



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



MARCELL GODOI SIVELLI

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO PROJETO ESTRUTURAL DE
EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES**

**UBERLÂNDIA - MG
2018**

MARCELL GODOI SIVELLI

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO PROJETO ESTRUTURAL DE
EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

UBERLÂNDIA – MG
2018

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, que são os meus
heróis em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que me guiou e me protegeu.

Aos meus pais, pela dedicação e sacrifício em favor da realização deste sonho.

Ao professor Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva, pelos ensinamentos, críticas, ideias, apoio e orientação neste trabalho.

Aos meus amados amigos Ruan Sousa Dotta e Mário-Vam Gonçalves Pereira que foram meus companheiros tanto nos momentos de alegria como nos de tristeza.

À Universidade Federal de Uberlândia e à University of Idaho, por me proporcionarem oportunidades únicas na minha vida acadêmica.

RESUMO

Este trabalho apresentou uma comparação e discussão a respeito da influência da deformabilidade do solo no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares com fundações por sapatas isoladas. Os modelos estruturais corresponderam a edifícios de 4, 6 e 8 pavimentos com dimensão dos vãos variando entre 4m, 5m e 6m sobre terrenos com rigidez distinta. A deformabilidade do terreno foi comparada frente a hipótese que considera o maciço como uma camada semi-infinita e como uma camada finita na estimativa de recalques. Exemplos numéricos foram elaborados comparando o desempenho dos modelos estruturais frente ao recalque total e a distorção angular das vigas em cada caso de análise. Os resultados foram obtidos por meio de programas computacionais considerando tanto a hipótese do meio contínuo (efeitos de vizinhança entre sapatas) como a hipótese de Winkler (deslocamentos isolados em cada ponto). As reações de apoio fornecidas pela hipótese usual de fundações indeslocáveis foram comparadas com aquelas fornecidas pela consideração da deformabilidade do solo (interação solo estrutura - ISE). Os resultados obtidos apontam que há uma diferença significativa na estimativa de recalques quando o solo é tratado como uma camada semi-infinita e finita. A estimativa de recalque para cada sapata de forma isolada (hipótese de Winkler) apresentou uma aproximação satisfatória dos resultados que consideram a continuidade do meio (efeitos de vizinhança). A redistribuição de esforços e deslocamentos verificada após a consideração da interação solo estrutura foram relevantes, de modo que tal análise se mostra de grande interesse para confiabilidade dos modelos adotados para o cálculo estrutural.

Palavras-chave: interação solo-estrutura, recalques, fundações superficiais, hipótese de Winkler.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Acréscimo de momentos devido a recalques de apoio.	13
Figura 2 – Influência da rigidez sobre a curva de recalque e reações de apoio.....	14
Figura 3 – Diferentes contribuições da estrutura para a rigidez estrutura-solo	16
Figura 4 – Viga de rigidez equivalente.....	17
Figura 5 – Comportamento de KSS	18
Figura 6 – Influência dos recalques em cada pavimento.....	19
Figura 7 – Sequencia construtiva de edifícios de múltiplos andares.....	20
Figura 8 – Modelo de Winkler	21
Figura 9 – Hipóteses de cálculo para K e K_v	22
Figura 10 – Solução de Mindlin (1936)	23
Figura 11 – Superposição de recalques causados por elementos da vizinhança	24
Figura 12 – Estrutura sob apoios elásticos para a consideração da deformabilidade do solo	25
Figura 13 – Modelo A	26
Figura 14 – Modelo B.....	27
Figura 15 – Discretização de fundação profunda – Modelo B.....	28
Figura 16 – Modelo C.....	29
Figura 17 – Ensaio de placa.....	30
Figura 18 – Curva de pressão <i>versus</i> recalque	30
Figura 19 – Correlação de dimensões entre placa e fundação.....	31
Figura 20 – Discretização da Sapata.....	36
Figura 21 – Hipóteses de estimativa de recalque	39
Figura 22 – Relatório de sondagem SPT	40
Figura 23 – Hipótese 1 (unidades de tensão em kN/m^2)	41
Figura 24 – Hipótese 2 (unidades de tensão em kN/m^2)	42
Figura 25 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada	43
Figura 26 – Hipótese 3 (unidades de tensão em kN/m^2)	44
Figura 27 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada	45
Figura 28 – Geometria em corte dos modelos estruturais	47
Figura 29 – Planta baixa dos modelos estruturais	48
Figura 30 – Solos 1, 2, e 3	50

Figura 31 – Gráfico de N_{SPT} em função do lado B das sapatas.....	51
Figura 32 – Roteiro de aplicação da ISE.....	54
Figura 33 – Pilar P8: acréscimo de recalque devido ao efeito de vizinhança (%).....	58
Figura 34 –Efeitos da distorção angular produzida por recalques diferenciais segundo Skepton e Macdonald (1956).....	59
Figura 35 – Ângulos de distorção: subsolo 1 (hipótese de Winkler).....	59
Figura 36 – Ângulos de distorção: subsolo 1 (solução de Mindlin).....	60
Figura 37 – Ângulos de distorção: subsolo 2 (hipótese de Winkler).....	60
Figura 38 – Ângulos de distorção: subsolo 2 (Solução de Mindlin).....	61
Figura 39 – Ângulos de distorção: subsolo 3 (hipótese de Winkler).....	61
Figura 40 – Ângulos de distorção: subsolo 3 (hipótese de Mindlin).....	62
Figura 41 – Acréscimo do ângulo distorcional pela hipótese de Winkler (subsolo 1)...	63
Figura 42 – Curva de reações verticais do pórtico P1-P5 (kN).....	64
Figura 43 – Curva de reações verticais do pórtico P6-P10 (kN).....	65
Figura 44 – Curva de reações do pórtico P1-P11.....	65
Figura 45 – Curva de recalques do pórtico P1-P5.....	67
Figura 46 – Curva de recalques do pórtico P6-P10.....	67
Figura 47 – Curva de recalques do pórtico P1-P11.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de solo e valores de K_v	32
Tabela 2 – Fator de forma I_p	33
Tabela 3 – Valores do coeficiente α	34
Tabela 4 – Valores do coeficiente K	34
Tabela 5 – Valores do coeficiente de Poisson em função do tipo de solo.....	35
Tabela 6 – Metodologias de estudo ISE.....	38
Tabela 7 –Resumo dos parâmetros para a aplicação da Hipótese 1.....	41
Tabela 8 – Resumo dos valores adotados no modelo 1.....	43
Tabela 9 – Resumo dos valores adotados no modelo 1.....	45
Tabela 10 – Resultados do Exemplo 1.....	46
Tabela 11 – Nomenclatura dos modelos.....	49
Tabela 12 – Tensão admissível em cada solo (kPa).....	51
Tabela 13 –Ações consideradas em cada modelo.....	52
Tabela 14 – Reações de apoio verticais F_z na base dos pilares (kN).....	52
Tabela 15 – Recalques totais: Subsolo 1.....	55
Tabela 16 – Recalques totais: Subsolo 2.....	56
Tabela 17 – Avaliação do efeito de vizinhança: Subsolo 3.....	57
Tabela 18 – Reações de apoio: Apoios fixos <i>versus</i> ISE.....	63
Tabela 19 – Recalques totais: Apoios fixos <i>versus</i> ISE (cm).....	66

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1.	JUSTIFICATIVA	10
1.2.	OBJETIVOS	11
1.3.	METODOLOGIA	11
1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1.	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	13
2.1.1.	Considerações normativas.....	15
2.1.2.	Aspectos relevantes na iteração solo-estrutura	16
2.1.3.	Modelagem da ISE.....	20
2.2.	COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL KV	29
2.2.1.	Ensaio de placa.....	29
2.2.2.	Tabelas de valores típicos	32
2.2.3.	Recalque vertical estimado	32
3	EXEMPLOS NUMÉRICOS	38
3.1.	EXEMPLO 1.....	38
3.1.1.	Valores adotados para elaboração dos modelos.....	39
3.1.2.	Características do solo	39
3.1.3.	Resultados do Exemplo 1	46
3.2.	EXEMPLO 2.....	46
3.2.1.	Considerações iniciais.....	46
3.2.2.	Modelos Estruturais	47
3.2.3.	Características geotécnicas	49
3.2.4.	Ações.....	51
3.2.5.	Reações de apoio.....	52
3.2.6.	Pré-dimensionamento das Sapatas	53
3.2.7.	Obtenção dos recalques imediatos	53
3.2.8.	Análise dos Efeitos da Iteração Solo Estrutura.....	53

3.2.9. Resultados	55
3.2.10. Consideração dos efeitos da ISE	63
4 CONCLUSÕES.....	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70
ANEXO A – Relatório de sondagem SPT.....	74
APÊNDICE A – Tabela de pré-dimensionamento das sapatas	75

1 INTRODUÇÃO

Os edifícios podem ser tecnicamente divididos em superestrutura, infraestrutura e maciço de solo. A infraestrutura é composta pelos elementos da fundação (sapatas, tubulões ou estacas) e forma um sistema único com o maciço de solo, ficando este submetido ao conjunto de forças ativas externas oriundas da superestrutura. (GUSMÃO FILHO, 2002).

Uma das simplificações no cálculo dos esforços da superestrutura e da infraestrutura é a hipótese de que os apoios são fixos. Diante dessa hipótese, os elementos de fundação são calculados com base nas forças oriundas da superestrutura e nas propriedades do terreno, de forma isolada, desprezando-se o efeito da rigidez estrutural. (GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1994).

De acordo com Simons e Menzies (1981), a menos que as fundações sejam assentadas sobre rocha sã, algum recalque mensurável sempre ocorrerá. Dessa forma, o comportamento idealizado pelos apoios fixos, desprezando o recalque diferencial da estrutura, pode se distanciar consideravelmente do comportamento real, especialmente nas edificações assentadas em solos mais deformáveis.

O desempenho dos edifícios é controlado pela interação entre a superestrutura, infraestrutura e o maciço de solo, em um mecanismo denominado interação solo estrutura (ISE). Este mecanismo, apesar de importante, é comumente ignorado na maioria dos projetos (GUSMAO FILHO, 2002).

Sabe-se que a concepção de um modelo que seja capaz de integrar a superestrutura com a deformabilidade do solo é um desafio; contudo nos últimos anos a programação computacional vem viabilizando tal análise. A área da engenharia que leva em consideração essa interação é chamada de interação solo-estrutura (ISE), tema sobre o qual versa este trabalho.

1.1. JUSTIFICATIVA

Segundo Iwamoto (2000), a consideração da iteração solo-estrutura permite que o dimensionamento estrutural seja mais eficiente e confiável, uma vez que são avaliados os efeitos de redistribuição de esforços nos elementos estruturais e a intensidade real dos recalques diferenciais.

O dimensionamento estrutural, em muitos casos, é limitado a uma quantidade máxima de variáveis passíveis de análise, de modo que os modelos analíticos são simplificados por

hipóteses de cálculo. O grande problema das simplificações é que o comportamento idealizado pode se distanciar muito da realidade, possibilitando a aparição de manifestações patológicas.

Atualmente, o emprego das ferramentas computacionais permite o cálculo de estruturas complexas com maior fidelidade à realidade construtiva. Nesse sentido, a análise estrutural com iteração solo-estrutura pode possibilitar uma previsão mais próxima do comportamento real, favorecendo assim a segurança no dimensionamento dos elementos estruturais.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar a influência da deformabilidade do solo no comportamento estrutural de edifícios de concreto de múltiplos andares. Os objetivos específicos são:

- Comparar o recalque imediato estimado assumindo o solo com camada semi-infinita e com camada finita;
- Comparar os recalques de sapatas em edifício de concreto armado considerando a continuidade do meio (efeito de vizinhança) com os obtidos sem a consideração do efeito de vizinhança;
- Verificar a redistribuição das reações de apoio e de recalques em edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura.

1.3. METODOLOGIA

Exemplos numéricos foram desenvolvidos para análise do recalque imediato em fundações diretas. No primeiro exemplo, o recalque foi estimado para o caso de solo assumido como sendo homogêneo e semi-infinito; posteriormente o recalque foi estimado para o caso de solo com multicamadas (estratificado); e por fim, no caso de solo com multicamadas, foi avaliado o acréscimo de recalque por influência de sapatas da vizinhança.

Exemplos numéricos foram desenvolvidos utilizando-se o Método de Aoki-Lopes (1975) para estimativa do recalque imediato, considerando-se solos com rigidezes diferentes. As fundações analisadas foram sapatas individuais, onde os as reações de apoio foram obtidas pelo *software* Robot e a estimativa de recalque pelo programa RECALQUE_SAPATAS, desenvolvido em linguagem FORTRAN pelo orientador deste trabalho para o cálculo de recalques em sapatas utilizando-se o Método de Aoki-Lopes (1975).

Para verificar a redistribuição das reações de apoio, a interação solo-estrutura se deu por meio de cálculo iterativo. Inicialmente, admitiu-se a hipótese de fundações indeslocáveis para a obtenção das reações de apoio nas mesmas. Em seguida, foram obtidos os recalques nas sapatas, com os quais se determinaram os coeficientes de mola que substituíram os apoios indeslocáveis no modelo estrutural para uma segunda iteração. Posteriormente, a estrutura foi recalculada com apoios elásticos e novas reações de apoio e novos recalques foram obtidos. O processo se repetiu até a convergência desejada.

Os recalques imediatos foram analisados em modelos de edifício que tiveram os seguintes parâmetros variados: quantidade de pavimentos (4, 6 e 8 andares); dimensão do vão (4, 5, 6 metros) e rigidez do solo (100, 140 e 240kPa). Para cada caso, obtiveram-se os recalques considerando-se duas situações: com efeito de vizinhança e sem efeito de vizinhança. No total, foram analisados 54 casos.

Ao final de cada exemplo os resultados foram comparados de acordo com as considerações teóricas relacionadas com os métodos de análise e também quanto a consideração das características do solo.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este primeiro capítulo apresenta o tema escolhido, algumas considerações iniciais, apresentando a justificativa da escolha do tema, o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho, a metodologia utilizada para alcançá-los e como está estruturado o trabalho.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica necessária sobre o tema, com conceitos relativos à interação solo-estrutura, modelos de cálculo, variáveis relevantes, métodos de determinação do recalque imediato e coeficiente de reação vertical.

O terceiro capítulo apresenta os exemplos numéricos, os resultados e a análise comparativa dos mesmos.

O quarto e último capítulo é destinado as conclusões finais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

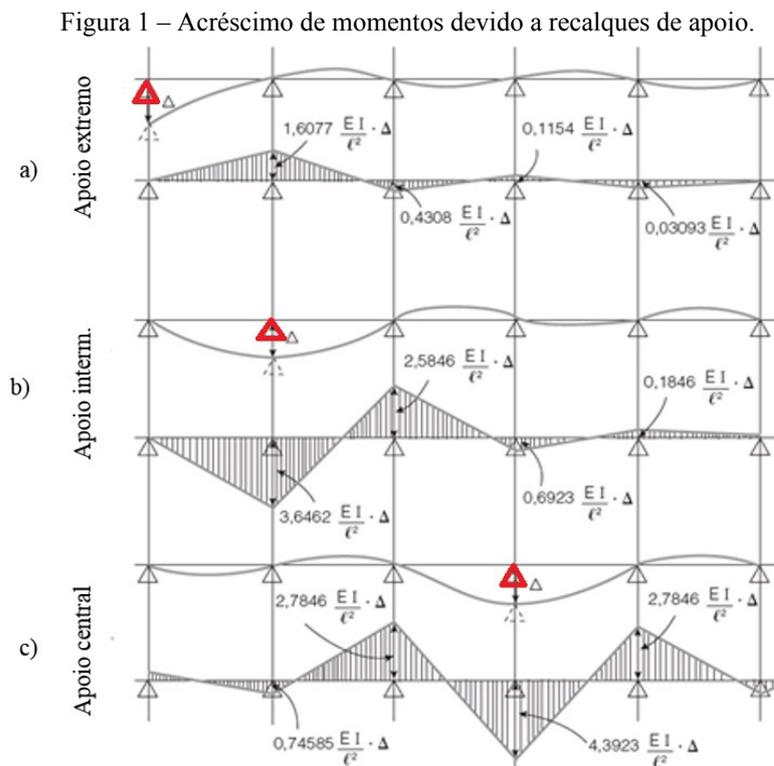
2.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Em muitos casos existe uma separação temporal na concepção dos projetos estruturais e geotécnicos de modo que o projeto estrutural é concebido em um primeiro momento, desconhecendo a resposta do maciço de solo e adotando a hipótese de apoios fixos.

Logo que o projeto estrutural se conclui, o projeto de fundações é desenvolvido com base nas reações de apoio e nas características do solo, sem que sejam considerados os efeitos de rigidez estrutural. Em vista disso forma-se um erro de compatibilização entre a estrutura e a fundação, na medida em que os esforços e os deslocamentos de ambos projetos não são compatibilizados. (IWAMOTO, 2000)

Em edifícios, a ocorrência dos recalques nos apoios leva a uma redistribuição de esforços entre os elementos estruturais, principalmente nos esforços solicitantes dos pilares, sendo que nestes há uma transferência de carga partindo dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos. (GUSMAO FILHO, 1998).

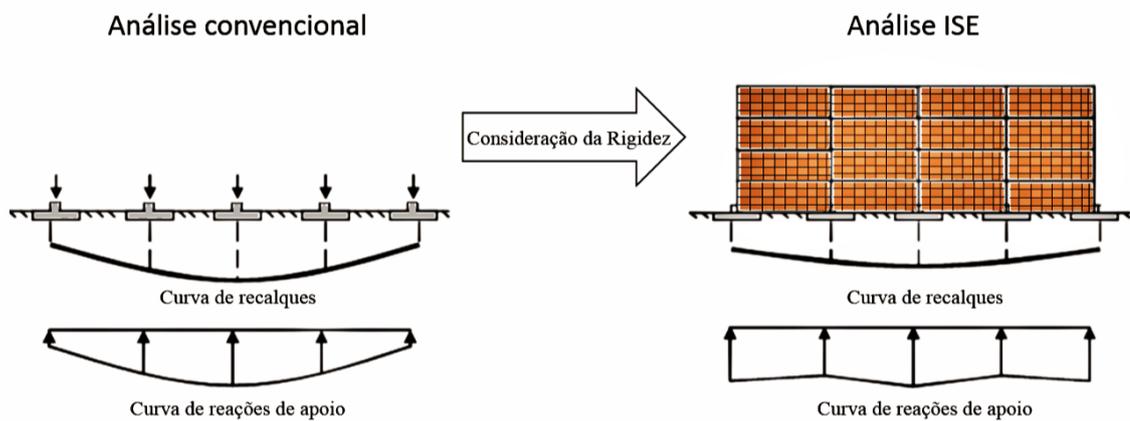
A Figura 1 exemplifica o acréscimo de momentos em uma viga sujeita a recalques nos apoios de extremidade, intermediários e de centro.



Fonte: Adaptado de Alonso (1991, p. 28)

Embora muitas vezes a estimativa de recalques não leve em conta a rigidez estrutural, sabe-se que a rigidez influenciaria diretamente no recalque diferencial dos pórticos estruturais. Ao se considerar os efeitos de rigidez estrutural sobre a curva de recalques, o resultado seria uma curva mais atenuada do que aquela prevista no tratamento isolado da estrutura e fundação, conforme ilustra a Figura 2 (GUSMÃO, 1994).

Figura 2 – Influência da rigidez sobre a curva de recalque e reações de apoio



Fonte: Adaptado de Gusmão (1994).

Conforme Reis (2000), os modelos estruturais em seu estado real formam um conjunto único que trabalha de maneira integrada, de modo que a análise ideal seria aquela feita em conjunto. O mesmo autor afirma que ao se tratar os projetos (estrutural e fundações) de forma independente, os resultados podem conduzir a uma análise incompatível ao comportamento real da estrutura, pois é fato que um mesmo projeto estrutural pode apresentar comportamentos distintos em meios geotécnicos diferentes.

O dimensionamento estrutural considerando a deformabilidade do solo é um dos objetos de estudo da ISE (interação solo-estrutura). No campo de análise estrutural, a ISE se mostra como uma possibilidade de análise conjunta entre estrutura, fundações e maciço de solo. A literatura técnica aponta que para um dimensionamento mais seguro e até mesmo para possível economia de materiais, seria interessante que os projetos contemplassem tal análise sempre que viável. Atualmente tal análise tem se mostrado cada vez mais exequível no meio técnico e científico, especialmente com a presente disponibilidade de ferramentas computacionais que viabilizam este estudo.

2.1.1. Considerações normativas

É consenso no meio técnico de que a hipótese dos apoios fixos ainda é uma consideração válida e eficiente para simplificação de muitos modelos de cálculo estrutural. Para o dimensionamento de estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118:2014 em sua seção 14.2.2 traz a seguinte recomendação para a escolha do modelo de cálculo:

O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise. Em casos mais complexos a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo.*

Percebe-se que norma não especificou taxativamente quais casos são mais complexos nos quais seria imprescindível a realização da ISE. Ao se tratar de estruturas de aço norma ABNT NBR 8800:2008 em sua seção 4.9.1 também recomenda, sem muitas especificações, que seja feita a análise solo-estrutura:

A análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando sempre em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.*

No caso específico de paredes de concreto, a ABNT NBR 16055:2012 em sua seção 11.5 é taxativa sobre a escolha do modelo, fazendo a seguinte observação sobre a ISE:

A consideração do modelo estrutural da iteração solo-estrutura é obrigatória no caso de edifícios com mais de cinco pavimentos*, considerando a deformabilidade da fundação (inclusive vigas de apoio), conforme parâmetros geotécnicos definidos por especialista em mecânica dos solos. Deve-se no mínimo considerar o modelo de molas discretas independentes localizadas nos pontos de apoio das vigas de fundação.*

[...]

O modelo com iteração solo-estrutura é obrigatório para os casos de fundação em níveis diferentes.*

Assim, no caso específico de edificações compostas por paredes de concreto, a norma torna obrigatório a análise ISE não só no caso dos edifícios com mais de 5 pavimentos, mas também no caso de fundações em níveis diferentes.

* Grifos do autor

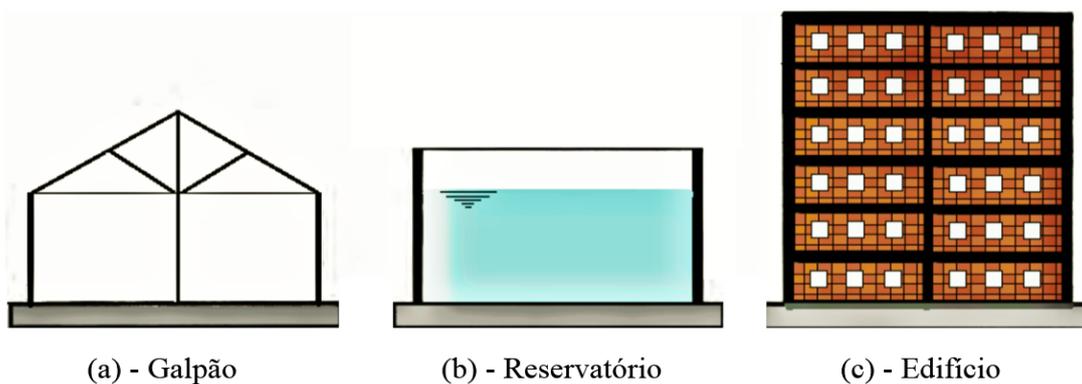
2.1.2. Aspectos relevantes na interação solo-estrutura

De acordo com Colares (2006), a intensidade dos efeitos da ISE depende de alguns aspectos diretos e indiretos relacionados com a estrutura e com a fundação. Dentre os fatores mais relevantes a literatura aponta para: rigidez relativa solo-estrutura; número de andares; sequência construtiva e efeitos de vizinhança.

2.1.2.1. Rigidez relativa solo-estrutura

O acréscimo de rigidez da fundação é favorável para a uniformização dos recalques, sendo que sob esse ponto de vista, é interessante que os elementos da fundação sejam combinados e enrijecidos. A rigidez da estrutura também contribui de forma marcante para a rigidez do conjunto superestrutura-fundação-solo. A Figura 3 ilustra três situações em que a rigidez da estrutura contribui com diferentes intensidades para a rigidez global do conjunto. No caso da Figura 3a, a estrutura metálica, típica de galpões, pouco contribui; na Figura 3b, na estrutura típica de reservatório ou silos, as paredes de concreto podem contribuir muito para a rigidez do conjunto; por fim, no caso da Figura 3c, edificações compostas por pórticos de concreto com painéis de fechamento em alvenaria, a rigidez do conjunto tende a aumentar com o número de pavimentos. (VELOSO E LOPES, 2011, p. 124)

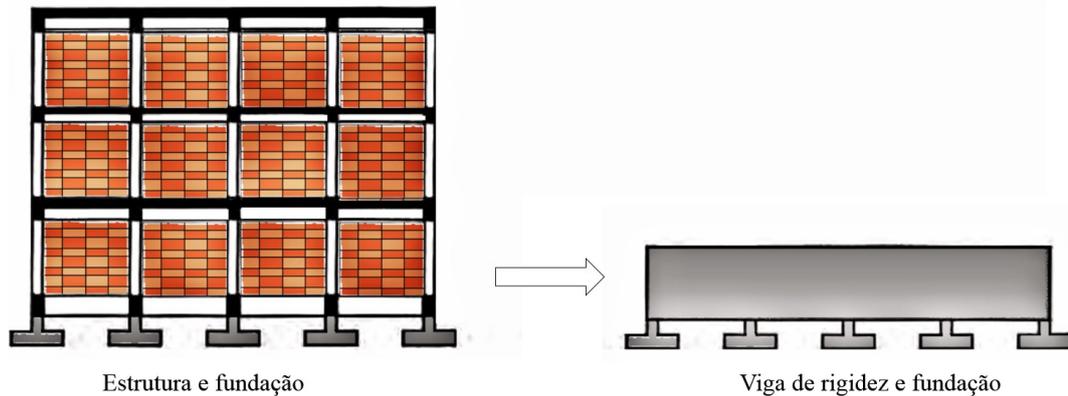
Figura 3 – Diferentes contribuições da estrutura para a rigidez estrutura-solo



Fonte: Adaptado de Veloso e Lopes (2011, p. 125)

Meyerhof (1953 *apud* VELOSO e LOPES 2011) sugeriu que a contribuição da superestrutura, segundo uma direção de estudo, fosse considerada equivalente à rigidez de uma viga sob flexão, Figura 4.

Figura 4 – Viga de rigidez equivalente



Fonte: Adaptado de Veloso e Lopes (2011, p. 125)

Para o caso de um edifício em pórticos de concreto com painéis de fechamento em alvenaria Meyerhof (1953 *apud* VELOSO e LOPES 2011) propôs a seguinte equação de equivalência:

$$E_c I = \Sigma E_C I_V + \Sigma E_a I_a \quad \text{Equação 1}$$

Em que:

E_c – módulo de elasticidade do concreto da viga equivalente;

I – momento de inércia da viga equivalente em torno do eixo em que ocorre flexão;

I_V – momento de inércia das vigas da superestrutura;

E_a – módulo de elasticidade dos elementos da alvenaria;

I_a – momento de inércia dos painéis de alvenaria em torno do eixo em que ocorre flexão;

$E_c I$ = rigidez da viga equivalente;

$\Sigma E_C I_V$ = somatório da rigidez individual de cada viga da superestrutura;

$\Sigma E_a I_a$ = somatório da rigidez individual de cada painel de alvenaria.

De acordo com Veloso e Lopes (2011) a Equação 2 proposta por Meyerhof (1953) poderia ser expandida para incluir o somatório da rigidez proveniente dos pilares.

Complementando a Equação 1 de Meyerhof (1953), Lopes e Gusmão (1991 *apud* Colares 2006) propuseram o cálculo do parâmetro K_{SS} , o qual avalia a rigidez relativa do sistema estrutura-solo, conforme Equação 2.

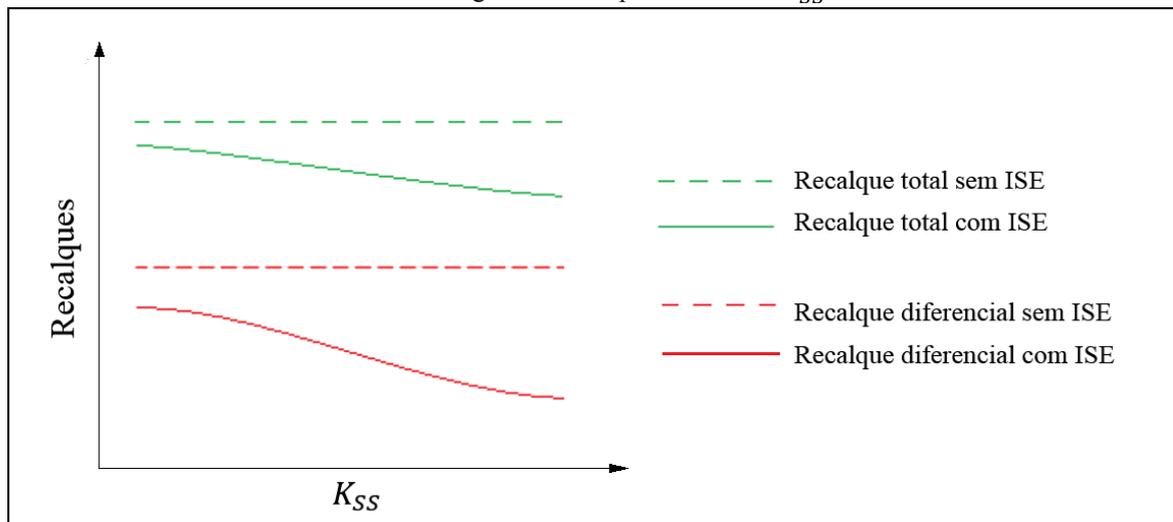
$$K_{SS} = \frac{E_C I_B}{E_S l^4} \quad \text{Equação 2}$$

Em que:

- E_c – Módulo de elasticidade do material da estrutura;
- E_s – Módulo de elasticidade do solo;
- I_B – Momento de inercia da viga típica;
- l – Comprimento do vão entre pilares.

A Figura 5 ilustra o comportamento gráfico da Equação 2 onde o aumento da rigidez, K_{SS} , no sistema estrutura-solo reduz os valores dos recalques, principalmente os recalques diferenciais.

Figura 5 – Comportamento de K_{SS}



Fonte: Lopes e Gusmão (1991 apud Colares 2006)

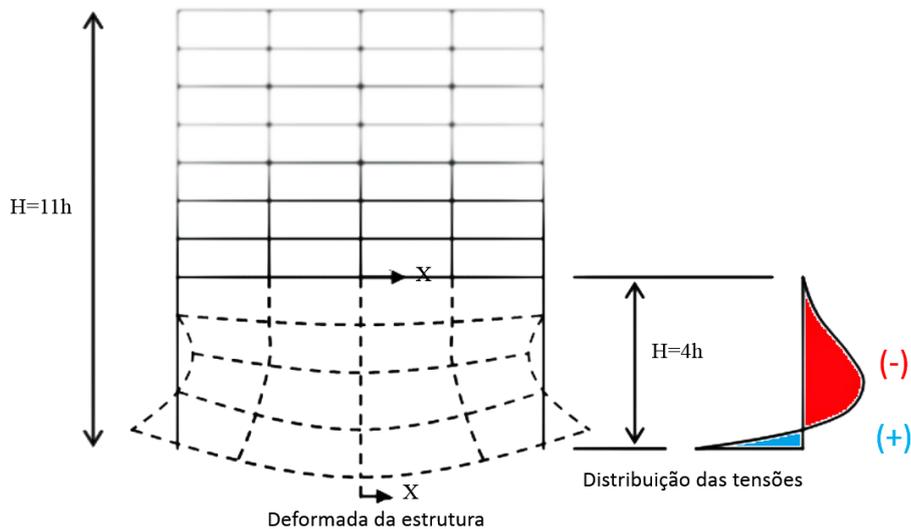
Iwamoto (2000) analisou numericamente os efeitos da consideração da ISE para um edifício de 15 pavimentos. Em suas conclusões, verificou que a consideração da rigidez dos elementos da superestrutura (lajes, vigas e pilares) leva a resultados mais favoráveis de recalques diferenciais e distorções angulares do que quando estes são estimados de forma separada. Ainda sobre as conclusões de Iwamoto (2000), verificou-se que os esforços provocados pelas distorções angulares são mais evidentes nos pavimentos inferiores, sendo que a propagação para os pavimentos superiores é governada pela rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

Consoante aos resultados de Iwamoto (2000), Colares (2006) aponta que a ligação entre laje, vigas e pilares confere ao edifício considerável rigidez, ao passo que ao se considerar a ISE, a estimativa do recalque diferencial é amenizada em comparação com o cálculo tradicional.

2.1.2.2. Número de Andares

No dimensionamento de edifícios com altura mais elevada, o modelo estrutural que considera a ISE se mostra mais adequado que o modelo convencional de apoios indeslocáveis, pois o número de pavimentos é o fator de maior potencial no enrijecimento da superestrutura. Dessa forma, quanto mais pavimentos uma estrutura possui, maior será sua rigidez e maior serão as diferenças entre a análise convencional e a análise ISE (GUSMÃO 1994). Segundo Goshy (1978 apud CAD/TQS 2011), através da analogia de vigas-parede, observa-se que a maior influência da rigidez se concentra nos primeiros pavimentos, assim como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Influência dos recalques em cada pavimento



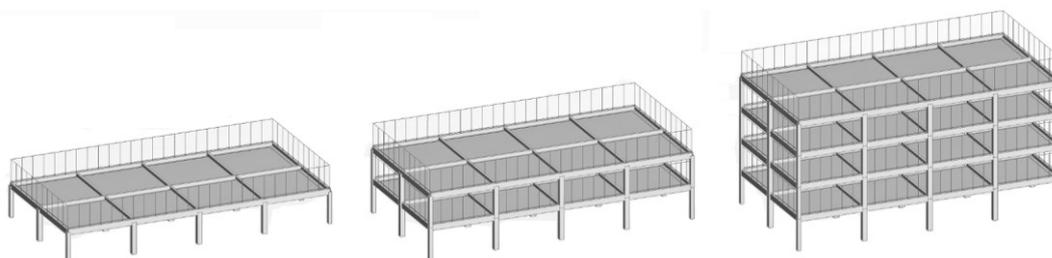
Fonte: Adaptado de Goshy (1978 apud CAD/TQS 2011)

De acordo com Gusmão Filho (2002), em construções acima de 8 pavimentos, a rigidez do conjunto pode contribuir para reduzir de um a dois terços os recalques e as distorções angulares estimadas com o cálculo simplificado por apoios fixos. Os andares superiores se comportam como uma chapa, distribuindo o carregamento sobre os pavimentos que teoricamente compõem a viga de rigidez equivalente ilustrada na figura 4, sendo as dimensões da viga limitadas a 4/11 da altura total do edifício, conforme figura 6. Além disso, o autor destaca que os deslocamentos da fundação pouco afetam os andares superiores.

2.1.2.3. Sequencia construtiva

Deve se observar que a teoria da viga-parede não leva em consideração o efeito da sequência construtiva (Figura 7)

Figura 7 – Sequencia construtiva de edificios de múltiplos andares



Fonte: Autor (2018)

Em edificios de vários pavimentos, os deslocamentos verticais nos pavimentos inferiores são atenuados pela sequência executiva, na medida em que a rigidez estrutural cresce a cada novo pavimento, sendo mínima no início e máxima ao final da obra. (GUSMÃO FILHO, 2002)

Quando os elementos estruturais dos pavimentos superiores são concretados, muitos recalques diferenciais já foram absorvidos pela estrutura dos pavimentos inferiores, ao longo do cronograma executivo da construção. Em vista disso, as distorções angulares provocadas pelos recalques diferenciais são acumuladas nos primeiros pavimentos, ao passo que, após certo estágio construtivo, a viga fictícia de rigidez equivalente, formada pelos andares inferiores, pode contribuir de maneira expressiva para a indeslocabilidade estrutural frente aos recalques da fundação. (GUSMÃO FILHO, 2002)

Reis (2000) estudou a ISE em edificações com fundações diretas, assentadas sobre um solo predominantemente constituído de argila mole. Em suas conclusões, Reis (2000) verificou que, ao longo do tempo de construção, a distribuição dos esforços nos elementos estruturais variava de 25% nos andares inferiores para 15% nos andares superiores.

2.1.3. Modelagem da ISE

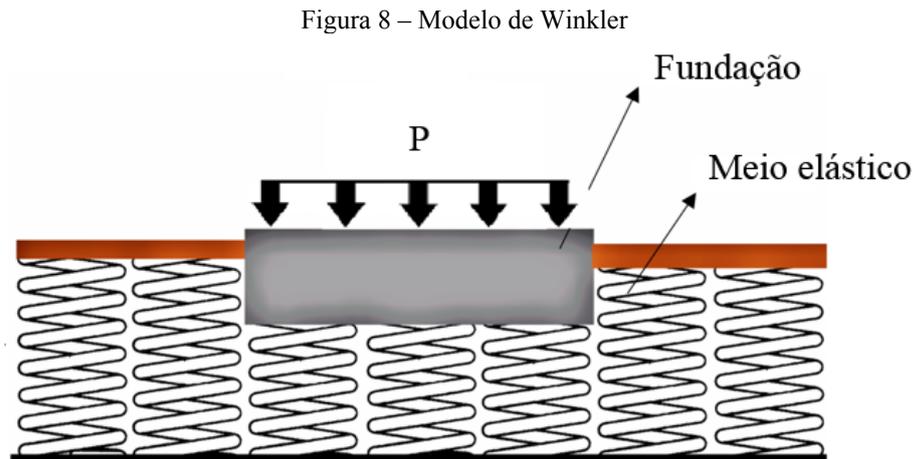
Existem duas formas de considerar o efeito de vizinhança nos modelos numéricos da modelagem da ISE:

- Empregar a hipótese de Winkler
- Considerar o solo como meio contínuo

2.1.3.1. Hipótese de Winkler

A hipótese de Winkler admite o solo como uma superfície análoga a um ‘colchão’ composto por infinitas molas independentes e próximas entre si, de forma que as mesmas

sofrem deformações sem que haja comunicação entre ponto de aplicação da força e a e a aplicação de outras forças na vizinhança. Esta analogia do solo como um colchão de molas simplifica a modelagem analítica dos problemas reais pois considera que o solo é um meio perfeitamente elástico, homogêneo, isotrópico e com relação linear entre forças e deslocamentos, a Figura 8 ilustra o modelo proposto (ALONSO, 1991).



Fonte: Autor (2018)

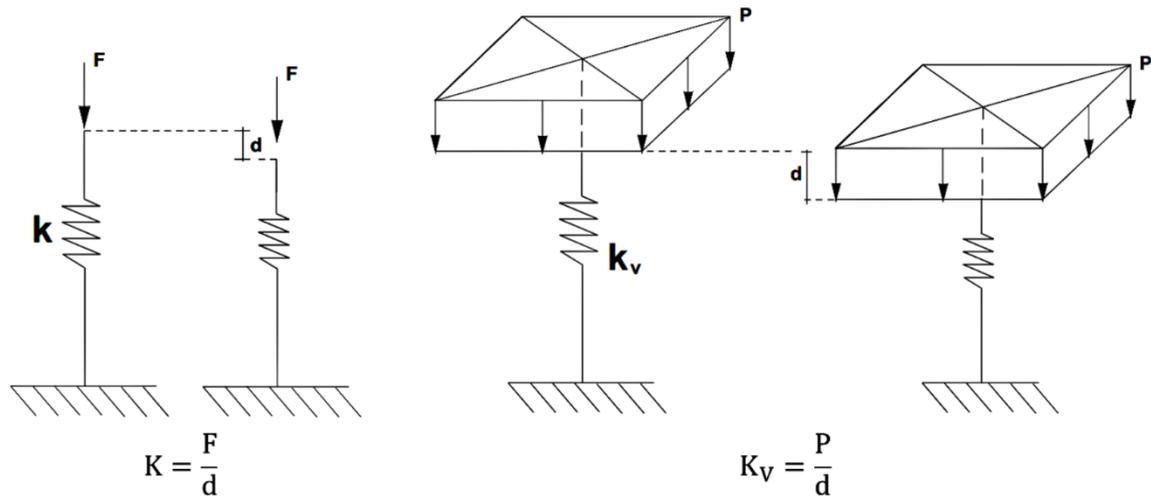
A rigidez das molas que simulam o solo é representada pela constante k_v , sendo que alguns autores a chamam de coeficiente de reação vertical ou simplesmente coeficiente de recalque. Tal analogia do comportamento elástico da solo parte do modelo onde o coeficiente de elasticidade de uma mola K é definido pela Equação 3, em que o valor K é o quociente da força F que provoca um deslocamento D unitário. (CAD/TQS, 2011)

$$K = \frac{F}{d} \quad \text{Equação 3}$$

No modelo onde a mola representa o solo, o coeficiente K da Equação 3 é substituído pelo coeficiente k_v . Desta forma, a constante de elasticidade do solo fica definida não mais por uma força, mas pelo quociente da pressão P que provoca um deslocamento unitário d equação 4.

$$K_v = \frac{P}{d} \quad \text{Equação 4}$$

A Figura 9 ilustra as hipóteses de cálculo de K e k_v .

Figura 9 – Hipóteses de cálculo para K e K_v 

Fonte: TQS/CAD(2011)

Por fim, pode-se entender que o coeficiente de reação consiste na razão entre a pressão aplicada e o correspondente recalque.

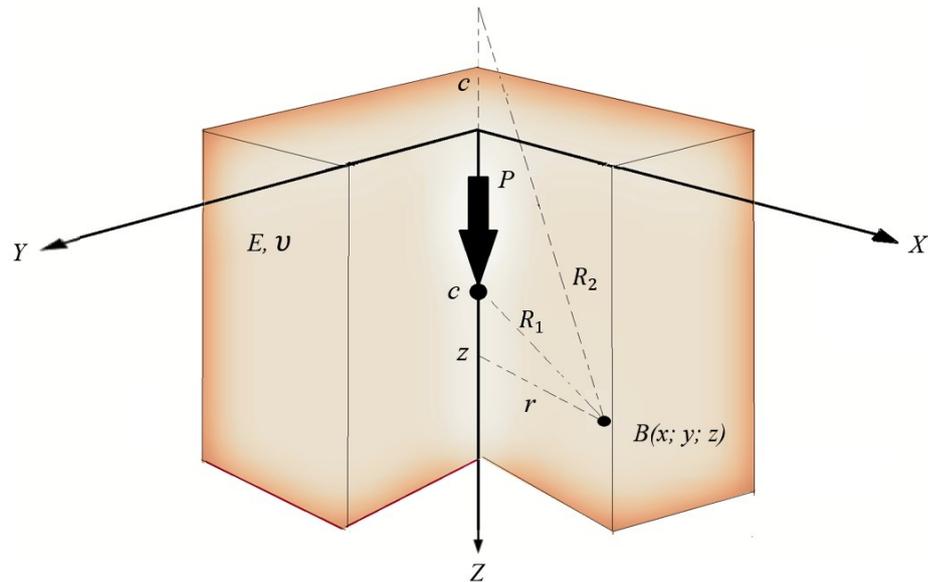
2.1.3.2. Solo como meio contínuo

O tratamento do solo como um meio contínuo pode ser desenvolvido considerando o solo como um meio elástico ou elastoplástico. No caso de se considerar como um meio elástico as soluções são baseadas na teoria da elasticidade, no caso dos elastoplástico a solução só é obtida por via numérica, utilizando o método dos elementos finitos por exemplo. (VELOSO, 2011)

Uma das soluções baseadas na teoria da elasticidade para se considerar o maciço de solo com um meio contínuo é a solução de Mindlin (1936).

A solução de Mindlin parte da hipótese que o solo é um meio tridimensional formado pelo mesmo material (homogeneidade do meio), com comportamento idêntico em todas as direções (isotropia) e com volume isento de vazios (continuidade). Sob tais hipóteses a solução de Mindlin apresenta o modelo da Figura 10 (CAD/TQS, 2011).

Figura 10 – Solução de Mindlin (1936)



Fonte: Autor (2018)

A partir do modelo ilustrado na Figura 10, a Equação 5 permite calcular o deslocamento vertical δ_z provocado por uma força concentrada P em qualquer ponto B de coordenadas (x,y,z) , interno à mesma massa tridimensional. (CAD/TQS, 2011)

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

Onde:

ν = coeficiente de Poisson do solo;

E = módulo de elasticidade do solo;

P = força aplicada dentro do meio contínuo;

$B(x, y, z)$ – ponto de coordenadas conhecidas onde se deseja saber o recalque δ_z ;

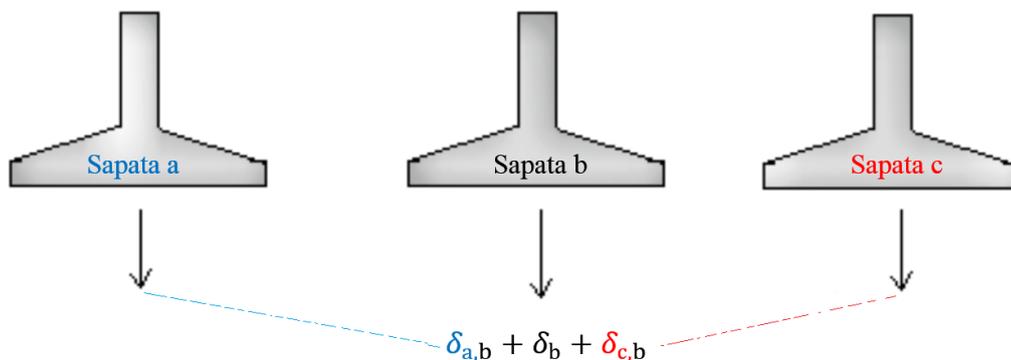
Os valores de R_1 e R_2 da equação 5 são determinados pelas Equações 6 e 7 respectivamente.

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2} \quad \text{Equação 6}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2} \quad \text{Equação 7}$$

A partir da equação de Mindlin torna-se possível que, na análise de recalques, o efeito de vizinhança seja avaliado, uma vez que é possível que se faça a superposição do recalque que cada elemento da fundação exerce sobre um determinado ponto. A Figura 11 ilustra a superposição.

Figura 11 – Superposição de recalques causados por elementos da vizinhança

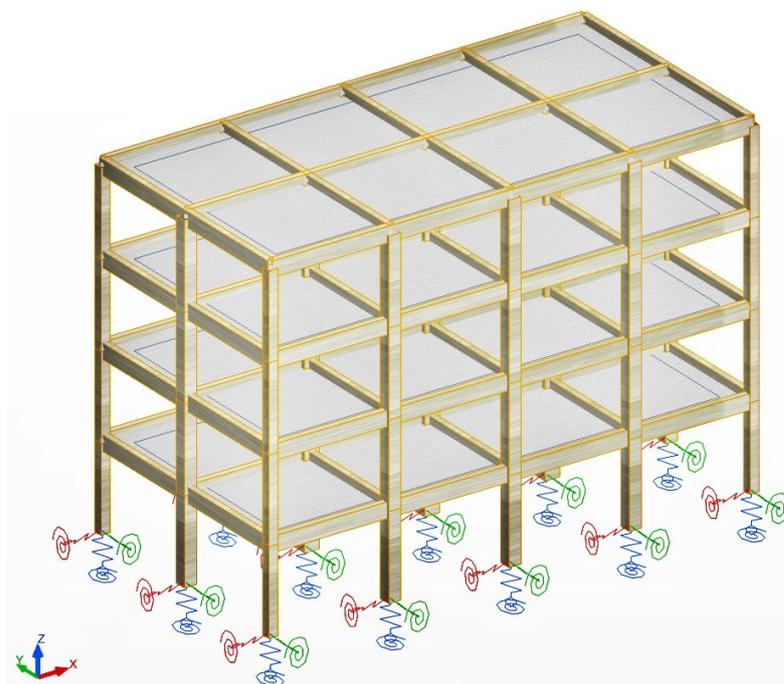


Fonte: Autor (2018)

Como descrito anteriormente, a consideração da ISE depende da escolha do comportamento do meio, podendo-se empregar a hipótese de Winkler, a solução de Mindlin ou o método dos elementos finitos para simulação do solo.

Usualmente, a deformabilidade do solo é simulada por um conjunto de molas elásticas - nas direções de translação (x, y, z) e nas direções rotacionais ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) - em cada ponto de contato com o solo. Dessa forma, as molas inseridas no modelo estrutural simulam o valor dos deslocamentos e rotações sofridas pela fundação, considerando hipoteticamente o solo com comportamento elástico. A Figura 12 ilustra um modelo estrutural sob apoios elásticos. (CAD/TQS, 2011).

Figura 12 – Estrutura sob apoios elásticos para a consideração da deformabilidade do solo



Fonte: Autor (2018)

Após um processo iterativo que se encerra com a convergência das reações de apoio e dos deslocamentos nas molas, chega-se à compatibilização entre o comportamento da estrutura com deformabilidade do solo, ou seja, leva-se em conta a interação solo-estrutura.

A principal vantagem da simulação da deformabilidade do solo por meio de molas é a simplicidade e facilidade para modelagem computacional. A desvantagem se mostra na medida em que diversas variáveis relacionadas a um maciço de solo (nível de água e estratificação) são resumidas em um único número, o coeficiente de reação vertical K_v . Assim para confiabilidade do método de análise, o coeficiente de reação vertical K_v deve ser estimado com o método mais adequado. (TQS/CAD, 2011).

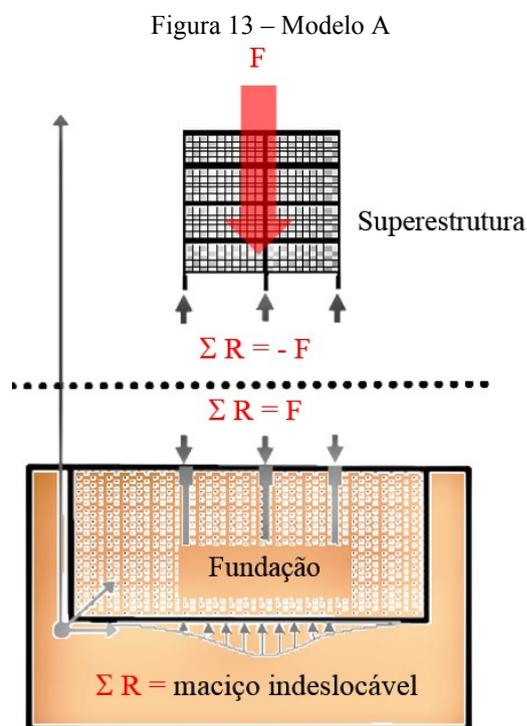
A modelagem por elementos finitos pode ser realizada por meio de *softwares* computacionais, onde o solo e a estrutura são aproximados por elementos tridimensionais com geometria nodal e comportamento similares aos elementos reais da estrutura. Este método permite uma aproximação mais detalhada do modelo, contudo pode exigir um elevado esforço computacional para processamento dos dados (TQS/CAD, 2011).

2.1.3.3. Concepção dos modelos numéricos

Aoki e Cintra (2004) descrevem três tipos de modelos empregados para a consideração da interação solo-estrutura:

- Modelo A

Neste modelo, ilustrado na Figura 13, considera-se a existência de dois corpos em equilíbrio: o primeiro formado pela superestrutura e o segundo formado pelas fundações e o maciço de solo.



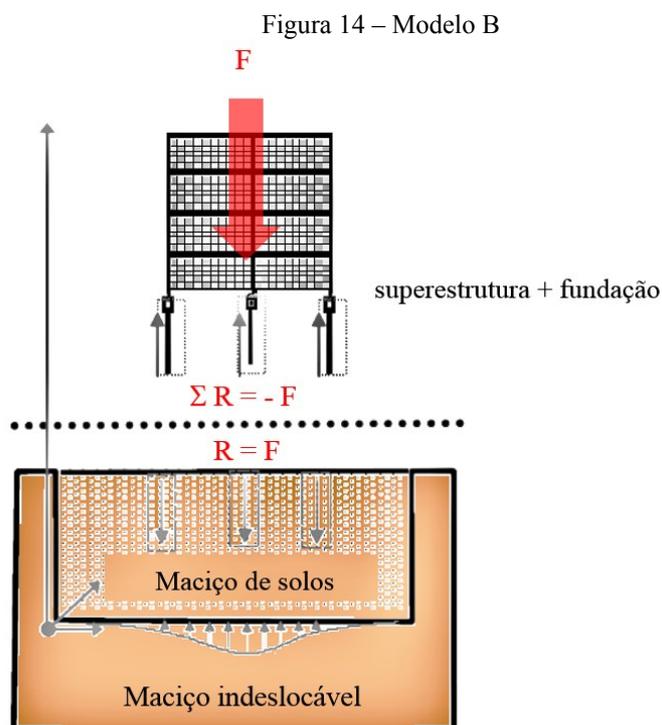
Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2004)

A compatibilização de esforços e deslocamentos pode ser solucionada através do método iterativo proposto por Chamecki (1954). Neste método iterativo, o autor propõe que inicialmente sejam calculados o valor das reações nas fundações considerando-as indeformáveis. Com essas reações, calculam-se os recalques. Posteriormente, com a imposição dos recalques na superestrutura, novas reações de apoio são obtidas, fornecendo assim novos valores para os recalques. O processo iterativo prossegue até que haja uma convergência satisfatória entre reações de apoio e recalques.

A partir do método iterativo proposto por Chamecki (1954), Aoki e Cintra (2004) propuseram a substituição dos elementos da fundação por molas no seguinte processo iterativo: inicialmente se calcula o valor das reações considerando a hipótese de apoios fixos; a partir dessas reações, os recalques são estimados; posteriormente, com base na relação entre reações e recalques, é calculado um coeficiente de mola para cada elemento da fundação. Assim, os apoios fixos são substituídos por molas. Novas reações de apoio são calculadas, novos recalques são estimados e novos coeficientes de molas são obtidos, até que haja a compatibilização entre os recalques e as reações de apoio correspondentes.

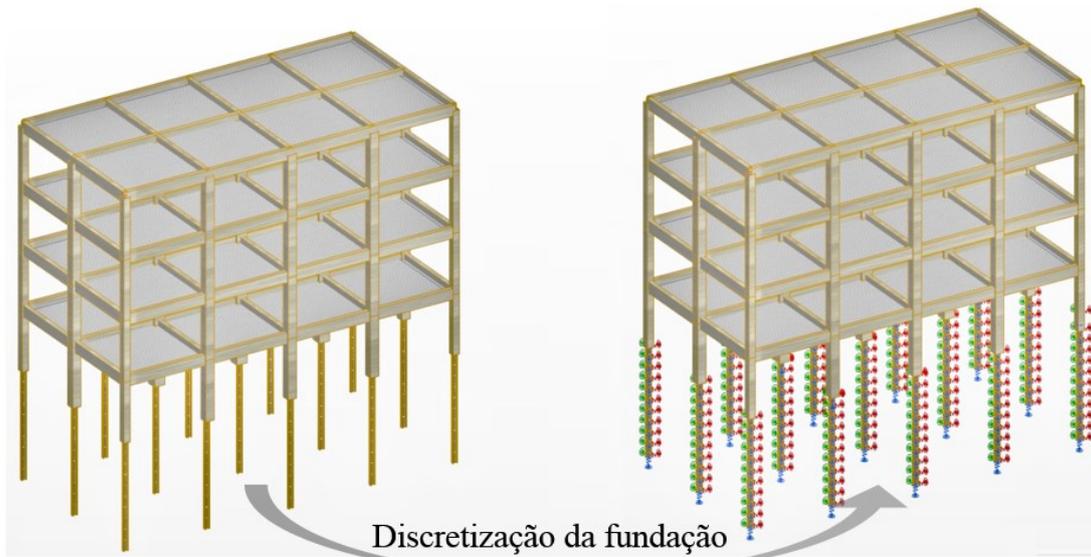
- Modelo B

No modelo B, ilustrado na Figura 14, a estrutura e a fundação são consideradas como uma única estrutura, a qual interage com o maciço de solo no contorno dos elementos da fundação.



Para solução do modelo B, a estrutura da fundação é discretizada sendo a simulação da deformabilidade solo realizada por um conjunto de molas colocadas ao longo da área de contato entre estrutura de fundação e solo, conforme Figura 15.

Figura 15 – Discretização de fundação profunda – Modelo B



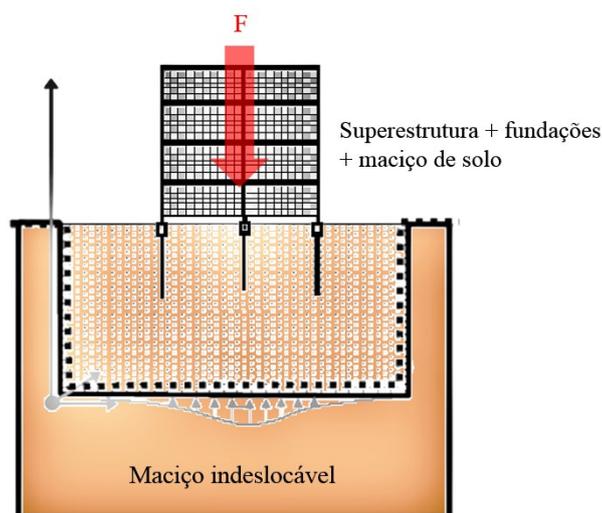
Fonte: Autor (2018)

Para solução do modelo pode ser utilizado um *software* computacional, onde os dados de entrada são relacionados com as características da fundação e com as características do solo.

- Modelo C

O modelo C, ilustrado na Figura 16, considera que estrutura, fundações e maciço de solo se comportam como um único elemento integrado. A análise conjunta dos elementos é mais complexa do que os modelos anteriores, de forma que solução pode ser alcançada por meio de *softwares* computacionais que empregam com o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Figura 16 – Modelo C



Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2004)

2.2. COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL K_V

O coeficiente de reação vertical K_V é uma constante de proporcionalidade entre pressões e deslocamentos verticais, ou seja, a razão entre a tensão (σ) aplicada ao maciço e o respectivo recalque (ρ), conforme a Equação 8 (VELLOSO e LOPES, 2011).

$$K_V = \frac{\sigma}{\rho} \quad \text{Equação 8}$$

Segundo Velloso e Lopes (2011), o valor do coeficiente de reação vertical pode ser determinado pelos seguintes métodos:

- Ensaio de placa;
- Tabelas de valores típicos ou correlações;
- Recalque vertical estimado;

2.2.1. Ensaio de placa

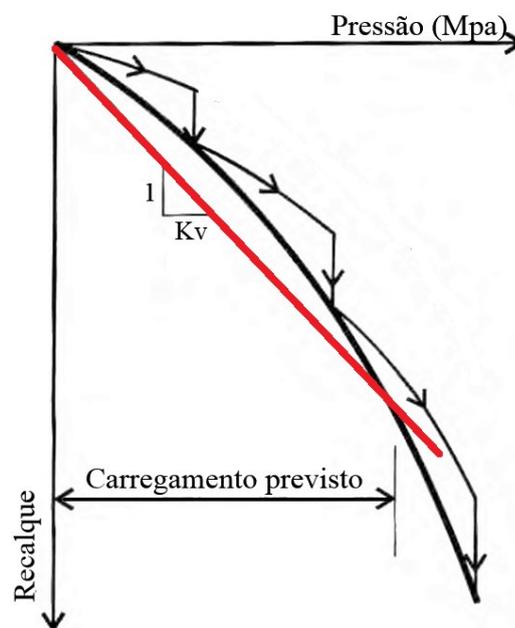
O ensaio de placa basicamente consiste em aplicar uma determinada tensão compressiva na superfície ou a uma determinada profundidade do terreno, como ilustrado de forma simplificada na Figura 17.

Figura 17 – Ensaio de placa



Fonte: Adaptado de Alonso (1991, p. 48)

Por meio do ensaio é possível correlacionar a pressão aplicada na placa com o respectivo deslocamento, o qual é aferido por deflectômetros, de forma que, ao final do ensaio, é possível que se trace uma curva de pressão *versus* recalque, conforme Figura 18 (VELOSO E LOPES, 2011, p. 115).

Figura 18 – Curva de pressão *versus* recalque

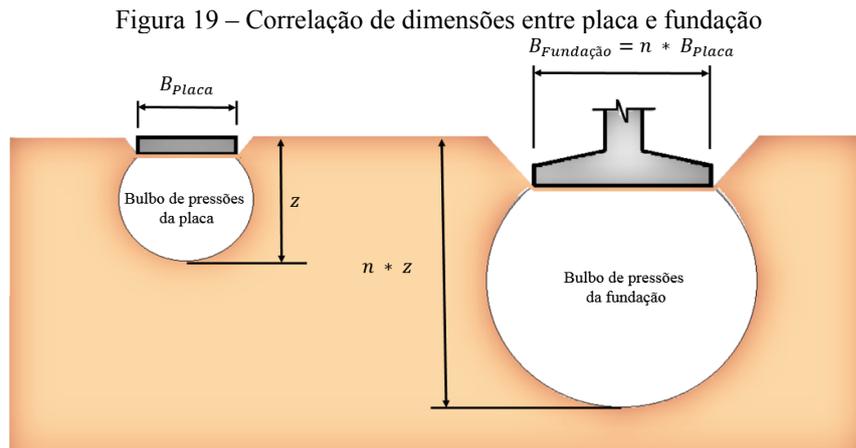
Fonte: Veloso e Lopes (2011, p. 115)

A partir da curva de pressão *versus* recalque, é possível se obter o valor de K_V pela razão entre o carregamento previsto para a fundação e o recalque a ele correspondente.

O valor de K_V obtido no ensaio de placa não depende apenas das propriedades do solo, mas também da geometria da placa. Assim, antes de ser aplicado no cálculo dos recalques o

valor de K_v precisa ser corrigido por equações que levem em conta o efeito de escala entre as dimensões da placa e as dimensões da fundação.

Esta correlação entre a dimensão da placa e a dimensão da fundação pode ser feita pelo modelo proposto por Terzaghi (1995 apud Alonso, 1991, p. 54). De acordo com o modelo, se largura da fundação é n vezes maior que a largura da placa, a profundidade do bulbo de pressões da fundação também será n vezes maior, conforme ilustrado na Figura 19.



Fonte: Adaptado de Alonso (1991, p. 54)

Testes realizados por Terzaghi (1955) em areias forneceram a correlação indicada na Equação 9, para solos onde pode se admitir que o módulo de elasticidade cresce linearmente com a profundidade (ALONSO, 1991).

$$K_{V(Fundação)} = K_{V(Placa)} \frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2B_{Fundação}} \quad \text{Equação 9}$$

Em que:

$B_{Fundação}$ – Menor dimensão da base da fundação;

B_{Placa} – Menor dimensão da base da placa;

$K_{V(Placa)}$ – Coeficiente de reação vertical determinado pelo ensaio de placa.

Se o solo for constituído por argila média a dura, pode-se admitir que o módulo de elasticidade é constante com a profundidade. Assim, as expressões da teoria da elasticidade podem ser aplicadas conforme a Equação 10 (ALONSO, 1991).

$$K_{V(Fundação)} = K_{V(Placa)} \frac{A_{placa}}{A_{Fundação}} \quad \text{Equação 10}$$

Em que:

A_{placa} – Área da placa;

$A_{Fundação}$ – Área da fundação;

$K_V (placa)$ – Coeficiente de reação vertical determinado pelo ensaio de placa.

2.2.2. Tabelas de valores típicos

Na falta de ensaios realizados em campo é possível obter o coeficiente de reação vertical por valores tabelados. A literatura específica apresenta tabelas e ábacos que correlacionam o tipo de solo com o valor de K_V . A Tabela 1 apresenta valores típicos foi propostos por Béton-Kalender (1962), citado por Moraes (1976). Além do tipo de solo o valor de K_V deve ser ajustado de acordo com a geometria da fundação, o que se mostra com uma limitação do uso das tabelas, pois assim como o ensaio de placa, para aplicação de valores tabelados é necessário que se conheça a correlação entre a geometria da fundação considerada na elaboração das tabelas e a geometria da fundação real a ser executada.

Tabela 1 – Tipos de solo e valores de K_V

Tipo de solo	$K_V (kN \times m^{-3})$
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte – Moraes (1976)

2.2.3. Recalque vertical estimado

Ao se considerar o solo com meio homogêneo e perfeitamente elástico, a estimativa de recalques em fundações diretas pode ser feita a partir de duas hipóteses sobre maciço de solo: camada semi-infinita e camada finita. (CINTRA *et al*, 2011).

2.2.3.1. Camada semi-infinita

O recalque imediato ρ_i sob a consideração de camada semi-infinita pode ser determinado com aplicação da Equação 11.

$$\rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] \cdot I_p \quad \text{Equação 11}$$

Em que:

σ – Tensão aplicada pela fundação direta;

ν – Módulo de Poisson do solo;

E – Módulo de elasticidade do solo;

I_p – Fator de influência de forma da sapata;

Esta equação é fundamentada na teoria da elasticidade linear e considera o meio como uma camada elástica, semi-infinita e homogênea ao longo de toda a profundidade (CINTRA *et al*, 2011). Para aplicação da Equação 11 é necessário adotar o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson que representam com determinada aproximação o maciço de solo analisado. Deve-se ainda fazer o ajuste da expressão de acordo com a geometria da fundação direta, sendo isso feito por meio do fator I_p , fornecido pela Tabela 2, Perloff e Baron (1976 *apud Cintra et al* 2011).

Tabela 2 – Fator de forma I_p

Sapata Flexível				Rígida
Forma	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B* = 1,5	1,36	0,67	1,15	-
2	1,52	0,76	1,30	-
3	1,78	0,88	1,52	-
5	2,10	1,05	1,83	-
10	2,53	1,26	2,25	-
100	4,00	2,00	3,70	-

*Razão entre o lado maior (L) e o lado menor (B) de uma sapata retangular

Fonte – Perloff e Baron (1976 *apud Cintra et al* 2011)

A partir da Equação 11 (que estima o recalque) e da Equação 8 (que fornece a definição de K_v), o valor do coeficiente de reação vertical pode ser obtido por:

$$K_V = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot I_P} \quad \text{Equação 12}$$

O módulo de elasticidade a ser considerado na equação 12 pode ser estimado a partir da correlação com o valores obtidos no ensaio de cone, Equação 13 (TEIXEIRA e GODOY, 1996):

$$E = \alpha \times q_c \quad \text{Equação 13}$$

Onde q_c é a resistência de ponta do ensaio CPT, que pode ser correlacionado com N_{SPT} determinado pela Equação 14 em função do número de golpes N_{SPT} fornecidos pela sondagem de campo SPT. Posteriormente o valor de E é determinado pela Equação 15 (valores de saída em MPa).

$$q_c = K \times N_{SPT} \quad \text{Equação 14}$$

$$E = \alpha \times K \times N_{SPT} \quad \text{Equação 15}$$

O valor de α pode ser encontrado na tabela 3, e o valor de K é apresentado na tabela 4.

Tabela 3 – Valores do coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte – Teixeira e Godoy (1996)

Tabela 4 – Valores do coeficiente K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte – Teixeira e Godoy (1996)

2.2.3.2. Coeficiente de Poisson

Teixeira e Godoy (1996) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo (ν), reproduzidos na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores do coeficiente de Poisson em função do tipo de solo

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte – Teixeira e Godoy (1996)

2.2.3.3. Camada finita

Uma outra forma de se estimar os recalques é feita considerando o maciço de solo como um meio contínuo, formado por uma camada de espessura finita sobrejacente a uma camada praticamente indeformável onde os deslocamentos passam a ser irrelevantes (Cintra *et al*, 2011).

O método proposto por Aoki e Lopes (1975) reúne a solução de Mindlin com procedimento de Steinbrenner, apresentado a seguir, considerando o maciço solo como um meio contínuo, com camada finita e estratificado.

2.2.3.4. Procedimento de Steinbrenner

A consideração do solo como um meio homogêneo e semi-infinito não corresponde à realidade do solo natural. Sabe-se que o maciço de solo em seu estado natural apresenta estratificação de camadas e que se torna praticamente indeslocável após certa profundidade.

A Equação 16 indica a ideia do procedimento proposto por Steinbrenner (1934) e permite o cálculo do encurtamento w de uma camada de solo inserida em meio admitido semi-infinito. (CAD/TQS, 2011)

$$w = \delta_1 - \delta_2$$

Equação 16

Em que:

δ_1 – Recalque na cota inicial da camada, considerando a camada semi-infinita;

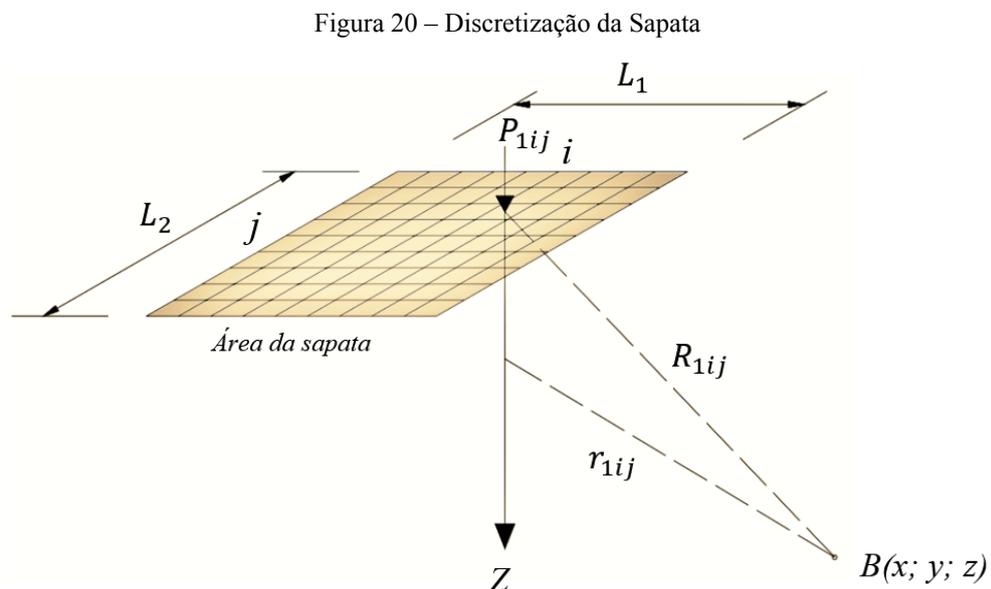
δ_2 – Recalque na cota final da camada, considerando a camada semi-infinita;

No caso de várias camadas, o recalque total w corresponde à soma do encurtamento de todas as camadas do ponto de interesse até a cota considerada indeslocável.

2.2.3.5. Método de Aoki e Lopes (1975)

A solução de Mindlin tem sua aplicação limitada a cargas concentradas. No caso de sapatas o carregamento é aplicado de forma distribuída, impossibilitando em princípio, a aplicação direta da solução de Mindlin.

O método de Aoki e Lopes (1975) possibilita a aplicação da solução de Mindlin para sapata na medida em que se discretiza a sapata adequadamente de tal forma que a força vertical atuante na sapata pode ser dividida em um conjunto de forças pontuais P_{ij} , conforme ilustrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** A continuidade do meio é tratada com a integração da solução de Mindlin (1936) na área da sapata, o que significa, de forma resumida, considerar a parcela decorrente de cada força pontual P_{ij} no de recalque do ponto B (Figura 20). Para a consideração da estratificação do solo (multicamadas), é aplicado o procedimento de Steinbrenner (1934).



Fonte: Autor (2018)

Assim o recalque total provocado pelo carregamento de uma sapata com dimensões em planta iguais a L_1 e L_2 pode ser obtido com a integração numérica da Equação 17.

$$\delta_t = \int_0^{L1} \int_0^{L2} \delta dx dy \quad \text{Equação 17}$$

Pela interpretação da Equação 14, o recalque total δ_t no ponto B é obtido pela soma dos recalques causados por todas as cargas pontuais P_{ij} , conforme Equação 18 e 19.

$$P_{ij} = \frac{P}{(n_{divx}) \cdot (n_{divy})} \quad \text{Equação 18}$$

$$\delta_t = \sum_{i=1}^{n_{divx}} \sum_{j=1}^{n_{divy}} \delta_{ij} \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

P – Carga total da sapata

δ_{ij} – Recalque produzido pela carga pontual P_{ij} do elemento ij , calculado com a equação 5;

P_{ij} – Carga pontual obtida pela razão entre a carga total P e a quantidade de divisões ij da base da sapata;

n_{divx} – Número de divisões da base da sapata na direção x ;

n_{divy} – Número de divisões da base da sapata na direção y .

3 EXEMPLOS NUMÉRICOS

3.1. EXEMPLO 1

A consideração da ISE no desempenho estrutural demanda conhecimento tanto da estrutura como das características do solo. De acordo com Gusmão Filho (2002), a ISE pode ser avaliada sob diferentes metodologias de análise, a depender das variáveis em estudo, assim como aponta a tabela 6.

Tabela 6 – Metodologias de estudo ISE

Variável em estudo	Metodologia usada
Superestrutura	Análise estrutural para fins de esforços devido a movimentação da fundação
Infraestrutura	Instrumentação para fins de determinação das pressões transmitidas ao terreno de fundação.
Terreno e fundação	Medição de recalques devido ao carregamento transmitido pelas fundações
Todo o sistema	Análise numérica para fins de estudos paramétricos e de previsão de desempenho

Fonte – Gusmão Filho (2002)

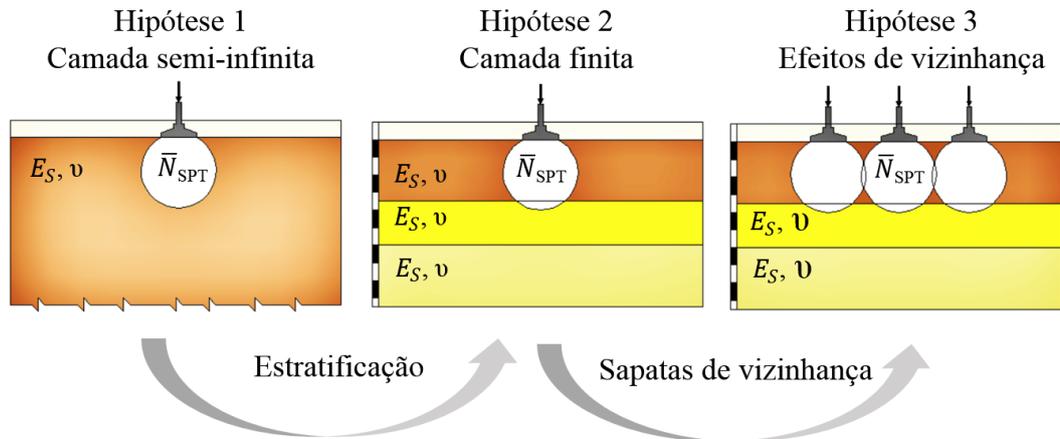
De acordo com a Tabela 10, o estudo do terreno e da fundação está relacionado com a medição de recalques causados pelo carregamento transmitido ao terreno. Se tratando da estimativa de recalques, os principais modelos numéricos para aplicação da ISE se dividem em duas hipóteses sobre a continuidade do meio: solução de Mindlin ou hipótese de Winkler.

Este exemplo numérico teve como objetivo comparar o recalque imediato ρ_i , para uma fundação direta, sob a três hipóteses recorrente na literatura quanto ao meio:

1. Meio homogêneo sem estratificação, com profundidade semi-infinita;
2. Meio com estratificação e com profundidade finita;
3. Meio com estratificação, com profundidade finita e com superposição dos efeitos de vizinhança no ponto de análise do recalque.

A Figura 21 ilustra as três hipóteses de cálculo comparadas neste exemplo.

Figura 21 – Hipóteses de estimativa de recalque



Fonte: Autor (2018)

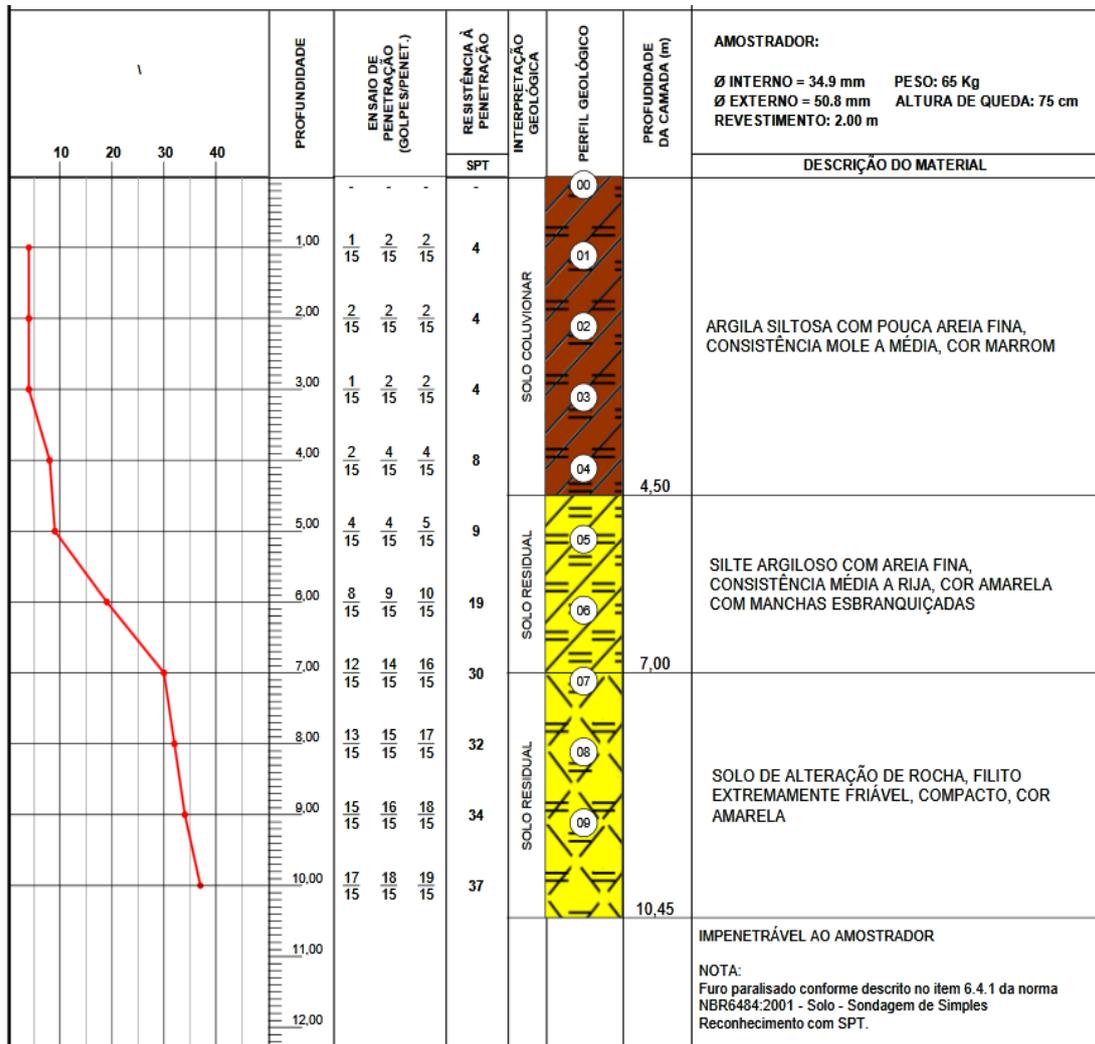
3.1.1. Valores adotados para elaboração dos modelos

As dimensões das sapatas foram adotadas pelo autor, apenas para fins exemplificativos, sendo que em todos os casos as sapatas são retangulares com 2 m de lado. A pressão aplicada ao solo foi determinada de acordo com a tensão máxima admissível no maciço, de acordo com o bulbo de tensões formado na profundidade igual ao dobro do lado da sapata. No caso onde o efeito de vizinhança é considerado, a distância entre sapatas foi adotada pelo autor do trabalho como 4m, por ser este um valor usual de vãos de edifícios. O boletim de sondagem foi escolhido a partir da hipótese que o uso de fundações diretas se mostra viável para valores de tensão admissível entre 100 e 300 kPa sem presença de água na cota de assentamento.

3.1.2. Características do solo

As características do solo foram definidas a partir do relatório de sondagem SPT da Figura 22, apresentado na íntegra no anexo A.

Figura 22 – Relatório de sondagem SPT

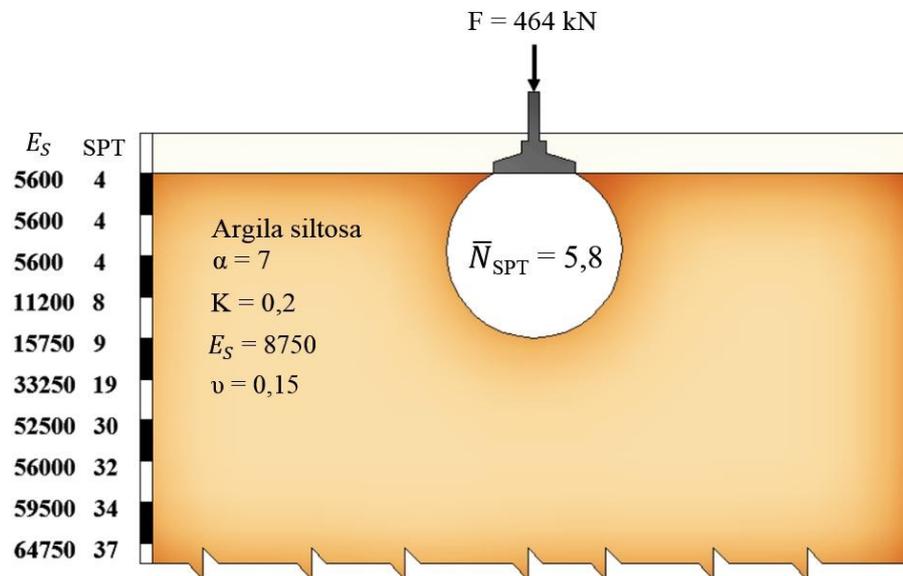


Fonte: Fonte: Torres Geotecnia (2017)

3.1.2.1. Hipótese 1: Solo homogêneo e semi-infinito

Sob a consideração da camada semi-infinita, o recalque imediato foi estimado pela teoria da elasticidade, com aplicação da Equação 11.

Devido às limitações do método, em função da profundidade do bulbo de tensões, o subsolo foi considerado como uma camada única homogênea formada por uma argila siltosa com pouca areia fina. A fundação direta foi representada hipoteticamente por uma sapata quadrada de lado B igual a 2 m. A Figura 23 ilustra o modelo de cálculo da Hipótese 1.

Figura 23 – Hipótese 1 (unidades de tensão em kN/m²)

Fonte: Autor (2018)

Para aplicação da Equação 11, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram adotados a partir das correlações de Teixeira e Godoy (1996). As correlações foram feitas para o valor de $\bar{N}_{SPT} = 5,8$, o qual foi obtido pela média dos valores de N_{SPT} dentro do bulbo de tensões formado para uma sapata quadrada de lado $B = 2 \text{ m}$, assentada na cota -1 do perfil de solo da Figura 22. O fator de forma para ajuste da equação foi obtido pela tabela 7, de Perloff e Baron (1976 *apud* Cintra et al 2011).

Tabela 7 –Resumo dos parâmetros para a aplicação da Hipótese 1

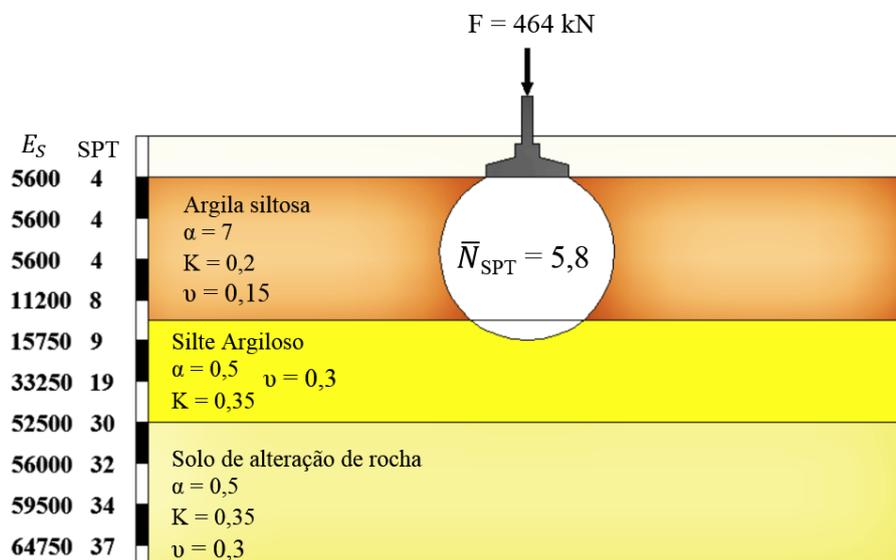
Variável	Símbolo	Valor	Justificativa
Lado da Sapata (m)	B	2	Adotado pelo autor
Área da Sapata (m ²)	A	4	Adotado pelo autor
Tensão admissível kPa	σ_{adm}	116	Teixeira (1996)
Força aplicada na sapata (kN)	F	464	$\sigma \times A$
SPT Médio	\bar{N}_{SPT}	5,8	Média dentro do bulbo
Coefficiente α - Argila siltosa	α	0,2	TEIXEIRA E GODOY (1996)
Coefficiente K – Argila (MPa)	K	7	TEIXEIRA E GODOY (1996)
Módulo de Elasticidade (MPa)	E_S	8,12	TEIXEIRA E GODOY (1996)
Coefficiente de Poisson	ν	0,15	TEIXEIRA E GODOY (1996)
Fator de forma	I_p	0,95	Perloff e Baron (1976)
Recalque imediato (cm)	ρ_i	2,65	Equação 11

Fonte – Autor (2018)

3.1.2.2. Hipótese 2

A hipótese 2 também considerou a fundação direta com uma sapata de lado $B = 2$ m. As características do solo foram definidas a partir do perfil SPT da Figura 22. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram obtidos a partir das correlações de Teixeira e Godoy (1996), para o N_{SPT} correspondente a cada metro. A tensão admissível foi determinada para o \bar{N}_{SPT} dentro do bulbo de tensões formado na profundidade correspondente ao dobro da dimensão B da sapata. A Figura 24 ilustra o modelo considerado na hipótese 2.

Figura 24 – Hipótese 2 (unidades de tensão em kN/m^2)



Fonte: Autor (2018)

Para a estimativa do recalque imediato em meio com profundidade finita, considerando as propriedades elásticas do maciço a cada metro (ou camada por camada), foi utilizado o método proposto por Aoki e Lopes (1975). Neste método, a força aplicada é distribuída por um conjunto de forças pontuais na sapata discretizada. A continuidade do meio é considerada com solução de Mindlin (1936), sendo que para consideração de multicamadas é aplicado o procedimento de Steinbrenner (1934).

Para a obtenção dos resultados da aplicação do método Aoki e Lopes (1975), empregou-se a rotina computacional RECALQUE_SAPATAS. Os dados de entrada do programa são: carga vertical aplicada; dimensões da sapata, número de divisões da sapata (discretização) e

características elásticas do solo (camada por camada). Considerou-se o valor inicial da cota de assentamento das sapatas igual a zero. A Tabela 8 apresenta os dados de entrada no programa.

Tabela 8 – Resumo dos valores adotados no modelo 1

Aspectos da sapata				
(x,y) CG	L (m)	B (m)	Divisões*	Força Aplicada (kN)
(0;0)	2	2	100	464
Aspectos do solo				
Camada	E_S (kN/m ²)	ν	Cota inicial (m)	Cota final (m)
1	5600	0,15	0.000	1.000
2	5600	0,15	1.000	2.000
3	5600	0,15	2.000	3.000
4	11200	0,15	3.000	4.000
5	15750	0,15	4.000	5.000
6	33250	0,3	5.000	6.000
7	52500	0,3	6.000	7.000
8	56000	0,3	7.000	8.000

*Número de elementos da sapata para aplicação da solução de Mindlin

Fonte – Autor (2018)

Após o processamento dos dados, o programa fornece um relatório contendo o recalque da sapata e o coeficiente de reação vertical K_V , conforme a Figura 25.

Figura 25 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada

SAPATA ISOLADA HIPÓTESE 2

SAPATA	XCG(m)	YCG(m)	DIMX(m)	DIMY(m)	NDIVX	NDIVY	PROF. (m)	P(kN)
1	0.000	0.000	2.000	2.000	10	10	0.000	464.000

CAMADA	E(kN/m ²)	POISSON	COTA_INICIAL(m)	COTA_FINAL(m)
1	5600.000	0.150	0.000	1.000
2	5600.000	0.150	1.000	2.000
3	5600.000	0.150	2.000	3.000
4	11200.000	0.150	3.000	4.000
5	15750.000	0.150	4.000	5.000
6	33250.000	0.300	5.000	6.000
7	52500.000	0.300	6.000	7.000
8	56000.000	0.300	7.000	8.000

RECALQUES NAS SAPATAS

SAPATA	RECALQUE(m)
1	0.033105

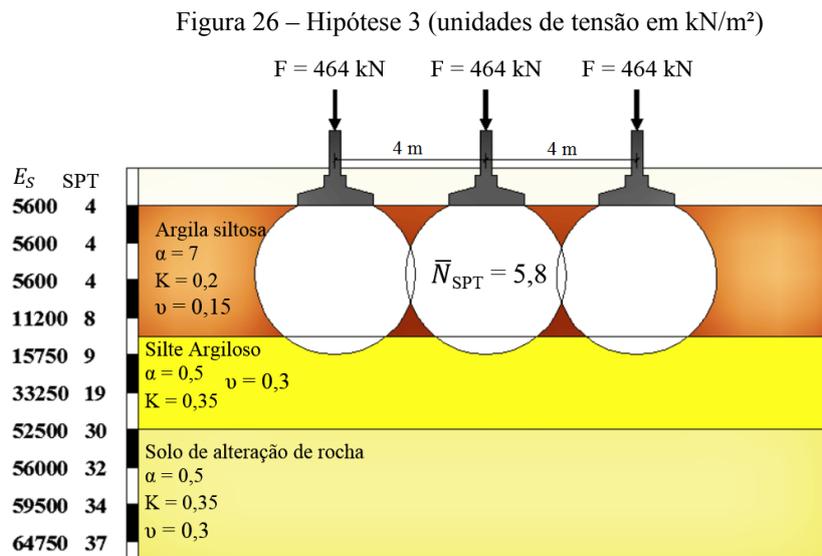
COEFICIENTES DE MOLA

SAPATA	KMOLA(kN/m)
1	14015.86

Fonte: Recalque_Sapatas (2018)

3.1.2.3. Hipótese 3

Por fim, pela hipótese 3, o recalque foi estimado de modo análogo ao modelo da hipótese 2, com a diferença que neste caso foi considerada a superposição dos efeitos de vizinhança provocado por duas sapatas vizinhas com mesmo carregamento e com centro de gravidade alinhados no mesmo eixo horizontal. A Figura 26 apresenta o modelo considerado na hipótese 3.



Assim como na hipótese 2, para estimativa do recalque inicial aplicou-se o método de Aoki e Lopes (1975) por meio da rotina computacional RECALQUE_SAPATAS. Os dados de entrada quanto ao solo foram os mesmos da hipótese 2. A tabela 9 fornece os dados de entrada do programa:

Tabela 9 – Resumo dos valores adotados no modelo 1

Aspectos das sapatas				
(x,y) CG	L (m)	B (m)	Divisões*	Força Aplicada (kN)
(0;0)	2	2	100	464
(4;0)	2	2	100	464
(8;0)	2	2	100	464
Aspectos do solo				
Camada	E_S (Kn/m ²)	ν	Cota inicial (m)	Cota final (m)
1	5600	0,15	0.000	1.000
2	5600	0,15	1.000	2.000
3	5600	0,15	2.000	3.000
4	11200	0,15	3.000	4.000
5	15750	0,15	4.000	5.000
6	33250	0,3	5.000	6.000
7	52500	0,3	6.000	7.000
8	56000	0,3	7.000	8.000

* Número de elementos da sapata para a aplicação da solução de Mindlin

Fonte – Autor (2018)

Após o processamento dos dados, o programa forneceu o relatório da Figura 27, contendo o recalque da sapata e o coeficiente de reação vertical K_V .

Figura 27 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada

SAPATA ISOLADA HIPÓTESE 3

SAPATA	XCG(m)	YCG(m)	DIMX(m)	DIMY(m)	NDIVX	NDIVY	PROF.(m)	P(kN)
1	0.000	0.000	2.000	2.000	10	10	0.000	464.000
2	0.000	4.000	2.000	2.000	10	10	0.000	464.000
3	0.000	8.000	2.000	2.000	10	10	0.000	464.000

CAMADA	E(kN/M ²)	POISSON	COTA_INICIAL(m)	COTA_FINAL(m)
1	5600.000	0.150	0.000	1.000
2	5600.000	0.150	1.000	2.000
3	5600.000	0.150	2.000	3.000
4	11200.000	0.150	3.000	4.000
5	15750.000	0.150	4.000	5.000
6	33250.000	0.300	5.000	6.000
7	52500.000	0.300	6.000	7.000
8	56000.000	0.300	7.000	8.000

RECALQUES NAS SAPATAS

SAPATA RECALQUE (m)

1	0.033867
2	0.034570
3	0.033867

COEFICIENTES DE MOLA

SAPATA KMOLA (kN/m)

1	13700.50
2	13422.18
3	13700.50

Fonte: Autor (2018)

3.1.3. Resultados do Exemplo 1

O resultado para o recalque estimado por cada hipótese é apresentado na tabela 10.

Tabela 10 – Resultados do Exemplo 1

Recalques (cm)		
Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3
2,65	3,31	3,45

Fonte – Autor (2018)

Pela interpretação de resultados da tabela, a consideração do meio estratificado com camada finita apresentou um acréscimo de recalques da ordem 25% em relação ao meio com camada semi-infinita. A consideração dos efeitos de vizinhança na hipótese 3 apresentaram um acréscimo relativamente baixo de recalques em relação ao cálculo da sapata individual da hipótese 2.

O valor menor de recalque obtido na hipótese 1 em relação à hipótese 2 é justificado pelo fato de que ao se simplificar a estratificação natural do solo por uma camada única, os valores de rigidez do solo são substituídos por valores médios. Assim, quando a rigidez do solo cresce com a profundidade, a substituição da rigidez individual pela rigidez média do bulbo acaba por elevar a rigidez das camadas superficiais e reduzir a rigidez das camadas mais profundas.

3.2. EXEMPLO 2

3.2.1. Considerações iniciais

Este exemplo tem como objetivo fazer uma análise comparativa de modelos estruturais com aspectos distintos em relação à quantidade de pavimentos e vão das vigas (ou distância entre pilares). Os modelos foram avaliados quanto a variação de rigidez do terreno e efeitos de vizinhança causados pela dimensão e proximidade entre as fundações. Compararam-se os resultados obtidos com a solução de Mindlin (consideração dos efeitos de vizinhança) e com hipótese de Winkler (não consideração dos efeitos de vizinhança).

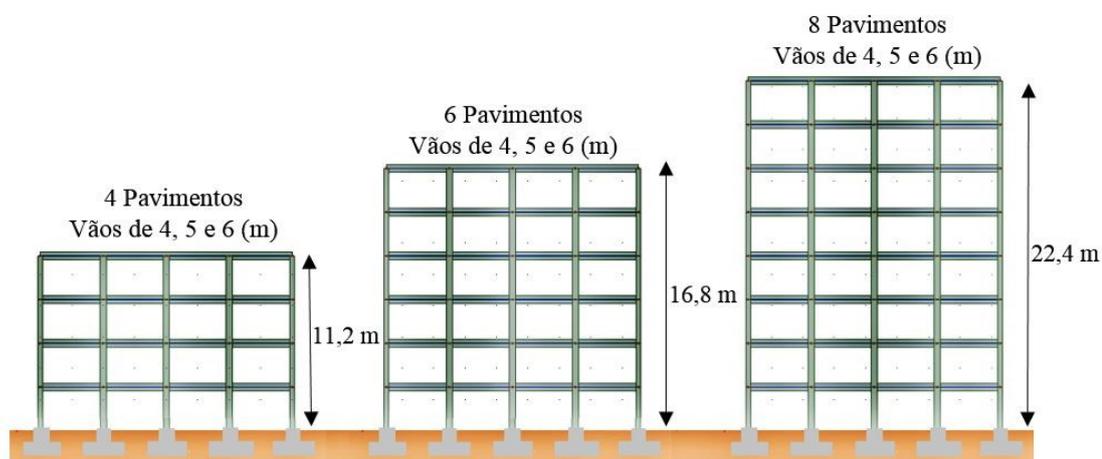
Como resultados específicos, neste exemplo são apresentados:

- Ângulos de distorção decorrentes dos recalques diferenciais em cada modelo obtidos por meio da hipótese de Winkler e da solução de Mindlin.
- Aplicação da ISE em um modelo estrutural para verificação dos recalques e da redistribuição das reações de apoio nas fundações

3.2.2. Modelos Estruturais

Os modelos estruturais correspondem a edifícios retangulares hipotéticos (sem considerar a presença de elevadores, escadas, reservatórios de água tampouco pavimentos no subsolo). Os edifícios possuem com 4, 6 e 8 pavimentos (incluindo a cobertura). O pé direito estrutural (distância entre andares) foi adotado como 2,80m. A distância entre pilares foi de 4m, 5m e 6 m. A Figura 28 ilustra sucintamente a geometria em corte dos modelos estruturais.

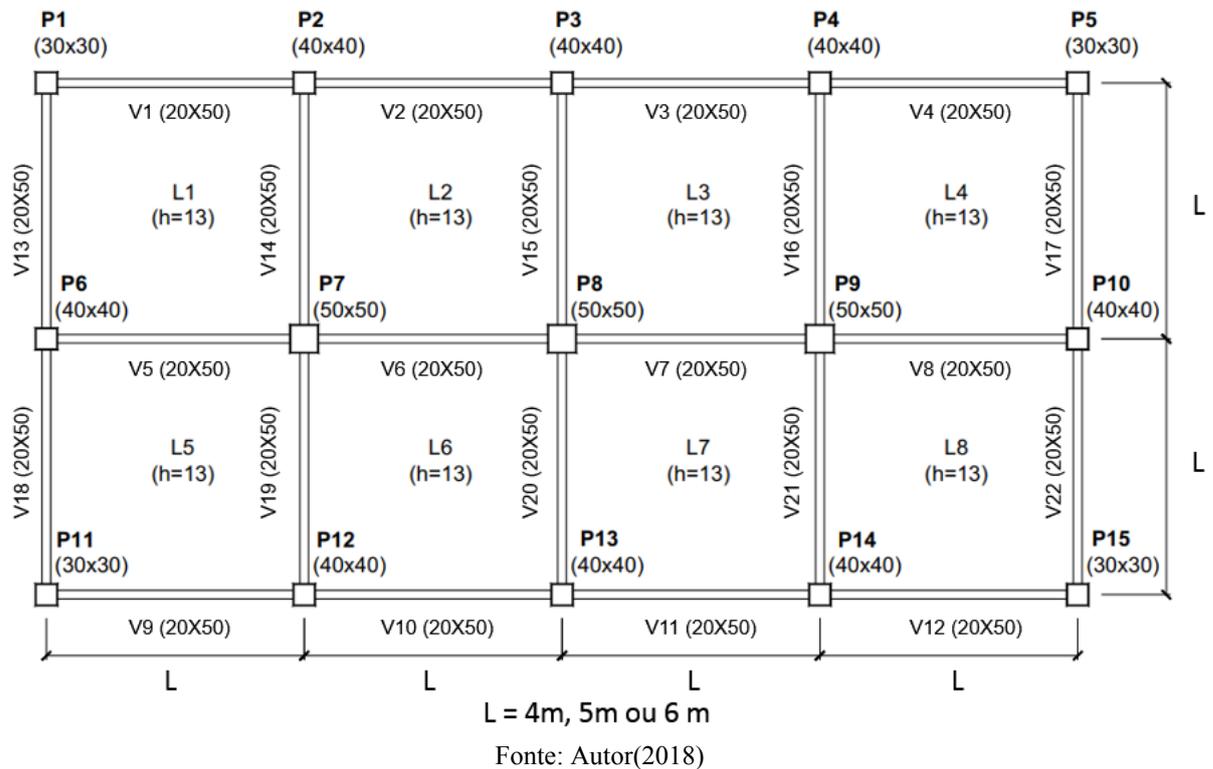
Figura 28 – Geometria em corte dos modelos estruturais



Fonte: Autor (2018)

Em função dos objetivos deste exemplo, foram consideradas apenas as ações verticais características ($G_k + Q_k$), onde G_k são as ações verticais e Q_k são as sobrecargas. A planta com os elementos estruturais é indicada na Figura 29. As dimensões de vão, bem como o pré-dimensionamento das vigas e pilares em cada modelo foram determinadas pelo autor deste trabalho considerando o modelo de 8 pavimentos.

Figura 29 – Planta baixa dos modelos estruturais



Para efeito comparativo, foram gerados modelos com 3 distâncias diferentes entre pilares ($L = 4\text{m}, 5\text{m ou } 6\text{m}$) e 3 modelos variando a quantidade de pavimentos (4, 6 ou 8 pavimentos incluindo laje de cobertura), totalizando assim 9 modelos estruturais diferentes. Para avaliação do comportamento estrutural face às características do solo, considerou-se 3 tipos de terreno, com tensão admissível de 107kPa, 140kPa e 240 kPa.

Portanto, foram gerados um total de 27 casos, combinando a geometria dos modelos com as rigidezes do solo. A nomenclatura de cada modelo se deu de acordo com a geometria de cada modelo. Por exemplo, no modelo 4PAV-L5, 4PAV indica a quantidade de pavimentos igual a 4; L5 indica a distância L igual a 5m. A Tabela 11 apresenta as características geométricas e a nomenclatura de cada modelo.

Tabela 11 – Nomenclatura dos modelos

Aspecto geométrico	Pavimentos (PAV)	Vão entre pilares (m) (L)	Nomenclatura
	4	4 5 6	4PAV-L4 4PAV-L5 4PAV-L6
	6	4 5 6	6PAV-L4 6PAV-L5 6PAV-L6
	8	4 5 6	8PAV-L4 8PAV-L5 8PAV-L6

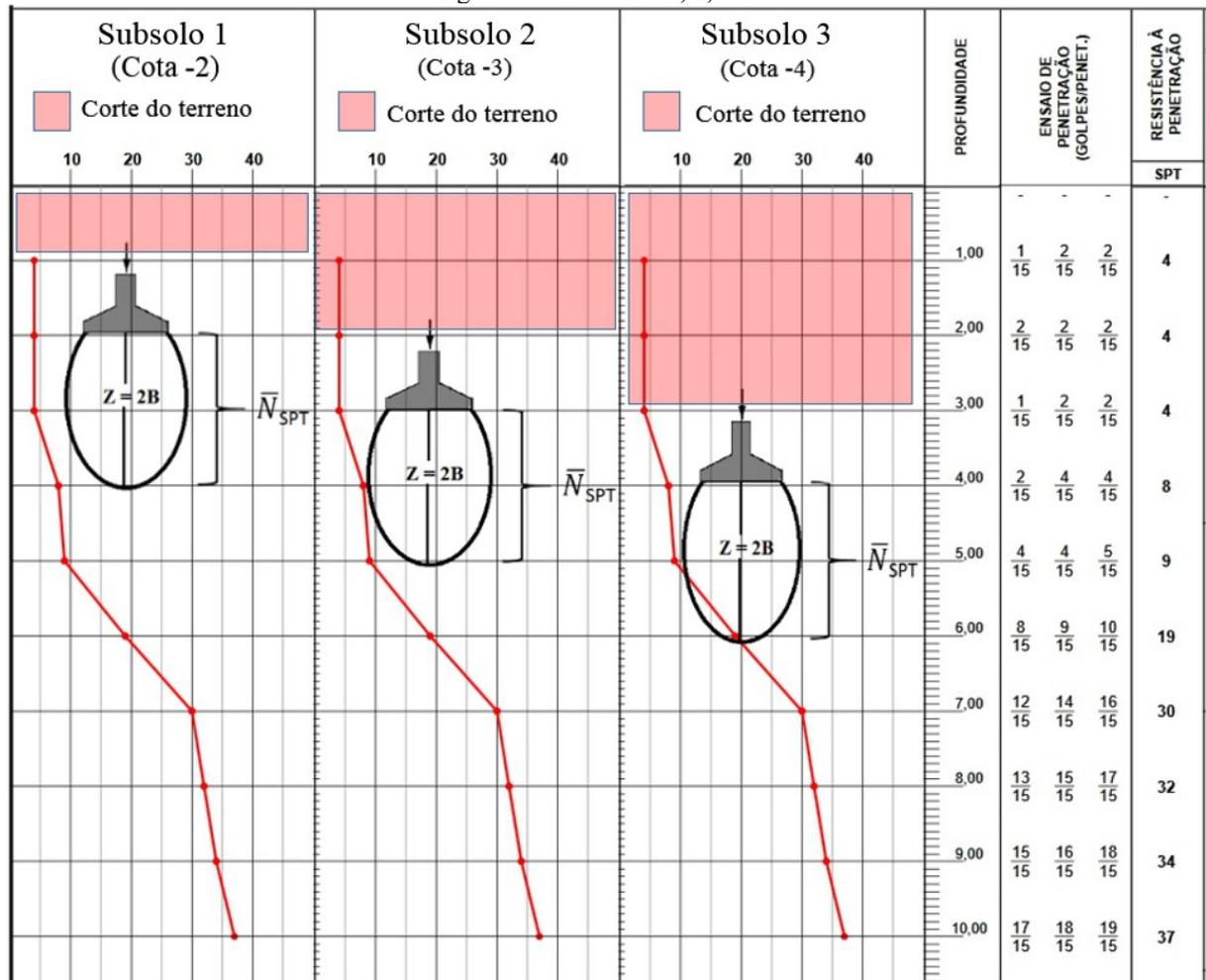
Fonte – Autor (2018)

3.2.3. Características geotécnicas

Para definição das propriedades do solo, foi utilizado o relatório de sondagem SPT apresentado no Anexo A. De acordo com a Figura 30, a cota de assentamento das sapatas foi modificada para que se obtivesse, em uma única sondagem SPT, três situações de subsolo com rigidez distinta. Ressalta-se que tal situação pode ocorrer quando o terreno passa por cortes de terraplanagem após a realização do ensaio SPT.

Este exemplo considerou hipoteticamente que houve corte no terreno logo acima das sapatas, de maneira que, para efeito de simplificação, cada uma das cotas de assentamento da figura 30 seja tratada como um exemplo de subsolo distinto, nomeados doravante como subsolo 1 (sapata na cota -2 m), subsolo 2 (sapata na cota -3 m) e subsolo 3 (sapata na cota -4m). Não foram consideradas as ações de peso próprio do terreno sobre as sapatas.

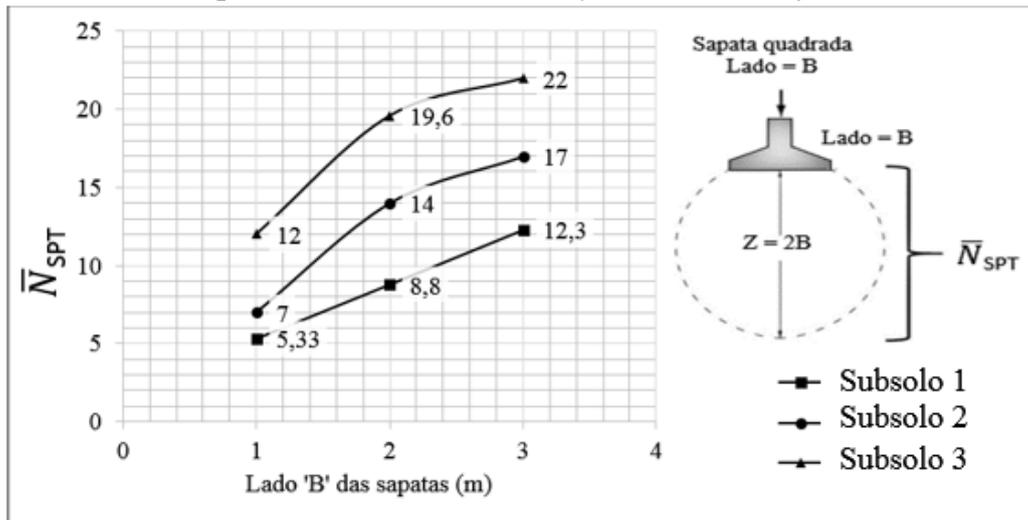
Figura 30 – Subsolos 1, 2, e 3



Fonte: Autor (2018)

Diante do exposto na figura 30, foram considerados três subsolos de distintos. Para cada subsolo, o módulo de elasticidade (E_s) de cada camada e o coeficiente de Poisson (ν) foram determinados a partir das correlações e tabelas de Teixeira e Godoy (1996).

As tensões admissíveis foram definidas na profundidade $2B$ do bulbo, onde B é o lado de uma sapata quadrada. A partir das cotas de assentamento, foram determinados os valores \bar{N}_{SPT} dentro do bulbo de tensões. O valor de \bar{N}_{SPT} foi considerado a partir do bulbo com profundidade z mais desfavorável de acordo com o gráfico da Figura 31.

Figura 31 – Gráfico de \bar{N}_{SPT} em função do lado B das sapatas.

Fonte: Autor (2018)

O gráfico da figura 31 aponta que o bulbo mais desfavorável se forma quando o lado B das sapatas é igual a 1 metro, visto que para $B = 1$ se observa o menor valor \bar{N}_{SPT} .

Após a estimativa de \bar{N}_{SPT} para cada solo, a tensão admissível para dimensionamento das sapatas foi determinada por meio da correlação de Teixeira (1996), conforme a Equação 20, para sapatas com $B=1$ m e assumida constante para as demais sapatas ($B=2$ e 3 m)

$$\sigma_{adm} = 20 \bar{N}_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 20}$$

A Tabela 12 apresenta a tensão admissível determinada para cada subsolo.

Tabela 12 – Tensão admissível em cada solo (kPa)

Subsolo 1			Subsolo 2			Subsolo 3		
B (m)	N_{SPT}	\bar{N}_{SPT}	B (m)	N_{SPT}	\bar{N}_{SPT}	B (m)	N_{SPT}	\bar{N}_{SPT}
1	4;4;8	5,33	1	4;8;9	7	1	8;9;19	12
2	4;4;8;9	8,8	2	4;8;9;19	14	2	8;9;19;30	19,6
3	4;4;8;9;19	12,3	3	4;8;9;19;30	17	3	8;9;19;30;32	22
Tensão Adm. (kPa)			Tensão Adm. (kPa)			Tensão Adm. (kPa)		
107			140			240		

Fonte – Autor (2018)

3.2.4. Ações

As ações consideradas em cada estrutura foram as permanentes G_k e as de sobrecarga Q_k . As ações dinâmicas causadas pelo vento não foram consideradas na análise deste exemplo, uma vez que o foco do trabalho é a deformabilidade causada pelos recalques (verticais) do solo.

Os carregamentos de sobrecarga Q_K foram distribuídos nas lajes de todos os pavimentos, exceto na laje de cobertura onde atuam apenas os carregamentos permanentes de peso próprio. As ações consideradas nos modelos estruturais estão apresentadas na Tabela 12.

Tabela 13 – Ações consideradas em cada modelo

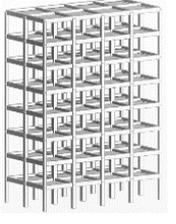
Elemento	Peso específico	Unidades	Referência
Vigas	25	kN/m ³	NBR 6120:1980
Pilares	25	kN/m ³	NBR 6120:1980
Lajes	25	kN/m ³	NBR 6120:1980
Piso	0,15	kN/m ²	Bastos (2015)
Alvenaria	2,5	kN/m ²	Alva (2016)
Sobrecarga	2,0	kN/m ²	NBR 6120:1980

Fonte – Autor (2018)

3.2.5. Reações de apoio

As reações de apoio foram obtidas utilizando o *software* de análise estrutural *Robot Structural Analysis*®. Segundo Campos (2015), é recomendado que as reações de apoio na direção vertical sejam majoradas entre 5 e 10% para considerar o peso próprio das sapatas. A Tabela 14 apresenta as reações de apoio de cada modelo majoradas em 10%.

Tabela 14 – Reações de apoio verticais F_z na base dos pilares (kN)

Pilares	4 Pavimentos			6 Pavimentos			8 Pavimentos		
									
	Vão 'L' entre pilares (m)			Vão 'L' entre pilares (m)			Vão 'L' entre pilares (m)		
	L = 4	L=5	L=6	L = 4	L=5	L=6	L = 4	L=5	L=6
 5  10  15	183	250	328	287	392	515	390	534	701
 4  9  14	379	522	689	593	818	1082	808	1115	1474
 3  8  13	358	495	656	560	776	1030	763	1057	1403
 2  7  12	401	552	727	628	865	1141	856	1179	1555
 1  6  11	694	973	1300	1088	1525	2038	1481	2077	2777
 8	677	951	1274	1061	1491	1998	1444	2031	2722

Fonte – Autor (2018)

3.2.6. Pré-dimensionamento das Sapatas

O pré dimensionamento do lado ‘B’ das sapatas quadradas foi feito pela Equação 21, a partir das reações de apoio (F_z) da Tabela 14, considerando a tensão admissível (σ_{adm}) para cada solo analisado (Tabela 12).

$$B = \sqrt{\frac{F_z}{\sigma_{adm}}} \quad \text{Equação 21}$$

O apêndice A apresenta as dimensões das bases das sapatas e o percentual de área ocupado pelas mesmas em cada modelo estrutural.

3.2.7. Obtenção dos recalques imediatos

A estimativa do recalque imediato em cada modelo estrutural foi feita pelo método de Aoki e Lopes (1975). Para aplicação do método foi utilizado o programa computacional RECALQUE_SAPATAS.

Para estimativa dos recalques neste exemplo, os dados de entrada no programa computacional foram os seguintes:

- Coordenadas do centro de gravidade de cada sapata;
- As dimensões da base da sapata (B×B) das sapatas (Apendice A);
- Carga vertical dos pilares majorada em 10% (Tabela 14);
- Características do solo;

3.2.8. Análise dos Efeitos da Iteração Solo Estrutura

Os efeitos da ISE se mostram mais relevantes na medida em que são observados maiores deslocamentos das fundações. Assim, a análise dos efeitos da ISE foi realizada no modelo mais com maiores dimensões (8PAV-L6) e sob o solo de menor rigidez, pois acredita-se que os efeitos da ISE serão mais relevantes para este caso.

3.2.8.1. Definição dos apoios elásticos

A deformabilidade do solo foi representada por apoios elásticos, sendo que esforços estruturais foram determinados no programa computacional Robot, onde foram inseridas molas elásticas de translação e rotação nas bases dos pilares. Na direção vertical (translação) o coeficiente de elasticidade vertical das molas, K_z , foi obtido através do programa

computacional RECALQUE_SAPATAS. Para as molas de rotação, foram considerados apoios elásticos nas direções sujeitas a momentos fletores (direções x e y na base das sapatas). Não foram consideradas a presença de momentos rotacionais nem esforços horizontais.

As equações 22 e 23 foram utilizadas para determinação do coeficiente de elasticidade quanto a rotação K_{rx} e K_{ry} .

$$K_{rx} = K_V \times I_x \quad \text{Equação 22}$$

$$K_{ry} = K_V + I_y \quad \text{Equação 23}$$

Em que:

K_{rx} – coeficiente de mola em relação a direção x;

K_{ry} – coeficiente de mola em relação a direção y;

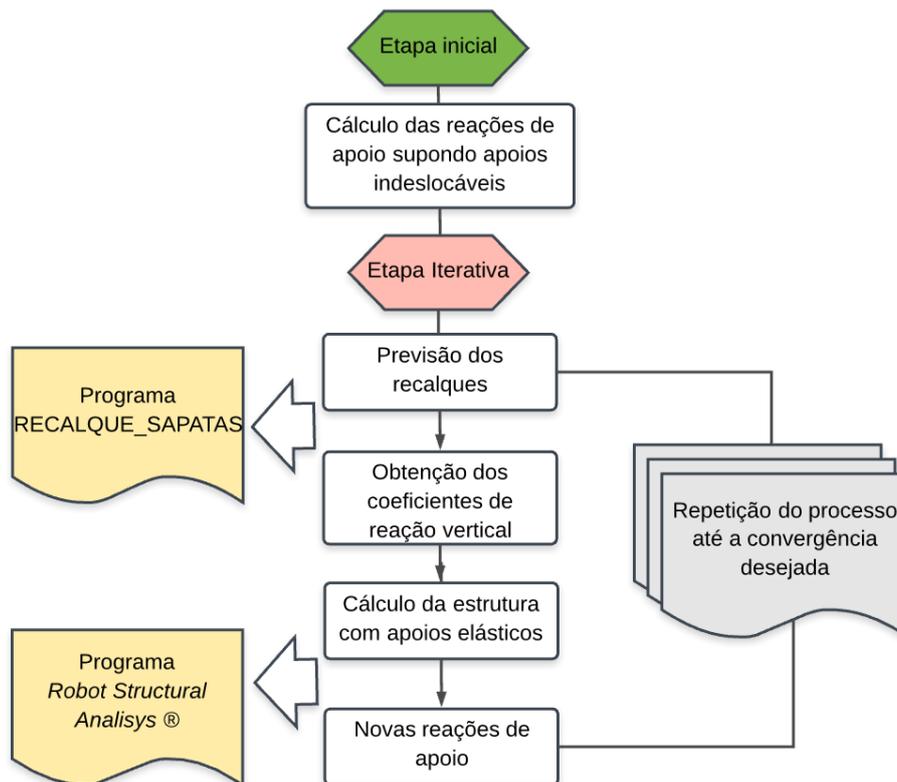
I_x – momento de inércia à flexão da base da sapata, em torno de x;

K_{ry} – momento de inércia à flexão da base da sapata, em torno de y.

3.2.8.2. Fluxuograma para consideração da ISE

A ISE foi aplicada por meio do processo iterativo ilustrado na Figura 32:

Figura 32 – Roteiro de aplicação da ISE

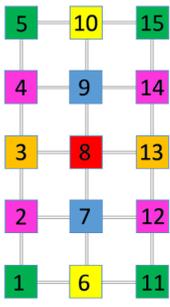
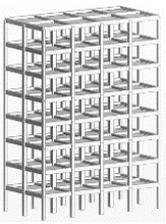


Fonte: Autor (2018)

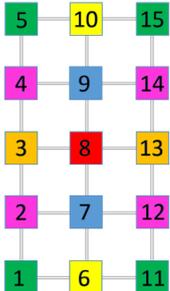
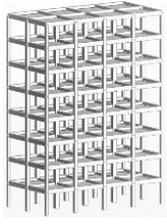
3.2.9. Resultados

3.2.9.1. Recalques totais

Os recalques totais de cada sapata foram calculados para cada um dos solos segundo a hipótese de Winkler e também de acordo com a solução de Mindlin. As tabelas 15, 16, 17 apresentam os resultados. Para facilitar a leitura, os valores percentuais de cada tabela estão tonalizados em vermelho, à proporção em que crescem, a coloração se torna mais escura. Ainda no cabeçalho, são apresentadas a locação em planta das sapatas e uma miniatura de cada modelo.

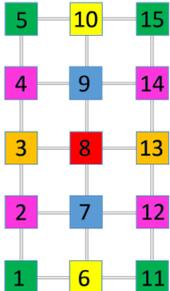
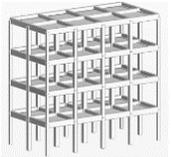
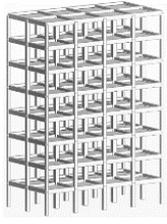
Tabela 15 – Recalques totais: Subsolo 1										
Subsolo 1: tensão admissível = 107 kPa										
Sapatas isoladas	4 Pavimentos			6 Pavimentos			8 Pavimentos			
										
	Vãos (m)			Vãos (m)			Vãos (m)			
	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6	
Recalques totais: Hipótese de Winkler (cm)										
	S1,S5,S11,S15	2,06	2,25	2,51	2,38	2,69	2,88	2,67	2,89	3,16
	S2,S4,S12,S14	2,60	2,91	3,10	3,01	3,29	3,45	3,25	3,47	3,72
	S3,S13	2,54	2,85	3,04	2,93	3,21	3,45	3,24	3,45	3,70
	S6,S10	2,65	2,98	3,18	3,09	3,30	3,55	3,26	3,58	3,75
	S7,S9	3,13	3,43	3,59	3,46	3,68	3,91	3,73	3,92	4,04
	S8	3,14	3,35	3,60	3,46	3,68	3,92	3,72	3,91	4,03
Recalques totais: Solução de Mindlin (cm)										
	S1,S5,S11,S15	2,15	2,29	2,53	2,53	2,77	2,91	2,89	3,00	3,22
	S2,S4,S12,S14	2,75	3,00	3,15	3,26	3,43	3,52	3,61	3,67	3,83
	S3,S13	2,72	2,95	3,10	3,23	3,38	3,54	3,68	3,70	3,84
	S6,S10	2,77	3,05	3,22	3,30	3,41	3,61	3,55	3,74	3,85
	S7,S9	3,33	3,54	3,65	3,80	3,88	4,03	4,22	4,21	4,21
	S8	3,39	3,49	3,68	3,88	3,92	4,06	4,32	4,26	4,25
Acréscimo ao se considerar o efeito de vizinhança (solução de Mindlin) (%)										
	S1,S5,S11,S15	4,2%	2,1%	0,9%	5,9%	2,9%	1,3%	7,5%	3,9%	1,8%
	S2,S4,S12,S14	5,4%	2,8%	1,3%	7,6%	4,1%	2,1%	10,0%	5,6%	3,0%
	S3,S13	6,6%	3,4%	1,7%	9,2%	5,0%	2,6%	11,8%	6,7%	3,6%
	S6,S10	4,4%	2,2%	1,1%	6,1%	3,3%	1,7%	8,2%	4,5%	2,4%
	S7,S9	6,2%	3,4%	1,8%	9,0%	5,1%	3,0%	11,6%	6,9%	4,0%
	S8	7,3%	4,1%	2,2%	10,7%	6,2%	3,5%	13,8%	8,4%	5,0%

Fonte – Autor (2018)

Tabela 16 – Recalques totais: Subsolo 2									
Subsolo 2: tensão admissível = 140 kPa									
Sapatatas isoladas	4 Pavimentos			6 Pavimentos			8 Pavimentos		
									
	Vãos (m)			Vãos (m)			Vãos (m)		
	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6
Recalques totais: Hipótese de Winkler (cm)									
 S1,S5,S11,S15	2,03	2,22	2,38	2,30	2,60	2,76	2,59	2,75	2,89
 S2,S4,S12,S14	2,51	2,69	2,94	2,83	3,04	3,13	3,01	3,23	3,32
 S3,S13	2,48	2,65	2,91	2,78	2,99	3,17	2,94	3,15	3,33
 S6,S10	2,54	2,74	2,89	2,89	3,01	3,21	3,08	3,22	3,33
 S7,S9	2,86	3,08	3,26	3,15	3,35	3,50	3,34	3,49	3,60
 S8	2,89	3,11	3,29	3,16	3,36	3,43	3,34	3,49	3,60
Recalques totais: Solução de Mindlin (cm)									
 S1,S5,S11,S15	2,09	2,25	2,40	2,39	2,65	2,78	2,71	2,82	2,92
 S2,S4,S12,S14	2,60	2,74	2,97	2,98	3,13	3,17	3,22	3,35	3,38
 S3,S13	2,59	2,71	2,94	2,95	3,09	3,22	3,19	3,30	3,41
 S6,S10	2,62	2,78	2,91	3,01	3,08	3,24	3,25	3,32	3,38
 S7,S9	2,99	3,16	3,30	3,35	3,47	3,57	3,63	3,66	3,69
 S8	3,04	3,20	3,34	3,41	3,51	3,52	3,69	3,70	3,72
Acréscimo ao se considerar o efeito de vizinhança (solução de Mindlin) (%)									
 S1,S5,S11,S15	2,6%	1,2%	0,5%	3,7%	1,7%	0,7%	4,7%	2,4%	1,1%
 S2,S4,S12,S14	3,5%	1,8%	0,8%	5,0%	2,6%	1,3%	6,6%	3,6%	1,9%
 S3,S13	4,2%	2,2%	1,0%	6,0%	3,3%	1,6%	8,0%	4,4%	2,3%
 S6,S10	2,8%	1,5%	0,7%	4,0%	2,2%	1,1%	5,3%	2,9%	1,5%
 S7,S9	4,2%	2,3%	1,2%	6,1%	3,5%	1,9%	8,0%	4,7%	2,6%
 S8	5,0%	2,8%	1,5%	7,3%	4,2%	2,4%	9,6%	5,7%	3,3%

Fonte – Autor (2018)

Tabela 17 – Avaliação do efeito de vizinhança: Subsolo 3

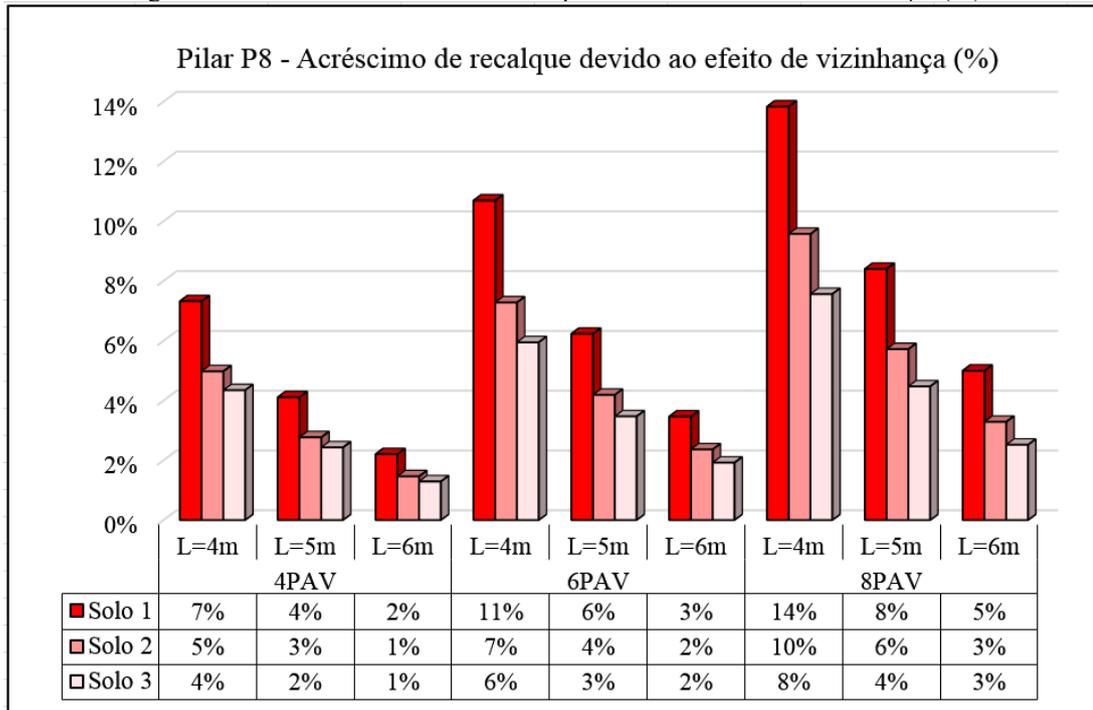
Subsolo 3: tensão admissível = 240 kPa										
Sapatas isoladas	4 Pavimentos			6 Pavimentos			8 Pavimentos			
										
	Vãos (m)			Vãos (m)			Vãos (m)			
	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6	L=4	L=5	L=6	
Recalques totais: Hipótese de Winkler (cm)										
	S1,S5,S11,S15	1,60	1,78	1,95	1,81	1,98	2,25	1,97	2,22	2,45
	S2,S4,S12,S14	2,02	2,28	2,41	2,36	2,53	2,78	2,50	2,77	2,91
	S3,S13	2,01	2,16	2,39	2,23	2,50	2,74	2,46	2,72	2,95
	S6,S10	2,03	2,29	2,44	2,39	2,57	2,73	2,55	2,82	2,97
	S7,S9	2,42	2,69	2,82	2,70	3,01	3,18	2,92	3,15	3,34
	S8	2,36	2,63	2,85	2,73	2,94	3,12	2,94	3,17	3,36
Recalques totais: Solução de Mindlin (cm)										
	S1,S5,S11,S15	1,64	1,80	1,96	1,87	2,02	2,26	2,06	2,27	2,47
	S2,S4,S12,S14	2,09	2,31	2,43	2,46	2,59	2,81	2,64	2,85	2,95
	S3,S13	2,09	2,20	2,41	2,35	2,57	2,78	2,63	2,82	3,00
	S6,S10	2,08	2,33	2,45	2,47	2,62	2,76	2,66	2,89	3,01
	S7,S9	2,51	2,74	2,85	2,84	3,09	3,23	3,12	3,27	3,41
	S8	2,47	2,69	2,89	2,90	3,04	3,18	3,18	3,32	3,45
Acréscimo ao se considerar o efeito de vizinhança (solução de Mindlin) (%)										
	S1,S5,S11,S15	2,4%	1,1%	0,5%	3,3%	1,6%	0,7%	4,2%	2,1%	0,9%
	S2,S4,S12,S14	3,1%	1,6%	0,8%	4,2%	2,3%	1,1%	5,5%	2,9%	1,5%
	S3,S13	3,7%	2,0%	1,0%	5,3%	2,8%	1,4%	6,6%	3,6%	1,8%
	S6,S10	2,5%	1,6%	0,6%	3,4%	1,8%	0,9%	4,4%	2,3%	1,2%
	S7,S9	3,6%	2,0%	1,1%	5,0%	2,8%	1,5%	6,4%	3,7%	2,0%
	S8	4,3%	2,4%	1,3%	5,9%	3,5%	1,9%	7,6%	4,5%	2,5%

Fonte – Autor (2018)

De forma geral, a análise dos recalques aponta o que já era esperado, os edifícios com maiores dimensões recalcam mais, sendo que o recalque diminui à medida que a rigidez do subsolo aumenta.

Os resultados mostram também que os recalques totais estimados com a hipótese de Winkler pouco se afastam dos estimados com a solução de Mindlin, especialmente nos casos de edifícios com vãos de 5 e 6 metros. A Figura 33 apresenta o acréscimo percentual de recalque no pilar P8 quando são superpostos os efeitos de vizinhança pela solução de Mindlin em cada caso.

Figura 33 – Pilar P8: acréscimo de recalque devido ao efeito de vizinhança (%)



Fonte: Autor (2018)

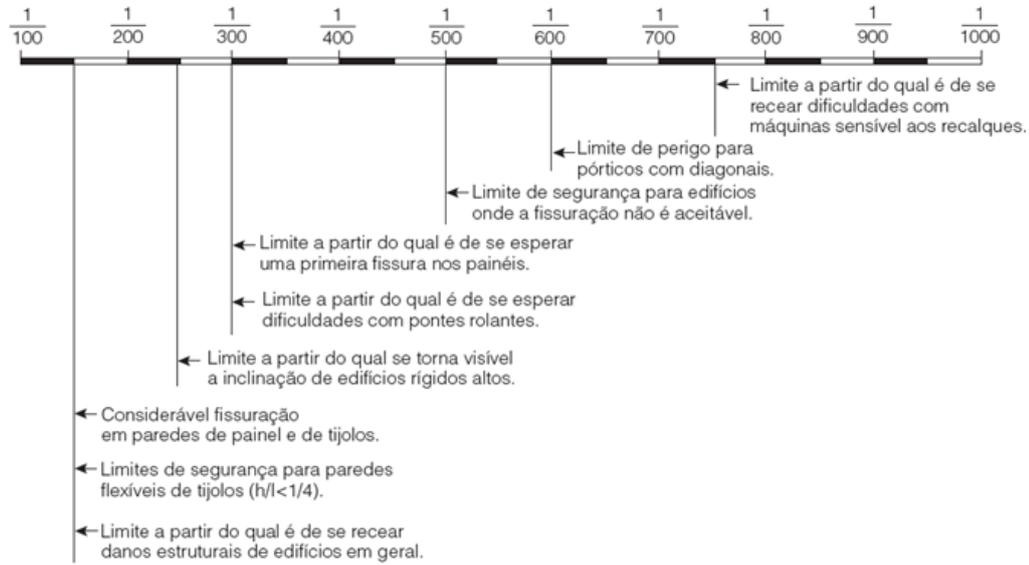
Pelo gráfico da Figura 33, no caso mais desfavorável (8PAV-L6), a diferença percentual de acréscimo pela superposição de recalque das sapatas vizinhas foi em torno de 15%, assim pode se concluir que os modelos numéricos baseados na hipótese de Winkler, apesar de desconsiderarem a continuidade do meio, apresentam uma aproximação satisfatória.

3.2.9.2. Ângulo de distorção

A partir dos valores dos recalques totais em cada sapata, os recalques diferenciais foram determinados para cada pórtico. Com objetivo de se avaliar o desempenho de cada modelo, em cada tipo de subsolo, foram comparados os ângulos de distorção – que consistem na razão entre o recalque diferencial entre dois pilares consecutivos alinhados e a distância entre os mesmos.

Os valores dos ângulos de distorção de cada modelo são apresentados nos gráficos a seguir em função do tipo de terreno e do tipo de abordagem do meio (contínuo e não contínuo). Para a interpretação dos valores, à direita de cada gráfico está contida a indicação dos valores de ângulos associados à possíveis efeitos patológicos, de acordo com o gráfico de Skepton e Macdonald (1956), conforme Figura 34.

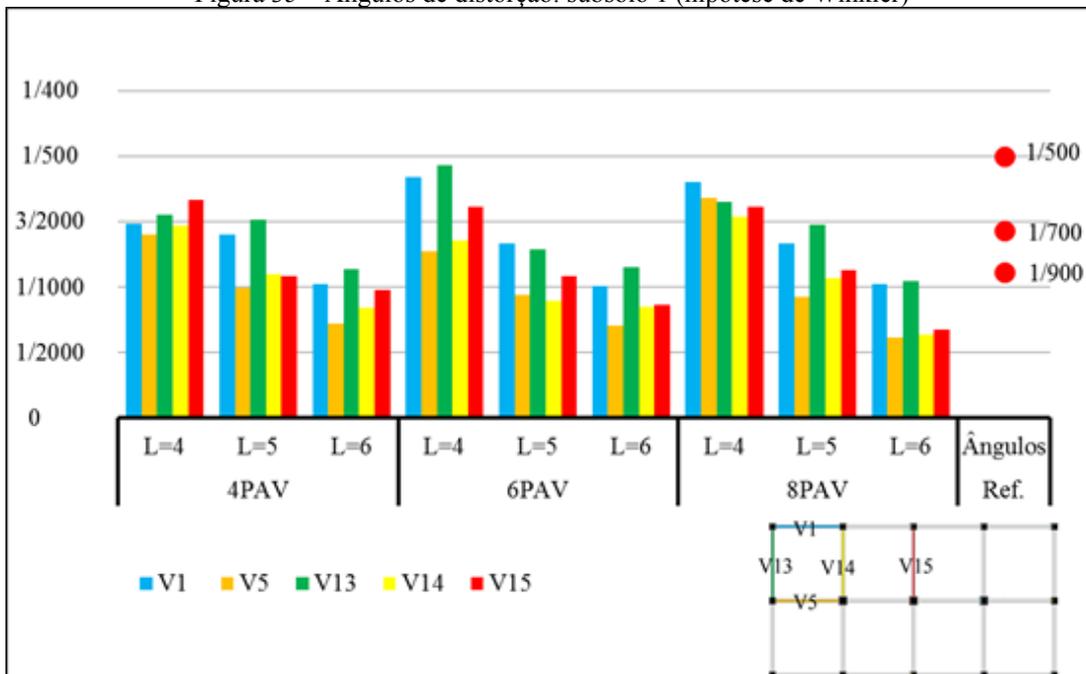
Figura 34 –Efeitos da distorção angular produzida por recalques diferenciais segundo Skepton e Macdonald (1956)



Fonte: Alonso (1983)

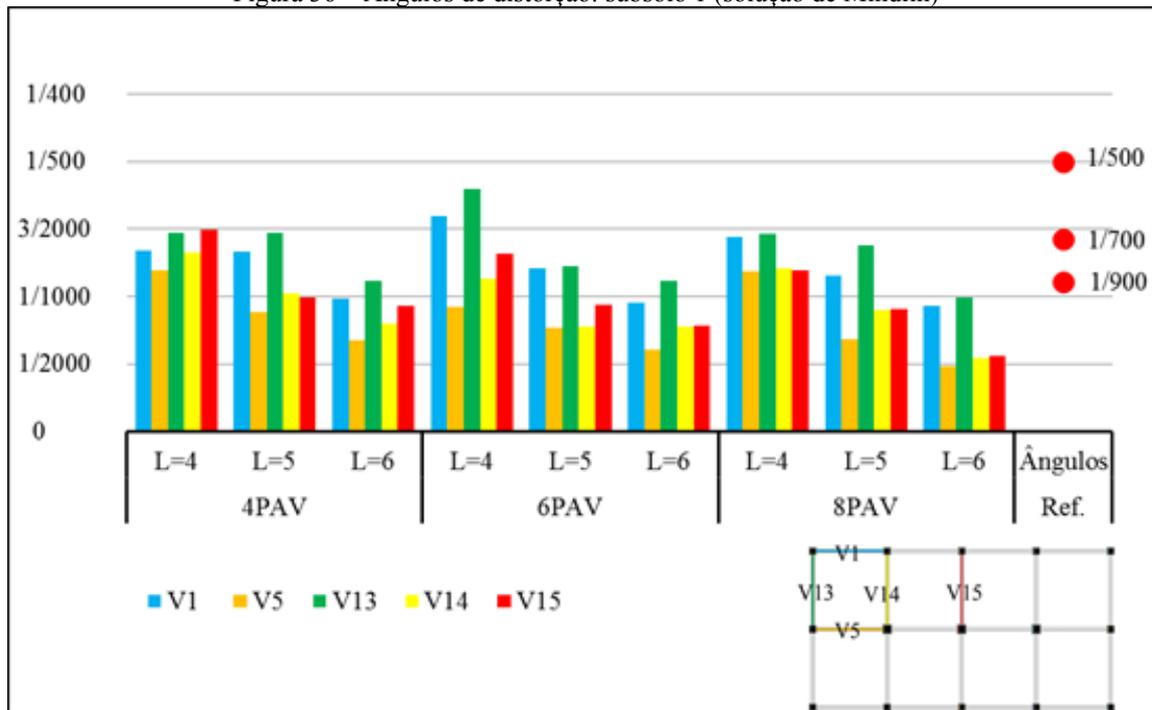
As Figuras 35 e 36 apresentam a distorção angular para subsolo 1 (solo de menor rigidez analisado). Os resultados foram obtidos com aplicação da hipótese de Winkler e da solução de Mindlin, respectivamente.

Figura 35 – Ângulos de distorção: subsolo 1 (hipótese de Winkler)



Fonte: Autor(2018)

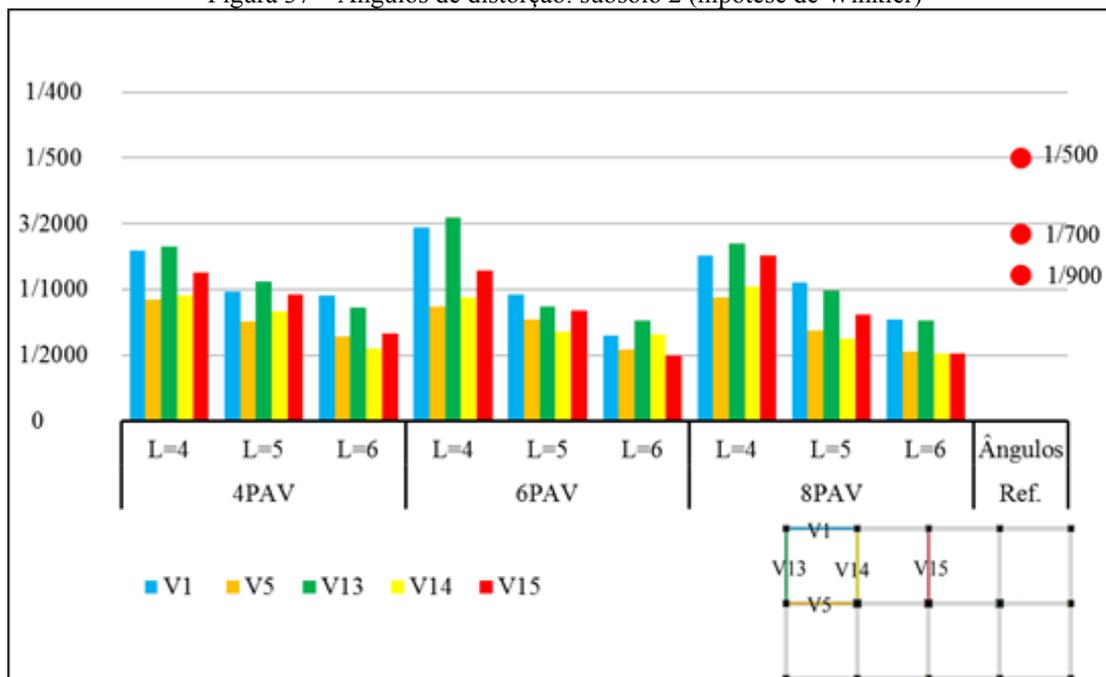
Figura 36 – Ângulos de distorção: subsolo 1 (solução de Mindlin)



Fonte: Autor(2018)

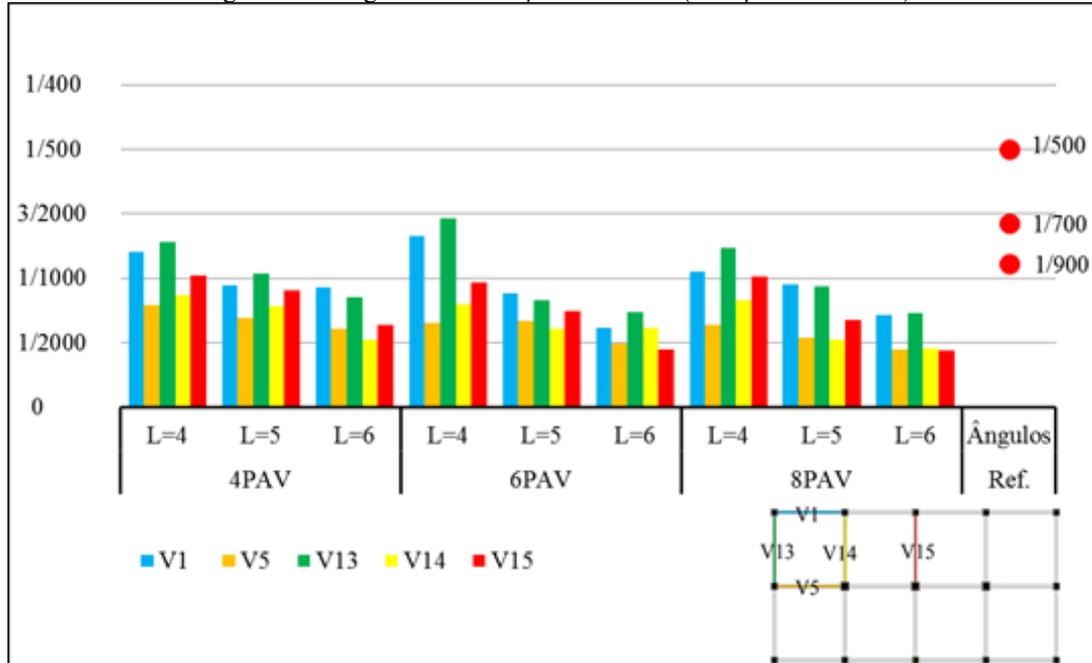
As Figuras 37 e 38 apresentam os ângulos de distorção para subsolo 2 (subsolo com rigidez superior ao subsolo 1), os resultados foram obtidos com aplicação da hipótese de Winkler e da solução de Mindlin respectivamente.

Figura 37 – Ângulos de distorção: subsolo 2 (hipótese de Winkler)



Fonte: Autor(2018)

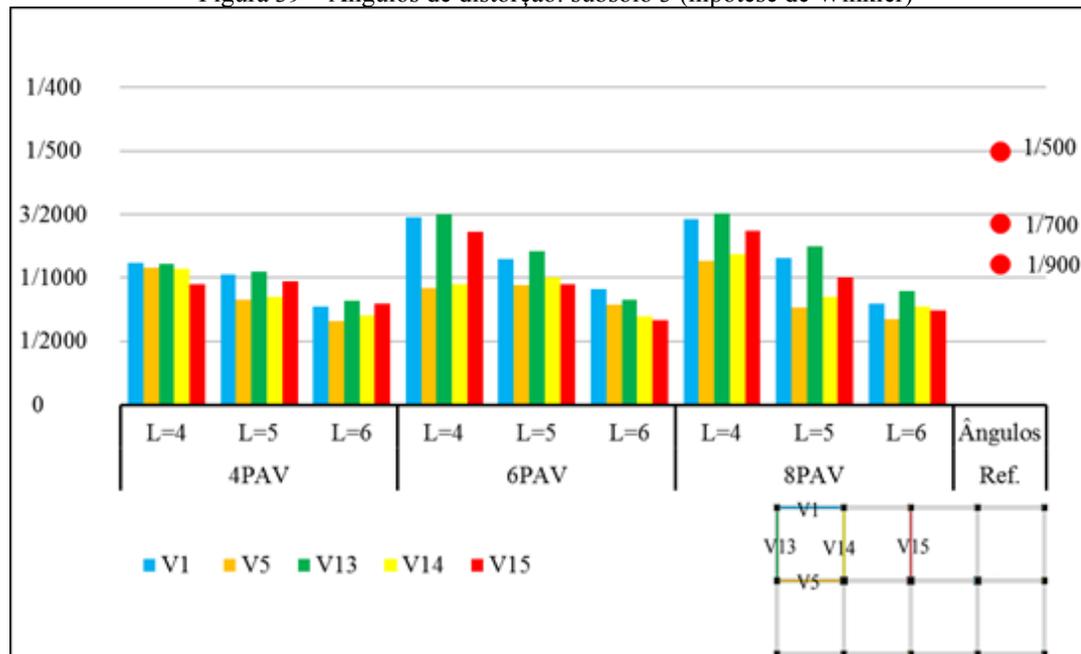
Figura 38 – Ângulos de distorção: subsolo 2 (Solução de Mindlin)



Fonte: Autor(2018)

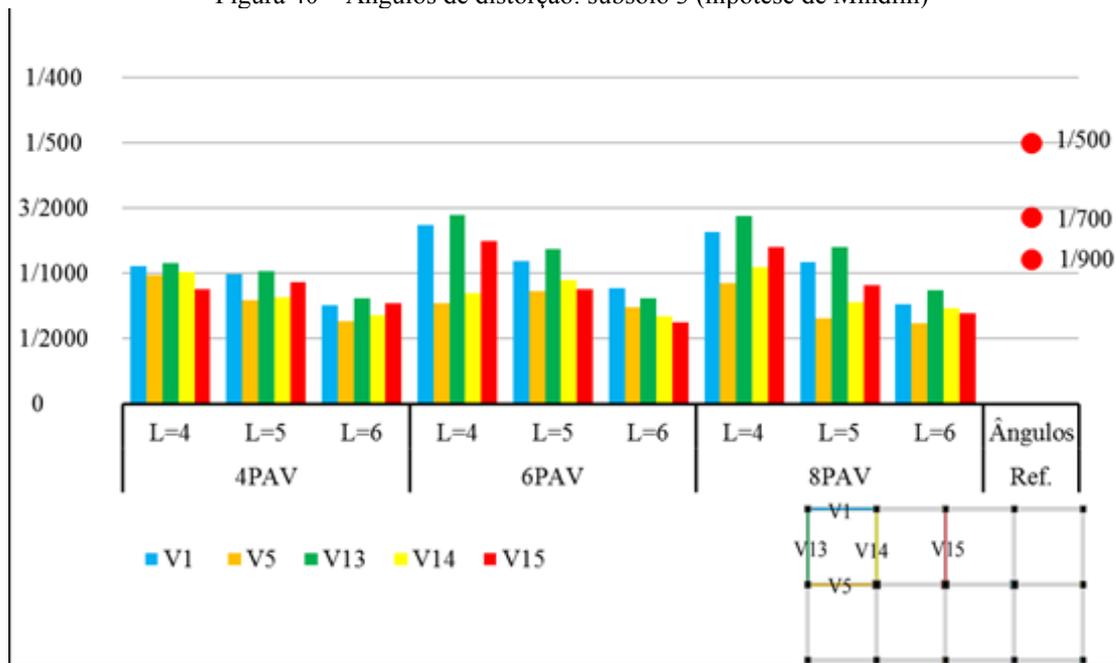
As Figuras 39 e 40 apresentam os ângulos de distorção para subsolo 3 (subsolo de maior rigidez). Os resultados foram obtidos com aplicação da hipótese de Winkler e da solução de Mindlin respectivamente.

Figura 39 – Ângulos de distorção: subsolo 3 (hipótese de Winkler)



Fonte: Autor(2018)

Figura 40 – Ângulos de distorção: subsolo 3 (hipótese de Mindlin)



Fonte: Autor(2018)

A partir da análise dos gráficos, observa-se que os maiores ângulos de distorção foram da ordem de 1/500. De acordo com Skeptom e Macdonald (1956 *apud* Alonso 1983), ângulos em torno de 1/500 correspondem ao limite de segurança onde a fissuração não é aceitável. Os valores de maiores, de forma geral, foram observados no subsolo de menor rigidez, como esperado. Já os valores locais indicam que as vigas V1 e V13 estão mais sujeitas a patologias por distorções angulares.

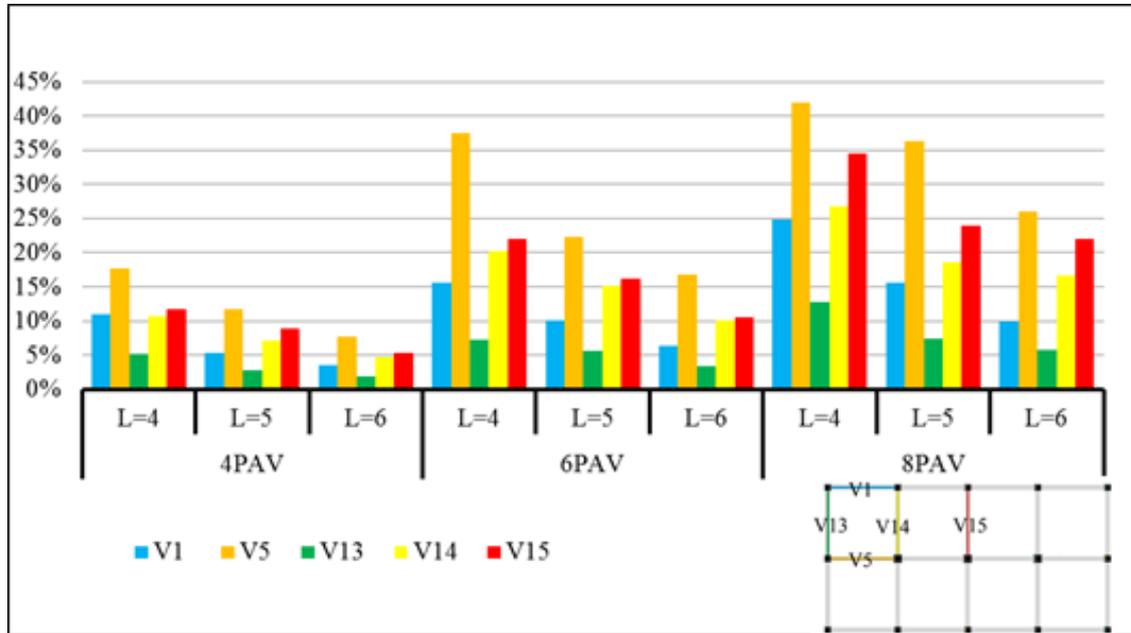
A combinação entre a dimensão dos vãos e quantidade de pavimentos são fatores que determinam a distribuição de área das sapatas, de modo que a proximidade entre sapatas de cada modelo pode se mostrar relevante na análise comparativa dos recalques diferenciais e ângulos distorcionais. No presente estudo, os resultados apontam que o ângulo de distorção, não depende apenas do vão, mas também da quantidade de pavimentos e possivelmente da distribuição de área das sapatas sob o terreno.

O modelo estrutural com 6 pavimentos e vão de 4 metros (6PAV-L4) apresentou ângulos distorcionais maiores do que o modelo de 8 pavimentos com vão de 4 metros (8PAV-L4). Embora não tenha sido o foco desta abordagem, acredita-se que para a mesma distância de vãos, a distância entre sapatas é um dos fatores crítico para a intensidade da distorção angular.

Quanto à abordagem da continuidade do meio com a solução de Mindlin, obtiveram-se ângulos de distorção menores em relação aos obtidos com a hipótese de Winkler. O gráfico da Figura 41 apresenta a diferença percentual do ângulo de distorção estimado pela hipótese de

Winkler e pela solução de Mindlin. Percebe-se no referido gráfico que, para as vigas mais críticas (V1 e V13), a diferença percentual não chega a ser significativa.

Figura 41 – Acréscimo do ângulo distorcional pela hipótese de Winkler (subsolo 1)



Fonte: Autor (2018)

3.2.10. Consideração dos efeitos da ISE

Este subitem apresenta o resultado da consideração da ISE para o modelo 8PAV-L6 no caso de subsolo com menor rigidez (subsolo 1, rigidez = 107 KN/m²). Os resultados aqui apresentados se limitaram a verificar a redistribuição de reações verticais decorrentes da deformabilidade do subsolo e a comparar recalques nas sapatas quando não se considera os efeitos da ISE.

3.2.10.1. Reações verticais

A Tabela 18 apresenta as reações verticais de apoio obtidas com a hipótese de apoios fixos e com a consideração da ISE no modelo 8PAV-L6. Também são apresentados os percentuais de acréscimo ou decréscimo das reações em relação à hipótese de apoios fixos.

Tabela 18 – Reações de apoio: Apoios fixos *versus* ISE

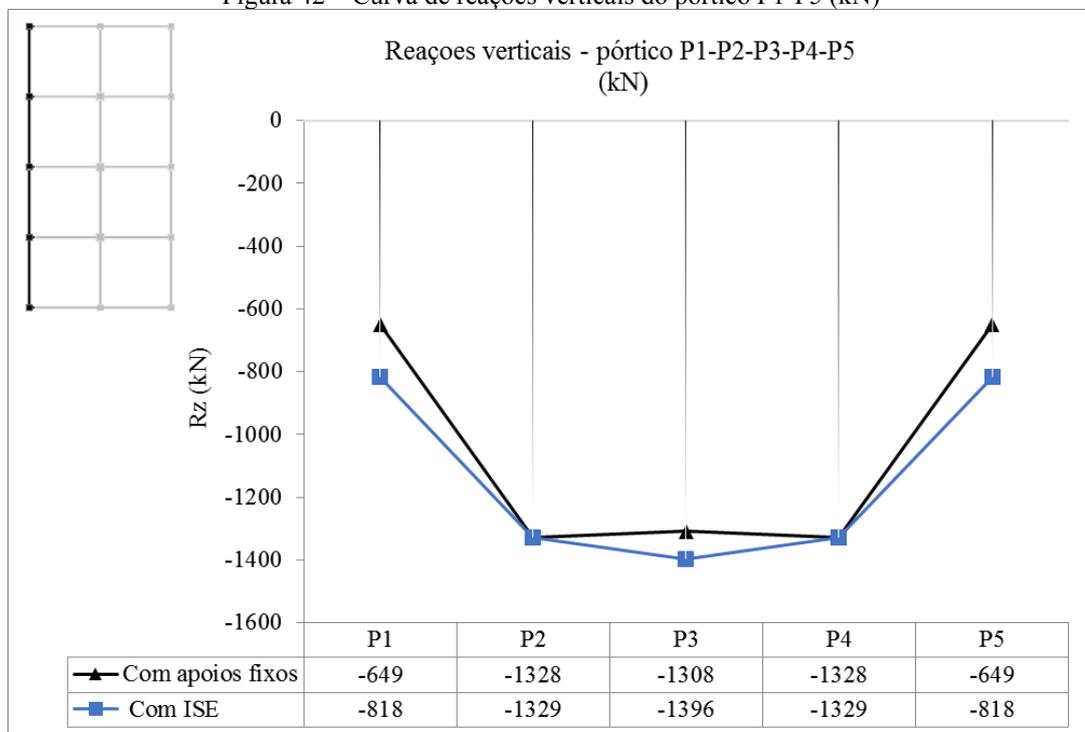
Reações de apoio F_z (kN) – Modelo 8PAV-L6						
Pilares		Apoios Fixos	ISE	Acréscimo (%)		
5	10	15	P1, P5, P11, P15	649	818	26%
4	9	14	P2, P4, P12, P14	1328	1329	0,1%
3	8	13	P3, P13	1308	1396	7%
2	7	12	P6, P10	1362	1309	-4%
1	6	11	P7, P9	2522	2252	-11%
			P8	2512	2303	-8%

Fonte – Autor (2018)

Quanto as reações verticais, observou-se que, após a compatibilização de esforços e de deslocamentos verticais nas fundações (recalques), houve redistribuição dos esforços devido a consideração da interação subsolo-estrutura. Foi notado um alívio das reações verticais nos pilares centrais seguido por um acréscimo de esforços nos pilares periféricos, confirmando assim, os resultados observados em vários outros trabalhos com abordagem sobre o tema.

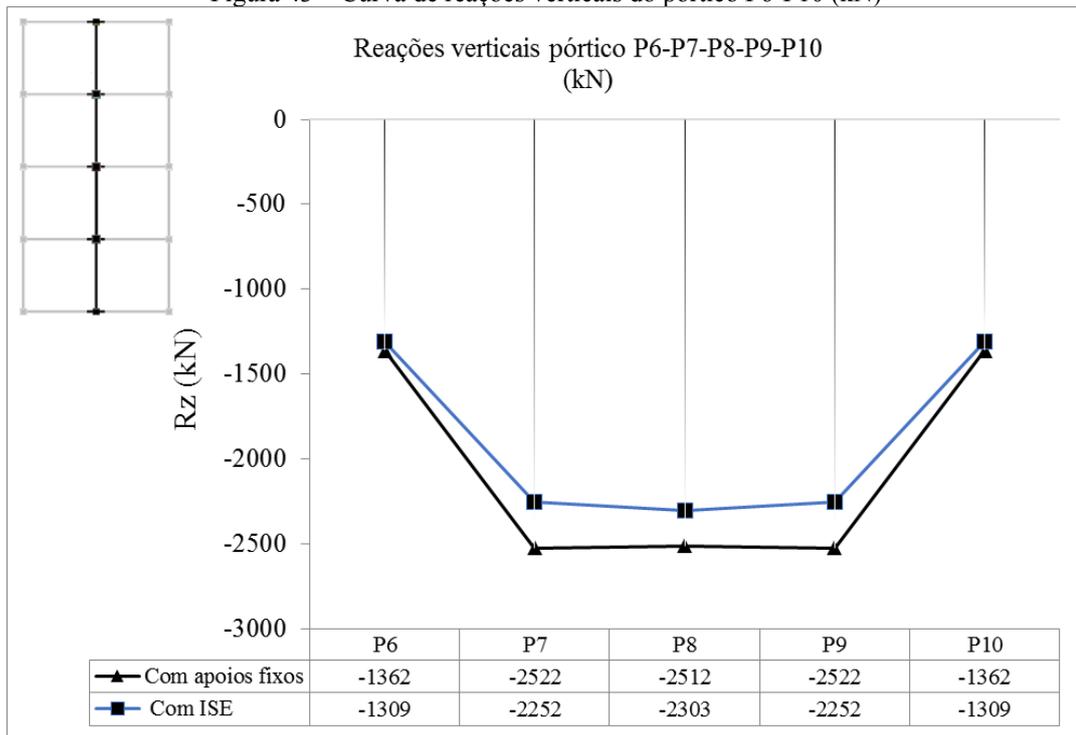
As Figuras 42, 43, 44, apresentam as curvas de reações verticais para os pórticos do modelo.

Figura 42 – Curva de reações verticais do pórtico P1-P5 (kN)



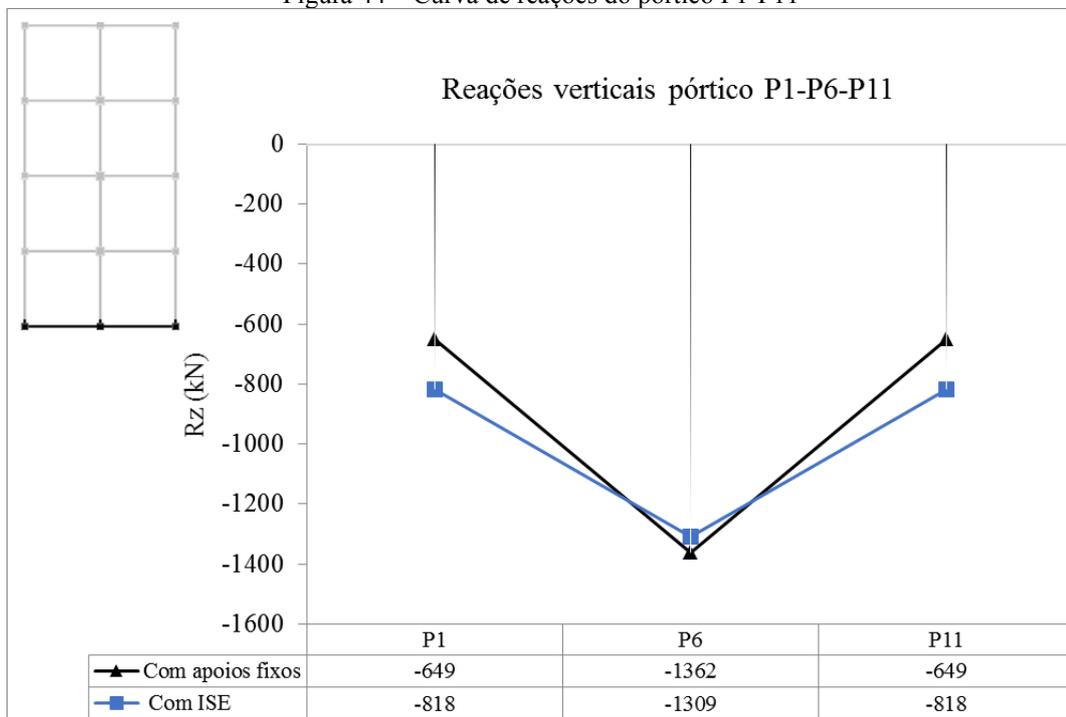
Fonte – Autor (2018)

Figura 43 – Curva de reações verticais do pórtico P6-P10 (kN)



Fonte – Autor (2018)

Figura 44 – Curva de reações do pórtico P1-P11



Fonte – Autor (2018)

A interpretação gráfica aponta que nos pórticos da periferia (figura 42) há um acréscimo de reações verticais nos pilares de canto e de extremidade em até 26%, sendo assim relevantes no desempenho estrutural da edificação. No pórtico interno, por outro lado (Figura 43) há um

alívio de esforços, tal que a curva é deslocada completamente para valores menores de reações de apoio. Diante disso, a análise mostra que a consideração da deformabilidade é relevante para confiabilidade do modelo de cálculo estrutural. Também se mostra relevante para o dimensionamento seguro dos pilares onde haverá possível acréscimo de esforços.

3.2.10.2. Recalques

A Tabela 19 apresenta os recalques obtidos com a hipótese de apoios fixos e com a consideração da ISE no modelo 8PAV-L6, sendo também apresentados os percentuais de acréscimo ou decréscimo de recalques em relação à hipótese de apoios fixos.

Tabela 19 – Recalques totais: Apoios fixos *versus* ISE (cm)

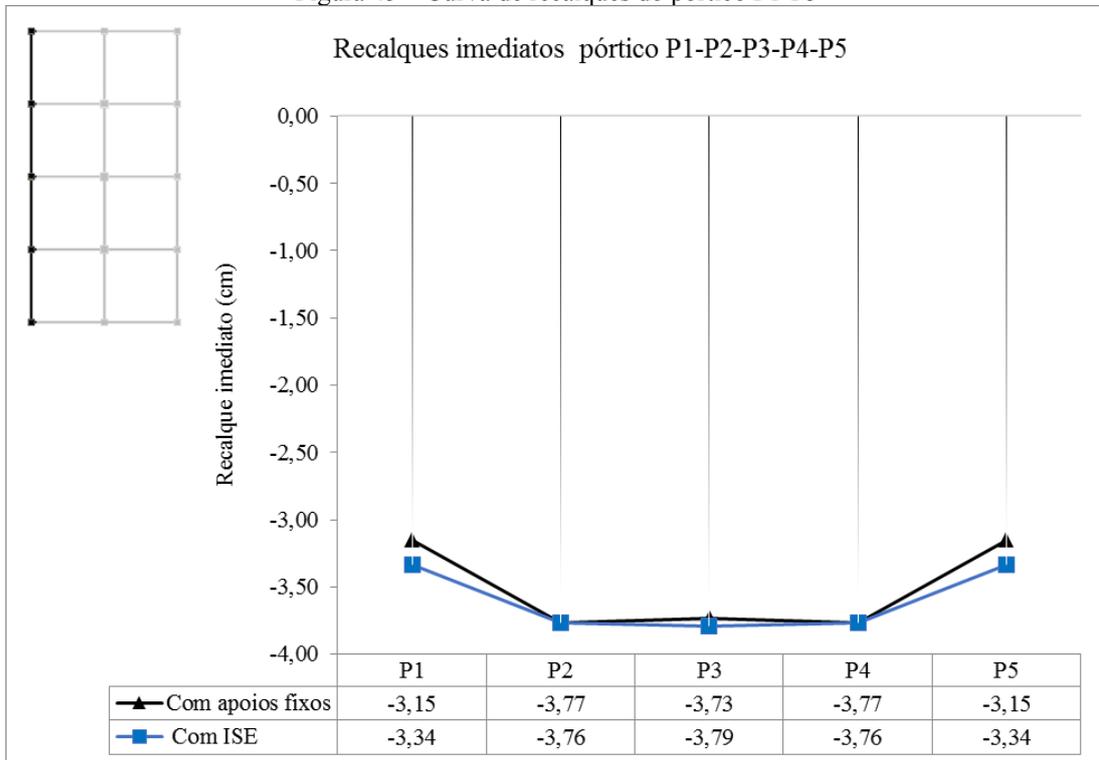
Recalques totais – Modelo 8PAV-L6 (cm)						
Diagrama			Sapatas	Apoios Fixos	ISE	Acréscimo (%)
5	10	15	S1,S5,S11,S15	3,15	3,34	6%
4	9	14				
3	8	13	S2,S4,S12,S14	3,77	3,76	0%
2	7	12	S3,S13	3,73	3,79	2%
1	6	11	S6,S10	3,76	3,70	-2%
			S7,S9	4,16	4,07	-2%
			S8	4,19	4,12	-2%

Fonte – Autor (2018)

Se tratando dos recalques, o comportamento foi análogo ao das reações verticais, houve acréscimo de recalque nos pilares de periferia e decréscimo nos pilares internos, quando se comparam os resultados obtidos com a hipótese de apoios fixos e com a consideração da ISE.

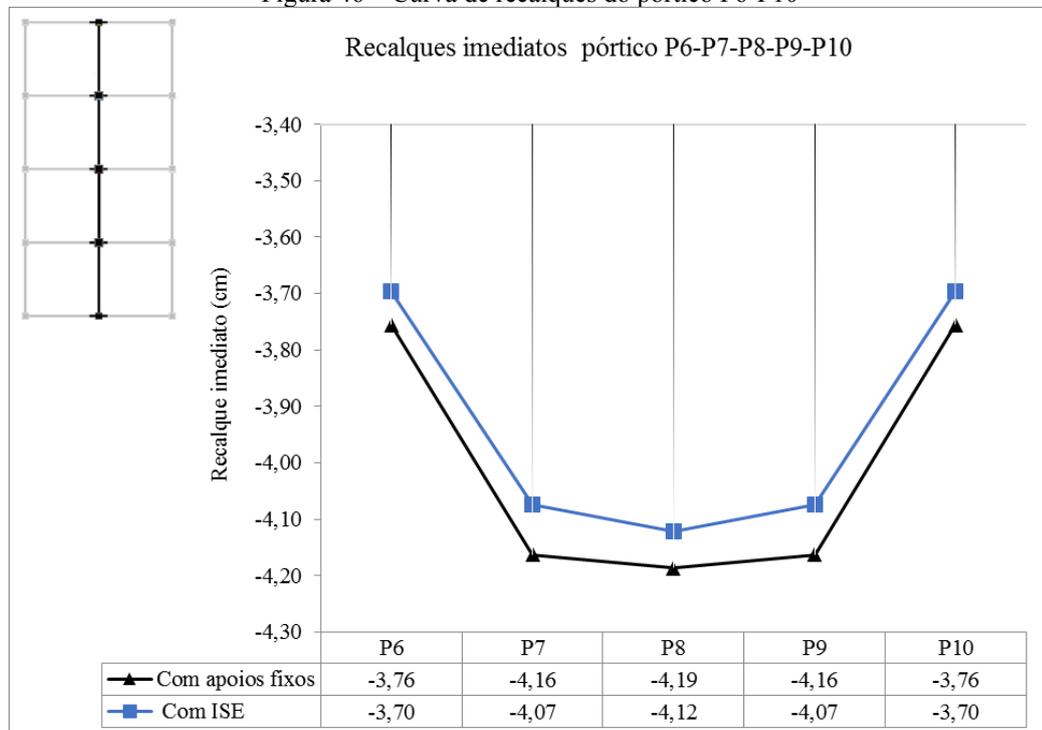
As Figuras 45, 46, 47, apresentam as curvas de recalques totais para os pórticos do modelo.

Figura 45 – Curva de recalques do pórtico P1-P5



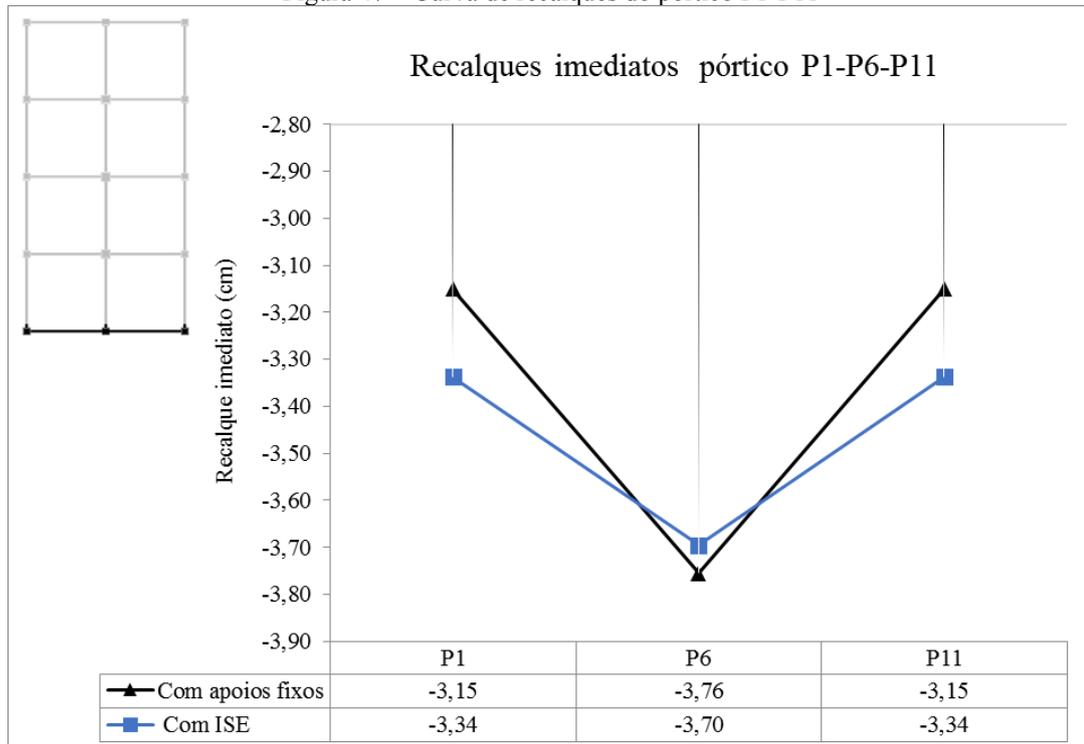
Fonte – Autor (2018)

Figura 46 – Curva de recalques do pórtico P6-P10



Fonte – Autor (2018)

Figura 47 – Curva de recalques do pórtico P1-P11



Fonte – Autor (2018)

Quanto aos recalques, a diferença foi em torno de 6%, com comportamento gráfico análogo ao das curvas de reações verticais de apoio, sendo que houve acréscimo de recalques nos pórticos de periferia e redução nos pórticos internos. Assim, diante dos gráficos, é evidente que a rigidez estrutural leva à migração de deslocamentos frente à resposta do subsolo.

4 CONCLUSÕES

A abordagem realizada neste trabalho levou em consideração alguns aspectos de relevância na modelagem da interação solo-estrutura. A partir da revisão bibliográfica e dos exemplos apresentados, acredita-se que os resultados foram válidos para análise crítica das variáveis aqui trabalhadas.

A partir dos resultados de cada exemplo, a hipótese de apoios fixos se mostra mais satisfatória na medida que o subsolo apresenta rigidez mais elevada. Nos casos de solos com rigidez baixa, a consideração da deformabilidade do solo pode fornecer esforços e deslocamentos mais precisos e próximos do comportamento real da estrutura.

Embora a hipótese de não consideração dos efeitos de vizinhança seja relativamente simplificada quanto à consideração da continuidade do meio, a mesma apresentou resultados satisfatórios em comparação com as análises numéricas realizadas pela hipótese de Mindlin.

Porém é consenso que a abordagem do meio contínuo considera melhor os deslocamentos reais da fundação, fornecendo valores teóricos mais precisos.

A consideração do subsolo como um camada semi-infinita apresenta relativa insegurança quanto à simplificação de todo o maciço como uma única camada homogênea. Assim, a Equação 11 oriunda da teoria da elasticidade deve ser aplicada com cautela, principalmente com respeito às camadas inferiores, pois a resistência adotada para o maciço de forma generalizada pode não representar a resistência efetiva do meio.

Por fim, a partir dos resultados obtidos verifica-se que realização de análises de iteração solo-estrutura no dimensionamento de edifícios pode reduzir a probabilidade de patologias associadas aos recalques, fornecendo maior confiabilidade ao modelo de cálculo empregado.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. Interação solo-estrutura (ISE). Notas de aula disciplina PV023 – Tópicos especiais em engenharia de estruturas – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFU, Uberlândia, MG, 2016.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle de fundações**. São Paulo, SP, Edgard Blucher Ltda, 1991.

_____. **Exercícios de fundações**. São Paulo, SP, Edgard Blucher Ltda. 1983.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 138p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações–Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro, RJ, 2012.

AOKI, N; CINTRA, J.C. **Notas de aula da disciplina SGS-404 Fundações**, EESC-USP Departamento de Geotécnia, EESC, USP, São Carlos, SP, 2004.

AOKI, N.; LOPES, F. R. **Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity, Proceedings, 5th Pan American CSMFE**, Buenos Aires, Argentina, 1975.

CAMPOS, J.C. Elementos de fundações em concreto. São Paulo, SP, Ed. Oficina de Textos, 2015.

CHAMECKI, S. **Cosideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação, separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecanica dos Solos.** v. 1, Porto Alegre, RS, 1954.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** São Paulo, SP, Oficina de Textos, 2011.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto,** Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2006.

GOSHY, B. **Soil-foundation-structure interaction.** *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.104, n° ST5, 1978.

GUSMAO, A. D. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações.** *Solos e Rochas*, São Paulo, SP, 2004.

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

GUSMÃO FILHO, J. de A. **Solos da formação geológica ao uso na engenharia.** Recife, PE, Editora Universitária UFPE, 2002.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações,** v.2, Salvador, Bahia, Brasil, 1994.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda,** Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000.

TQS INFORMÁTICA. **Manual do usuário: SISEs Sistema de interação solo-estrutura**. TQS informática, São Paulo, SP, 2011, 160p.

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

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

MORAES, M.C. **Estruturas de fundações**. 2. ed. São Paulo, SP, McGraw Hill, 1976.

PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement**. In **Foundation Engineering Handbook**, ed. H. F. Winterkorn and H.-Y.Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. **Allowable Settlements of buildings**. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Design and Construction**, London, v. 5, 1956.

SIMONS, Noel; MENZIES, Bruce. **Introdução a Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro, RJ: Internaciencia, 1981.

TEIXEIRA, A. T.; GODOY, N. S. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. **Fundação: Teoria e Prática**. São Paulo, SP, PINI, 1996.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**, 1955.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**, John Wiley & Sons, 1st Edition, 1943.

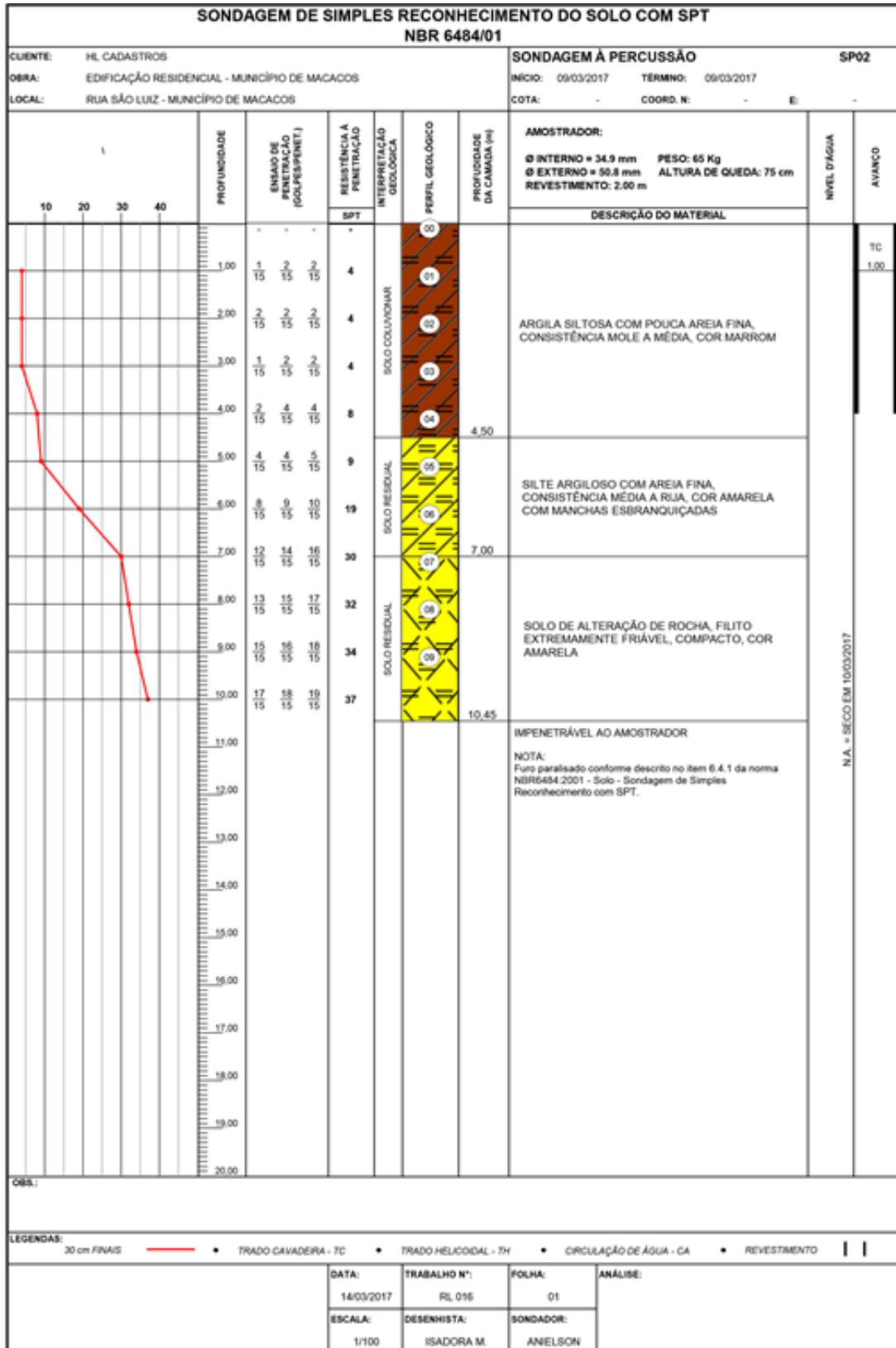
TORRES GEOTECNIA. **Empresa de Engenharia - Sondagem SPT**, Belo Horizonte, MG, 2017.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R.– **Fundações**, V.2. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R.– **Fundações - critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

STEINBRENNER, W. **Tafein sur Setzungberechnung**. Dis Strasse, v. 1, 1934.

ANEXO A – Relatório de sondagem SPT



APÊNDICE A – Tabela de pré-dimensionamento das sapatas

Anexo B – Dimensão do lado 'B' das sapatas (m)

Sapatas isoladas	4 Pavimentos			6 Pavimentos			8 Pavimentos			
	L = 4	L=5	L=6	L = 4	L=5	L=6	L = 4	L=5	L=6	
Subsolo 1 - tensão admissível = 107 kPa										
Lado 'B' das sapatas (m)										
	S1,S5,S11,S15	1,30	1,55	1,75	1,65	1,90	2,20	1,90	2,25	2,55
	S2,S4,S12,S14	1,90	2,20	2,55	2,35	2,75	3,20	2,75	3,25	3,70
	S3,S13	1,85	2,15	2,50	2,30	2,70	3,10	2,65	3,15	3,60
	S6,S10	1,95	2,25	2,60	2,40	2,85	3,25	2,85	3,30	3,80
	S7,S9	2,55	3,00	3,50	3,20	3,80	4,35	3,70	4,40	5,10
	S8	2,50	3,00	3,45	3,15	3,75	4,30	3,65	4,35	5,05
	Área do terreno (m ²)	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0
	Área de sapatas (m ²)	54,9	75,3	100,7	85,5	118,5	157,0	115,7	161,8	213,1
	% Área coberta	43%	38%	35%	67%	59%	55%	90%	81%	74%
Subsolo 2 - tensão admissível = 140 kPa										
Lado 'B' das sapatas (m)										
	S1,S5,S11,S15	1,15	1,35	1,55	1,45	1,65	1,90	1,65	1,95	2,25
	S2,S4,S12,S14	1,65	1,95	2,20	2,05	2,40	2,80	2,40	2,80	3,25
	S3,S13	1,60	1,90	2,15	2,00	2,35	2,70	2,35	2,75	3,15
	S6,S10	1,70	2,00	2,30	2,10	2,50	2,85	2,45	2,90	3,35
	S7,S9	2,25	2,65	3,05	2,80	3,30	3,80	3,25	3,85	4,45
	S8	2,20	2,60	3,00	2,75	3,25	3,80	3,20	3,80	4,40
	Área do terreno (m ²)	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0
	Área de sapatas (m ²)	42,0	58,5	76,4	65,3	89,8	119,9	88,3	122,6	163,8
	% Área coberta	33%	29%	27%	51%	45%	42%	69%	61%	57%
Subsolo 3 - tensão admissível = 240kPa										
Lado 'B' das sapatas										
	S1,S5,S11,S15	0,85	1,00	1,15	1,10	1,30	1,45	1,30	1,50	1,70
	S2,S4,S12,S14	1,25	1,45	1,70	1,55	1,85	2,10	1,85	2,15	2,50
	S3,S13	1,20	1,45	1,65	1,55	1,80	2,05	1,80	2,10	2,40
	S6,S10	1,30	1,50	1,75	1,60	1,90	2,20	1,90	2,20	2,55
	S7,S9	1,70	2,00	2,35	2,15	2,50	2,90	2,50	2,95	3,40
	S8	1,70	2,00	2,30	2,10	2,50	2,90	2,45	2,90	3,35
	Área do terreno (m ²)	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0	128,0	200,0	288,0
	Área de sapatas	24,07	33,115	44,755	38,03	52,9	69,365	52,6525	71,805	95,4275
	% Área coberta	19%	17%	16%	30%	26%	24%	41%	36%	33%

Fonte – Autor (2018)