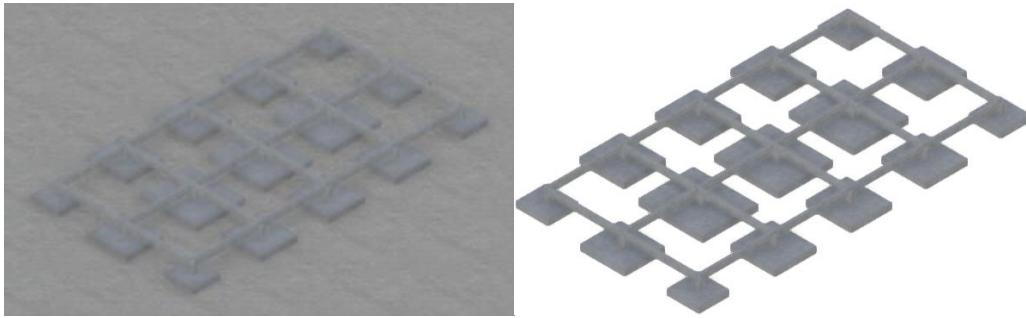


Figura 18. Fundações superficiais do tipo sapata, para o caso de solo semi-infinito argiloso seco ligeiramente plástico.

É importante destacar que, dado o foco do presente estudo não incluir a análise do elemento de fundação, estes foram considerados como elementos de transição, transferindo os esforços recebidos diretamente para o solo, sem que haja absorção pelos mesmos.

Contudo, tal premissa pode resultar em discrepâncias atenuantes em comparação a cenários que consideram a deformabilidade do elemento de fundação. Com isso, buscando analisar a amplitude de tal pressuposto, realizou-se uma análise paralela considerando o caso de sapata com rigidez infinita, delimitação do presente trabalho, e tratando a mesma como material deformável, permitindo que o programa a incluísse no seu cálculo.

Para que o programa incluísse a flexibilidade e deformabilidade das sapatas no processo de cálculo de modo eficaz, as mesmas foram definidas como elementos rígidos. Onde, para isso determinou-se a altura das mesmas através da Equação 7. De modo análogo, também se considerou que as mesmas fossem compostas pela mesma classe de concreto utilizado no restante do edifício.

$$h > \frac{a - a_p}{3} \quad (7)$$

Onde:

h = altura da sapata para ser considerada rígida (m);

a = comprimento da sapata em uma das direções (m);

a_p = dimensão do pilar da sapata na mesma direção que o comprimento “ a ” (m).

3.1.3 Parâmetros do solo

Foram analisados três diferentes tipos de solos coesivos argilosos, cujas propriedades constam na biblioteca de materiais do programa RFEM, e são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Solos de análise.

Tipos de Solo	E (GPa)	G (GPa)	ν	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	c_u (kPa)	ϕ
Argila, ligeiramente plástica	12	6	0,4	20,59	21	35	40	28
Argila, plasticidade média	12	6	0,4	19,61	20	45	48	25
Argila, notavelmente plástica	12	6	0,4	18,63	19	62	62	17

Fonte: Aatoria Própria (2023).

Observa-se que todos os 3 tipos de solo analisados possuem 3 parâmetros em comum, são eles: módulo de elasticidade (E), módulo de cisalhamento (G) e coeficiente de Poisson (ν).

Para analisar a influência que esta delimitação impôs na pesquisa fez-se uma análise paralela similar ao realizado para a análise da rigidez do elemento de fundação. Para isso, variou-se o módulo de elasticidade de 12 MPa para 20 MPa, conforme Antoniazzi (2011) o fez.

Em seguida, em outra análise, ajustou-se o módulo de cisalhamento na mesma proporção com a qual o módulo de elasticidade foi alterado, passando de 6 MPa para 10 MPa.

Por fim, alterou-se o coeficiente de Poisson para que se encontrasse idêntico ao utilizado por Antoniazzi (2011), passando de 0,40 para 0,30. Deste modo, é possível comparar os resultados e estudar a amplitude de influência destes parâmetros.

Como os solos estudados divergem da abordagem adotada por Antoniazzi (2011), que considerou de forma simplificada um único solo semi-infinito, com um módulo de elasticidade longitudinal (E) de 20 MPa, tensão admissível (σ_{adm}) de 0,20 MPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,30. Buscou-se também analisar o mesmo cenário de Antoniazzi (2011) substituiu-se as condições de solo utilizadas pelo mesmo. Para isso, atribuiu-se um módulo de elasticidade de 20 MPa, coeficiente de Poisson de 0,30 e, como o mesmo não

fez uso do coeficiente de cisalhamento em sua pesquisa, manteve-se o valor proposto pela biblioteca do RFEM, 6 MPa.

Estes casos paralelos, definidos como: Caso 1, Caso 2, Caso 3 e Caso 4, respectivamente, podem ser observados na Tabela 2.

Tabela 2. Casos paralelos de análise.

Tipos de Solo	E (GPa)	G (GPa)	ν	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	c (kPa)	ϕ
Caso 01	20	6	0,4	20,59	21	35	40	28
Caso 02	12	10	0,4	20,59	21	35	40	28
Caso 03	12	6	0,3	20,59	21	35	40	28
Caso 04	20	6	0,3	20,59	21	35	40	28

Fonte: Autoria Própria (2023).

3.1.4 Profundidade do substrato rígido

A variação da profundidade da camada rígida foi determinada primordialmente pela profundidade do solo em que este deixa de absorver a carga dos pilares.

Para isto, descreve-se abaixo uma análise visual preliminar da estrutura, com o intuito único de determinar a partir de qual ponto o solo pode ser considerado como um elemento semi-infinito para o presente estudo. Após esta análise o trabalho pôde dar prosseguimento.

Para isto, definiu-se uma profundidade de solo, ao qual os efeitos das cargas fossem dissipados pelo maciço de solo. Fernandes (2006) define que em cenários onde há presença de um conjunto de sapatas trabalhando em conjunto, ocorre uma sobreposição de cargas, o solo tende a absorver a carga de uma zona que contém um conjunto de sapatas.

Atrela-se isso ao fato de os bulbos de tensões de cada uma das sapatas sobreporem-se uma sobre a outra, gerando zonas de maior acréscimo de tensão. Fernandes (2006) analisou que este efeito de sobreposição pode acarretar um bulbo global que pode atingir até 12 vezes, a menor dimensão da sapata, de profundidade, em relação à cota de assentamento. Valor altamente discrepante em comparação ao caso habitual de sapata isolada, onde observa-se que em 2 vezes a menor dimensão da sapata, o carregamento já foi consideravelmente dissipado, conforme Figura 14. O que demonstra como o

impacto do efeito de grupo de sapatas é significativo no comportamento do maciço de solo.

Buscando encontrar a profundidade onde o solo já tenha absorvido a maior parte das tensões aplicadas sobre o mesmo. Para determinar uma profundidade inicial para a presente análise visual, estimou-se, portanto, que o edifício se encontra assente sobre um radier, o que simula uma sapata de dimensões idênticas às do edifício (12 metros x 24 metros).

Se tratarmos este caso, como um caso isolado, apresentando comportamento de sapata isolada, sendo B a menor dimensão (12 metros) teríamos um bulbo de tensão global do edifício de 24 metros (2 vezes “B”, como supracitado).

No entanto, se incrementarmos o efeito de grupo de sapatas, a mesma análise poderia resultar em um bulbo com uma profundidade de 144 metros (12 vezes “B”).

Em busca de um meio termo entre os dois cenários supracitados, modelou-se um caso considerando um solo com 100 metros de profundidade. Estes valores iniciais possuíram como único propósito determinar uma amplitude de solo para análise visual. Em seguida realizou-se uma análise preliminar com estes 100 metros, através do MEF e do método de Winkler pelo RFEM, o que implicou no gráfico de tensões apresentado na Figura 19.

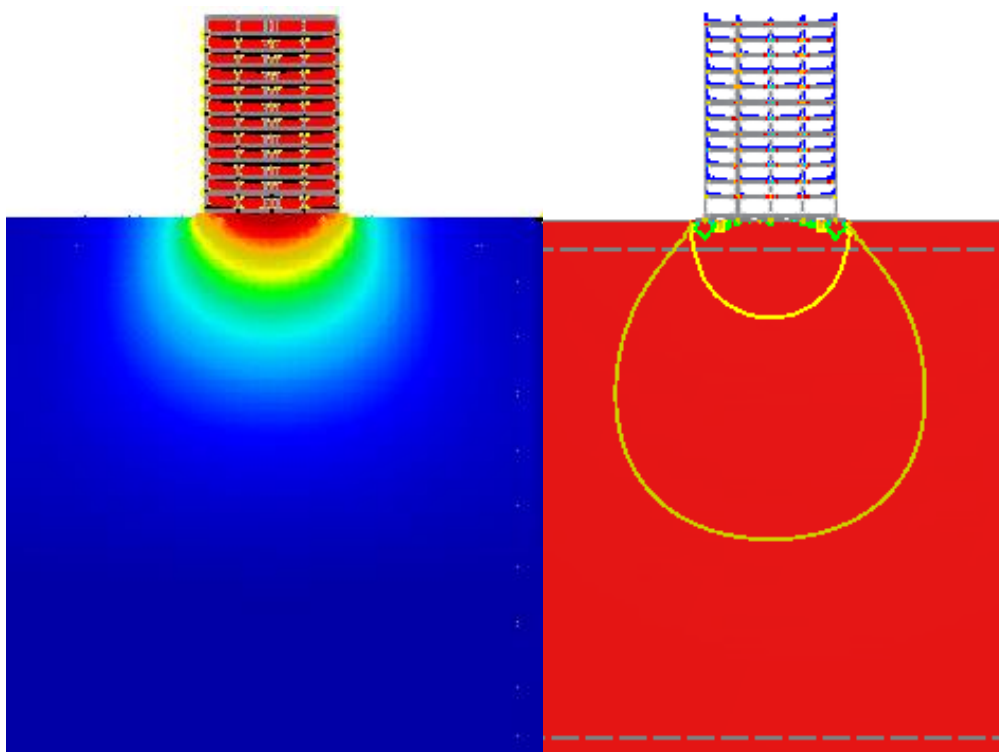


Figura 19. Solo modelado com 100 metros de profundidade.

Esta análise visual nos permite estimar que a zona onde ocorre maior concentrações de tensões se encontra nos primeiros 50 metros da cota de assentamento. A Figura 19 também nos permite discernir que o bulbo de tensões do edifício de modo global, atinge pouco mais da metade do maciço de solo (50 metros).

Portanto, através desta análise visual, para que o solo seja considerado semi-infinito, é necessário que sua profundidade seja de pelo menos 50 metros em relação à cota de assentamento, para o presente estudo. Sendo assim, foram consideradas 11 diferentes profundidades da camada impenetrável. Onde 50 metros, caracteriza-se o solo como semi-infinito, como justificado anteriormente. Como também profundidades variando de 1 a 50 metros, expressas em metros, sendo elas: 40, 30, 25, 20, 15, 10, 5, 4, 3, 2 e 1.

Percebe-se uma redução nos intervalos de análise, nos 3 primeiros cenários (50m, 40m e 30m) variou-se a profundidade do substrato rígido em uma amplitude de 10 metros. Posteriormente, para os seguintes 5 casos (25m, 20m,

15m ,10m e 5m), as variações foram de 5 metros. Por fim, para os 4 últimos cenários (4m, 3m, 2m e 1m), a redução fora de 1 metro.

Esta redução nos intervalos de análise deve-se ao comportamento logarítmico observado na curva de influência da camada impenetrável na ISE, conforme Figura 20.

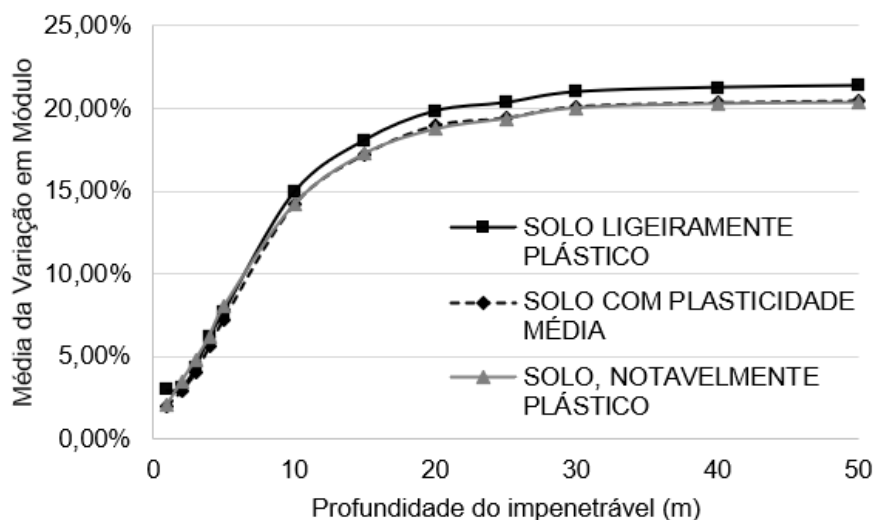


Figura 20. Média da variação da ISE (em módulo) à medida que se varia a profundidade do substrato rígido.

Essa tendência implica em uma variação mais acentuada nas condições iniciais, quando a camada impenetrável está mais próxima da superfície, enquanto observa-se uma tendência de estabilização dos efeitos da ISE conforme a profundidade aumenta. O mesmo efeito será detalhadamente abordado em breve, no momento possui o único intuito de corroborar as profundidades da camada rígida adotadas para análise.

3.1.5 Presença de lençol freático

Dado o impacto da presença de água no solo na ISE, como discutido previamente, devido à poropressão durante o carregamento e sua subsequente distribuição no solo, tornou-se imperativo considerar esses aspectos no estudo em questão. Para tanto, foram utilizados 11 diferentes níveis de lençol freático, estipulados seguindo a mesma premissa conduzida na determinação da

variação da profundidade da camada rígida. Esses níveis, expressos em metros, foram: 40, 30, 25, 20, 15, 10, 5, 4, 3, 2 e 1.

Observou-se que nos primeiros 5 metros de profundidade a partir da cota de assentamento, o nível do lençol freático exercia uma influência significativa sobre as dimensões das sapatas, fruto do seu impacto sobre a determinação da capacidade de carga do solo, onde o lençol freático passava a se apresentar na camada resistente do solo abaixo da fundação, conforme Figura 14. Em vista disso, justifica-se a redução dos intervalos de análise para os primeiros 5 metros de profundidade.

3.2 Modelo de análise da ISE

Para definir o impacto da ISE na estrutura realizou-se, para cada caso, duas análises em conjunto, uma considerando apoios indeslocáveis, situação convencional, e outra considerando a implementação do maciço de solo. E através da Equação 8, proposta por Savaris (2008), foi possível determinar o coeficiente de redistribuição de carga (FR) para cada pilar de modo isolado. O qual indica, em percentual, o nível de acréscimo ou alívio de carga no apoio.

$$FR = \frac{R_{cr} - R_i}{R_i} \quad (8)$$

Onde:

R_{cr} = reação do apoio, após análise utilizando o maciço de solo no programa RFEM;

R_i = reação do apoio, na análise convencional, considerando apoios indeslocáveis.

Buscando analisar o comportamento da ISE para cada combinação e condição modelada, tratou-se também as variações da ISE, encontradas pela equação anterior, como dados estatísticos.

Onde coletou-se as variações de todos os pilares, para cada caso de análise e as analisou como grupo amostral, determinando sua média e desvio padrão, conforme Equações 9 e 10, buscando assim, avaliar o nível com que os valores diferem um dos outros para cada combinação de modo global. Assim

reduzindo 15 dados coletados (FR de cada pilar) em dois valores representativos.

$$\mu = \frac{\sum_{n=1}^n FR}{n} \quad (9)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^n (FR_n - \mu)^2}{n}} \quad (10)$$

Onde:

μ = média aritmética simples dos coeficientes de redistribuição de carga (%);

σ = desvio padrão dos coeficientes de redistribuição de carga (%);

FR = coeficiente de redistribuição de carga para cada pilar (%);

n = número de pilares de análise.

Como as variações devido à ISE podem ser tanto positivas quanto negativas, essa discrepância pode levar a uma redução dos valores de média e desvio padrão. Por exemplo, uma variação positiva de +10% e uma variação negativa de -10% combinadas resultariam em uma média de 0% de variação. No entanto, esses valores ainda refletem uma amplitude de variação de 10%. Para capturar essa variação de forma mais precisa, os valores também foram analisados em termos absolutos, conforme mostrado nas Equações 11 e 12.

$$|\mu| = \frac{\sum_{n=1}^n |FR|}{n} \quad (11)$$

$$|\sigma| = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^n (|FR_n| - |\mu|)^2}{n}} \quad (12)$$

Onde:

$|\mu|$ = média aritmética simples dos coeficientes de redistribuição de carga, em módulo (%);

$|\sigma|$ = desvio padrão dos coeficientes de redistribuição de carga, em módulo (%);

$|FR|$ = coeficiente de redistribuição de carga para cada pilar, em módulo (%);

n = número de pilares de análise;

Este tipo de análise nos permite realizar um comparativo mais global inerente ao efeito da ISE nas diferentes condições de estudo, o que foi de grande ajuda devido ao grande número de dados e informações coletadas na presente pesquisa.

3.3 Resumo das análises

O presente estudo contou com cerca de 239 casos de análise de ISE, sendo que destes: 5 foram para as análises realizadas em paralelo, comentado anteriormente, e 78 foram realizadas para cada um dos 3 tipos de solos. O que acumulou em mais de 4500 informações coletadas de pilares e análises estatísticas, como ilustra o Quadro 5.

Quadro 5. Resumo das análises.

Profundidade do Substrato Rígido (m)	Profundidade do Nível Freático (m)											
	50 (semi-infinito)	40	30	25	20	15	10	5	4	3	2	1
1												
2												-
3												-
4												-
5												-
10												-
15												-
20												-
25												-
30												-
40												-
50 (semi-infinito)												-
	8 análises distintas: 3 análises, uma para cada tipo de solo + 1 análise para rigidez da fundação + 3 análises para os parâmetros de E, G e ν do solo + 1 análise para simulação dos parâmetros utilizados por Antoniazzi (2011).											
	3 análises, uma para cada tipo de solo.											

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Cada análise contou com dados coletados das cargas axiais de todos os 15 pilares da base da estrutura e com 4 dados estatísticos deduzidos, sendo eles: média aritmética simples das variações devido à ISE, desvio padrão das

variações da ISE, média aritmética simples das variações devido à ISE (em módulo) e, desvio padrão das variações da ISE (em módulo).

Devido às maiores diferenças da ISE observadas em solo semi-infinito, qualquer variação nos parâmetros de projeto será mais significativa sob essas condições. Com isso, este foi objeto de análise para os estudos complementares de análise de rigidez das sapatas, dos demais parâmetros do solo (E , G e ν) e da simulação dos parâmetros de solo de Antoniazzi (2011).

Como houve um grande volume de informações e dados coletados, o presente estudo focará apenas nos dados que implicaram nas maiores variações, considerações e resultados anômalos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta e discute os resultados obtidos no presente estudo. Além disso, será realizado um comparativo entre o estudo original e o presente, com o objetivo de caracterizar a influência dos parâmetros adotados na atual pesquisa.

4.1 Análise dos esforços axiais dos pilares devido à ISE

Observou-se que os pilares que apresentaram maior variação devido à ISE, em termos de módulo, foram os pilares situados nos vértices do edifício. Esse comportamento pode ser justificado por dois fatores principais.

Primeiramente, a carga nesses pilares tende a ser a mais baixa entre todos os pilares da edificação, pois eles recebem cargas de apenas duas vigas, enquanto os demais pilares periféricos recebem cargas de pelo menos três vigas. Isso resulta em uma distribuição de esforços internos diferenciada, como ilustrado na Tabela 3.

Tabela 3. Comparativo entre a análise convencional e com ISE para solo semi-infinito ligeiramente plástico.

Pilares	Análise estática convencional		Análise com ISE		Variação	
	Carga inicial (kN)	%	Carga inicial (kN)	%	Carga (kN)	%
P1	1638,1	3,29	2411,6	4,85	+773,5	+47,22
P2	3047,0	6,12	3187,2	6,40	+140,2	+4,60
P3	1638,2	3,29	2410,6	4,84	+772,4	+47,15
P4	3221,7	6,47	3435,1	6,90	+213,3	++6,62
P5	6020,6	12,10	4416,5	8,88	-1604,0	-26,64
P6	3222,1	6,47	3436,4	6,91	+214,4	6,65
P7	3158,2	6,35	3418,2	6,87	+260,0	+8,23
P8	5870,9	11,80	4332,7	8,71	-1538,2	-26,20
P9	3158,5	6,35	3418,3	6,87	+259,8	+8,23
P10	3221,6	6,47	3434,1	6,90	+212,5	+6,60
P11	6020,7	12,10	4416,2	8,87	-1604,5	-26,65

Fonte: Autoria Própria (2024).

Tabela 3. Comparativo entre a análise convencional e com ISE para solo semi-infinito ligeiramente plástico. (Continuação)

Pilares	Análise estática convencional		Análise com ISE		Variação	
	Carga inicial (kN)	%	Carga inicial (kN)	%	Carga (kN)	%
P12	3221,9	6,47	3435,3	6,90	+213,4	+6,62
P13	1637,9	3,29	2410,4	4,84	+772,5	+47,16
P14	3046,6	6,12	3189,6	6,41	+143,0	+4,69
P15	1638,1	3,29	2409,7	4,84	+771,7	+47,11
Soma	49762,1	100	49762,1	100		

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Além disso, como a carga dos pilares de vértice (P1, P3, P13 e P15) são as mais baixas na análise convencional, representando apenas 3,29% da carga total, que é pouco menos da metade dos pilares imediatamente mais carregados (P2 e P14, que suportam 6,12% da carga total). Essa diferença na carga inicial faz com que os pilares dos vértices sejam mais sensíveis às variações induzidas pela ISE. Consequentemente, qualquer alteração nas condições de carga ou nas características do solo pode causar variações mais significativas nos esforços desses pilares em comparação com os demais pilares da estrutura.

Ademais, podemos observar que os pilares dos vértices também foram aqueles que receberam as maiores cargas após a análise da ISE (até 772,4 kN). Este valor é quase três vezes superior às cargas recebidas pelos pilares que obtiveram acréscimos de carga imediatamente inferiores, que foram de 260,0 kN.

Este fenômeno pode ser atribuído ao comportamento do solo. Como a tendência da ISE é uniformizar os recalques, a estrutura, juntamente com o solo, tende a incrementar ou reduzir a carga sobre os pilares conforme necessário para equalizar os assentamentos com os demais. Os pilares dos vértices, sendo os mais distantes dos bulbos de tensões dos demais pilares, encontram maior dificuldade para assentar o solo.

Os pilares centrais, devido ao seu maior carregamento, deformam mais o solo, exigindo sapatas maiores, o que resulta em bulbos de tensões mais significativos. Esses bulbos influenciam o comportamento dos pilares e sapatas

adjacentes, fazendo com que os pilares próximos aos mais carregados tenham uma maior tendência a assentar o solo, devido à contribuição dos bulbos de tensões dos pilares centrais.

Ghosh *et al.* (2010) corroboram isso, ao analisar a influência de um grupo de sapatas sobre o recalque individual em um solo heterogêneo pouco deformável com uma camada mais deformável abaixo. Constataram que o recalque resultante de duas sapatas próximas é superior ao recalque de uma sapata isolada nas mesmas condições, evidenciando a influência das sapatas circundantes sobre um elemento de fundação.

Conforme a distância entre as sapatas aumenta, o recalque tende a diminuir até se igualar ao recalque de uma sapata isolada. Este fenômeno é explicado pela redução da interação entre os bulbos de tensão gerados pelas sapatas adjacentes.

Fernandes (2006) demonstra a influência mútua entre duas sapatas, analisando o bulbo de tensões gerado por elas. Inicialmente, ao considerar uma carga distribuída uniformemente sob uma sapata isolada com comprimento infinito e largura “B”, observa-se que o bulbo de tensões atinge uma profundidade de aproximadamente 6 vezes a menor dimensão da sapata. A Figura 21a ilustra que, neste ponto, o solo tende a resistir a apenas 10% da carga inicial aplicada à sapata devido à dissipação da carga ao longo do maciço.

Quando se introduz uma sapata idêntica a uma distância equidistante da primeira, conforme ilustrado na Figura 21c, o bulbo de tensões duplica de tamanho. Consequentemente, a tensão residual no solo, que antes atingia 10% (aproximadamente 6 vezes “B”) agora apresenta uma influência de 20% no mesmo ponto.

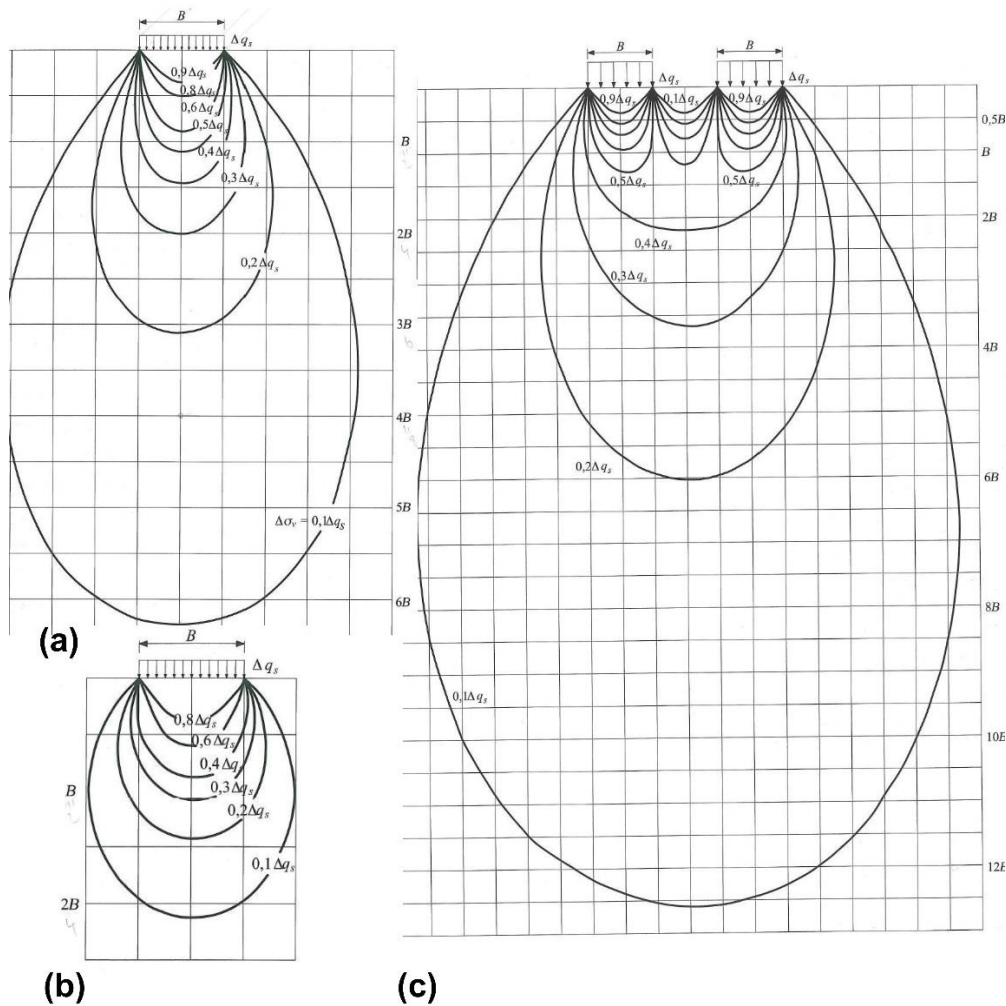


Figura 21. Análise do bulbo de tensões das sapatas.

Fonte: Adaptado de Fernandes (2006).

No cenário “b”, temos uma sapata quadrada e sua área de influência no solo. Nota-se que essa influência se estende até uma profundidade correspondente a 2 vezes a menor dimensão da sapata. Este achado corrobora o modelo de análise utilizado pelo presente, onde esta distância é considerada para determinar a capacidade de carga do solo.

De modo similar, Frutuoso *et al.* (2016) analisaram o fenômeno de recalque em um edifício assentado sobre fundação superficial em Águas Claras, DF, Brasil. Utilizando métodos analíticos e numéricos, concluíram que os resultados do método analítico foram inferiores aos do método numérico devido à ausência da consideração do efeito de grupo das sapatas no método analítico.

Os autores justificaram esse fenômeno pelo efeito dos bulbos de tensões. Este efeito resulta em um aumento na área de influência das sapatas,

como justificado anteriormente, fazendo com que o carregamento aplicado ao solo não se limite apenas à área diretamente sob a sapata, mas também cause recalques nas proximidades.

Em resumo, a análise numérica mostrou-se mais precisa por incluir a interação entre as sapatas, representando melhor os recalques observados no solo. O afastamento das sapatas reduz essa interação, até o ponto em que se iguale ao recalque de uma sapata isolada.

Buscando estudar a amplitude da influência do comportamento em grupo das sapatas, Ghosh e Sharma (2010) realizaram um estudo variando a distância entre duas sapatas, bem como suas dimensões e carga aplicadas à mesma, como ilustra a Figura 22.

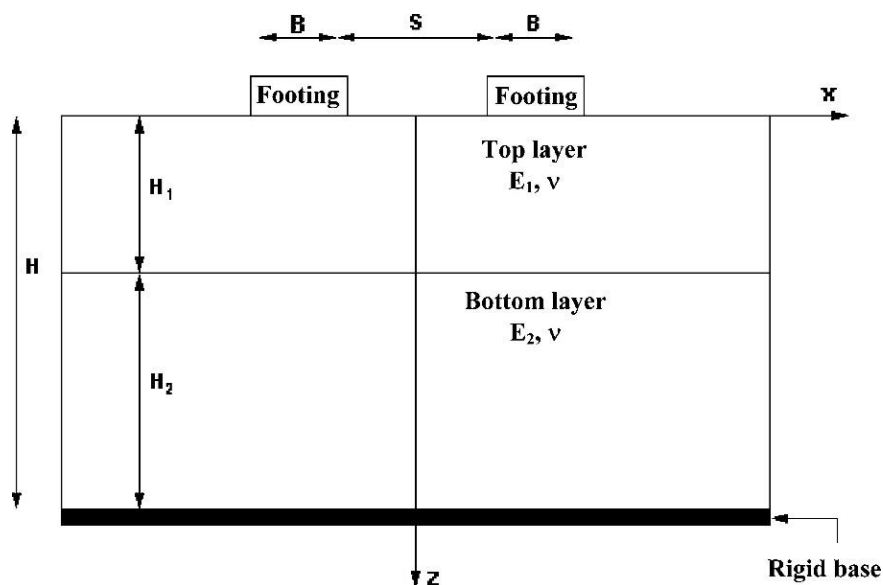


Figura 22. Situação de estudo de Gosh e Sharma (2010).

Fonte: Ghosh e Sharma (2010).

Os pesquisadores utilizaram o parâmetro do rácio de assentamento ξ_δ , que compara o assentamento de uma sapata analisada com a implementação de uma segunda sapata a uma distância S , em relação ao comportamento de uma sapata isolada.

Os resultados demonstraram que, em todos os casos, o assentamento das sapatas é significativamente influenciado pelo efeito de grupo, podendo resultar em um aumento de até 50% em comparação com uma sapata isolada.

Além disso, observou-se que, a uma distância de até 5 vezes “B”, o efeito de grupo tende a se anular, fazendo com que a sapata volte a apresentar assentamentos característicos de sapatas isoladas, conforme mostrado na Figura 23.

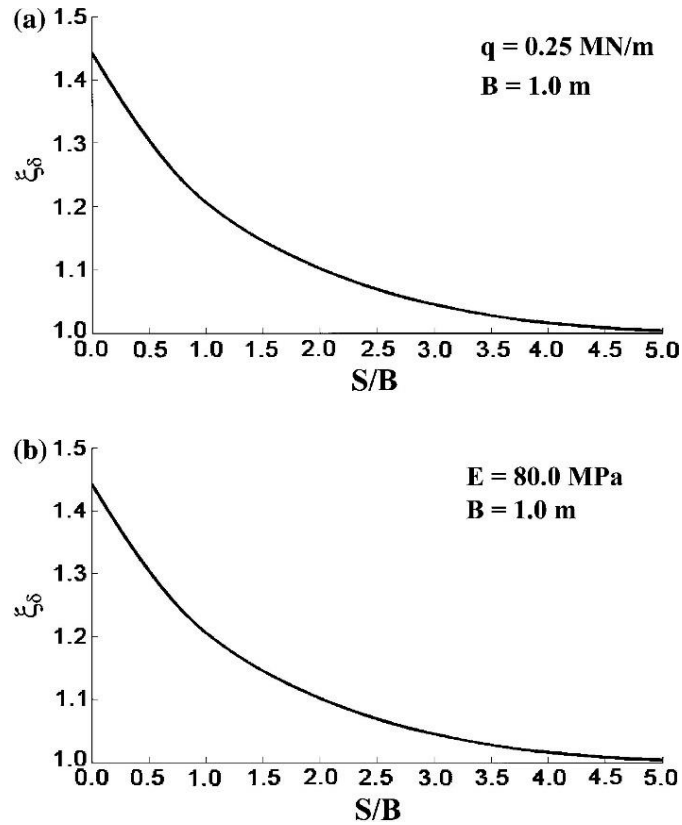


Figura 23 – Variação de ξ_δ com S/B para um estrato único com: (a) Diferente E ; (b) Diferente q .

Fonte: Ghosh e Sharma (2010).

Esse comportamento foi consistente em todas as análises, independentemente das variações nas cargas aplicadas, no tipo de solo, nas dimensões e nas propriedades das sapatas, conforme ilustrado na Figura 24. Esses achados confirmam a significativa influência do efeito de grupo no comportamento das sapatas.

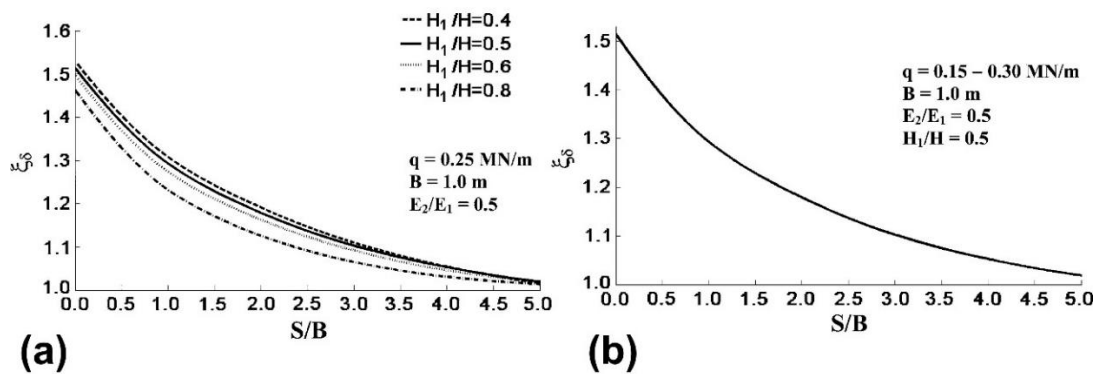


Figura 24. Variação de ξ_δ com S/B : (a) Para diferentes H_1/H com $q=0,25\text{MN/m}$, $B=1,0\text{m}$ e $E_2/E_1=0,5$; (b) Para diferentes valores de q com $B=1,0\text{m}$, $E_2/E_1=0,5$ e $H_1/H=0,5$.

Fonte: Adaptado de Ghosh e Sharma (2010).

Essas descobertas inerentes à influência do efeito de grupo das sapatas podem ser observadas no presente estudo ao analisar os pilares de vértice. Por estarem afastados dos pilares mais carregados, esses pilares são menos afetados pelos bulbos de tensão, necessitando de uma carga significativamente maior para atingir os mesmos níveis de assentamento que os pilares centrais. A Figura 25 ilustra este comportamento, mostrando que no corte transversal pelos pilares de vértice P1 e P3, o solo apresenta um bulbo de tensões menos impactante. Em comparação, o corte longitudinal pelos pilares centrais revela uma maior intensidade de tensões.

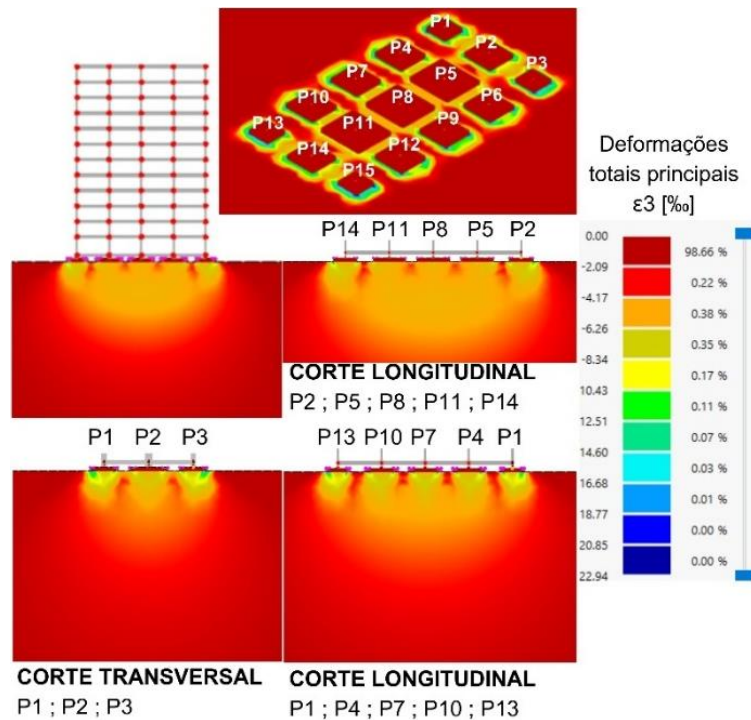


Figura 25. Bulbo de tensões solo semi-infinito ligeiramente plástico.

Além disso, ao comparar os dois cortes longitudinais, que passam pelos pilares centrais e pelos pilares periféricos, é visível a variação da influência dos pilares centrais nos bulbos dos pilares periféricos. Isso implica que os pilares de vértice apresentam recalques inferiores em comparação aos demais, devido ao menor acréscimo de tensão no solo provocado pelos bulbos dos outros pilares, necessitando, portanto, de cargas mais elevadas para resultar nos mesmos recalques.

4.2 Comparativo entre os tipos de solo

Apesar de ter sido variado o tipo de solo, estudando três tipos específicos, tendo os parâmetros como a coesão efetiva variando até 77,1% e o ângulo de atrito até 39,3%, conforme ilustrado na Tabela 4. A análise da ISE não apresentou uma variação significativa e proporcional à amplitude das alterações dos solos. Isso é evidenciado na Figura 47, onde as curvas de impacto da ISE para os três tipos de solo em situação de solo semi-infinito se mostram praticamente coincidentes.

Tabela 4. Variação dos parâmetros do solo.

Tipos de Solo	Variação em relação à situação ligeiramente plástica				
	Y (%)	Y _{sat} (%)	c' (%)	c (%)	Φ
	Argila, ligeiramente plástica	0,0	0,0	0,0	0,0
Argila, plasticidade média	-4,8	-4,8	28,6	20,0	10,7
Argila, notavelmente plástica	-9,5	-9,5	77,1	55,0	39,3

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Contudo, embora as variações não sejam significativas em uma análise de valores absolutos, ao analisarmos individualmente os três casos de estudo, podemos perceber que os pilares mais periféricos, que inicialmente apresentam variações menores devido à ISE, são mais sensíveis às mudanças nas condições de contorno do solo. Pilares como P2 e P14, por exemplo, exibiram um decréscimo na ISE de 4,43% para 3,44%, correspondendo a um decaimento de 22,35% no impacto da ISE sobre eles ao compararmos o cenário de argila de plasticidade média com argila notavelmente plástica, conforme ilustrado na Tabela 5.

Por outro lado, os pilares dos vértices e os pilares centrais apresentaram um decaimento menos representativo em comparação aos demais. Isso pode ser atribuído à maior amplitude dos valores de esforço nesses pilares, o que os torna menos sensíveis a pequenas variações. Em contraste, pilares que apresentam menor impacto oriundo da ISE são mais afetados por pequenas variações, resultando em mudanças mais significativas.

Tabela 5. Comparativo entre os 3 tipos de argilas de análise em solo semi-infinito com efeito da ISE (%).

Pilares	Ligeiramente plástica	Plasticidade média	Notavelmente plástica
P1	47,22	46,10	46,46
P2	4,60	4,43	3,44
P3	47,15	45,94	46,41
P4	6,62	4,85	5,81
P5	-26,64	-25,46	-24,78

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Tabela 5. Comparativo entre os 3 tipos de argilas de análise em solo semi-infinito com efeito da ISE (%). (Continuação)

Pilares	Ligeiramente plástica	Plasticidade média	Notavelmente plástica
P6	6,65	4,81	5,72
P7	8,23	9,40	7,40
P8	-26,20	-24,65	-25,29
P9	8,23	9,63	7,37
P10	6,60	4,93	5,66
P11	-26,65	-25,51	-24,77
P12	6,62	4,82	5,90
P13	47,16	46,07	46,44
P14	4,69	4,40	3,47
P15	47,11	46,08	46,33

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Os pilares que inicialmente apresentam maiores variações devido à ISE, sejam elas positivas ou negativas (P1, P3, P5, P8, P11, P13 e P15), sofrem menores variações relativas quando há alteração nas condições de contorno estudadas, como ângulo de atrito, coesão e peso específico. Isso ocorre porque os efeitos mais significativos inicialmente em tais pilares tornam-nos inerentemente menos sensíveis a pequenas mudanças nas propriedades do solo. Tal premissa é confirmada ao analisarmos a Figura 26, que compara a variação da ISE entre os pilares com as condições de contorno do solo imediatamente anteriores.

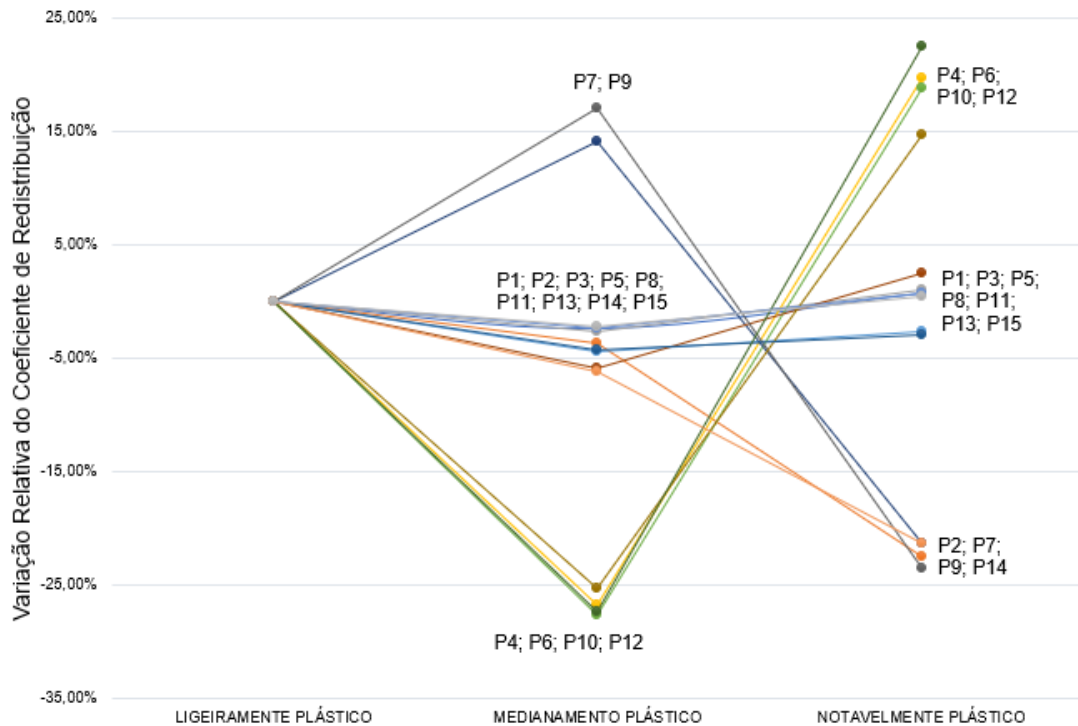


Figura 26. Variação da ISE conforme o tipo de solo.

A influência dos fatores mencionados está diretamente relacionada ao comportamento do solo. Esta influência fica mais perceptível ao analisarmos o comportamento do mesmo por meio do círculo de Mohr-Coulomb, conforme ilustrado na Figura 27.

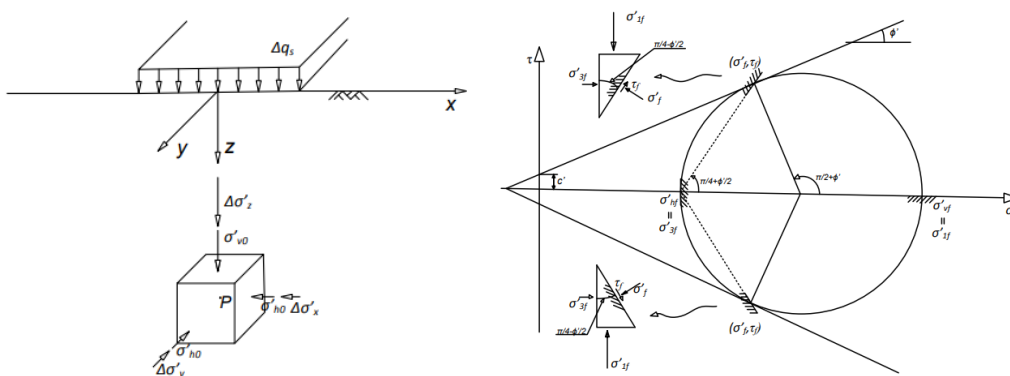


Figura 27. Ponto P qualquer no solo e ilustração do círculo de Mohr-Coulomb.

Fonte: Fernandes (2006).

Para qualquer ponto P dentro do solo, este apresenta a capacidade de resistir aos esforços de cisalhamento, axiais e torcionais. No entanto, quando esses limites são ultrapassados, o solo tende a romper.

Ademais, o solo está em uma zona confinada, cercado por mais solo, o que altera seu comportamento em comparação com materiais não confinados. Essa propriedade faz com que a resposta do solo à carga não seja uniforme em todos os pontos.

Ao aumentar a carga aplicada ao solo até o ponto de ruptura, conforme descrito pelo círculo de Mohr-Coulomb, e continuar a aumentar essa carga gradativamente, ocorre uma plastificação localizada. Nessa situação, os esforços e deslocamentos são redistribuídos para os pontos adjacentes ao ponto P original, permitindo que o solo suporte uma carga superior à estabelecida pelo limite do círculo de Mohr-Coulomb, ao mesmo tempo que mantém o equilíbrio estático global.

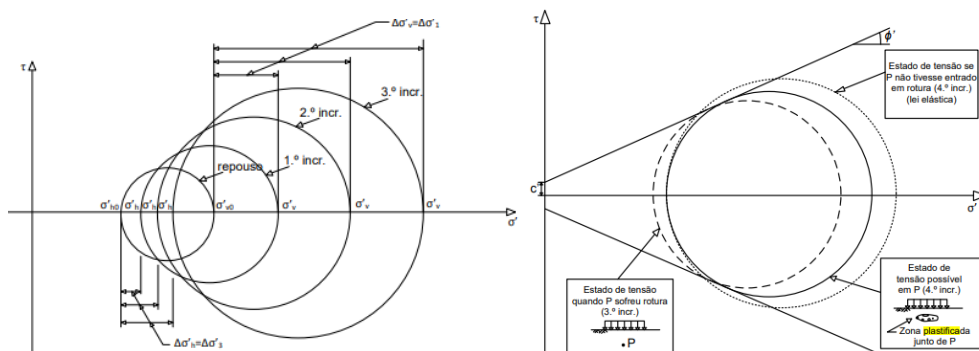


Figura 28. Efeito de plastificação confinada no comportamento do círculo de Mohr-Coulomb.

Fonte: Fernandes (2006).

No entanto, conforme a carga se eleva ainda mais, as zonas circundantes do ponto P também começam a entrar em plastificação. Isso influencia as áreas adjacentes a essas zonas, em um efeito cascata que se propaga até a superfície do solo. Nesse ponto, o solo deixa de estar em um estado de plastificação confinada e passa a um estado de plastificação completa. A partir desse estágio, ocorre a ruptura global do solo.

É válido ressaltar que fatores como o ângulo de atrito e a coesão influenciam no formato do círculo de Mohr-Coulomb. À medida que esses parâmetros são elevados, há uma amplificação na capacidade de carga do solo, exigindo uma carga maior para atingir o primeiro estado de plastificação, conforme ilustrado na Figura 29.

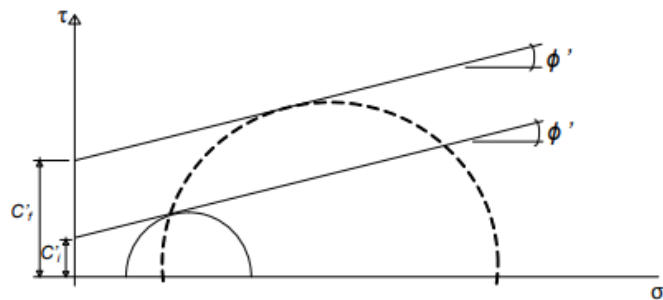


Figura 29. Influência da coesão no comportamento do círculo de Mohr-Coulomb.

Fonte: Rebelo (2011).

Rebelo (2011), ao analisar o comportamento do solo através da teoria de Mohr-Coulomb, fixou o ângulo de atrito e elevou a coesão como parâmetro de análise. Ele constatou que, conforme a coesão do solo aumenta, há uma redução nos recalques, ou seja, o solo tende a se deformar menos. Essa característica é atribuída ao efeito de plastificação do solo, onde, com o aumento da coesão, o número de zonas a plastificarem é menor.

Contudo, apesar da influência desses fatores sobre o comportamento do solo, tais parâmetros não tiveram um impacto tão significativo e direto sobre a ISE. Isso pode ser confirmado ao analisarmos as variações de cargas nos pilares como dados estatísticos, conforme ilustrado na Tabela 6, constatamos que as variações são mínimas e não comprometem a estrutura.

Tabela 6. Média e Desvio padrão entre os grupos.

Tipos de solo	Valores absolutos (%)		Valores em módulo (%)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila, ligeiramente plástica	10,76	26,21	21,36	17,96
Argila, plasticidade média	10,39	25,47	20,47	17,76
Argila, notavelmente plástica	10,37	25,54	20,35	18,00

Fonte: Aatoria Própria (2024).

A análise estatística permite uma visão mais abrangente e quantitativa das variações, reforçando a observação de que, apesar das alterações nas propriedades do solo, os impactos sobre a ISE permanecem limitados. Isso sugere uma robustez da estrutura em relação às condições de contorno do solo para os parâmetros avaliados. Esse comportamento indica que a variação nas propriedades do solo, como ângulo de atrito, coesão e peso específico, não resulta em mudanças substanciais na distribuição de esforços entre os pilares.

Podemos corroborar tal conclusão ao analisarmos a Equação 13 para recalques pseudo-elástico, formulada por Harr (1966 *apud* Oliveira, 2016). A Equação demonstra que o recalque não depende de variáveis como o coeficiente de atrito, o peso específico e a coesão do solo analisado. Esses são precisamente os parâmetros que foram variados nos três tipos de solo avaliados. Portanto, pode-se inferir que, independentemente das variações nessas propriedades, os recalques mantêm-se praticamente constantes.

$$\delta = \frac{q * B}{E} * (1 - \nu^2) * I \quad (13)$$

Onde:

δ = assentamento pseudo-elástico vertical (mm);

q = pressão aplicada na fundação (kPa);

B = largura ou diâmetro da fundação (m);

E = módulo de deformabilidade (MPa);

ν = coeficiente de Poisson;

I = fator de influência de assentamento

Portanto, a influência que os parâmetros do solo exercem sobre o recalque está restrita às variáveis “ B ” e “ q ”. Na Equação 13, tais parâmetros

determinam a área da sapata e, conseqüentemente, a dimensão “B”, a qual define a pressão de contato com o solo, representada pela variável “q”. Em outras palavras, os parâmetros de análise afetam a geometria das sapatas durante a determinação da capacidade de carga do solo, influenciando, assim, o recalque do solo.

No entanto, é importante salientar que essa influência sobre as variáveis “B” e “q” possui baixa amplitude. Essa conclusão está embasada em análises justificadas nos itens anteriores deste estudo. O coeficiente de atrito, o peso específico e a coesão do solo variam entre os três tipos de solo analisados, mas suas contribuições para a alteração dos recalques são mínimas. Assim, embora exista uma relação entre estes parâmetros do solo e o recalque, está se dá de forma indireta e com impacto reduzido.

Percebe-se que, diferentemente da análise de Mohr-Coulomb, a análise de determinação de recalques de Martins (2002) considera o solo como um elemento pseudo-elástico. Essa abordagem não incorpora as características de plasticidade presentes na teoria de Mohr-Coulomb, que atestam a baixa influência de parâmetros como o ângulo de atrito e a coesão.

4.2.1 Influência do módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson

Observou-se que mesmo buscando reproduzir as condições de solo do estudo original de Antoniazzi (2011), os resultados apresentaram uma variação considerável. Essa variabilidade pode ser atribuída às diferentes condições de contorno da superestrutura, à consideração do efeito do vento, e às cargas e sobrecargas aplicadas conforme as normas vigentes em cada estudo, como já justificado.

Como discutido anteriormente, os parâmetros de análise não apresentaram interferência significativa na ISE dos casos de estudo, por possuírem três coeficientes em comuns: o módulo de cisalhamento (G), o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Podemos observar, através da Equação 13, que estes parâmetros apresentam influência sobre os recalques, sendo que o recalque é inversamente proporcional ao módulo de

elasticidade e à medida que o coeficiente de Poisson decresce, o recalque se eleva.

Através da Tabela 7 é possível verificar que a variação do módulo de cisalhamento e do módulo de elasticidade em valores superiores resultou em um decréscimo no efeito da ISE. Por outro lado, a redução do coeficiente de Poisson resultou em um aumento da ISE, corroborando a justificativa acima. Embora essa relação não seja proporcional e varie de pilar para pilar, devido à matriz de rigidez da estrutura e do solo, pode-se associar esse comportamento às propriedades dos módulos mencionados. Esses módulos representam a relação entre as tensões aplicadas aos elementos e as suas respectivas deformações. Portanto, quanto maiores forem esses módulos, maior será a relação tensão-deformação, resultando em elementos mais rígidos, que apresentam uma resistência superior e tendem a deformar menos, reduzindo, conseqüentemente, o impacto da ISE.

Tabela 7. Variações nos esforços axiais nos pilares das fundações para os diferentes casos de análise.

Pilares	Antoniazzi (2011)	Solo lig. plástico	Caso 01	Caso 02	Caso 03	Caso 04
P1	-	47,22	42,19	40,49	49,13	42,05
P2	-	4,60	3,52	3,42	5,52	4,01
P3	-	47,15	42,15	40,40	49,11	42,00
P4	-	6,62	6,20	6,31	6,04	5,94
P5	-	-26,64	-24,23	-23,72	-26,99	-24,08
P6	-	6,65	6,21	6,34	6,07	5,97
P7	-	8,23	8,19	8,47	7,52	8,03
P8	-	-26,20	-23,42	-23,03	-26,55	-23,38
P9	-	8,23	8,17	8,48	7,50	8,02
P10	14,07	6,60	6,17	6,30	6,01	5,93
P11	-13,90	-26,65	-24,25	-23,73	-27,00	-24,09
P12	17,90	6,62	6,20	6,31	6,05	5,96
P13	-	47,16	42,15	40,42	49,12	42,02
P14	-	4,69	3,60	3,50	5,60	4,08
P15	-	47,11	42,11	40,38	49,04	41,95

Fonte: Autoria Própria (2024).

Ademais, os parâmetros supracitados possuem, da mesma forma, uma relação direta com a rigidez do solo e, conseqüentemente, com seu comportamento em termos de assentamentos, justificado anteriormente. Bem como influem na compressibilidade do solo, processo de redução do índice de vazios levando à compactação. Sendo essa, de acordo com Caputo (1988), a principal causa de recalque.

O módulo de cisalhamento do solo por exemplo, apresenta influência no recalque e no modo de ruptura do solo. Vesic (1975) sugere que a ruptura no solo deve ser avaliada considerando o índice de rigidez (I_r). Como ilustrado na Equação 14, índice que é diretamente influenciado pelo módulo de cisalhamento (G).

$$I_r = \frac{G}{(c_u + \sigma'_v * \tan\phi)} \text{ ou } I_r = \frac{G}{S_u} \quad (14)$$

Onde:

G = módulo de cisalhamento do solo;

σ'_v = tensão vertical efetiva a profundidade $B/2$ abaixo da cota de assentamento da fundação;

c_u, ϕ, S_u = parâmetros de resistência do solo.

A equação mostra que o índice de rigidez depende tanto das características e propriedades do solo quanto do carregamento. À medida que as tensões efetivas no solo aumentam, há uma redução no índice de rigidez. Solos e cenários que resultam em elevados índices de rigidez são indicativos de solos consideravelmente incompressíveis, enquanto o cenário oposto indica solos mais suscetíveis a deformações (Aguiar, 2015).

Ademais, o módulo de cisalhamento (G) também apresenta relação com módulo de elasticidade (E), como corroborado pela Equação 15. Portanto, os coeficientes G , E e ν apresentam uma influência direta com a rigidez do solo e, conseqüentemente, com os recalques e modos de ruptura.

$$G = \frac{E_s}{2 * (1 + \nu)} \quad (15)$$

Onde:

G = módulo de cisalhamento do solo;

E_S = módulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson.

Esta estreita relação entre esses parâmetros e a determinação do recalque no solo, foi corroborada através da análise da Figura 30. Esta, demonstra que a variação dos parâmetros resultou em mudanças significativas nas cargas dos pilares devido à ISE.

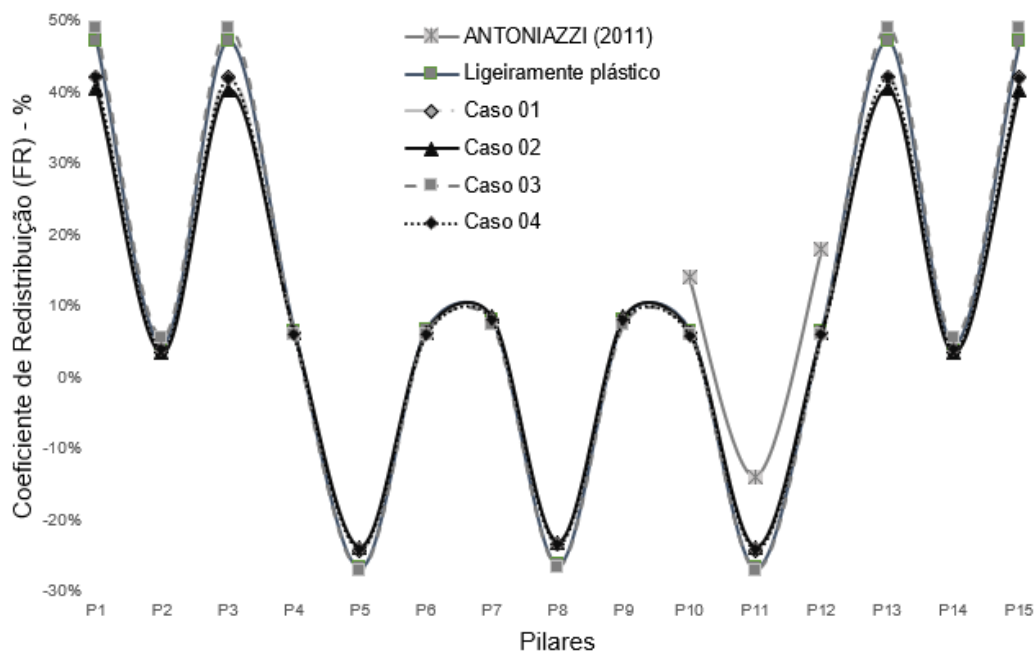


Figura 30. Comparativo Antoniazzi (2011) e o trabalho em questão em casos de análise 1 a 4.

Esse fenômeno também é corroborado pela Tabela 8, que trata os dados como um grupo amostral estatístico, confirmando as observações feitas anteriormente. A análise estatística dos dados demonstra a tendência de diminuição da ISE com o aumento dos módulos de elasticidade e cisalhamento, além do aumento da ISE com a redução do coeficiente de Poisson. Estes resultados são consistentes com a teoria da elasticidade, onde materiais mais rígidos, com maiores módulos de elasticidade e cisalhamento, exibem menores deformações sob cargas, mitigando o efeito da interação solo-estrutura.

Tabela 8. Média e Desvio padrão entre os casos de análise.

Tipos de solo	Valores absolutos (%)		Valores em módulo (%)	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Argila, ligeiramente plástica	10,76	26,21	21,36	17,96
Caso 01	9,66	23,52	19,25	16,00
Caso 02	9,36	22,69	18,75	15,22
Caso 03	11,08	27,10	21,82	18,87
Caso 04	9,63	23,42	19,17	15,94

Fonte: Autoria Própria (2024).

Diferentemente do caso analisado anteriormente, para os 3 distintos tipos de solo, onde as variações eram de pequena magnitude e os pilares mais afetados eram aqueles inicialmente não sujeitos a grandes variações da ISE, neste caso, as variações implicam em amplitudes maiores. Conseqüentemente, os pilares mais suscetíveis a alterações foram justamente aqueles que apresentaram as maiores variações devido à ISE: os pilares centrais e os dos vértices. Este comportamento é claramente visível na Figura 31, que demonstra a variação no efeito da ISE por pilares, em comparação ao ensaio original, argila ligeiramente plástica.

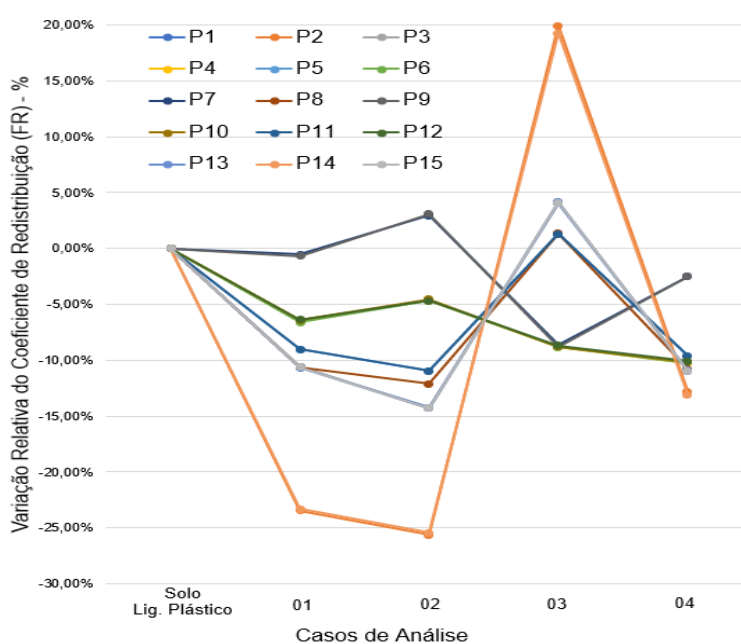


Figura 31. Variação da ISE conforme os casos de análise.

Rebello (2011) também confirma esta influência, indicando que as variações estudadas no módulo de deformabilidade (E) resultaram em variações significativas tanto nos momentos fletores nas sapatas quanto nos recalques ocasionados por elas.

Concluimos, portanto, que os parâmetros de elasticidade, cisalhamento e Poisson têm uma maior influência na ISE em comparação com os outros parâmetros do solo estudados. À medida que esses parâmetros variam, a ISE apresenta resultados opostos de maneira não proporcional, fruto da complexidade das matrizes de rigidez tanto da estrutura, quanto do solo.

4.2.2 Influência do nível do lençol freático

Semelhante ao ocorrido com os parâmetros de ângulo de atrito, coesão e peso específico, o nível do lençol freático não apresentou interferência direta na ISE.

Sendo que, no momento da aplicação de carga ao solo, o comportamento inicial observado é a absorção do esforço através da compactação. Durante este processo, a água presente nos vazios do solo é expelida (extrusida), permitindo que as partículas do solo se reorganizem e ocupem o espaço anteriormente preenchido pela água. Este fenômeno, conhecido como adensamento primário, resulta no recalque inicial do solo devido à extrusão da água dos poros.

Quando a carga é aplicada de forma gradual, o processo de extrusão da água ocorre de maneira lenta e controlada. À medida que a construção avança e a carga aumenta gradativamente, a dissipação da poro-pressão se dá de forma progressiva. Como consequência, a compactação do solo também se desenvolve de forma lenta, sendo menos significativa devido ao ritmo controlado da dissipação da carga, resultando com que a água não apresente influência significativa no recalque.

Corroborar-se esta conclusão através do que descreve a Equação 13. Observa-se que o nível do lençol freático não influencia diretamente os recalques. Sendo assim, o nível freático, influi apenas nas dimensões das sapatas e, conseqüentemente, na pressão aplicada ao solo pelas fundações.

Percebe-se pela Equação 2, que o nível freático impacta a primeira parcela ao influenciar o valor da coesão do solo, que pode ser diminuída pela presença de água. Na segunda parcela, que trata do coeficiente “q”, descrevendo a sobrecarga acima da fundação, o nível freático influencia se estiver acima da cota de assentamento da fundação. Finalmente, na terceira parcela, a presença de água reduz o peso específico, onde o peso específico seco (condição sem água) é substituído pelo peso específico saturado (condição com água), resultando em um decréscimo no valor agregado por essa parcela.

Com isso, diferentemente dos demais parâmetros, o nível do lençol freático passa a exercer influência somente a partir do momento em que é considerado no cálculo da capacidade de carga do solo. Conforme detalhado na metodologia de trabalho, foi utilizada uma análise do solo correspondente a $2*B$, sendo B a menor dimensão em planta da sapata. Portanto, em situações em que o nível do lençol freático estava abaixo dessa profundidade, ele não influenciou a capacidade de carga e, conseqüentemente, não houve variações na ISE. Essa ausência de influência pode ser confirmada pela análise da Figura 32.

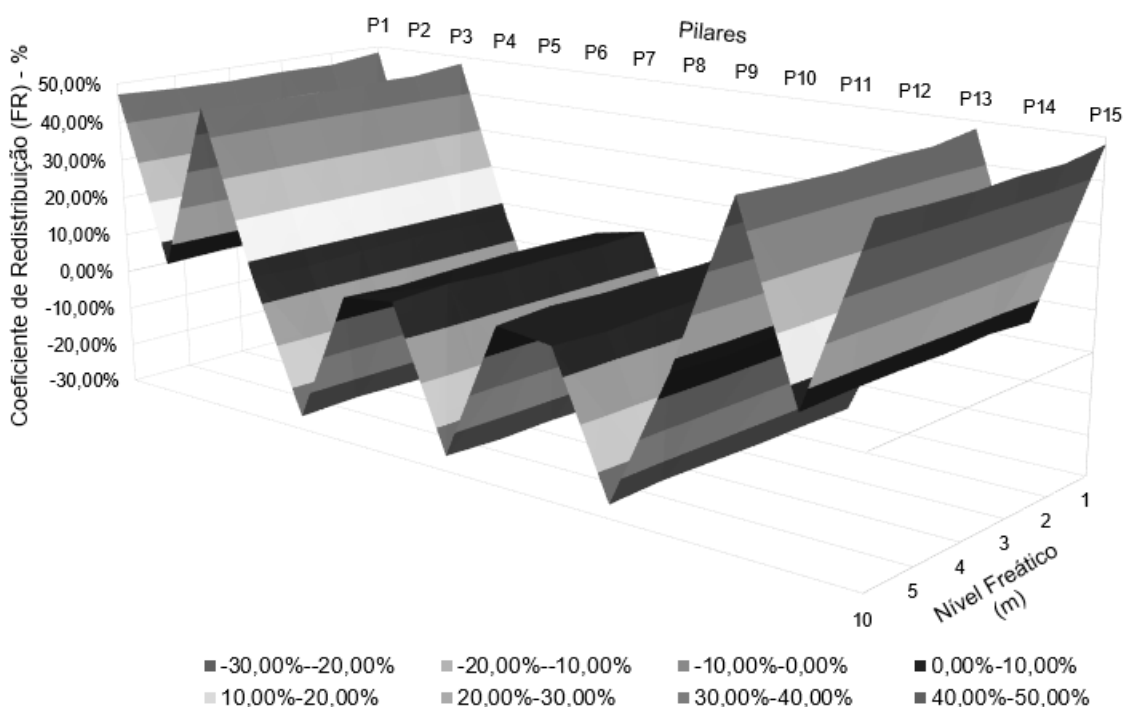


Figura 32. Variação da ISE conforme o nível d’água para situação ligeiramente plástica.

Portanto, verifica-se que o nível da água começa a influenciar a capacidade de carga nos primeiros 5 metros abaixo do nível de assentamento, conforme observado nos solos analisados. Como a presença de água não possui uma relação direta e significativa com a ISE, sua influência não ocorre de maneira expressiva ou de grande amplitude, e certamente não é proporcional.

Tabela 9. Análise da influência do lençol freático em relação à cota de assentamento (%).

Pilares	1m	2m	3m	4m	5m	10m
P1	48,34	46,66	46,80	46,36	46,55	47,22
P2	4,25	5,16	4,76	5,04	5,11	4,60
P3	48,07	46,63	46,75	46,26	46,43	47,15
P4	6,34	6,82	6,94	6,57	5,99	6,62
P5	-26,93	-26,74	-26,76	-26,40	-26,06	-26,64
P6	6,47	6,84	6,95	6,55	5,98	6,65
P7	9,19	8,56	8,72	8,54	9,17	8,23
P8	-26,95	-26,86	-27,00	-26,51	-26,81	-26,20
P9	9,22	8,60	8,71	8,59	9,21	8,23
P10	6,40	6,87	6,95	6,59	5,96	6,60
P11	-26,92	-26,73	-26,74	-26,40	-26,07	-26,65
P12	6,40	6,81	6,92	6,48	5,91	6,62
P13	48,15	46,57	46,76	46,33	46,59	47,16
P14	4,29	5,26	4,74	5,04	5,06	4,69
P15	48,29	46,62	46,92	46,42	46,63	47,11

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise dos valores obtidos revela que as maiores variações devido à presença de água ocorreram nos pilares P2, P14, P7 e P9. Justifica-se que os pilares P2 e P14 foram os menos afetados pela ISE, o que torna pequenas variações relativamente mais significativas para esses componentes. Em contraste, os pilares P7 e P9, situados nas áreas periféricas próximas ao centro de rigidez da estrutura e adjacentes aos pilares mais carregados, são influenciados de forma mais aguda pela variação nas dimensões e consequentes recalques dos pilares centrais. No entanto, apesar de serem observadas as maiores variações nestes pilares, elas não representaram alterações de grande

amplitude; a maior variação registrada foi de 8,23% para 9,22%, correspondendo a um incremento de 12,05% em ISE, mas ainda caracterizando uma variação absoluta relativamente baixa de apenas 0,99%.

Por outro lado, em termos de valor absoluto, as maiores variações foram observadas nos pilares de vértices, particularmente nos pilares P1 e P15, com variações de 1,12% e 1,18%, respectivamente. Considerando que as variações iniciais desses pilares já eram consideravelmente elevadas (47,22% e 47,11%, respectivamente), essas variações adicionais, embora numericamente importantes, não representam uma mudança substancial em termos de impacto geral na interação solo-estrutura.

A partir desta análise, a única conclusão substantiva que podemos extrair é que, na presença de água abaixo da sapata, o que afeta diretamente a determinação da capacidade de carga, como já defendido, a resistência do solo tende a diminuir comparativamente a uma condição sem influência de água. Isso favorece o surgimento de recalques e, conseqüentemente, pode amplificar os efeitos da ISE. No entanto, como indicado anteriormente, essa amplificação não é considerada substancial, para o caso de análise.

4.3 Influência da rigidez das sapatas

Até o dado momento, variamos a rigidez do solo de diversas formas, alterando tanto parâmetros físicos quanto mecânicos. Os parâmetros físicos incluem o ângulo de atrito e o peso específico, enquanto os parâmetros mecânicos abrangem a coesão, o módulo de elasticidade, o módulo de cisalhamento e o coeficiente de Poisson. Além disso, analisamos situações com e sem a influência do nível do lençol freático.

Conforme declarado na metodologia deste estudo, consideramos as fundações como elementos de rigidez infinita, implicando que não absorvem deformações e, portanto, não influenciam os resultados. No entanto, é importante destacar que mesmo uma fundação rígida possui a capacidade de deformar-se, embora em menor grau comparado a sapatas flexíveis (Bastos, 2023). Esta deformação, apesar de limitada, permite a absorção de esforços, o que pode impactar significativamente a ISE.

Para mitigar a influência da condição de contorno estabelecida, conduzimos um estudo paralelo focado no solo que apresentou o maior desvio

padrão no módulo de ISE, identificando-o como moderadamente plástico. Esse estudo adicional permitiu uma análise mais precisa das variáveis envolvidas e ajudou a refinar os resultados obtidos inicialmente.

Nesta análise, considerou-se a sapata como um elemento rígido devido às exigências dimensionais que a tornariam rígida, diferentemente da situação inicial proposta. Após a análise, concluiu-se que as variações na rigidez dos elementos de fundação não apresentaram alterações significativas nos resultados. Isso pode ser observado na Figura 33, onde é difícil discernir a diferença entre as curvas dos dois casos em comparação.

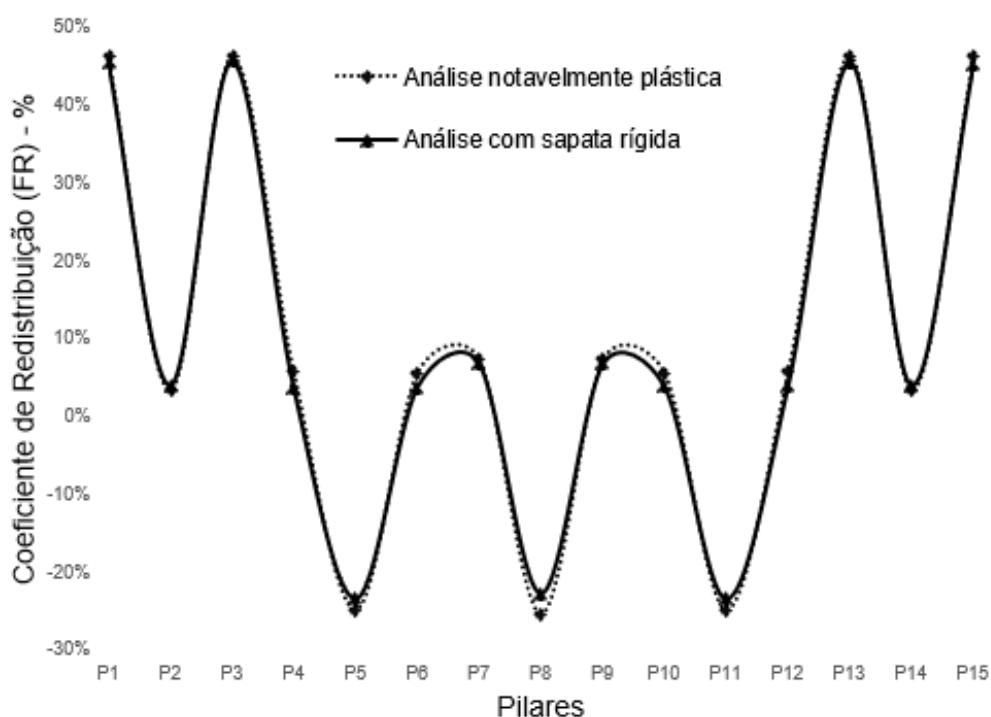


Figura 33. Análise da influência da rigidez da fundação na ISE.

Ao analisarmos os valores contidos na Tabela 10, podemos confirmar tal afirmativa. Observamos que as maiores variações, embora reais, foram de baixa magnitude e apresentaram-se com maior intensidade nos pilares que, pelas condições iniciais de ISE, apresentaram variações inferiores. Isso os torna mais suscetíveis a variações de menor amplitude, conforme debatido nos capítulos anteriores.

Tabela 10. Análise da influência da rigidez da sapata na ISE (%).

Pilares	Notavelmente plástica	Análise com sapata rígida
P1	46,46	45,67
P2	3,44	4,08
P3	46,41	45,76
P4	5,81	3,79
P5	-24,78	-23,37
P6	5,72	3,84
P7	7,40	6,88
P8	-25,29	-22,68
P9	7,37	6,80
P10	5,66	3,89
P11	-24,77	-23,39
P12	5,90	4,11
P13	46,44	45,63
P14	3,47	4,08
P15	46,33	45,42

Fonte: Autoria Própria (2024).

Ao analisar a estreita relação entre as condições de contorno do modelo de fundação adotado e a representação precisa do caso em estudo, torna-se evidente a validade do método escolhido. Essa validade é corroborada pela mínima variação observada em comparação com cenários que consideram a rigidez das fundações. Este resultado sugere que as fundações em questão não exercem uma influência substancial sobre a análise.

No entanto, é crucial ressaltar que as pequenas variações identificadas foram mitigadas pelo formato das fundações, pelo modelo selecionado e pelas características do solo. Esses fatores foram determinantes para a estabilidade e consistência dos resultados obtidos, reforçando ainda mais a validade e relevância do modelo adotado para o contexto em análise.

Contudo, em caso de futuros estudos, indica-se evitar a simplificação excessiva deste caso como um modelo genérico de estudo. Em vez disso, uma abordagem mais detalhada e personalizada para cada caso de análise específico é recomendada.

4.4 Influência da profundidade da camada impenetrável

A profundidade da camada impenetrável revelou uma influência significativa no comportamento dos solos, diferentemente dos demais parâmetros, que não apresentaram variação relevante entre os diferentes tipos de solo. Estudos conduzidos por Janbu *et al.* (1956 *apud* SIMONS; MENZIES, 1981) já analisaram a influência da camada impenetrável nos recalques do solo. Esse estudo introduziu a profundidade da camada impenetrável na análise do assentamento imediato no solo através da Equação 16, destacando a importância desse parâmetro na compreensão dos recalques. Os coeficientes adicionais necessários para a análise são determinados por interpolação, como ilustrado na Figura 34.

$$\rho_i = \mu_0 \times \mu_1 \times \frac{\sigma * B}{E_s} \quad (16)$$

Onde:

ρ_i = recalque imediato;

σ = tensão média aplicada ao solo;

B = menor dimensão da sapata;

E_s = módulo de elasticidade do solo.

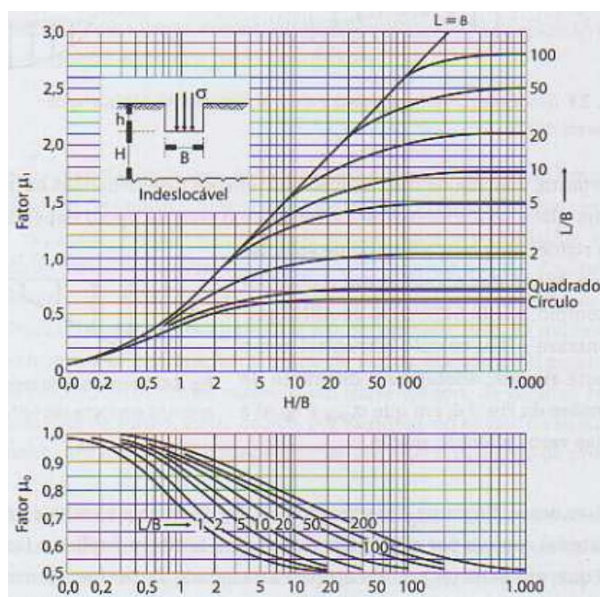


Figura 34. Coeficientes de influência do indeslocável.

Fonte: Janbu *et al.* (1956 *apud* Simons & Menzies, 1981).

Ao analisarmos a equação proposta, constatamos que se trata de uma adaptação da equação da teoria da elasticidade. A parcela à direita representa o recalque da fundação em um regime totalmente elástico, enquanto os demais termos são coeficientes corretivos.

Analisando a Figura 35, percebemos que, conforme a camada rígida se aproxima da cota de assentamento, os coeficientes corretivos apresentam amplitudes menores, reduzindo assim o recalque local. Portanto, quanto menor a profundidade “H”, mais a situação tende a se assemelhar à análise estática convencional.

Essa correlação é corroborada pela análise dos pilares no presente estudo. Observamos que os pilares mostraram uma tendência de estabilização dos efeitos da ISE tanto quando estavam mais próximos da cota de assentamento quanto quando a profundidade da camada rígida era elevada. Em ambos os casos, a ISE tendia a um valor constante, confirmando a influência determinante da profundidade da camada impenetrável nos recalques e na ISE.

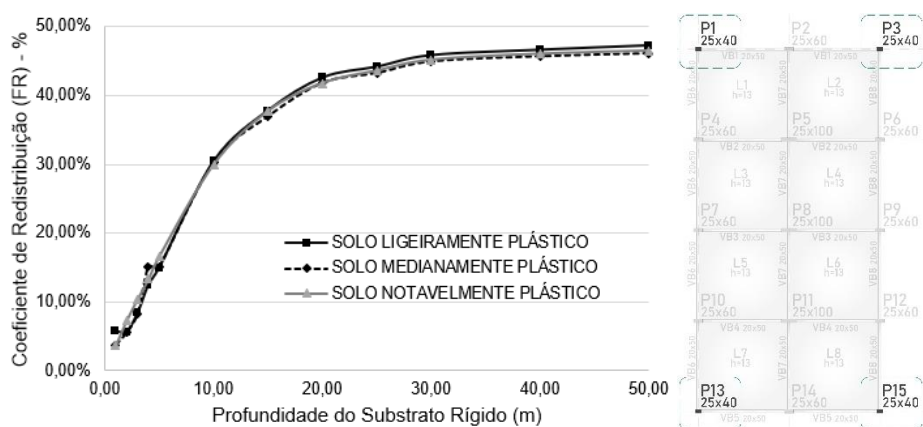


Figura 35. Comportamento dos pilares P1, P3, P4 e P15 conforme varia-se a profundidade da camada impenetrável.

Fazendo uma análise isolando apenas do produto entre os dois coeficientes supracitados de Janbu *et al.* (1956 *apud* Simons & Menzies, 1981) para os pilares P1, P3, P14 e P15, observamos uma curva que apresenta uma tendência de se aproximar de 20% do recalque total quando a camada indeslocável se encontra próxima da cota de assentamento. Em contrapartida, essa tendência é de aproximadamente 58% para o solo em comportamento

semi-infinito, sem muita variação entre os diferentes tipos de solo, conforme ilustrado na Figura 36.

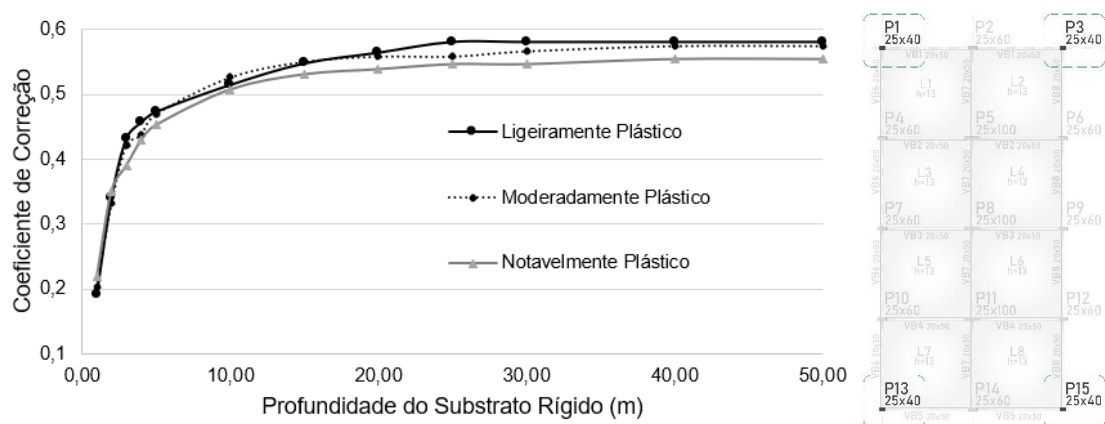


Figura 36. Coeficientes de correção da camada impenetrável para os pilares P1, P3, P14 e P15.

Essa análise, consistente em todos os pilares, indica que as maiores variações ocorrem nos primeiros 10 metros de profundidade. A partir desse ponto, as variações de recalque devido a esses coeficientes são baixas.

Para uma compreensão mais detalhada, ao tratarmos novamente os dados coletados como valores estatísticos, podemos confirmar o comportamento da ISE para os três casos de análise. Observamos que tanto a média das variações quanto o desvio padrão entre os pilares tendem a aumentar conforme a profundidade do substrato rígido é elevado. Isso implica em uma maior discrepância nos valores dos esforços dos pilares a medida que se eleva a profundidade da camada rígida, como demonstra a Figura 37 e a Figura 38. Conclui-se que, quanto maior a profundidade da camada impenetrável, mais as cargas tendem a variar.

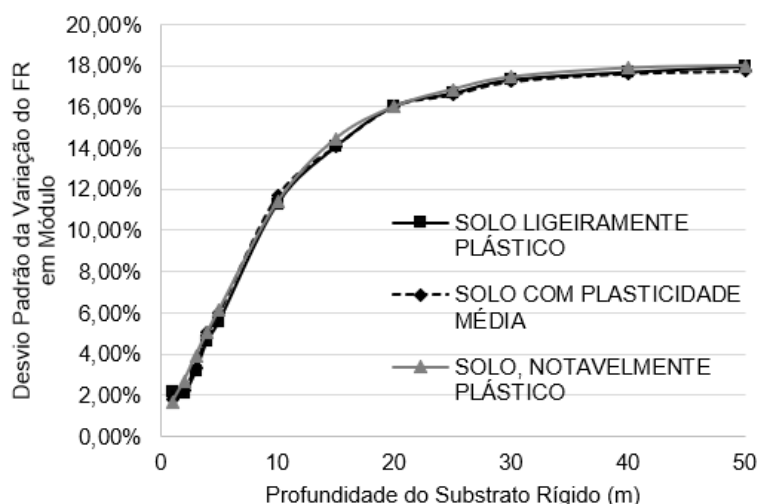


Figura 37. Variação do Desvio Padrão da ISE em módulo.

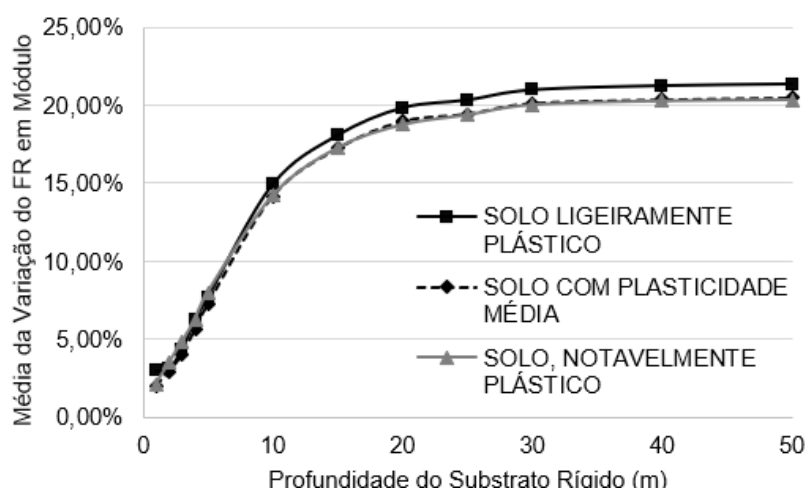


Figura 38. Variação da Média do efeito da ISE em módulo.

Quando a camada impenetrável se encontra nos primeiros níveis abaixo da cota de assentamento, visualizamos uma tendência de proximidade entre os esforços devido à ISE em comparação com a análise estática convencional.

Isso pode ocorrer por dois motivos interrelacionados. Primeiramente, devido à menor camada de solo abaixo da sapata, esta tende a se deformar menos, tendo menos capacidade de compactação, já corroborado pelos coeficientes corretivos de Janbu *et al.* (1956 *apud* Simons & Menzies, 1981). Neste cenário, os vazios encontrados na superfície são logo compactados após a aplicação da carga, resultando em menos espaço para grandes recalques ou variações consideráveis.

Além disso, após atingir um grau considerável de compactação, o esforço transmitido ao solo é rapidamente transferido para a rocha subjacente, que absorve os esforços de maneira mais eficaz sem resultar em recalques significativos que possam influenciar a ISE.

Adicionalmente, o bulbo de tensões apresentou menor influência sobre o grupo de sapatas quando a camada impenetrável está nos primeiros níveis. Ao analisarmos a Figura 39, observamos um bulbo bem definido para os pilares periféricos até os 3 metros de profundidade. A partir desse ponto, há uma maior interação entre os bulbos, com exceção dos pilares centrais, onde essa influência cruzada começa a ocorrer a partir do segundo metro de profundidade. Isso pode ser atribuído às maiores dimensões das sapatas centrais, que geram bulbos maiores.

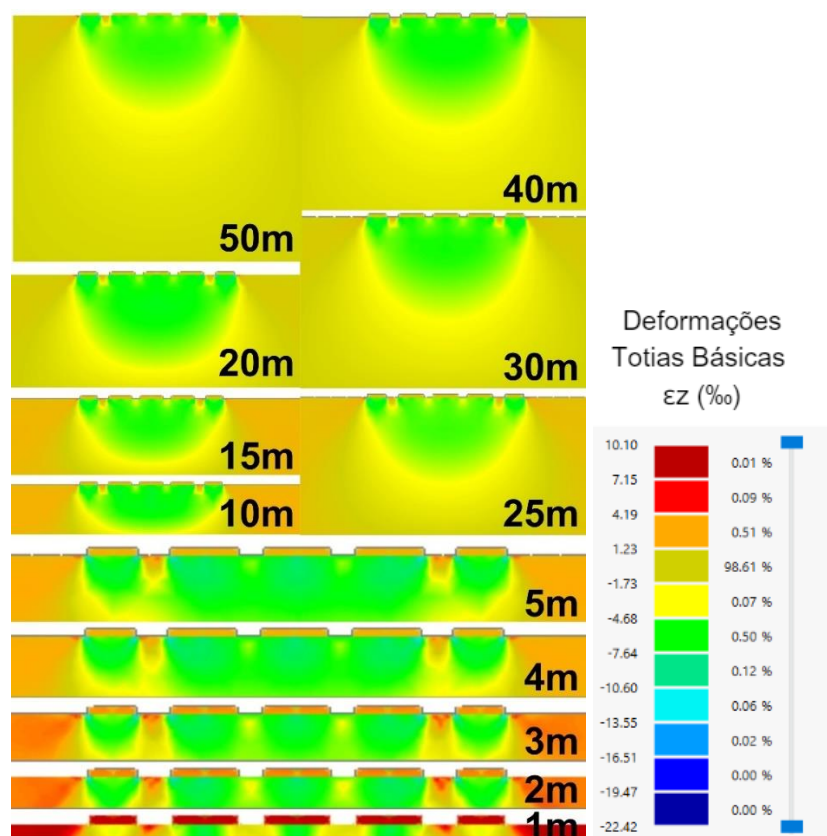


Figura 39. Comportamento do solo à medida que se varia a profundidade da camada impenetrável.

É importante salientar que, embora os esforços próximos à camada impenetrável resultem em efeitos da ISE inferiores, existe um risco inerente a esse cenário relacionado à possibilidade de uma ruptura brusca do solo.

Como há menos área de solo para que ocorra a plastificação confinada, a zona plástica tende a se formar rapidamente próximo à superfície, podendo gerar uma ruptura por puncionamento no solo. Isso ocorre porque a capacidade do solo de se deformar de maneira controlada é limitada pela proximidade da camada impenetrável. Ao analisar as áreas que circundam as sapatas, observamos que, nos casos em que a camada impenetrável está mais próxima, as tensões são maiores. Esse fenômeno é visualmente perceptível na Figura 40.

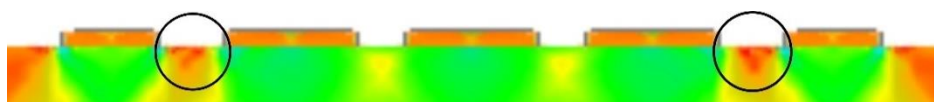


Figura 40. Comportamento do solo com substrato rígido a 2 metros de profundidade.

Neste caso, os pilares centrais apresentam um decréscimo na carga devido à ISE, um fenômeno que não se observa com a mesma intensidade nos pilares periféricos, que, ao contrário, experimentam um acréscimo de carga. Este aumento pode sujeitá-los a uma ruptura do solo por puncionamento, uma condição de risco que destaca a variação comportamental entre pilares centrais e periféricos.

Similarmente aos pilares de vértices, os pilares centrais experimentam o efeito da ISE de maneira comparável, como ilustrado nas Figura 41 e a Figura 42. Embora exista uma discrepância maior entre os grupos quando comparados aos pilares anteriormente descritos, os dados mostram que os pilares centrais ainda seguem a tendência geral de recalques, sustentando a confiabilidade e consistência dos resultados encontrados pelo presente.

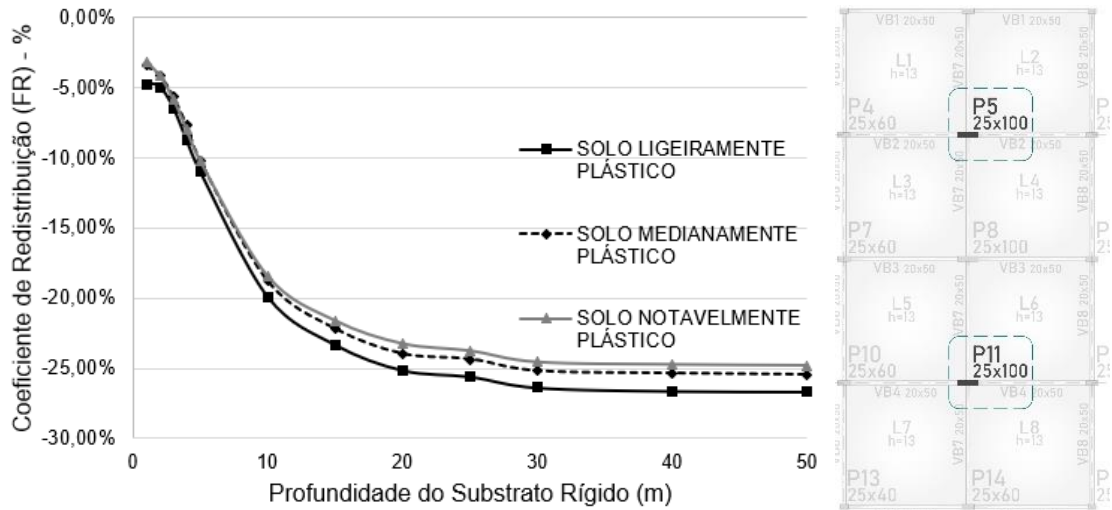


Figura 41. Comportamento dos pilares centrais P5 e P11.

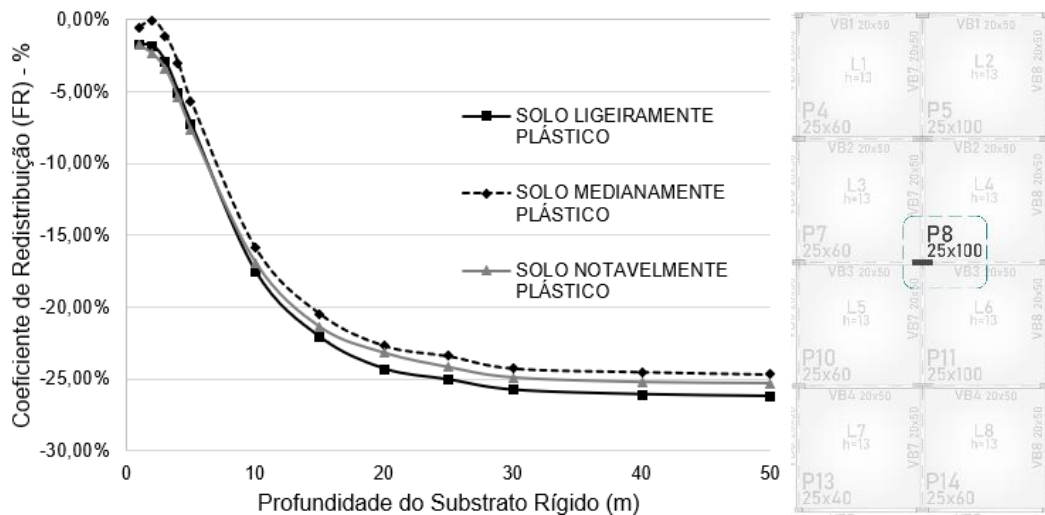


Figura 42. Comportamento do pilar P8.

Interessante observar que a curva de comportamento dos pilares centrais é inversamente proporcional à dos pilares periféricos, criando uma espécie de simetria na representação gráfica das cargas, porém em direções contrárias. Esta observação visual corroborada pela Figura 43 destaca como os pilares P7 e P9, mais próximos ao centro de rigidez, apresentam uma discrepância mais nítida quando comparados a outros grupos de solo.

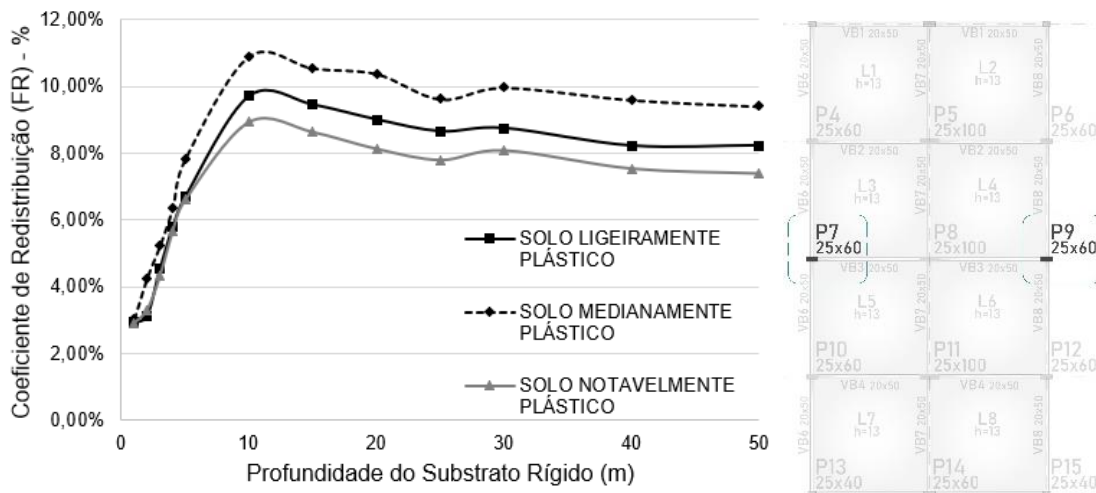


Figura 43. Comportamento dos pilares P7 e P9.

A sensibilidade aos efeitos da ISE que se manifesta notavelmente nos pilares P4, P6, P10 e P12, também é observada nos pilares P7 e P9. Estes apresentam variações consideravelmente inferiores às dos pilares centrais e de vértices, indicando uma maior sensibilidade a pequenas variações nas condições iniciais. Este fenômeno pode ser melhor compreendido analisando-se a variação das curvas comportamentais em todos os casos.

Particularmente nos pilares de vértice, observa-se que as variações, que chegam a cerca de 50%, tornam quase impossível a distinção entre as curvas representativas dos três diferentes tipos de solo. Tal variação substancial destaca a influência dominante da ISE neste grupo específico de pilares.

Em contraste, os pilares centrais, identificados como P5, P8 e P11, mostram variações aproximadamente na ordem de 25% comparadas à análise estática convencional. Esta é aproximadamente metade da variação observada nos pilares de vértice, permitindo uma identificação mais clara das diferenças entre os três grupos de solo estudados.

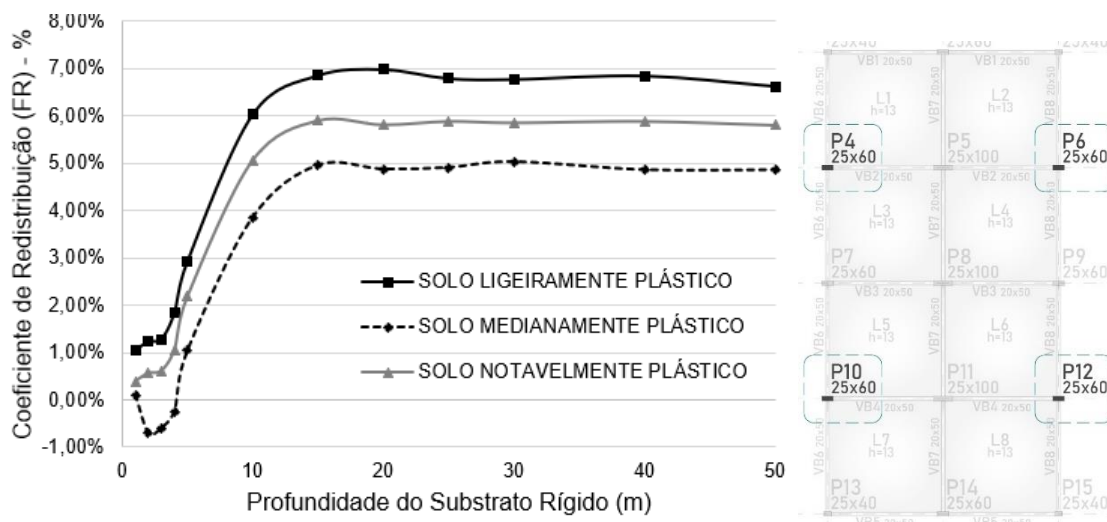


Figura 44. Comportamento dos pilares P4, P6, P10 e P12.

Observou-se também um comportamento atípico nos pilares P2 e P14, onde a camada impenetrável se encontrava próxima à cota de assentamento, revela um padrão inesperado no comportamento da ISE. Contrário ao comportamento esperado baseado nos princípios convencionais da ISE, esses pilares demonstraram uma diminuição de carga nos primeiros 5 a 10 metros de profundidade, ao invés do incremento que é usualmente observado, como demonstrado na Figura 45. Este fenômeno é particularmente notável, dado que contraria o padrão comumente aceito de que a ISE tende a aumentar a carga nos pilares periféricos.

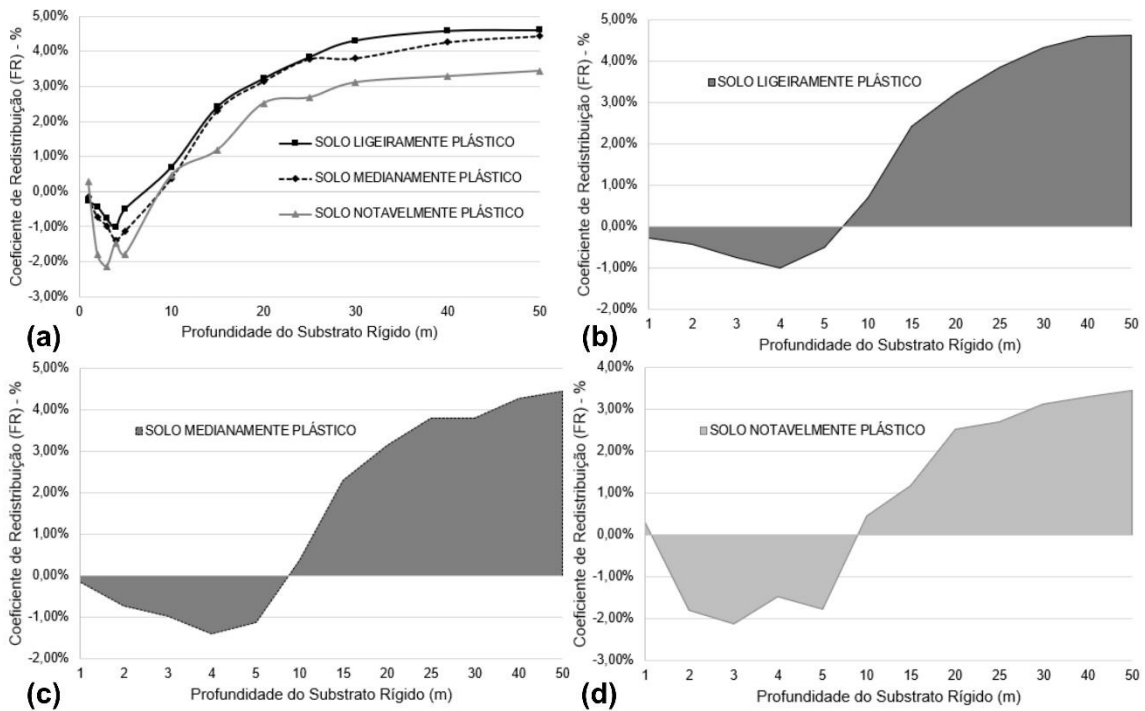


Figura 45. Comportamento dos pilares P2 e P14: (a) Curva de variação da ISE; (b), (c) e (d) Área de variação da ISE.

Duas explicações principais podem ser propostas para esse comportamento singular. Primeiramente, esses pilares mostraram variações totais de carga inferiores a 5% devido à ISE, tornando-os particularmente sensíveis a pequenas oscilações. Esse aspecto já havia sido discutido anteriormente, enfatizando como variações mínimas podem influenciar de maneira significativa pilares com baixa variabilidade inicial.

Em segundo lugar, a configuração estrutural destes pilares é crucial para entender sua resposta dinâmica. Estes possuem seu lado de menor inércia voltado para os pilares centrais, conforme Figura 46. Portanto, à medida que os pilares centrais se assentam, induzem oscilações mais pronunciadas nos pilares P2 e P14.

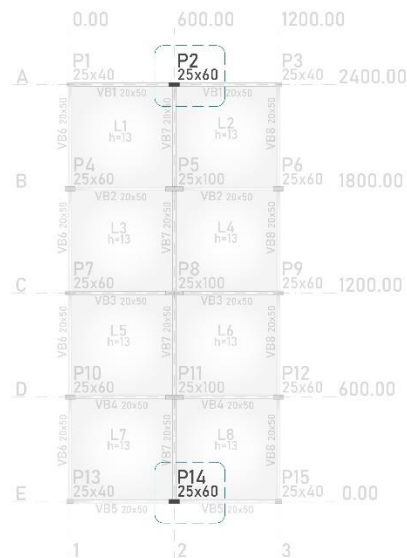


Figura 46. Pilares P2 e P14.

Esse fenômeno específico observado nos pilares P2 e P14 destaca-se ainda mais quando comparado com os demais pilares periféricos, que não mostram a mesma reação, uma vez que não estão orientados com as menores inércias voltadas para o centro. Essa variação na orientação e consequente resposta aos assentamentos reflete a complexidade das interações estruturais em condições variadas de solo e carga.

Também atrelado a isto, a menor dimensão destes pilares na direção do centro de rigidez da estrutura dificulta o engaste das vigas nos mesmos, sendo assim, quando os recalques dos pilares centrais são baixos, as vigas perpendiculares a eles, apresentam uma leve plastificação oriunda do menor engaste nos pilares, assim, a transmissão ocorre em suma pelas vigas paralelas aos pilares centrais, quando o solo se encontra próximo à superfície.

Neste momento inicial, os recalques dos pilares P2 e P14 são uniformizados com os recalques dos pilares de vértices, assim ocorre a transmissão de carga dos pilares P2 e P14 para os pilares de vértice, neste cenário.

À medida que o recalque nos pilares centrais se eleva, as vigas perpendiculares a eles, passam a transmitir os esforços, sendo assim, os pilares P2 e P14 passam a ter então o acréscimo de carga esperado pela ISE.

Além disso, ao considerar pilares em solo semi-infinito, aqueles em solo notavelmente plástico apresentaram uma variação mínima, cerca de 1%, o que

sugere uma sensibilidade maior a mudanças nas condições de contorno, observado na Figura 45a.

Interessantemente, o ponto de inflexão, onde os pilares começavam a experimentar um acréscimo de carga após inicialmente perderem carga, foi observado ao redor de 4 metros de profundidade. A partir dessa profundidade, apesar das oscilações ainda estarem abaixo do previsto pela análise estática convencional, começava-se a notar uma tendência de aumento na curva de carga.

Este padrão de comportamento também foi observado nos pilares P4, P6, P10 e P12, embora de forma menos pronunciada e restrita ao solo notavelmente plástico. Isso sugere que o material do solo, bem como sua configuração estrutural, desempenha um papel crucial na forma como as cargas são redistribuídas dentro do sistema de fundação.

Concluindo, as observações indicam que as maiores oscilações de carga foram encontradas nos primeiros 10 metros de profundidade, onde as variações se mostraram mais acentuadas e impactantes. À medida que a profundidade do impenetrável aumentava, os resultados tendiam a convergir para um comportamento mais comum e estável, resultando em uma curva de carga mais suave.

4.5 Comparativo com o estudo de Antoniazzi (2011)

Diferente do presente, Antoniazzi (2011) analisou unicamente o comportamento nos pilares P10, P11 e P12 para cada pavimento, bem como nas vigas que os unem. Em seu estudo os pilares apresentaram variações em seus esforços quando o sistema foi implementado com solo, em oposição ao sistema convencional de base rígida, característica típica do efeito de ISE, conforme previamente discutido.

O autor constatou que, ao considerar o efeito do solo, o pilar P10 apresentou um aumento de 13,20% na sua carga axial, enquanto o pilar P12 registrou um incremento de 14,48%. Esses pilares, sendo periféricos, tiveram suas cargas elevadas. Em contrapartida, o pilar central P11 exibiu uma redução de 12,37% na sua carga axial, diferentemente dos demais que apresentaram aumentos nas cargas.

Os valores obtidos por Antoniazzi (2011) diferem dos encontrados no presente estudo, conforme ilustrado na Figura 47, que demonstra a amplitude dessas variações.

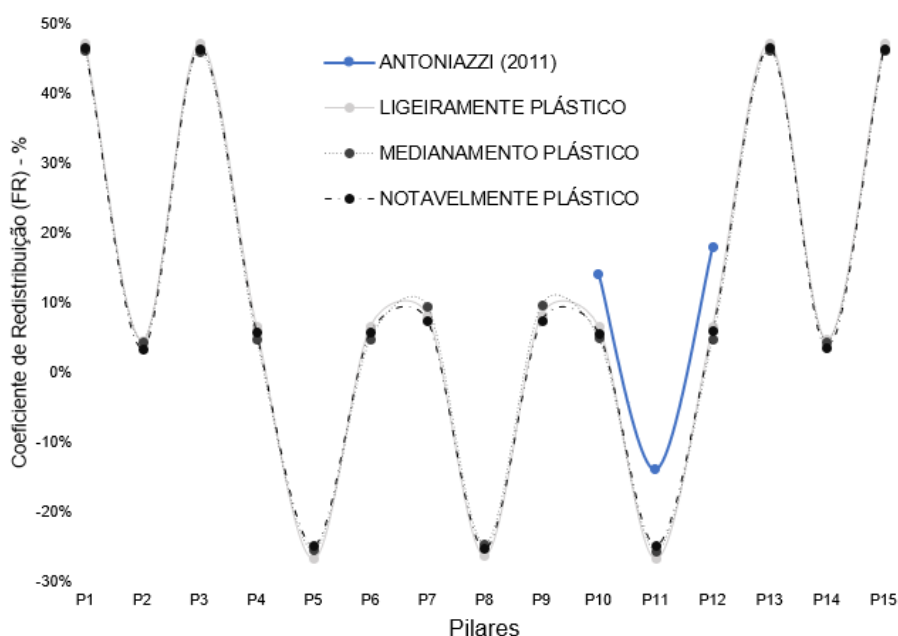


Figura 47. Comparativo entre Antoniazzi (2011) e o trabalho em questão em solo semi-infinito.

Embora haja uma diferença observada entre os estudos, o comportamento do edifício analisado apresentou características semelhantes às encontradas por Antoniazzi (2011). Especificamente, os pilares centrais (P5, P8 e P11) demonstraram uma redução nos esforços, enquanto os pilares periféricos exibiram um aumento nesses mesmos esforços.

As divergências entre o presente estudo e o de Antoniazzi (2011) podem ser atribuídas a diferentes fatores. Primeiramente, o comportamento do maciço de solo apresentou variações significativas entre os estudos, como mencionado anteriormente. Além disso, as cargas induzidas sobre o edifício foram tratadas de forma distinta: Antoniazzi utilizou as normas brasileiras como base, enquanto o presente estudo se fundamentou nas normas europeias.

Adicionalmente, o estudo inicial considerou o efeito dinâmico do vento na ISE, um fator que resulta em cargas maiores nos pilares, conforme ilustrado

na Tabela 11. Este aspecto é crucial, pois influencia diretamente a distribuição e magnitude dos esforços nas estruturas de suporte do edifício.

Tabela 11. Comparativo de cargas absolutas entre Antoniazzi (2011) e o trabalho em questão em solo semi-infinito ligeiramente plástico.

	Antoniazzi (2011) (kN)			Esbabo (2024) (kN)		
	P10	P11	P12	P10	P11	P12
Análise estática convencional	3275,7	8907,3	4634,4	3221,6	6020,7	3221,9
Análise com ISE	3862,0	7669,2	5286,3	3434,1	4416,2	3435,3

Fonte: Aatoria Própria (2024).

Observamos que não há uma grande discrepância entre os valores absolutos dos esforços no pilar P10. Devido à simetria do edifício, seria esperado que o pilar P12 apresentasse valores semelhantes. No entanto, o estudo original revela um acréscimo de carga induzida sobre o pilar P12, o que pode ser atribuído ao efeito do vento, conforme ilustrado na Figura 48.

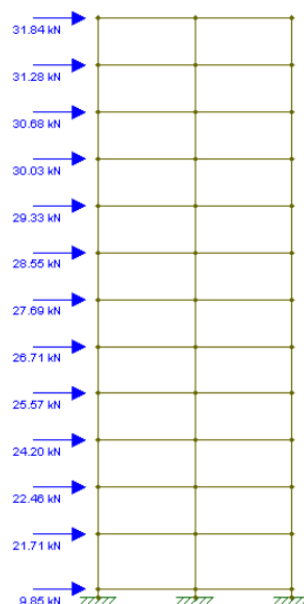


Figura 48. Ações do vento no estudo original.

Fonte: Antoniazzi (2011).

Da mesma forma como no estudo original e qualquer estudo que avalie a influência da ISE, os resultados do presente estudo apresentaram um

decaimento nos esforços axiais dos pilares centrais, esforços os quais foram transmitidos para os pilares periféricos através dos elementos de rigidez lateral, as vigas, resultando num acréscimo de carga nos pilares periféricos em comparação com a análise estática convencional, considerando a estrutura assentada sobre solo indeformável. Comportamento típico de ISE o que corrobora os achados do presente estudo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados corroboraram os achados da literatura, mesmo na ausência de estudos similares e específicos ao caso analisado. Bem, como o programa computacional RFEM se revelou um programa eficaz para a análise da ISE e para a implementação da análise por meio do método dos elementos finitos. O modelo de análise do programa mostrou-se alinhado com estudos na área e corroborou a literatura existente. No entanto, ele não incorporou de maneira eficaz os recalques imediatos resultantes do assentamento devido à extrusão da água dos vazios do solo. Os resultados encontrados ao analisarmos situações de solo saturado e não saturado não apresentaram divergências significativas. Divergências foram observadas apenas quando o nível da água influenciou as dimensões das sapatas, variando assim os recalques e, conseqüentemente, a ISE.

Conforme indicado pela literatura, observou-se um acréscimo de carga axial nos pilares periféricos ao incrementarmos os efeitos da ISE, bem como um decréscimo dos esforços axiais nos pilares centrais após a análise com ISE. Essa é uma peculiaridade comum da ISE, corroborada pela literatura, decorrente dos efeitos de rigidez combinada da estrutura e do solo. As vigas tendem a auxiliar na transmissão da carga entre os pilares, enquanto o solo pode aumentar ou reduzir o efeito da ISE, a depender das condições de contorno.

Demonstrou-se, adicionalmente, que a altura das sapatas não apresentou variação significativa nos efeitos da ISE para este caso específico de análise. As variações observadas decorrentes da altura das sapatas não foram substancialmente pronunciadas, uma vez que as sapatas contribuíram de maneira relativamente pequena em comparação com a rigidez global da estrutura. É imperativo salientar que a influência da altura das sapatas deve ser analisada de forma isolada e particular para cada edificação, dado que algumas construções possuem fundações significativamente mais robustas, as quais podem exercer uma influência mais marcante nos resultados. Estes aspectos ressaltam a necessidade de avaliações específicas para cada projeto, considerando as particularidades de cada fundação.

As análises demonstraram que os tipos de solo não apresentaram influência significativa no efeito da ISE, sendo os impactos mais perceptíveis nos

pilares que tiveram menor variação de carga devido à ISE. Sendo que, as variações foram mais pronunciadas conforme a sensibilidade dos pilares à ISE. Pilares que apresentaram maiores variações iniciais devido à ISE, como os pilares de vértice, que chegaram a apresentar resultados acima de 45% em condições de solo semi-infinito, mostraram poucas variações quando as condições de contorno eram alteradas. As variações, embora presentes, eram supérfluas e de pequena magnitude em comparação aos 45% originais.

Por outro lado, conforme a variação inicial diminuía, como no caso dos pilares centrais, que apresentaram variações de cerca de 25%, as variações devido aos diferentes tipos de solo e configurações de análise tornavam-se mais evidentes. Isso permitia discernir mais claramente as curvas dos diferentes grupos de solo, destacando a importância de considerar as condições específicas de cada situação.

À medida que a variação inicial se reduzia, essas discrepâncias tornavam-se progressivamente mais acentuadas. Nos pilares que apresentavam variações na ordem de 8%, as diferenças entre os grupos de estudo tornavam-se mais perceptíveis em comparação aos pilares centrais. Este fenômeno evidencia de maneira mais clara a influência das condições de contorno e do tipo de solo nas variações de carga.

Além disso, os resultados divergiram do estudo original elaborado por Antoniazzi (2011), devido às variações associadas às diferentes cargas de projeto em cada estudo, bem como aos tipos de solos investigados e à influência do efeito dinâmico do vento, o qual Antoniazzi (2011) incluiu em sua análise. É importante salientar que tais variações no tipo de solo e carregamento resultam em diferentes configurações de sapatas nos dois projetos, gerando pressões nos solos distintas e, conseqüentemente, recalques diversos. Essas variações nos recalques acabam por influenciar os efeitos da ISE de maneira variada entre os estudos.

Como já confirmado na literatura, o efeito da ISE demonstrou estar intrinsecamente interligado com o recalque do solo. Portanto, os parâmetros que mais influenciaram as variações nos recalques também tiveram um impacto mais significativo na ISE. Por exemplo, os parâmetros como módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson, que estão diretamente relacionados com o recalque do solo, apresentaram maior influência sobre a ISE

em comparação com os parâmetros variados nos três tipos de solo básicos disponíveis na biblioteca do RFEM.

Os parâmetros mencionados anteriormente, tais como o ângulo de atrito, coesão e peso específico, os quais foram variados no presente estudo, demonstraram exercer influência em todos os grupos, embora de maneira indireta. Ademais, o efeito do nível da água também teve seu papel, resultando unicamente em variações devido à sua interferência na determinação da capacidade de carga do solo. Essa interferência delimita as dimensões das sapatas, as quais, por sua vez, afetam a tensão aplicada ao solo, estando esta intrinsecamente ligada ao recalque.

Além disso, outros parâmetros também estão interligados na determinação da capacidade de carga, influenciando, por conseguinte, as dimensões das sapatas. Assim, indiretamente, esses parâmetros exerceram uma influência sobre a ISE. No entanto, como mencionado anteriormente, a sensibilidade dos pilares tornou essas variações mais perceptíveis neles, embora ainda sejam de uma ordem de grandeza relativamente baixa.

Os resultados do estudo indicaram que os pilares P2 e P14 sofreram as variações mais significativas e foram substancialmente influenciados pela ISE. Esses resultados são particularmente interessantes, pois, embora a literatura sustente que pilares periféricos como o P2 e P14 deveriam apresentar um aumento de carga devido à ISE, observou-se inicialmente um decréscimo de carga quando o substrato rígido se encontrava nos primeiros metros. A partir de uma profundidade de 4 a 5 metros, contudo, o comportamento desses pilares convergiu para o aumento de carga descrito na literatura.

A explicação para este fenômeno inusitado reside na orientação específica dos pilares em questão, os quais possuem seu menor momento de inércia orientado em direção aos pilares mais carregados da estrutura. Isso resulta em uma variação mais acentuada de suas cargas, bem como dificulta o engaste dos elementos de transições sobre os mesmos, influenciando de modo mais significativo no seu comportamento. Este fato, aliado a baixas variações devido à ISE, confere uma hipersensibilidade notável a esses pilares, o que se traduz em variações mais pronunciadas ao modificar as condições de contorno.

Apesar de P2 e P14 terem demonstrado as maiores variações relativas, é importante notar que, em termos absolutos, as variações ficaram aquém de

10% de influência, o que sugere que, embora esses pilares sejam sensíveis a mudanças nas condições de contorno, eles não apresentam mudanças drásticas na carga geral da estrutura.

Como supracitado, os pilares em questão demonstraram um comportamento atípico nos primeiros metros de profundidade, com as maiores variações observadas em todos os pilares ocorrendo nos primeiros 10 metros. A ISE mostrou-se particularmente variável nesta faixa de profundidade, com mudanças notáveis à medida que se ajustava a profundidade do substrato impenetrável.

Além disso, foi observado que, ao ultrapassar os 10 metros de profundidade, a influência da ISE começava a apresentar um comportamento mais consistente e atenuado. Essa tendência de estabilização sugere que, abaixo de 10 metros de profundidade, as variações devido à ISE tornam-se menos abruptas e mais suaves, levando a um comportamento mais previsível. Portanto, é evidente que as variações de recalque e de carga associadas à ISE são mais pronunciadas e críticas nos primeiros 10 metros, diminuindo substancialmente em profundidades maiores.

De forma semelhante ao que foi observado para profundidades superiores a 10 metros, onde a ISE tendia a se estabilizar, notou-se um fenômeno análogo quando a camada rígida estava mais próxima da cota de assentamento da estrutura. Conforme o substrato rígido se aproximava da superfície onde a estrutura se assenta, os efeitos da ISE mostravam-se diminuídos, conduzindo a um comportamento mais próximo ao de um sistema estático convencional. Essa proximidade reduzia a variação dinâmica dos recalques e das cargas transmitidas, indicando uma influência menos significativa da ISE nessas condições particulares.

Nos primeiros metros abaixo da cota de assentamento, notou-se que as reações da estrutura sobre o solo exibiam características distintas. Em particular, nos primeiros níveis, os bulbos de tensão mostravam-se bem definidos, especialmente nos pilares periféricos que, situados a uma distância considerável dos pilares centrais de maior dimensão, geravam bulbos de tensões menos extensos.

Nesses níveis iniciais, verificou-se uma mínima influência dos bulbos de tensão em causar efeitos de grupo nas sapatas, de modo que os pilares

periféricos sofreram menor impacto nos primeiros pavimentos, já que a atenuação decorrente dos bulbos adjacentes não se manifestou de forma significativa.

Entretanto, à medida que a profundidade da camada rígida aumentava, observou-se uma sobreposição dos bulbos de tensão, que passaram a exercer influência mútua, resultando em recalques aumentados e, conseqüentemente, em efeitos de ISE mais pronunciados.

Observou-se que, quando a camada impenetrável se encontrava a pouca profundidade, o solo ao redor das sapatas, especialmente aquelas periféricas com acréscimos de carga, tornava-se mais susceptível ao puncionamento, com zonas críticas de concentração de tensões tornando-se evidentes.

Este fenômeno pode ser explicado pela escassa profundidade de solo disponível abaixo das sapatas, facilitando uma rápida plastificação do solo circundante. Em condições de solo semi-infinito, à medida que o solo absorve e começa a plastificar-se sob carga, ele ainda mantém uma resistência significativa graças às camadas de solo adjacentes à área plastificada.

Este processo, conhecido como plastificação confinada, se intensifica progressivamente, influenciando o solo ao redor num efeito em cascata até atingir a superfície da sapata. No ponto em que se torna totalmente plástico, o solo está próximo do colapso. Quando a camada rígida está próxima à superfície, a menor massa de solo acelera este processo, intensificando as tensões de puncionamento em torno das sapatas que sofreram acréscimos de carga.

Nas sapatas centrais, que tradicionalmente apresentam as maiores cargas, não foi observado o mesmo efeito. Isso ocorre porque, devido à ISE, há uma redução das cargas nessas sapatas, favorecendo uma menor ocorrência de puncionamento. A maior área dessas sapatas, combinada com a diminuição dos esforços após a distribuição de carga pela ISE, contribui para que os efeitos de puncionamento não se manifestem de forma abrupta.

Adicionalmente, conforme corroborado pela literatura, a proximidade da camada rígida à base da sapata influencia diretamente os recalques, que tendem a diminuir de forma gradual nos primeiros metros abaixo da sapata. Isso ocorre porque, com menor profundidade de solo, há uma capacidade de compactação

do solo reduzida; conseqüentemente, os vazios são mais rapidamente preenchidos sob carga. Os esforços são então transferidos para a camada de rocha subjacente, que resiste de maneira mais eficaz à carga em comparação ao solo.

Em conclusão, os achados deste estudo revelam um panorama intrigante sobre a influência da variação do substrato rígido nas características de comportamento do solo e nas estruturas suportadas. Contudo, é evidente que existe uma lacuna significativa na literatura em relação ao entendimento detalhado desta dinâmica. A investigação apresentada demonstrou impactos notáveis; no entanto, a complexidade do tema sugere a necessidade de investigações mais abrangentes. É essencial que pesquisas futuras sejam conduzidas utilizando diferentes tipos de solo, variando parâmetros geotécnicos, tipos de edificações e empregando diversos softwares de análise computacional. Essa abordagem ampliada permitirá validar e possivelmente expandir os resultados encontrados neste estudo, contribuindo assim para uma base de conhecimento mais robusta e aplicável a diferentes contextos geotécnicos e construtivos. Portanto, incentiva-se a realização de pesquisas adicionais que possam fornecer insights mais profundos e fundamentados sobre este tópico crucial.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, Ana Luiza Salgueiro de. **Capacidade de carga de fundação superficial de tanque de armazenamento de grande diâmetro**. 2015. 106 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo, SP: Blucher, 2010
- ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A.. Analysis of the global tall buildings stability in flat slabs considering the soil structure interaction. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [S.L.], v. 13, n. 1, p. 183-199, fev. 2020. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952020000100013>.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2010.
- BALZAN, A. R.; RAMIRES, F. B.; LOPES JÚNIOR, L. da S. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de silos graneleiros em aço / Soil-structure interaction and its influence on the structural analysis of steel grain silos. **Brazilian Journal of Development**, [S. l.], v. 7, n. 1, p. 2760–2779, 2021. DOI: 10.34117/bjdv7n1-188. Disponível em: <https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/view/22841>. Acesso em: 8 jun. 2024.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor e Geomecânica da EEUFRJ, Rio de Janeiro, 1986.
- BASTOS, Paulo Sérgio. **Sapatas de Fundação**. Bauru: Unesp, 2023. 119 p.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de Fundação em Concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988. 244 p.
- CBIC (Brasil). Câmara Brasileira da Indústria da Construção. **Informativo Econômico: construção civil confirma expectativas e cresce forte pelo segundo ano consecutivo**. construção civil confirma expectativas e cresce forte pelo segundo ano consecutivo. 2023. Disponível em: <https://cbic.org.br/construcao-civil-confirma-expectativas-e-cresce-forte-pelo-segundo-ano/>. Acesso em: 08 jun. 2024.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des foundations em tenant compte de l'interaction des structures et du sol.** In: Annales de l'ITBTP, no 261, 1969.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios.** 2006. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. doi:10.11606/D.18.2006.tde-08042006-144423. Acesso em: 2024-06-08.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **EN 1991-1-1:** Acções em estruturas. Caparica: Lnec, 2009.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **EN 1992-1-1:** Projecto de estruturas de betão. Caparica: Lnec, 2010.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **EN 1997-1:** Projecto geotécnico. Caparica: Lnec, 2010.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **UNE-ENV 1997-1:** Proyecto geotécnico. Madrid: Aenor, 1999.

COSTA, Eugénia Pereira da *et al.* **Evolução do setor da construção em Portugal, 2008 a 2018.** Lisboa: (Gee) Gabinete de Estratégia e Estudos, 2020. 48 p. Disponível em: <https://www.gee.gov.pt/pt/estudos-e-seminarios/estudos-de-temas-economicos-category/30405-te-84-evolucao-do-setor-da-construcao-em-portugal-2008-a-2018>. Acesso em: 08 jun. 2024.

European Commision. **Construction sector:** stimulating favourable investment conditions. Europa: European Construction Sector Observatory, 2016.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos Solos Volume I.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

FERRO, Fernando Luiz de Bragança *et all.* Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco circular. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 16, n. 1, p. 203-219, jan./mar. 2016.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S (1994). **Interação Solo-estrutura em edifícios altos.** XCOBRAMSEF / 1º SBMR.

FRUTUOSO, Adriano *et al.* Análise numérica do comportamento de fundações superficiais tipo sapata. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. **Congresso.** Belo Horizonte: Abms, 2016.

GHOSH, Priyanka; SHARMA, Anirudh. Interference effect of two nearby strip footings on layered soil: theory of elasticity approach. **Acta Geotechnica**, [S.L.], v. 5, n. 3, p. 189-198, 14 jul. 2010. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-010-0123-2>.

GOSHY, B. (1978) **Soil-foundation-structure interaction.** Journal of the Structural Division, ASCE, vol.104, n. ST5, pp. 749-761.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. 189 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). **Avaliação da influência da interação solo-estrutura**. In: X COBRAMSEF, Foz de Iguaçu, PR, ABMS. Anais, Vol.1, p. 68-74.

GUSMÃO, A. D. (2006) **Desempenho de fundações de edifícios**. In: Palestras XIII COBRAMSEG, Curitiba, pp 215-240.

HARR, M. E. **Foundations of theoretical soil mechanics**. New York: McGraw-Hill, 1966.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

(IMPIC) INSTITUTO DOS MERCADOS PÚBLICOS DO IMOBILIÁRIO E DA CONSTRUÇÃO (Portugal). **Relatório do setor da construção em Portugal 2022**. Lisboa: Direção Financeira, de Estudos e de Estratégia, 2023. 38 p.

Disponível em:

https://www.impic.pt/impic/assets/misc/relatorios_dados_estatisticos/Relatorio_Construcao_2022.pdf. Acesso em: 08 jun. 2024.

IMSEE. Institut Monégasque de La Statistique Et Des Études Économiques.

Gross domestic product 2022. Monaco: Gouvernement Princier Principauté de Monaco, 2023. 20 p. Disponível em:

<https://www.monacostatistics.mc/Publications/GDP-Reports>. Acesso em: 08 jun. 2024.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**.

2000. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

doi:10.11606/D.18.2000.tde-08062006-163117. Acesso em: 2024-06-08.

LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN ONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, p. 505-9, 1991.

MARTINHO, Fernando Manuel de Carvalho. **Dimensionamento de fundações superficiais e profundas de acordo com os Eurocódigos - Aplicação a um caso de estudo**. 2017. 498 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2017.

MARTINS, J. B. **Fundações**. Braga: FEUP, 2002.

MARQUES, Olivia Catelan *et al.* Analysis of constructive effect and soil-structure interaction in tall building projects with shallow foundations on sandy

soils. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [S.L.], v. 14, n. 1, e14103, 2021. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952021000100003>.

MENDONÇA, J. C.; REIS, J. H. C.; AOKI, N. **Considerações sobre a Influência Recíproca de Fundações de Prédios Vizinhos em Regiões de Argila Mole**. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – XI COBRAMSEG, 11., v. 3, p. 1527-1534, Brasília, Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS 1998.

MENDES, Robson dos Santos. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista Online Ipog Especialize**, Goiânia, v. 1, n. 10, dez. 2015.

MEYERHOF, G.G. **Some recent foundation research and its application to design**. STRUCTURAL ENGINEERING. Londres, 1953.

MOREIRA, Maria Manuela Pires. **Capacidade de Carga em Fundações Superficiais**. 2011. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2011. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10400.6/3546>. Acesso em: 08 jun. 2024.

MOTA, Magnólia Maria Campêlo. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. 2009. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. doi:10.11606/T.18.2009.tde-15122009-111356. Acesso em: 2024-06-08.

MOURA, A.R.L.U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. Tese M.Sc., Escola de Engenharia da UFPE, Pernambuco, PE, Brasil, 1995.

NUNES, A. J. Costa. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Editora Globo, 1956.

OLIVEIRA, Pedro Eugênio Silva de. **Estimativa de recalques médios em fundação: novo método**. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2023.

PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G.. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [S.L.], v. 7, n. 2, p. 273-285, abr. 2014. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952014000200005>.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. 243 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade

PRECERAM (Portugal). Indústria de Construção Sa. **Tijolos Cerâmicos: o tijolo líder em portugal**. O Tijolo Líder em Portugal. 2024. Disponível em: <https://preceram.pt/catalogos/>. Acesso em: 08 jun. 2024.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigate Editora, 2008. 234 p.

REBELO, Filipe José da Silva. **Interação solo-estrutura – Análise através de elementos finitos**. 2011. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2011.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. doi:10.11606/D.18.2000.tde-28072006-160707. Acesso em: 2024-06-08.

RHODES, Chris. **Construction industry: statistics and policy**. Londres: House Of Commons Library, 2019. 16 p. Disponível em: <https://commonslibrary.parliament.uk/research-briefings/sn01432/>. Acesso em: 08 jun. 2024.

RITTER, M. G. *et al.* Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [S.L.], v. 13, n. 2, p. 248-273, abr. 2020. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952020000200005>.

ROCHA, Luana Queiroz *et al.* A influência da compressibilidade e adensamento no recalque. **Unifimes: Eixo V - Engenharias, Tecnologias e Meio Ambiente**, Mineiros, dez. 2018. Anual.

ROCHA, Luana Queiroz *et al.* **A influência da compressibilidade e adensamento no recalque**. III Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar e I Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar. 2018.

SAVARIS, Gustavo. **Monitorização de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. 2008. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2008. Disponível em: <https://uenf.br/posgraduacao/enharia-civil/wp-content/uploads/sites/3/2015/09/GUSTAVO-SAVARIS.pdf>. Acesso em: 08 jun. 2024.

SAVARIS, Gustavo; HALLAK, Patricia Habib; MAIA, Paulo César de Almeida. Análise da redistribuição de cargas em pilares de um edifício residencial devido à interação solo estrutura, 52., 2010, Fortaleza. **Anais [...]**. Cascavel: Ibracon Instituto Brasileiro do Concreto, 2010. p. 1-15.

SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **Introdução à engenharia de fundações**. São Paulo: Editora Interciência, 1981.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley And Sons, Inc., 1925. 526 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 583 p.

VESIC, Aleksandar Sedmak. Bearing capacity of shallow foundations. In: FOUNDATION Engineering Handbook. New York: McGraw-Hill, 1975. p. 121-147.

ZEMBRUSKI, Patricia. **Desenvolvimento de software educacional para dimensionamento e análise de sapatas isoladas com carga centrada em concreto armado.** 2022. 106 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2022.

ZUCCHI, Enzo Cosenza. **Interação solo x estrutura. Análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques.** 2021. 232 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.