

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
ÁREA DE CONSTRUÇÃO CIVIL**

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Juliana Pippi Antoniazzi

**Santa Maria, RS, Brasil.
2011**

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

por

Juliana Pippi Antoniazzi

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Santa Maria, como requisito para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva
Co-orientador: José Mário Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil.
2011

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova o Projeto de Dissertação de Mestrado

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

elaborado por
Juliana Pippi Antoniazzi

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA

Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Prof Dr.
(Orientador - UFSM)

Alexandre Rodrigues Pacheco, Prof Dr.
(UFRGS)

João Kaminski Jr, Prof Dr.
(UFSM)

Santa Maria, 22 de julho de 2011.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me dado a vida, saúde e as forças necessárias para alcançar meus objetivos, dia após dia;

Ao meu orientador Gerson Alva, por tamanha dedicação a esta pesquisa, pelas orientações aos sábados, pela paciência e incentivo constantes, enfim, por todo o trabalho de orientação realizado;

À minha família, meus pais, Osvaldo e Helena, meus irmãos, Simone, Raquel e Roberto, meus cunhados e sobrinhos queridos. Por serem a base de tudo para mim, por terem me dado sempre o suporte que precisei, sendo minha âncora nos momentos difíceis. A eles devo tudo o que sei e o que sou.

Ao meu namorado Luiz Henrique, pela paciência e compreensão, pelo amor e carinho alimentados diariamente, mesmo que, muitas vezes, tão longe fisicamente, mas sempre procurando me incentivar e fazer acreditar em dias melhores.

As minhas amigas e primas especiais, que são fundamentais na minha vida e que, muitas vezes, abdicaram de minha companhia em colaboração a minha pesquisa;

À TQS Informática, pelo software disponibilizado durante todo o período do mestrado, possibilitando o desenvolvimento deste trabalho;

À CAPES, pela bolsa de mestrado a mim concedida durante o primeiro ano de mestrado;

Agradeço por fim, a todos aqueles que, direta ou indiretamente contribuíram de alguma forma para esta pesquisa.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

AUTORA: JULIANA PIPPI ANTONIAZZI

ORIENTADOR: GERSON MOACYR SISNIEGAS ALVA

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 22 de julho de 2011.

O presente trabalho trata da consideração da Interação Solo-Estrutura (ISE) em projetos estruturais de edifícios em concreto armado sobre fundações superficiais do tipo sapatas isoladas. É realizada uma ampla revisão bibliográfica sobre os principais trabalhos desenvolvidos na área e sobre os métodos para a obtenção de parâmetros e variáveis envolvidos na análise.

Exemplos numéricos foram desenvolvidos com o intuito de identificar as alterações de esforços e deslocamentos ocasionadas ao se considerar a deformabilidade do solo e a sequência construtiva na análise estrutural. Os exemplos também tiveram como objetivo mostrar os dados e os procedimentos de cálculo necessários para a consideração da ISE em projetos estruturais.

Entre as ferramentas computacionais utilizadas nos exemplos numéricos está o programa ESPACIAL_ISE - programa desenvolvido em linguagem FORTRAN por Alva (2010). O referido programa emprega o método de Aoki e Lopes (1975), o qual utiliza as equações de Mindlin (1936) para o cálculo dos recalques, em conjunto com o procedimento de Steinbrenner (1934) para considerar a estratigrafia do maciço de solos. Também foi utilizado nos exemplos numéricos o sistema computacional SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura) – desenvolvido pela TQS Informática - o qual permite que toda a estrutura e a fundação sejam representadas em um modelo estrutural único.

Os resultados obtidos neste trabalho mostraram a importância da consideração da deformabilidade do solo, ainda que de forma simplificada, em substituição à hipótese de apoios indeslocáveis nos projetos estruturais. Para uma análise estrutural mais realista em edifícios de múltiplos andares, recomenda-se que a interação solo-estrutura seja considerada juntamente com a sequência construtiva.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura; Análise estrutural; Fundações superficiais; Recalques.

ABSTRACT

Master's Thesis
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Federal University of Santa Maria

SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF BUILDINGS ON SHALLOW FOUNDATIONS

AUTHOR: JULIANA PIPPI ANTONIAZZI
ADVISOR: GERSON MOACYR SISNIEGAS ALVA
City and Date: Santa Maria, 22 de julho de 2011.

This work deals with the consideration of Soil-Structure Interaction (SSI) in structural design of reinforced concrete buildings on shallow foundations of the isolated footing type. It carried out a comprehensive review on the major works done in the area and the methods for obtaining parameters and variables involved in the analysis.

Numerical examples were developed with the aim of identifying internal forces and displacements changes caused by considering the deformation of soil and the construction sequence in the structural analysis. The examples also intended to show data and procedures for the required calculations in the consideration of the SSI in structural designs.

Among the computational tools used in the numerical examples is ESPACIAL_ISE program - a program developed in FORTRAN by Alva (2010). This program employs the method of Aoki and Lopes (1975), which uses the equations of Mindlin (1936) for calculating the settlements, together with the Steinbrenner's method (1934) to consider the stratigraphy of the soil mass. It was also used in the numerical examples SISEs computer system (System of Soil-Structure Interaction) - developed by TQS Informatics - which allows that the entire structure and foundation are represented in a single structural model.

The results of this study showed the importance of considering the soil deformation, although in a simplified form, replacing the fixed support hypothesis in structural designs. Thus, for a more realistic structural analysis of multistory buildings, it is recommended that the soil-structure interaction is considered together with the construction sequence.

Keywords: Soil-structure interaction; Structural analysis; Shallow foundations; Settlements.

LISTA DE SÍMBOLOS

K_{ss} : rigidez relativa estrutura-solo

E_c : módulo de elasticidade longitudinal do concreto

E : módulo de elasticidade longitudinal do solo

I_b : momento de inércia da viga típica

K_s : rigidez do solo

K_e : rigidez da Superestrutura

E_{sup} : módulo de elasticidade longitudinal da superestrutura

k_v : coeficiente de reação vertical

σ : tensão de contato média na base da fundação

ρ : deslocamento vertical (recalque)

k_m : coeficiente de apoio elástico (mola)

A_f : área carregada

k_{mv} : coeficiente de mola para os deslocamentos verticais

k_{mh} : coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais

$k_{m\theta}$: coeficiente de mola para as rotações

ρ_s : recalque imediato de uma sapata com diâmetro B_s no ensaio de placa

ρ_p : recalque numa placa circular de diâmetro B_p no ensaio de placa

B_p : diâmetro de uma placa circular no ensaio de placa

B_s : diâmetro de uma sapata no ensaio de placa

σ_a : tensão admissível do solo

$\sigma_{p\ máx}$: tensão que provoca o recalque máximo

σ_{10} : tensão que provoca um recalque de 10 mm na placa

σ_{25} : tensão que provoca um recalque de 25 mm na placa

ρ_i : recalque imediato estimado

ν : coeficiente de Poisson do solo

I_p : fator de influência (depende da forma e rigidez da sapata).

B : menor dimensão da base da sapata

μ_0 : Fatores μ_0 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa finita

μ_1 : Fatores μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa finita

ε_z : deformação vertical pelo Método de Schmertmann

I_z : fator de influência na deformação pelo Método de Schmertmann

C_1 : fator de correção do recalque para o embutimento da sapata

q : tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação (sobrecarga)

σ^* : tensão "liquida" aplicada pela sapata

C_2 : fator de correção do recalque para o efeito do tempo

Δ_z = espessura da i -ésima camada

z : profundidade contada a partir da base da sapata

q_c : resistência de ponta do ensaio de cone

K : fator de correlação entre resistência de ponta do ensaio de cone e número de golpes do ensaio SPT

N : número de golpes obtidos no ensaio SPT

σ_v : tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_z \text{ máx}$

P = carga vertical aplicada dentro do meio contínuo (maciço de solo)

δ_{ij} = recalque produzido pela carga pontual P_{ij} do elemento ij

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	10
1.1 Apresentação do trabalho.....	12
2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	13
2.1 Fatores de influência no mecanismo da ISE.....	16
2.1.1 Edificações vizinhas.....	16
2.1.2 Rigidez relativa estrutura-solo.....	19
2.1.3 Número de pavimentos.....	21
2.1.4 Processo construtivo.....	22
2.1.5 Influência do tempo.....	25
2.1.6 Forma em planta da edificação.....	25
2.2 Estado da arte.....	27
3 MÉTODOS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL.....	34
3.1 Valores Padronizados.....	36
3.2 Ensaio de Placa.....	37
3.2.1 Curva Tensão-Recalque.....	39
3.2.2 Interpretação dos resultados.....	40
3.3 Recalque vertical estimado.....	43
3.3.1 Recalque em argilas.....	44
3.3.1.1 Teoria da Elasticidade.....	44
3.3.1.2 Camada finita.....	45
3.3.1.3 Subcamadas argilosas.....	47
3.3.1.4 Pesquisa do indeformável.....	47
3.3.2 Recalques em areias.....	48
3.3.2.1 Método de Schmertmann (1970).....	49
3.3.2.2 Método de Schmertmann (1978).....	53
3.3.3 Método de Aoki-Lopes (1975).....	56
3.3.3.1 Solução de MINDLIN.(1936).....	56
3.3.3.2 Procedimento de STEINBRENNER (1934).....	59
4 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	61
4.1 Modelo de Winkler (1867).....	61
4.2 Modelo A.....	63

4.3 Modelo B.....	65
4.4 Modelo C.....	67
5 MODELOS NUMÉRICOS.....	69
5.1 Exemplo 1: Modelo de pórtico plano.....	69
5.1.1 Comparações entre os modelos.....	76
5.2 Exemplo 2: Modelo de pórtico espacial.....	89
5.2.1 Critérios empregados.....	89
5.2.2 Implementação da formulação em rotina computacional.....	91
5.2.3 Tipologia.....	91
5.2.4 Características do solo.....	94
5.2.5 Análise estrutural e resultados.....	95
5.2.6 Comparações com os resultados fornecidos pelo programa TQS-SISEs.....	98
5.3 Exemplo 3: Consideração das etapas construtivas.....	103
5.4 Exemplo 4: Geometria real.....	111
5.4.1 Critérios de projeto e sequência de procedimentos.....	111
5.4.2 Comparações entre os modelos.....	124
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	129
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132
8 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	138

1 INTRODUÇÃO

O avanço tecnológico ocorrido ao longo das últimas décadas se reflete em diversos setores no mundo todo. O desenvolvimento de microchips e altas tecnologias para telefones celulares, as televisões de plasma, os avanços na medicina com descobertas sobre células tronco, as cirurgias virtuais e a nanotecnologia estão entre as diversas inovações.

A análise estrutural, dentro da grande área da engenharia civil, também adquiriu processos mais modernos do que as técnicas rudimentares utilizadas na antiguidade, porém, ainda deixa a desejar em muitos quesitos. Exemplificando esta condição, é possível observar que, ainda hoje, são utilizadas simplificações para o dimensionamento de estruturas pelo fato de inexistir uma metodologia concisa e um software capaz de aliar tecnologia e praticidade na modelagem de estruturas condizentes com a realidade construída. Mesmo com uma quantidade de ferramentas e recursos computacionais bem maiores do que se dispunha há anos atrás, ainda é prática rotineira se calcular estruturas ignorando a presença de uma superfície deformável sob a base da edificação.

Desta forma, considerações importantes como a interação entre a estrutura e o solo (ISE) acabam sendo negligenciadas e/ou deixadas de lado pela grande maioria dos calculistas e projetistas, resultando no dimensionamento de estruturas não muito realistas.

O processo de interação solo-estrutura nada mais é do que a influência recíproca gerada entre a superestrutura e o sistema de fundação (fundação e solo), iniciando-se ainda na fase de construção e estendendo-se até que seja obtido um estado de equilíbrio: tensões e deformações estabilizadas, tanto da estrutura como do maciço de solos (COLARES, 2006).

Na grande maioria das vezes, a estrutura de uma obra é calculada separada da fundação, não havendo uma interface entre o projetista estrutural e o projetista das fundações, o que acaba por dividir a edificação em superestrutura – parte acima do solo – e infraestrutura – parte enterrada. Desta forma, o projetista estrutural analisa e calcula o edifício considerando-o sobre base indeslocável, enquanto o engenheiro de fundações trata somente da estrutura de fundação e do solo, não havendo um trabalho conjunto entre os mesmos (IWAMOTO, 2000).

No passado, realmente seria inviável a consideração da interação solo-estrutura no processo de dimensionamento, devido à grande quantidade e complexidade dos cálculos requeridos para tal avaliação. Porém, com a disseminação de softwares computacionais e o avanço de pesquisas na área, já seria possível a adoção destes critérios no cálculo das estruturas, embora grande parte dos engenheiros ainda opte por hipóteses simplistas de solo rígido (SOUZA; REIS, 2008).

As reações de apoio de uma estrutura estão relacionadas com as condições particulares do maciço sobre o qual será construída. Logo, não se deveria simplesmente desprezar a deformabilidade proporcionada pelo solo, uma vez que, os resultados obtidos, considerando a presença do maciço, podem diferir de forma significativa quando comparados ao método simplista de base indeslocável (REIS, 2000). Logo, a região de solo que circunda as fundações não é indeformável como se costuma considerar engastando a edificação nos apoios, e sim, sofre deformações quando submetida à aplicação de cargas, fazendo com que as estruturas recalquem, gerando uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

A consideração da interação solo-estrutura permite ao calculista estimar os efeitos desta redistribuição de esforços nos elementos estruturais, assim como a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, contribuindo para a obtenção de projetos mais eficientes e confiáveis (IWAMOTO, 2000). Amenizando-se os recalques diferenciais, muitos problemas e patologias podem ser evitados e/ou ao menos suavizados.

Os resultados significativos que a consideração da ISE traz a um edifício, principalmente sob o ponto de vista de segurança e durabilidade, e/ou ainda econômico, motivaram o desenvolvimento dessa pesquisa. Com isso, busca-se fornecer contribuições ao estudo dos efeitos desta interação e à aplicação de metodologias para considerá-la em projetos estruturais de edifícios de múltiplos andares com fundações superficiais do tipo sapata. Serão avaliados, através de simulações numéricas, os efeitos e a importância de se considerar a ISE, analisando-se a redistribuição de esforços e comparando-se os recalques diferenciais obtidos para os diferentes modelos.

1.1 Apresentação do trabalho

Este trabalho está dividido em seis capítulos, seguindo uma linha lógica de informações para o melhor entendimento e interpretação dos exemplos adotados.

O primeiro capítulo introduz o tema abordado, justificando-o e apresentando os objetivos do desenvolvimento da pesquisa.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica abordando os principais e mais recentes trabalhos desenvolvidos na área, mencionando-se aspectos gerais da consideração da interação solo-estrutura, assim como os principais efeitos e as variáveis envolvidas na análise.

O capítulo três descreve os métodos para a obtenção do coeficiente de reação vertical, incluindo métodos para a previsão de recalques, métodos baseados em ensaios de placa e possíveis correlações, enfatizando fundações rasas do tipo sapatas isoladas.

A modelagem da Interação Solo-Estrutura (ISE) é tratada no quarto capítulo, onde são relatados os modelos básicos para a consideração da ISE no dimensionamento de estruturas.

No capítulo cinco são analisados exemplos comparativos entre a consideração da ISE e o modelo simplista de solo rígido.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões e as considerações finais sobre a pesquisa, ressaltando-se a importância do tema e sugerindo-se pesquisas futuras.

2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O termo interação solo-estrutura compreende um vasto campo de estudo que abrange todos os tipos de estruturas em contato com o solo, como por exemplo, estruturas de prédios, pontes, silos e muros de arrimos (COLARES, 2006).

As reações de apoio de uma estrutura, antes de serem absorvidas pelo solo, devem passar pelas fundações, e, para isto, ao se projetar uma estrutura, supõe-se que este conjunto seja capaz de garantir a indeslocabilidade da base dos pilares. Baseando-se nesta hipótese, grande parte dos projetos estruturais são elaborados considerando a estrutura assente sobre base rígida e indeslocável.

Normalmente o processo nos escritórios consiste em, de um lado, o projetista de estruturas, desenvolvendo o projeto do edifício com a hipótese de apoios indeslocáveis e, do outro lado, o projetista de fundações considerando as ações dos apoios recebidas e projetando fundações, de maneira que seus deslocamentos sejam compatíveis com a estrutura (superestrutura), não ocasionando danos que comprometam a estabilidade, a utilização ou a estética. Com isso, não são considerados os efeitos da rigidez da estrutura, bem como a seqüência e o processo construtivo, isto é, considera-se a estrutura já pronta, embora se saiba que as cargas são aplicadas progressivamente, ao longo da construção do edifício. Logo, o que acaba por ocorrer nos projetos reais é o desprezo deste mecanismo de consideração da Interação Solo-Estrutura (ISE).

Porém, sabe-se que para se projetar de acordo com a realidade construída necessita-se considerar a defomabilidade do solo nos projetos estruturais, e isto exige conhecimentos tanto da área de Estruturas como da área de Geotecnia (ensaios e métodos de avaliação de capacidade de carga do solo e métodos de previsão de recalques). É por essa razão que normalmente se faz necessária a integração entre projetistas de fundações e de estruturas.

Segundo Iwamoto (2000), uma das principais divergências entre engenheiro de estruturas e geotécnicos dá-se já na escolha do sistema de referência. Isto é, considera-se o ponto da base da estrutura como sendo a origem global do sistema, porém, na visão estrutural com sentido para cima, e já para a geotécnica, esse mesmo referencial tem o sentido para baixo, separando, assim, o objeto de preocupação de cada área: para cima a estrutura e para baixo a fundação. Na

verdade, ambas as convenções são um tanto equivocadas, pois esse ponto de referência adotado é deslocável, sendo mais coerente a escolha de um ponto compatível com a profundidade onde se consideraria a camada indeslocável, conforme ilustra a Figura 2.1.

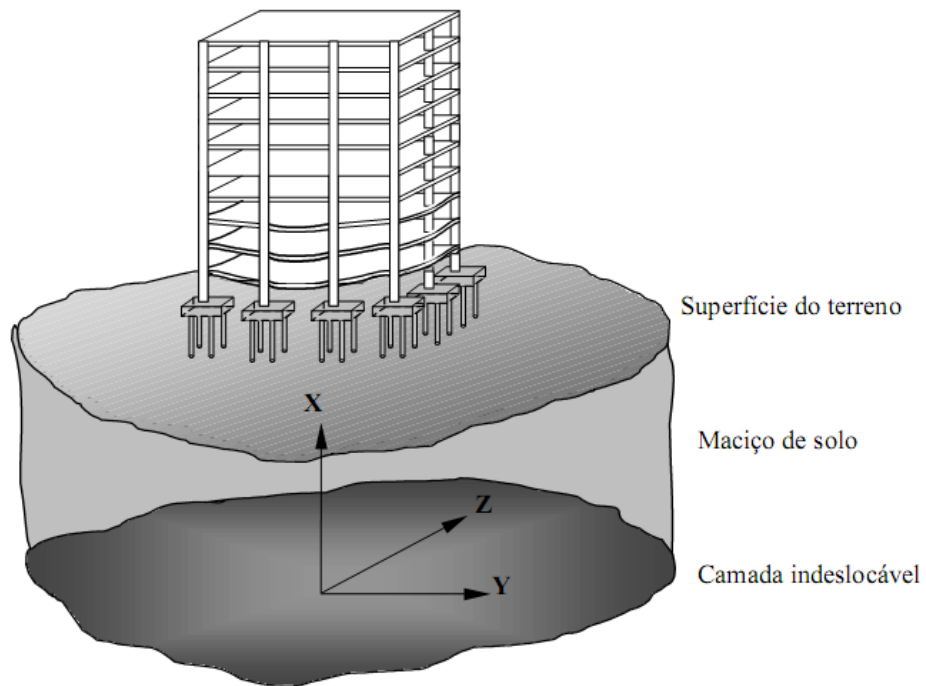


Figura 2.1 - Sistema de referência do indeslocável.

Supondo-se um edifício com fundação superficial em sapata rígida, o qual será o foco deste estudo, a hipótese de apoios indeslocáveis significaria, por exemplo, a total restrição ao recalque (translação vertical) e ao giro nas duas direções ortogonais (engastes) nas extremidades dos pilares. Esta idealização pode trazer resultados razoavelmente satisfatórios em diversas situações, em particular para solos com pouca deformabilidade. Por outro lado, a desconsideração injustificada da deformabilidade do solo na análise estrutural pode trazer consequências negativas, tanto do ponto de vista de segurança, de economia e de prevenção de manifestações patológicas nas edificações, como já citado.

Na prática, pode-se verificar que o solo quando submetido ao carregamento de um edifício não apresenta um comportamento conforme concebido nos projetos, mas sim, sofre deformação. Esta perturbação gera uma alteração no fluxo de cargas da estrutura, e assim, os valores dos esforços nos elementos estruturais acabam por

ser modificados. Devido a essa redistribuição de esforços, podem ocorrer fissurações em vigas e lajes, bem como esmagamento de pilares. Logo, o desempenho estrutural de uma edificação está vinculado à interação entre seus elementos e o solo (HOLANDA JR, 1998).

A interação solo-estrutura nada mais é do que esta ligação entre a estrutura, as fundações e o solo. O processo tem início juntamente com a fase inicial da construção e se estende até que haja uma situação de equilíbrio, isto é, quando as tensões e deformações tanto na estrutura como no solo já estiverem estabilizadas.

Compatibilizar as deformações na ISE resulta numa tendência de uniformização de recalques, a depender da rigidez do conjunto solo-estrutura. Com esta redução da curvatura da deformada de recalques, as distorções angulares da edificação também são reduzidas, evitando, muitas vezes, o aparecimento de danos por fissuramento.

Na maioria das situações é possível se considerar a interface entre a estrutura e o solo como um meio contínuo, uma vez que dificilmente ocorrerá deslizamento ou descolamento entre os mesmos, podendo-se adotar, assim, os mesmos deslocamentos para estes pontos de contato (REIS, 2006).

O tratamento dos sistemas estruturais de edifícios em concreto, considerando a interação solo-estrutura, torna-se bastante complexo, uma vez que se depara com várias dificuldades na modelagem. Para a estrutura tem-se: seqüência construtiva, propriedades reológicas dos materiais e tipo de carregamento externo. Para o elemento estrutural de fundação: transferência de carga ao solo e aspectos de execução. E, para o terreno de fundação: heterogeneidade vertical e horizontal, representatividade dos ensaios e influência do tempo nos parâmetros geotécnicos (do maciço de solos).

Dentre os modelos conhecidos para se considerar a ISE nos projetos estruturais (os quais serão abordados nos próximos capítulos), em virtude da simplicidade, os mais utilizados atualmente nos escritórios de projeto são os que separam o sistema estrutural do maciço de solo, podendo haver a discretização ou não da estrutura de fundação. Desta forma, a deformabilidade do solo pode ser representada por meio de molas elásticas no contorno estrutura-solo, considerando as propriedades mecânicas do maciço e a compatibilização dos recalques, ou ainda pela imposição de deslocamentos verticais estimados.

Para o emprego de molas sob a base da estrutura deve se conhecer o coeficiente de mola ou módulo de reação vertical, o qual irá representar a deformabilidade do solo. Sua obtenção pode ocorrer de várias formas, como por exemplo através do ensaio de placa, por meio de tabelas com valores típicos ou por correlações com o módulo de elasticidade, que por sua vez, pode ser determinado por ensaios triaxiais, de penetração estática (CPT) e de penetração dinâmica (SPT).

A estimativa dos deslocamentos verticais pode ser feita através de métodos conhecidos na literatura para a previsão de recalques, como a teoria da elasticidade, método da camada finita, método de Schmertmann, método de Aoki-Lopes, método de propagação de tensões, entre outros, ou ainda métodos experimentais.

2.1 Fatores de influência no mecanismo da ISE

O mecanismo da interação solo-estrutura está também associado a uma série de fatores e/ou variáveis como o número de pavimentos da edificação, a influência dos primeiros pavimentos, o processo construtivo, forma em planta da edificação, edificações vizinhas, rigidez relativa estrutura-solo, entre outros.

2.1.1 Edificações vizinhas

Costa Nunes (1956) foi pioneiro no Brasil na discussão da influência das construções vizinhas na configuração dos recalques e desaprumos de prédios, dividindo os movimentos característicos devido aos carregamentos vizinhos em quatro tipos, de acordo com a época de construção, considerando prédios parecidos.

Tipo 1: prédios vizinhos construídos simultaneamente. Ocorre uma superposição de tensões na região entre os prédios, induzidas por seus carregamentos. Com isso, uma concentração de tensões é gerada nesta região e, conseqüentemente, maiores recalques, induzindo o tombamento dos prédios em sentidos contrários (Figura 2.2).

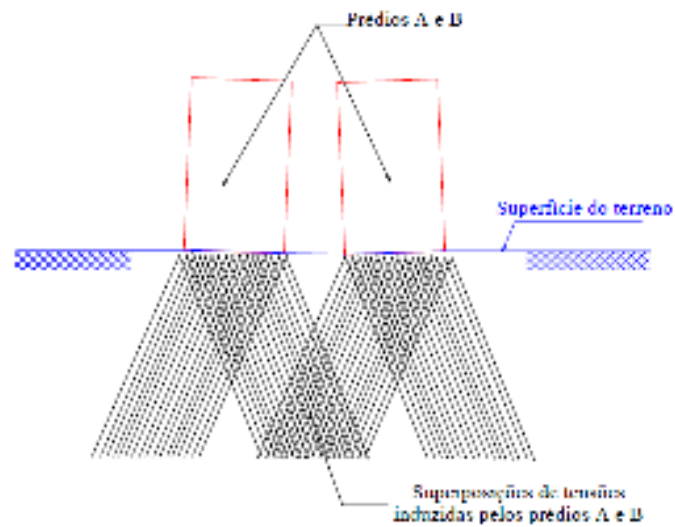


Figura 2.2 - Efeito de construções vizinhas – carregamento simultâneo.

Tipo 2: prédios vizinhos construídos em tempos diferentes. O prédio construído por primeiro provoca o pré - adensamento do solo sob sua base. O prédio construído posteriormente gera no maciço um acréscimo de tensões que, superpostas às tensões devido ao prédio já existente, induzem um aumento nos recalques. Sendo o segundo prédio executado sobre o solo pré - adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão maiores que os do lado adjacente, de forma que o tombamento dos prédios ocorrerá no mesmo sentido (Figura 2.3).

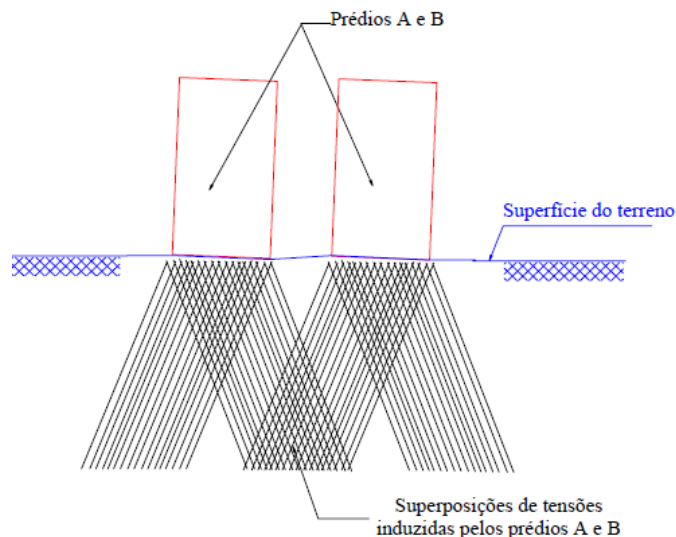


Figura 2.3 - Efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo.

Tipo 3: novo prédio construído entre dois já existentes. O prédio construído provoca acréscimo de tensões no maciço, induzindo recalques nos prédios pré – existentes e conseqüentemente seus tombamentos em sentidos contrários. Como o diagrama de tensões do maciço é simétrico em relação ao prédio construído posteriormente, este não sofrerá desaprumos (Figura 2.4).

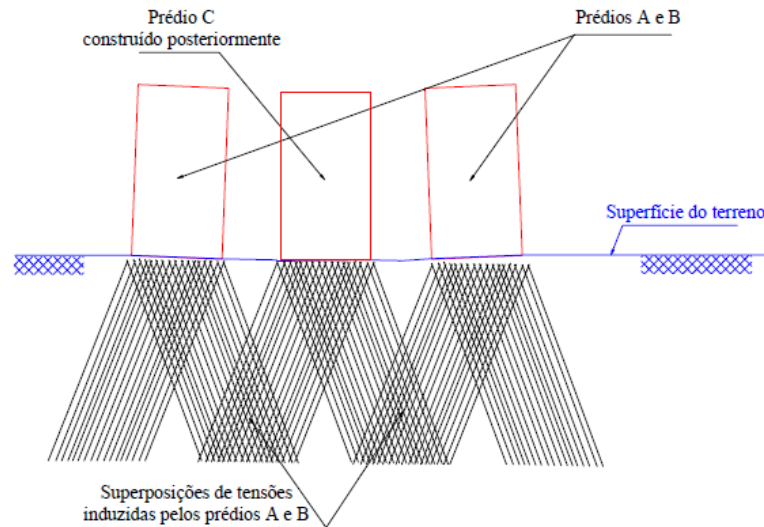


Figura 2.4 - Efeito de construções vizinhas – terceiro prédio construído entre dois prédios pré existentes.

Tipo 4: construção de dois novos prédios vizinhos a um outro já existente. O prédio construído primeiro provocará o pré - adensamento do maciço, de forma que os novos prédios, ao serem construídos, sofrerão tombamento em sentidos contrários. O diagrama de tensões será simétrico em relação ao prédio pré – existente, de modo que este não sofrerá desaprumos (Figura 2.5).

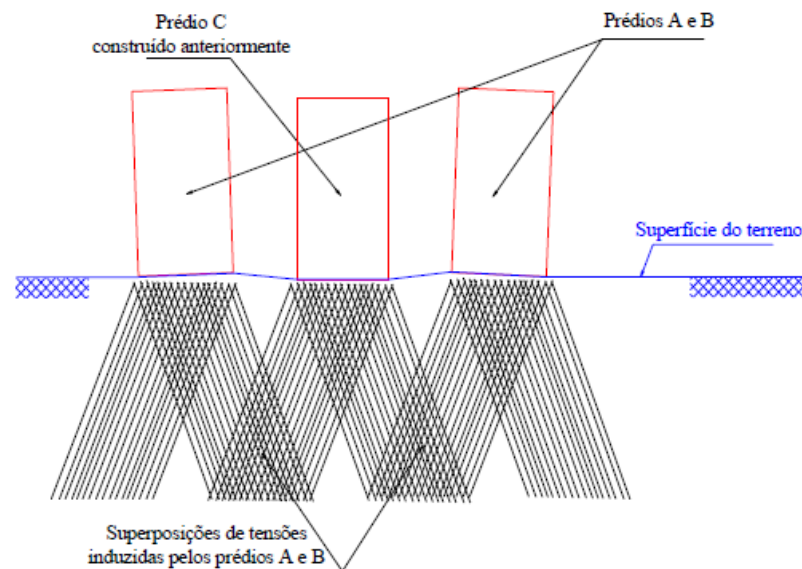


Figura 2.5 - Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente.

Através de um estudo paramétrico entre dois edifícios idênticos e vizinhos, Reis (2000) também avaliou os efeitos gerados pela influência de um sobre o outro, variando a distância entre os mesmos de 5, 10, 15 e 20 metros. O cálculo dos recalques mostrou que, considerando a influência do grupo de edifícios, obtêm-se valores maiores do que quando se analisa blocos isolados, com resultados mais expressivos quando utilizada a menor distância entre eles (5 metros). O efeito de grupo passa a diminuir à medida que se aumenta a distância entre o ponto de análise de recalques e os blocos vizinhos.

Analisando primeiramente um bloco isolado e, posteriormente, dois blocos (idênticos ao primeiro) próximos um ao outro, considerando que ambos os casos encontravam-se apoiados em meio elástico, linear e semi-infinito, Ribeiro (2005) obteve resultados que confirmam o trabalho de Reis (2000), onde a influência de um bloco sobre o outro gerou deslocamentos, aproximadamente, 7% maiores que para o bloco isolado.

2.1.2 Rigidez relativa estrutura-solo

A vinculação física entre lajes, vigas e pilares promove considerável rigidez ao edifício, tornando os recalques diferenciais mais amenos, bem como, sua deformada mais suave.

Para avaliar a ordem de grandeza dos recalques, Lopes & Gusmão (1991) analisaram o comportamento de um pórtico, modelado como edifício de concreto armado, apoiado sobre meio elástico, propondo, assim, o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), conforme a Equação 2.1.

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E \cdot l^4} \quad (2.1)$$

E_c – módulo de elasticidade do material da estrutura

E – módulo de elasticidade do solo

I_b – momento de inércia da viga típica

l – comprimento do vão entre pilares

Ou seja, esta rigidez relativa, melhor definida por Meyerhof (1953), pode ser entendida como a relação entre a rigidez do solo e a rigidez da superestrutura, conforme a Equação 2.2.

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{n \cdot \sum \frac{E_{sup} \cdot I}{l^4}}{E} \quad (2.2)$$

Sendo

K_s - rigidez do solo

K_e - rigidez da Superestrutura

K_{ss} - rigidez relativa estrutura – solo.

n - número de pavimentos

l – comprimento dos vãos

I – inércia da seção transversal de cada viga.

E_{sup} – módulo de elasticidade da superestrutura

E – módulo de elasticidade do solo.

A viga equivalente ou típica utilizada em Lopes & Gusmão (1991), conforme se vê em Meyerhof (1953), a fim de quantificar a rigidez à flexão da superestrutura, trata-se da representação de um pórtico através de uma viga de rigidez igual ao

somatório das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem este pórtico. Já a rigidez do maciço de solos é representada pelo módulo de elasticidade da camada compressível.

Confirmando o trabalho desenvolvido por Meyerhof (1953), Lopes e Gusmão (1991) chegaram à conclusão de que, o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) reduz os valores dos recalques, tendo uma redução mais significativa nos recalques diferenciais, conforme a Figura 2.6.

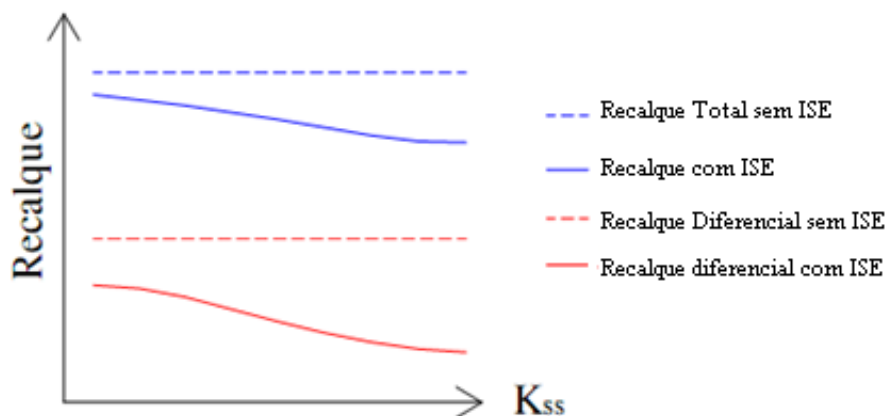


Figura 2.6 – Recalque x rigidez relativa estrutura-solo (LOPES & GUSMÃO, 1991).

2.1.3 Número de pavimentos

A estrutura global será tanto mais rígida quanto mais alto for um edifício. Porém, este comportamento não apresenta linearidade para todo o edifício, ou seja, segundo Goshy (1978), existe uma contribuição muito maior por parte dos primeiros andares.

Ao se fixar o valor de K_{ss} (rigidez relativa estrutura-solo) variando o número de pavimentos, Lopes & Gusmão (1991) observaram que os recalques diferenciais passam a diminuir com o crescimento vertical do edifício, reforçando a maior influência por parte dos primeiros andares.

Com este aumento progressivo do número de pavimentos de um edifício, a rigidez da estrutura tende a um valor limite. Isto ocorre devido ao mecanismo de interação solo-estrutura, o qual faz com que os recalques, a partir desse ponto, tornem-se dependentes apenas do carregamento (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

Gusmão Filho (1998) afirma que na prática, em edificações de porte médio a alto (acima de 8 pavimentos), a rigidez do conjunto solo-estrutura pode contribuir para reduzir de 30 a 60% os recalques e as distorções angulares estimadas convencionalmente.

Segundo Moura (1995), as solicitações nos elementos da superestrutura - em especial, momentos fletores em vigas e pilares - oriundos do efeito da redistribuição de esforços gerado pela interação da estrutura com o solo, possuem maior significância nos primeiros andares, diminuindo nos pavimentos superiores.

2.1.4 Processo construtivo

Quando se estuda interação solo-estrutura, é comum adotar-se a simplificação de que todo o carregamento só passa a atuar na edificação após o término da construção. Porém, é sabido que a rigidez da estrutura aumenta significativamente com o acréscimo do número de pavimentos. Logo, é importante a consideração da seqüência construtiva para a análise da ISE.

Considerar a seqüência construtiva na análise estrutural consiste em aplicar as cargas na estrutura de forma gradativa, ou seja, aplicam-se os carregamentos na medida em que cada pavimento é estruturado na prática. Dessa maneira, os esforços solicitantes vão se somando a cada etapa, conforme ilustra a Figura 2.7. Esta forma de análise é, a rigor, mais realista que a forma convencional de considera a estrutura pronta com os carregamentos sendo aplicados instantaneamente.

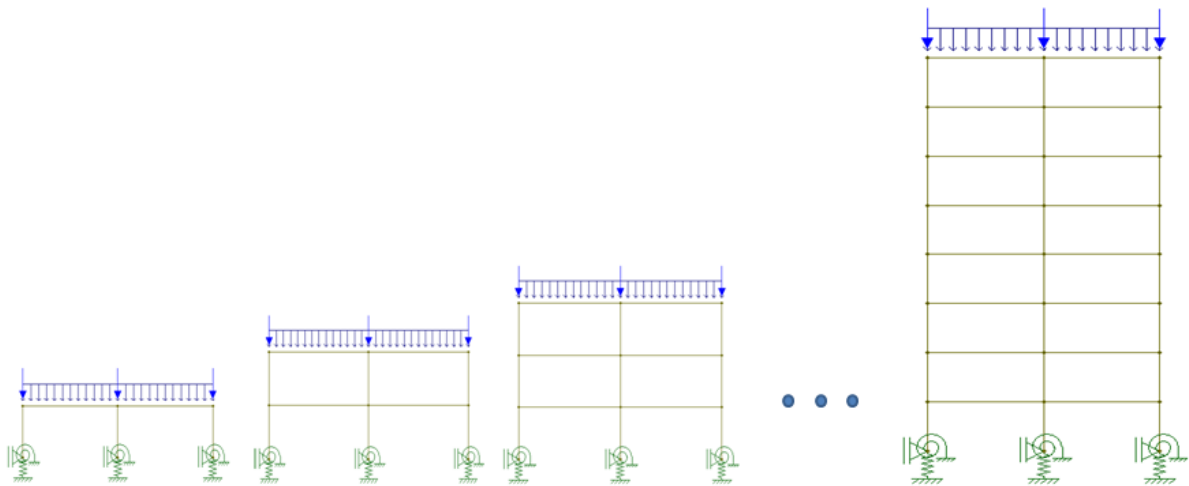


Figura 2.7 – Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).

Em Recife-PE, prédios foram monitorados desde o momento em que as obras iniciaram até seus términos, onde as leituras mostraram um aumento dos recalques conforme as forças atuantes nos pilares eram acrescidas. Neste trabalho, de autoria de Gusmão & Gusmão Filho (1994), juntamente com o progresso da construção, observava-se também um aumento da rigidez da estrutura, verificando-se uma tendência de uniformização dos recalques e da redistribuição das cargas (Figura 2.8).

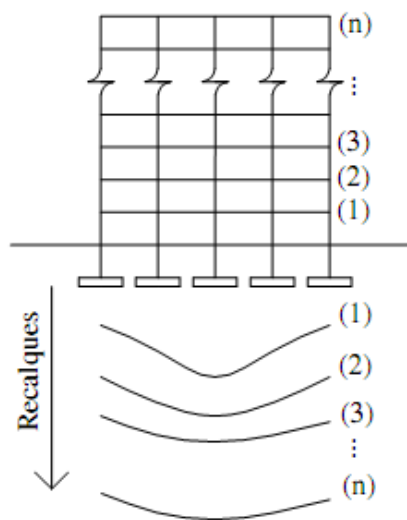


Figura 2.8 - Influência da construção nos recalques (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

No trabalho de Fonte *et al.* (1994a,b), para um edifício de quatorze andares, foram comparados os resultados de recalques em fundações tipo sapatas obtidos *in*

loco com as previsões dos modelos numéricos com e sem a consideração da interação solo-estrutura e efeitos construtivos. Os resultados mostraram que o modelo que não considerou a ISE, acabou por superestimar a previsão dos recalques diferenciais por não levar em consideração a rigidez da estrutura. Já no modelo que considerou a ISE mas aplicou o carregamento de uma única vez ao final da obra, a previsão dos recalques foi subestimada, devendo-se ao fato de não ter sido aplicado o carregamento gradual na estrutura com o devido acréscimo de rigidez, induzindo, assim, a uma estrutura com rigidez maior que a real.

Logo, os resultados que mais aproximaram dos monitorados em obra foram os do modelo que considerou a interação solo-estrutura e o acréscimo de elementos estruturais conforme as etapas construtivas do edifício, fazendo com que a rigidez do edifício sofra alterações a cada seqüência de carregamento aplicado.

Buscando simular numericamente a seqüência construtiva, Holanda Jr. (1998) utiliza o processo seqüencial direto, uma vez que, um pavimento em construção não gera esforços solicitantes nos elementos dos pavimentos superiores que ainda nem foram construídos. Logo, para cada levantamento de pavimento, é realizada uma análise considerando apenas o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atinja o seu topo. Os esforços finais de cada elemento são determinados pela simples soma dos seus respectivos esforços calculados em todas as etapas, já que as análises realizadas são elásticas e lineares. Os recalques finais da fundação e os deslocamentos verticais de todos os nós do pórtico são obtidos por superposição, considerando que o pavimento é construído de forma nivelada e encontra-se na sua posição original prevista no projeto.

Seguindo as etapas construtivas, os deslocamentos verticais dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos abaixo. Deste modo, os deslocamentos diferenciais entre os nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos à meia altura do edifício. No topo equivalem à deformação somente do último pavimento. As deformações dos pilares também seguem o mesmo raciocínio.

Danziger *et al.* (2000) destacam a importância da incorporação do monitoramento de recalques desde a fase inicial da construção, visando garantir o controle e o desempenho das fundações, uma vez que, no Brasil, só

costuma-se recorrer a medição de recalques quando os problemas aparecem visualmente ou quando passam a afetar a funcionalidade do edifício, não constituindo uma prática rotineira da engenharia.

2.1.5 Influência do tempo

Segundo Chamecki (1969), quatro casos são possíveis para se demonstrar a interação que ocorre entre o solo e estruturas com diferentes valores de rigidez, possuindo ou não influência do tempo no comportamento de recalques e pressões de contato, conforme ilustra a Figura 2.9.

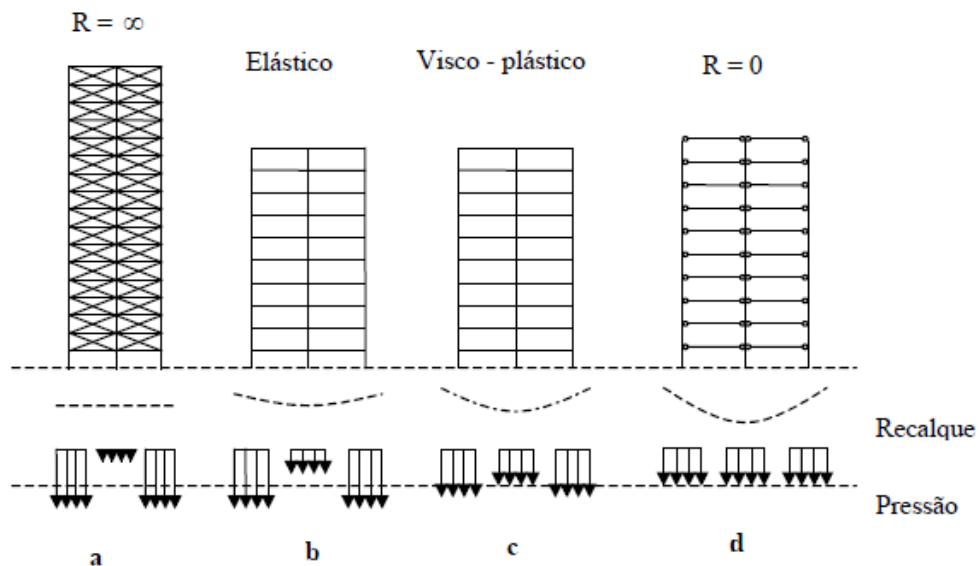


Figura 2.9 - Casos de interação solo-estrutura, CHAMECKI (1969).

Caso a, estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes. Por causa da tendência do solo de deformar mais no centro do que na periferia, devido à continuidade parcial do solo, a distribuição de pressões de contato nos apoios são menores no centro e máximos nos cantos externos. Esta distribuição de pressões assemelha-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. O comportamento apresentado por este tipo de estrutura independe do tempo. Os edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura, podem apresentar comportamento semelhante a este modelo.

O caso oposto do **a**, é a estrutura que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais (**caso d**). Este tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica perante a progressão dos recalques, comportamento este que não sofre influência do tempo. As estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal se aproximam deste tipo de comportamento.

Caso b, uma estrutura perfeitamente elástica possui a rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados. Os recalques diferenciais obviamente serão menores que os de rigidez nula (**caso d**) e a distribuição de pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço se assemelham a este comportamento.

Caso c, uma estrutura visco-plástica, como a de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão de recalques diferenciais, ou seja, está vinculada ao tempo. Se os recalques acontecem num curto espaço de tempo, a estrutura tem o comportamento elástico (**caso b**), mas se esta progressão é bastante lenta, a estrutura apresenta um comportamento como um líquido viscoso e tenderá ao **caso d**. Esta última característica acontece devido ao fenômeno de fluência do concreto, que faz a redistribuição das tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais.

2.1.6 Forma em planta da edificação

Trabalhos de monitoramento de recalques em diferentes tipos de edificações indicam uma influência da forma em planta da edificação na tendência à uniformização dos recalques. Para exemplificar, o trabalho de Barata (1986) mostra que quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação, maior será essa tendência. Em seu estudo, Gusmão (1990) também abordou o tema ressaltando que, para um dado terreno de fundação, o efeito da forma em planta da edificação na tendência à uniformização de recalques é mais importante em estruturas flexíveis.

2.2 Estado da arte

Há várias décadas profissionais das áreas de engenharia e geotecnia vêm estudando formas de aplicação e efeitos da consideração do solo como uma estrutura deformável.

Ainda em 1867, Winkler propôs um modelo admitindo que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma, ou seja, o efeito da continuidade do meio não é considerado. Foi sugerido, com isso, que o maciço de solo fosse substituído por um sistema de molas com uma rigidez equivalente, constituindo, assim, um método simples de se considerar a interação solo-estrutura, conhecido como modelo de Winkler.

Muitos trabalhos já desenvolvidos utilizaram esta técnica de representação da flexibilidade do solo por se tratar de uma análise simples e de fácil implementação, geralmente fazendo o uso de valores tabelados obtidos empiricamente. Em contrapartida, o modelo, por não contemplar a continuidade do solo, torna-se pouco representativo uma vez que restringe a análise, não permitindo o estudo de grupos de estacas ou interação entre prédios vizinhos.

Burmister (1945), através de uma forma um pouco mais elaborada de se estudar a interação solo-estrutura e baseando-se na própria teoria da elasticidade, desenvolveu uma solução para solos formados por duas e três camadas, a qual se tornou base para vários trabalhos realizados na área.

Com base na teoria de Mindlin (1936), estudos, incluindo os mais recentes, analisam a interação solo-estrutura considerando o solo como um maciço semi-infinito, onde, a partir de uma certa distância dos pontos de aplicação da carga, os efeitos não serão mais significativos para o maciço e assim não ocorrerão mais deslocamentos, podendo-se considerar, neste ponto, uma superfície indeslocável. Esta teoria apresenta equações relativas a deslocamento e força para a aplicação de uma carga unitária no interior de um meio semi-infinito homogêneo, elástico, linear e isotrópico. Trabalhos como POULOS (1967), POULOS (1968) e POULOS & DAVIS (1968) utilizam a teoria de MINDLIN assumindo o solo como um meio elástico apoiado sobre uma base de deslocamento nulo.

Entre os primeiros trabalhos considerando os efeitos da interação solo-estrutura em edificações, destaca-se o apresentado por Meyerhof (1953). O autor

levou em conta as características do solo, da infra-estrutura e a rigidez da estrutura para estimativa de recalques totais e diferenciais do elemento isolado de fundação, mostrando que o solo, a infra-estrutura e a superestrutura poderiam ser considerados de forma integrada. O estudo ressaltou a importância dos recalques totais em relação à funcionalidade de uma edificação, sendo os mesmos pouco afetados pela rigidez estrutural. Já se tratando de recalques diferenciais, o trabalho mostra que os mesmos dependem não somente dos fatores que governam os recalques totais, mas também do tipo e rigidez da estrutura e ainda da variação da compressibilidade do solo. Possuem também maior importância, uma vez que, podem alterar a estabilidade da edificação sob carga de trabalho, porém, pelos motivos já citados, tornam-se mais difíceis de serem previstos. Ainda neste estudo, o autor relata que, na prática, a rigidez da infra-estrutura é em geral bem menor que a rigidez da superestrutura, principalmente se tratando de estruturas rígidas. Por este motivo, foram desenvolvidas expressões para a estimativa da rigidez de estruturas rígidas abertas ou fechadas com painéis de vedação. Também são sugeridas expressões que permitem substituir uma edificação real por outra mais simples com rigidez equivalente, simplificando as análises de interação solo-estrutura.

Chamecki (1954) já mencionava que o procedimento convencional de cálculo de estruturas utilizado na época vinha sendo alvo de críticas, pois ao mesmo tempo em que apresentava um desempenho teoricamente aceitável em função da hipótese de que os apoios das estruturas hiperestáticas têm facilidade de se adaptarem às deformações do solo, o mesmo conduzia a resultados que se afastavam da realidade em vários quesitos, principalmente em casos de edifícios com grande número de pavimentos. Assim, o autor propôs uma sistemática de cálculo para análise da interação solo-estrutura onde, a partir das reações de apoio da estrutura calculada como indeslocável e dos coeficientes de transferência de carga - reações verticais dos apoios provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado - calculam-se os recalques da fundação. Com isso, dá-se início a um processo iterativo, o qual leva em conta a rigidez da estrutura, e, através do uso de expressões estabelecidas, fornece as novas reações de apoio, sendo, em seguida, obtidos os valores dos novos recalques. Esse processo é repetido até que os valores das reações de apoio e recalques convirjam entre si. Com o uso da metodologia, observou-se que os recalques diferenciais passavam a ser menos

acentuados quando se considerava a rigidez da estrutura no cálculo dos mesmos, o que se ajustava aos resultados das medições em estruturas reais.

Pesquisas na área continuaram sendo desenvolvidas no Brasil, sendo crescente ao longo dos últimos anos, e, desta forma, contribuindo para o aperfeiçoamento das análises. Como exemplo, pode-se citar o trabalho desenvolvido por Holanda Junior (1998), o qual analisou os efeitos da ISE em edifícios sob fundações diretas levando em consideração a sequência construtiva e a presença de camada indeslocável no interior do solo, isto é, fatores que podem influenciar os resultados, dependendo da maneira em que são considerados. O autor mostrou que a introdução da camada indeslocável representa com mais fidelidade os perfis de solos, diminuindo os recalques e ajudando a aproximar ainda mais os resultados dos reais. O autor mostra, por meio de exemplos numéricos, a importância de se considerar as etapas construtivas de uma obra na fase de projeto, visto que, as modificações nos esforços entre as peças estruturais são bastante significativas.

Gusmão Filho (1998) defende a importância de se considerar a ocorrência deste remanejamento entre as cargas na edificação devido aos recalques nos apoios dos pilares, a fim de não comprometer a segurança da obra. No trabalho é mostrado que, além dos pilares, as vigas também recebem esforços adicionais devido ao deslocamento dos nós, podendo ocorrer até mesmo inversão de momentos na peça, especialmente nos primeiros pavimentos, onde se concentram os efeitos da ISE.

A pesquisa de Reis (2000) enfatizou o efeito de grupo entre fundações superficiais, a presença de edificações vizinhas e a influência da rigidez da estrutura, mostrando outros quesitos importantes a serem considerados no estudo da ISE. As análises foram realizadas em maciços de solos constituídos de argila mole e seus comportamentos foram avaliados através do modelo reológico de Kelvin. Por meio de uma análise paramétrica foi verificada a grande influência da rigidez da estrutura, principalmente nos valores dos recalques diferenciais e das construções vizinhas. O processo construtivo mostrou ter maior importância quando se trata de previsões a curto prazo, pois para previsões a longo prazo, a consideração de carregamento instantâneo se mostrou válida. Foram notáveis os efeitos de uniformização dos recalques e transferência de cargas entre os elementos estruturais, porém, para o grupo de três edifícios em estudo, o desempenho foi comandado pelo efeito de grupo, tornando evidente a necessidade de consideração de toda a área carregada.

No mesmo ano, Iwamoto (2000) estudou um modelo de estrutura tridimensional de um edifício de múltiplos andares sob fundação profunda, levando em consideração a contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes, a existência de excentricidades das vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento. Foi realizada uma análise integrada entre a estrutura e o maciço de solo estratificado, verificando-se que a rigidez da estrutura contribui para diminuir os recalques diferenciais e distorções angulares.

Através de uma modelagem única da estrutura integrada ao maciço de solos, Khouri (2001) estudou fatores envolvidos no projeto estrutural de pontes, levando em consideração as não-linearidades física e geométrica e a interação solo-estrutura.

Comparações com resultados experimentais de monitoramento têm sido importantes para a validação dos modelos teóricos que consideram a ISE. Nesse sentido, pode-se citar o trabalho de Jordão (2003) – o qual analisou a estabilidade global de edificações com fundações profundas considerando a deformabilidade do solo e comparando os resultados de modelos teóricos com dados reais de monitoramento de recalques. Para este trabalho, foi utilizado um programa desenvolvido em linguagem FORTRAN, que calcula deslocamentos e esforços no topo do elemento estrutural de fundação profunda, considerando a reação horizontal do solo, o efeito de grupo entre os elementos estruturais e a não-linearidade física na estimativa dos recalques (através da simulação de perda do módulo de elasticidade do solo).

Gonçalves (2004) também monitorou recalques em edifícios, focando a observação da distribuição de cargas ocorridas nos pilares. A deformabilidade do solo foi considerada através da imposição de deslocamentos, os quais foram obtidos pelo monitoramento de recalques e deformações ao longo de cada etapa construtiva de um edifício localizado na cidade do Rio de Janeiro – RJ. Assim, para cada fase, foram realizadas comparações entre os esforços obtidos com esta modelagem e com o modelo de apoios indeslocáveis com o auxílio do software de elementos finitos, SAP 2000. Para as comparações de recalques, foram utilizados os métodos de Barata (1986), Schmertmann (1970) e Aoki & Lopes (1975).

Outro trabalho de monitoramento foi desenvolvido por Gusmão (2004), durante todo o período construtivo de três edifícios com fundações do tipo sapatas,

localizados em João Pessoa – PB, sendo, os resultados, posteriormente comparados com os valores calculados pelos métodos de Barata (1986), Burland & Burbidge (1985), Schmertmann *et al.* (1978) e Schultze & Sherif (1973). Neste estudo, o autor não considerou a rigidez da superestrutura e a interferência dos bulbos de tensões de elementos estruturais de fundações vizinhas para a previsão dos recalques.

Um trabalho importante foi realizado por Russo Neto (2005), o qual instrumentou pilares de uma estrutura em concreto pré-moldado apoiada sob fundações do tipo estaca cravada. Foram avaliadas, de forma indireta, através da variação de comprimento, as solicitações normais nos pilares. Uma metodologia foi proposta para a interpretação das medidas, considerando as variações ambientais e a reologia do concreto, gerando concordância entre os valores medidos e os valores obtidos pelo cálculo estrutural. Além disso, a pesquisa salienta a importância de se considerar as variabilidades da formação geotécnica do local para se prever o comportamento das estruturas.

Delalibera *et al.* (2005) buscou analisar os efeitos da deformabilidade das fundações na estabilidade global de edifícios de concreto armado, utilizando o parâmetro γ_z e o processo do P- Δ e considerando molas equivalentes no lugar dos elementos de fundação, a fim de representar a mobilidade do solo. Nas análises foi constatado que a consideração de fundação flexível, em comparação com os resultados obtidos considerando fundação rígida, altera significativamente os resultados de esforços solicitantes e deslocamentos da estrutura. Em um dos edifícios estudados, o qual já apresentava situação crítica de estabilidade global, tornou-se inviável a análise da estabilidade global pelo parâmetro γ_z quando se acrescentou os parâmetros elásticos do solo. Foi necessária a utilização do processo P- Δ , verificando-se um edifício altamente deslocável. No segundo edifício analisado, os resultados também foram afetados significativamente pelas implementações dos coeficientes de mola e flexão, mas ainda foi verificada boa condição de estabilidade.

Uma ferramenta computacional desenvolvida em linguagem FORTRAN foi apresentada por Colares (2006) a fim de analisar edifícios com fundações em sapatas, as quais foram representadas por elementos finitos de casca planos, possibilitando uma avaliação dos efeitos gerados na superestrutura e elementos de

fundação ao se considerar a deformabilidade do solo. Em Cavalcanti (2006) também foi desenvolvido um código computacional utilizando o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) para a obtenção de deslocamentos e tensões em estruturas em contato com o meio semi-infinito na análise do comportamento mecânico entre a estrutura e o solo.

O comportamento estático da interação solo-estrutura de fundações do tipo estaca para plataformas *offshore* foi pesquisado em Aguiar (2007), o qual ressalta a importância dos ensaios geotécnicos experimentais em escala real a fim de melhor se conhecer os parâmetros para a análise da ISE.

Désir e Crespo (2008) mostraram em seu trabalho, além dos efeitos gerados na estrutura pela consideração da ISE como a redistribuição de esforços entre os elementos e a suavização da envoltória de recalques, a contribuição na rigidez da estrutura ao se considerar os painéis de alvenaria no modelo estrutural.

Ribeiro (2009) também desenvolveu um programa para a análise estática e tridimensional dos problemas de interação solo-estrutura, modelando o solo com uso do Método dos Elementos de Contorno (MEC), soluções de Kelvin e uma técnica alternativa de sub-regiões para a consideração de maciço não-homogêneo, possibilitando a análise de diversos tipos de estruturas assentes sobre solo isotrópico, elástico e linear.

O trabalho desenvolvido por Mota (2009) utiliza um método numérico em que a superestrutura e os elementos estruturais de fundação são considerados uma estrutura única, modelada pelo Método dos Elementos Finitos e implementada no código computacional PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura), desenvolvido na pesquisa. O maciço de solos é representado por um modelo geotécnico proposto por Aoki e Lopes (1975) utilizando a solução de Mindlin. São monitorados recalques (nivelamento ótico de precisão) e deformações em pilares (extensômetro mecânico removível), para obtenção indireta de suas solicitações normais, durante a fase construtiva de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em estaca hélice contínua, considerando as variações dos fatores ambientais e a reologia do concreto.

Silva (2010) elaborou um código computacional que permite a análise da interação solo-estrutura considerando o comportamento não-linear geométrico da estrutura e o solo como sendo formado por mais de um material. O programa reúne

dois códigos computacionais distintos em um único, sendo o primeiro baseado no Método dos Elementos de Contorno e, o segundo, no Método dos Elementos Finitos, acoplados por meio da formulação algébrica baseado em Venturini (1992).

O tema também vem sendo bastante pesquisado e discutido em diversos outros países. No contexto internacional, vale salientar as pesquisas elaboradas nos últimos anos por Kocak e Mengi (2000), Nakhaei e Ghannad (2008), Spyrakos *et. al.* (2009), Tabatabaiefar e Massumi (2010) e Kausel (2010), as quais abordam a interação solo-estrutura em edifícios voltada para análises dinâmicas, focando muito a resposta sísmica das estruturas, por se tratar de um assunto crítico em muitas regiões do mundo expostas à ação destes fenômenos.

Dutta e Roy (2002) discutem em seu trabalho diferentes métodos para a modelagem da interação solo-fundação-estrutura, apontando os pontos fortes e as limitações de cada modelo presente na literatura. Defendem a idéia de que os projetos devem considerar a ISE pelo menos com a hipótese de Winkler, a qual, apesar de apresentar limitações, é de fácil aplicação e proporciona resultados razoáveis, isto é, mais realistas do que os apresentados pela idealização de estruturas com base fixa.

3 MÉTODOS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

Para se modelar uma estrutura com mais fidelidade à realidade da edificação construída, um dos fatores importantes é o conhecimento das características do solo na região onde será implantado o empreendimento. Através destes dados torna-se possível a simulação da interação solo-estrutura nos modelos estruturais, empregando-se molas (para representar a deformabilidade do solo) ou impondo-se deslocamentos (para simular os efeitos de recalques).

Para a obtenção das constantes de molas que representarão o solo, é necessária a obtenção do coeficiente de reação vertical (k_v), que nada mais é do que a relação entre a pressão aplicada no solo (σ) e o respectivo recalque (ρ) (Equação 3.1).

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (3.1)$$

A metodologia mais precisa para a consideração da deformabilidade do solo, segundo Scarlat (1993), seria através de uma análise interativa tridimensional, sendo o solo e a estrutura modelados como um sistema único, com consideração do solo até os limites em que os efeitos de tensão possam ser desprezados. Esse tipo de análise requer o emprego de métodos numéricos (por exemplo, o Método dos Elementos Finitos). Logo, por tamanha sofisticação, acaba sendo empregada, na maioria das vezes, somente no meio científico.

Embora menos precisa, uma maneira mais simplificada para considerar os efeitos da deformabilidade dos solos foi relatada por Scarlat (1993), empregando-se uma série de molas discretas sob a base da fundação, as quais são representadas pelo coeficiente de apoio elástico (mola) k_m , o qual é diretamente proporcional ao módulo de reação k_v e à área carregada A_f , conforme mostra a Equação 3.2.

$$k_v = \frac{k_m}{A_f} \quad (3.2)$$

Esta simplificação tem como base a Hipótese de Winkler, melhor explicada no item 4.1, e não considera a presença das molas adjacentes, logo, a tendência é que os erros sejam maiores no caso de solos pouco rígidos. Pela Hipótese de Winkler, a deformação vertical é dada pela Equação 3.3.

$$\rho(x, y) = \frac{\sigma(x, y)}{k_v} \quad (3.3)$$

Na qual:

$\sigma(x, y)$ é a tensão de contato média na base da fundação;

$\rho(x, y)$ é o deslocamento vertical (recalque);

k_v é o módulo ou coeficiente de reação vertical (depende do tipo de solo que compõe o maciço de fundação).

Caso se admita a hipótese de que a base da fundação permanecerá rígida após a deformação elástica do solo, pode-se adotar uma simplificação aproximada de variação linear das tensões, podendo-se assim, substituir-se o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação:

k_{mv} : coeficiente de mola para os deslocamentos verticais;

k_{mh} : coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais;

$k_{m\theta}$: coeficiente de mola para as rotações.

Com estes coeficientes de mola é possível se obter os deslocamentos pela Hipótese de Winkler, como mostram as Equações 3.4, 3.5 e 3.6:

$$\rho = \frac{N}{k_{mv}} = \frac{F}{k_v \cdot A_f} \quad (3.4)$$

$$v = \frac{H}{k_{mh}} = \frac{H}{k_v \cdot A_f} \quad (3.5)$$

$$\varphi = \frac{M}{k_{m\theta}} = \frac{M}{k_v \cdot I_f} \quad (3.6)$$

O módulo de reação k_v , não constitui uma propriedade do solo, mas sim, está atrelado a diversos fatores como a forma e dimensões da fundação, o tipo de construção e flutuações de carregamento.

É possível se determinar o coeficiente k_v através de tabelas típicas, por meio de ensaios de placa e correlações com as propriedades elásticas do maciço de solo, ou ainda pelo recalque vertical estimado.

3.1 Valores Padronizados

Na inexistência de dados precisos ou simplesmente na falta de ensaios realizados no maciço de solo ao qual será construída a obra, é possível se encontrar na bibliografia tabelas com valores típicos e/ou padronizados para o coeficiente de reação vertical.

Terzaghi (1955) sugere, através da Tabela 3.1, elaborada a partir de resultados obtidos de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado, valores padronizados para o módulo de reação vertical para diferentes características de solos.

Tabela 3.1: Valores de k_v (kN. m^{-3}) de acordo com Terzaghi (1955).

<i>Argilas</i>	<i>Rija</i>	<i>Muito Rija</i>	<i>Dura</i>
<i>q_u (MPa)</i>	<i>0,1 a 0,2</i>	<i>0,2 a 0,4</i>	<i>> 0,4</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>16.000 a 32.000</i>	<i>32.000 a 64.000</i>	<i>> 64.000</i>
<i>Valor proposto</i>	<i>24.000</i>	<i>48.000</i>	<i>96.000</i>
<i>Areias</i>	<i>Fofas</i>	<i>Mediamente Compacta</i>	<i>Compacta</i>
<i>Faixa de valores</i>	<i>6.000 a 19.000</i>	<i>19.000 a 96.000</i>	<i>96.000 a 320.000</i>
<i>Areia acima NA</i>	<i>13.000</i>	<i>42.000</i>	<i>160.000</i>
<i>Areia submersa</i>	<i>8.000</i>	<i>26.000</i>	<i>96.000</i>

qu corresponde à resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata.

Moraes (1976) propôs a Tabela 3.2 para que, na falta de ensaios apropriados, seja possível a adoção de valores para o módulo de reação vertical, mesmo que de forma aproximada.

Tabela 3.2: Valores de k_v (kN. m^{-3}) de acordo com Moraes (1976).

<i>Tipo de solo</i>	<i>k_v (KN.m⁻³)</i>
<i>Turfa leve - solo pantonoso</i>	<i>5.000 a 10.000</i>
<i>Turfa pesada - solo pantonoso</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Areia fina de praia</i>	<i>10.000 a 15.000</i>
<i>Aterro de silte, de areia e cascalho</i>	<i>10.000 a 20.000</i>
<i>Argila molhada</i>	<i>20.000 a 30.000</i>
<i>Argila úmida</i>	<i>40.000 a 50.000</i>
<i>Argila seca</i>	<i>60.000 a 80.000</i>
<i>Argila seca endurecida</i>	<i>100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e pedra</i>	<i>80.000 a 100.000</i>
<i>Silte compactado com areia e muita pedra</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho miúdo com areia fina</i>	<i>80.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho médio com areia fina</i>	<i>100.000 a 120.000</i>
<i>Cascalho grosso com areia grossa</i>	<i>120.000 a 150.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia</i>	<i>150.000 a 200.000</i>
<i>Cascalho grosso com pouca areia compactada</i>	<i>200.000 a 250.000</i>

Esta não é certamente a forma mais adequada para se obter o coeficiente de reação vertical de um maciço de solo, porém, trata-se de uma solução aproximada a qual ajuda na constituição de modelagens mais próximas da realidade, permitindo a consideração da deformabilidade do solo.

3.2 Ensaio de Placa

Além da forma analítica ou teórica para previsão de recalques imediatos de sapatas, também é possível o método experimental, por meio de provas de carga sobre placa.

O ensaio de placa é, segundo Décourt e Quaresma Filho (1996), a maneira mais adequada para obter as características carga-recalque das fundações, porém não possui utilização freqüente devido a fatores como o alto custo e longo período de tempo para sua execução, o que acaba por limitar a quantidade de repetições a números estatisticamente não significativos. Além disso, limita-se também pela necessidade de extrapolação dos resultados e identificação do conceito de ruptura.

A prova de carga em placa trata-se de um ensaio de compressão realizado diretamente na superfície ou em determinada profundidade do terreno, por meio de uma placa metálica e rígida, com área não inferior a 0,5 m². São aplicadas cargas

verticais no centro da placa, em estágios, medindo-se as deformações simultaneamente aos incrementos de carga. O ensaio procura reproduzir o comportamento da fundação sob a ação das solicitações provenientes da superestrutura, sendo a cota de realização do ensaio definida de acordo com as necessidades do projeto. Os resultados são apresentados em forma de gráficos de pressão versus recalque.

Cintra e Albiero (1998) salientam que as provas de carga servem para, além de estimar o recalque imediato de uma fundação, a determinação da taxa de trabalho do solo.

Segundo Mello e Teixeira (1968), este ensaio é realizado em um modelo que procura reproduzir o comportamento de uma fundação em escala quase real, onde as deformações do solo subjacente à sapata podem se dar de duas formas: uma resulta da redução de volume por compressibilidade e a outra é uma deformação do tipo cisalhante, resultando em uma mudança de forma. A soma dessas deformações representa o recalque total sofrido.

O ensaio possui maior aplicabilidade em terrenos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, logo, sendo primeiramente empregado em terrenos pedregulhosos, arenosos e silto-arenosos (em qualquer grau de saturação), e em segundo lugar, em terrenos argilosos e silto-argilosos (com baixo grau de saturação) (BARATA, 1984).

Alonso (1991), afirma que o resultado obtido por uma prova de carga sobre placas só pode ser transferido para a fundação real se os bulbos de pressões de ambos estiverem contidos em solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade. Daí a importância de se conhecer o perfil geotécnico do solo em questão para evitar-se interpretações equivocadas de seu comportamento. No caso da existência de camadas compressíveis mais profundas, não solicitadas pela placa mas sim pela fundação, a prova de carga só terá valor se o tamanho da placa for aumentado de forma que o bulbo de tensões possa englobar esta camada.

3.2.1 Curva Tensão-Recalque

A curva tensão-recalque obtida através dos ensaios de placa serve como a principal fonte de informação para o projeto de fundações superficiais. A magnitude dos recalques medidos e a forma das curvas não dependem somente das

propriedades físicas e mecânicas e da história de carregamento do solo, mas também sofrem influência da dimensão e forma da placa, assim como dos procedimentos de preparação do ensaio.

Na maioria dos casos, a curva tensão-recalque pode ser representada entre os dois casos extremos indicados na Figura 3.1. Segundo Terzaghi (1943), se o solo é bastante compacto ou rijo, a curva tensão-recalque é semelhante à curva C_1 , com uma tensão de ruptura σ_r bem definida. Se o solo é fofo ou mole, então a curva se assemelha à C_2 , sem nítida definição do valor da tensão de ruptura. Neste caso, a capacidade de carga pode ser admitida igual à abscissa σ'_r , do ponto em que a curva de recalque torna-se retilínea.

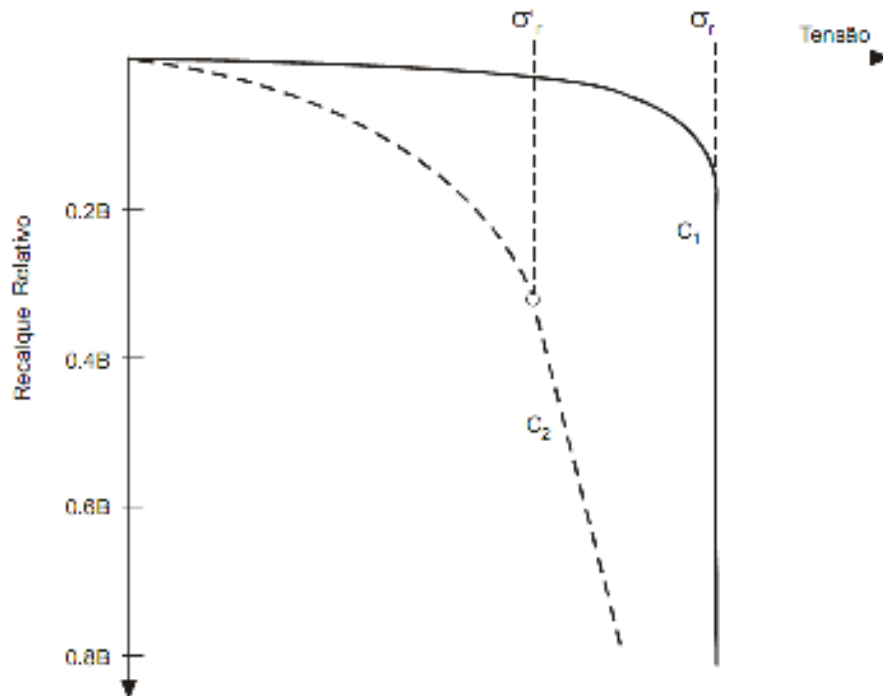


Figura 3.1 – Curvas tensão-recalque típicas (TERZAGHI, 1943).

Mesmo que a tensão de ruptura do solo não se caracterize com a realização da prova de carga, ao ser identificado que se trata de uma ruptura física, pode-se estimar a capacidade de carga ajustando a curva tensão-recalque a uma equação matemática, como por exemplo, o critério de Van der Veen (1953) ou de Chin (1970). Não sendo ruptura física, recorre-se, normalmente, a um critério de ruptura convencional para sua determinação.

3.2.2 Interpretação dos resultados

a) Coeficiente de reação vertical do solo

Também chamado coeficiente de recalque ou módulo de reação, a constante de proporcionalidade k_v pode ser obtida através do ensaio de placa, representando a deformabilidade dos solos.

Segundo Cintra *et al.* (2003), este coeficiente pode ser alcançado ajustando-se uma reta ao trecho inicial da curva tensão-recalque, sendo calculado pela Equação 3.7.

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (3.7)$$

onde k_v é o coeficiente de reação vertical, σ é a tensão aplicada à placa e ρ é o recalque.

Para Velloso *et al.* (1998), em uma dada curva pressão-recalque a inclinação em seu trecho inicial é o próprio coeficiente. Caso esta curva apresente uma forte não-linearidade, o valor de k_v representativo pode ser obtido a partir da faixa de pressões previstas, após ciclos de carga.

Segundo Velloso e Lopes (2004), o módulo de reação vertical definido com ensaios de placa necessita ser corrigido em função da dimensão e da forma da fundação real, conforme ilustram as equações (3.8) e (3.9). Essa correção é necessária uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo. Nas equações $B_{\text{Fundação}}$ é a menor dimensão da base da sapata, B_{Placa} é a menor dimensão da placa, $A_{\text{Fundação}}$ é a área da base da fundação e A_{Placa} é a área da placa.

Para solos arenosos:

$$(k_v)_{\text{Fundação}} = (k_v)_{\text{Placa}} \left(\frac{B_{\text{Fundação}} + B_{\text{Placa}}}{2B_{\text{Fundação}}} \right)^2 \quad (3.8)$$

Para solos argilosos rijos a muito rijos:

$$(k_v)_{\text{Fundação}} = (k_v)_{\text{Placa}} \frac{A_{\text{Placa}}}{A_{\text{Fundação}}} \quad (3.9)$$

b) *Previsão de recalques*

Recalques imediatos de sapatas, tanto em solos argilosos como arenosos, podem ser estimados através de resultados de provas de carga em placa.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003), em argilas sobreadensadas pode-se supor que, para uma mesma tensão aplicada, os recalques imediatos cresçam linearmente com a dimensão da sapata.

Logo, determinado o recalque ρ_p numa placa circular de diâmetro B_p , para uma certa tensão σ de interesse, o recalque imediato ρ_s de uma sapata com diâmetro B_s , sob a mesma tensão, é dado pela Equação 3.10. Para sapatas retangulares ou com formas irregulares pode-se considerar uma sapata circular de área equivalente.

$$\rho_s = \rho_p \left(\frac{B_s}{B_p} \right) \quad (3.10)$$

Baseados em dados empíricos derivados de provas de carga em modelo reduzido em areia, de ensaios de placa em camadas de areia relativamente homogênea e de observações de recalques de edifícios, Terzaghi e Peck (1948) apresentam a Equação 3.11 para extrapolar recalques de placa quadrada (ρ_p) de 0,30 m de lado para recalques de sapatas quadradas (ρ_s) com largura B_s em metros.

$$\rho_s = \rho_p \left(\frac{2B_s}{B_s + 0,30} \right)^2 \quad (3.11)$$

Desta equação, constata-se que o recalque da placa circular de diâmetro 0,80 m (com área equivalente a uma placa quadrada de 0,70 m) recomendada pela norma brasileira, corresponde ao dobro do recalque da placa quadrada de 0,30 m. Logo, para aplicação da extrapolação de Terzaghi e Peck (1948) da placa indicada pela norma brasileira para sapata com lado B_s , o recalque deveria ser dividido por dois.

c) *Tensão admissível*

A interpretação dos resultados de uma prova de carga em placa deve atender aos critérios de ruptura e recalques, sendo estes requisitos básicos em qualquer projeto de fundações.

Interpretações para a obtenção da tensão admissível quando a curva tensão-recalque evidencia ou não a ruptura são realizadas por Cintra, Aoki e Albiero (2003).

Primeiramente, a tensão admissível σ_a é obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a 2,0 em relação ao valor da tensão de ruptura σ_r (Equação 3.12):

$$\sigma_a \leq \left(\frac{\sigma_r}{2}\right) \quad (3.12)$$

Visando satisfazer o critério de recalque, aplica-se um fator de segurança igual a 1,5 à tensão que provoca o recalque máximo ($\sigma_{p \text{ máx}}$), ou então, determina-se a tensão correspondente ao recalque admissível (Equações 3.13 e 3.14):

$$\sigma_a \leq \left(\frac{\sigma_{p \text{ máx}}}{1,5}\right) \quad (3.13)$$

ou

$$\rho_a \leftrightarrow \sigma_a \quad (3.14)$$

Quando a curva tensão-recalque passa a não evidenciar a ruptura, ou seja, quando a tensão passa a aumentar continuamente de forma quase linear com os

recalques, pode-se adotar o critério de Boston, o qual foi desenvolvido para placa quadrada de 0,30 m de lado e considera que a tensão admissível corresponde ao menor dos seguintes valores (Equação 3.15):

$$\sigma_a \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{10} \\ \frac{\sigma_{25}}{2} \end{array} \right\} \quad (3.15)$$

onde σ_{10} é a tensão que provoca um recalque de 10 mm na placa e σ_{25} é a que provoca recalque de 25 mm na mesma.

3.3 Recalque vertical estimado

Como já sabido, a hipótese de apoios fixos para pilares, geralmente feito no cálculo estrutural, é pouco realista. Ao se aplicar carga em uma fundação direta, inevitavelmente ocorrerão recalques.

O recalque é o deslocamento vertical, para baixo, sofrido pela estrutura em relação a uma superfície indeformável devido à deformação do solo. É classificado em recalque absoluto (ρ), aquele sofrido por uma sapata em isolado, e relativo (δ), aquele ocorrido entre duas sapatas. Além disso, têm-se o recalque diferencial específico ou distorção angular (δ/l), sendo “l” a distância entre as sapatas.

Os recalques seriam praticamente uniformes caso os subsolos fossem homogêneos e as sapatas tivessem as mesmas dimensões. Porém, ao contrário disto, o solo possui grande variabilidade e as sapatas costumam alterar muito seus tamanhos a depender das diferentes cargas recebidas por cada pilar.

O mais preocupante em uma estrutura são os recalques diferenciais, os quais podem ser previstos indiretamente pela grandeza dos recalques absolutos, uma vez que, geralmente, são maiores quando estes também os são. (Cintra *et al.*, 2003).

Os recalques absolutos são constituídos por uma parcela do recalque imediato e outra do recalque por adensamento. Para efeito de estudo, serão abordados somente os recalques imediatos, por serem estes, responsáveis pela maior parcela dos recalques.

3.3.1 Recalque em argilas

3.3.1.1 Teoria da Elasticidade

O recalque imediato estimado pela teoria da elasticidade considera a forma, a rigidez e a largura das sapatas (B), considerando-as apoiadas sobre uma camada argilosa semi-infinita, homogênea, com módulo de elasticidade constante com a profundidade (E). Sendo σ a tensão média na superfície de contato entre a base da sapata e a camada de argila, o recalque imediato é dado pela Equação 3.16 a seguir.

$$\rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] \cdot I_\rho \quad (3.16)$$

Na qual:

“ ν ” o coeficiente de Poisson do solo;

“ I_ρ ” o fator de influência (depende da forma e rigidez da sapata).

O fator de influência I_ρ pode ser retirado da Tabela 3.3, sugerida por Cintra *et al.* (2003), conforme adaptações feitas em Perloff & Baron (1976).

Tabela 3.3: Fator de influência I_ρ .

<i>Sapata Flexível</i>				<i>Rígida</i>
<i>Forma</i>	<i>Centro</i>	<i>Canto</i>	<i>Médio</i>	
<i>Circular</i>	1,00	0,64*	0,85	0,79
<i>Quadrada</i>	1,12	0,56	0,95	0,99
<i>L/B = 1,5</i>	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	

*Borda.

A partir da Equação 3.17, pode-se obter o coeficiente de reação vertical, admitindo-se o solo como uma camada semi-infinita, homogênea.

$$k_v = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot I_p} \quad (3.17)$$

onde “E” é o módulo de elasticidade do solo; “ ν ” é o coeficiente de Poisson do solo; “B” a menor dimensão da base da sapata e “ I_p ” é o fator de influência da fundação.

Pela Equação 3.17 é possível observar que, quanto maior for a fundação, (lado B), menor será o coeficiente k_v . Além disso, quanto mais a formato da fundação se distanciar do quadrado ou do círculo, tendendo assim para uma forma retangular mais alongada, também será menor o valor de k_v .

Segundo Cintra *et al.* (2003), pode-se observar que o recalque no centro de uma sapata quadrada flexível é o dobro do apresentado nos cantos. Logo, para passar de sapata flexível para rígida, as tensões de contato devem se acentuar nas bordas e ser aliviadas na região central. No caso de areias a situação é contrária, os recalques de uma sapata flexível são menores no centro devido ao efeito de confinamento. Por isso, as tensões de contato na base da sapata rígida devem ser acentuadas no centro e reduzidas nas bordas.

É notável então que a rigidez da placa e o tipo de solo influenciam a forma de distribuição das tensões desenvolvidas entre uma placa uniformemente carregada e o solo.

3.3.1.2 Camada finita

Para casos em que a camada de argila deformável for finita, estando sobreposta a outra que possa ser considerada indeformável ou rígida, a Equação 3.16 precisa ser adaptada.

Considerando uma sapata retangular de dimensões B (largura) e L (comprimento), apoiada a uma profundidade h da superfície do terreno e sendo a camada compressível com espessura H a partir da base da sapata, Janbu *et al.* (1956), *apud* Simons & Menzies (1981) adaptaram a fórmula para o caso particular de deformações a volume constante ($\nu = 0,5$), típico comportamento de argilas

saturadas em condições não-drenadas. Com isso, o recalque médio em sapatas flexíveis passa a ser calculado pela Equação 3.18:

$$\rho_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E} \quad (3.18)$$

Sendo μ_0 e μ_1 apresentados na Figura 3.2, através de curvas da relação L/B em função de h/B e H/B.

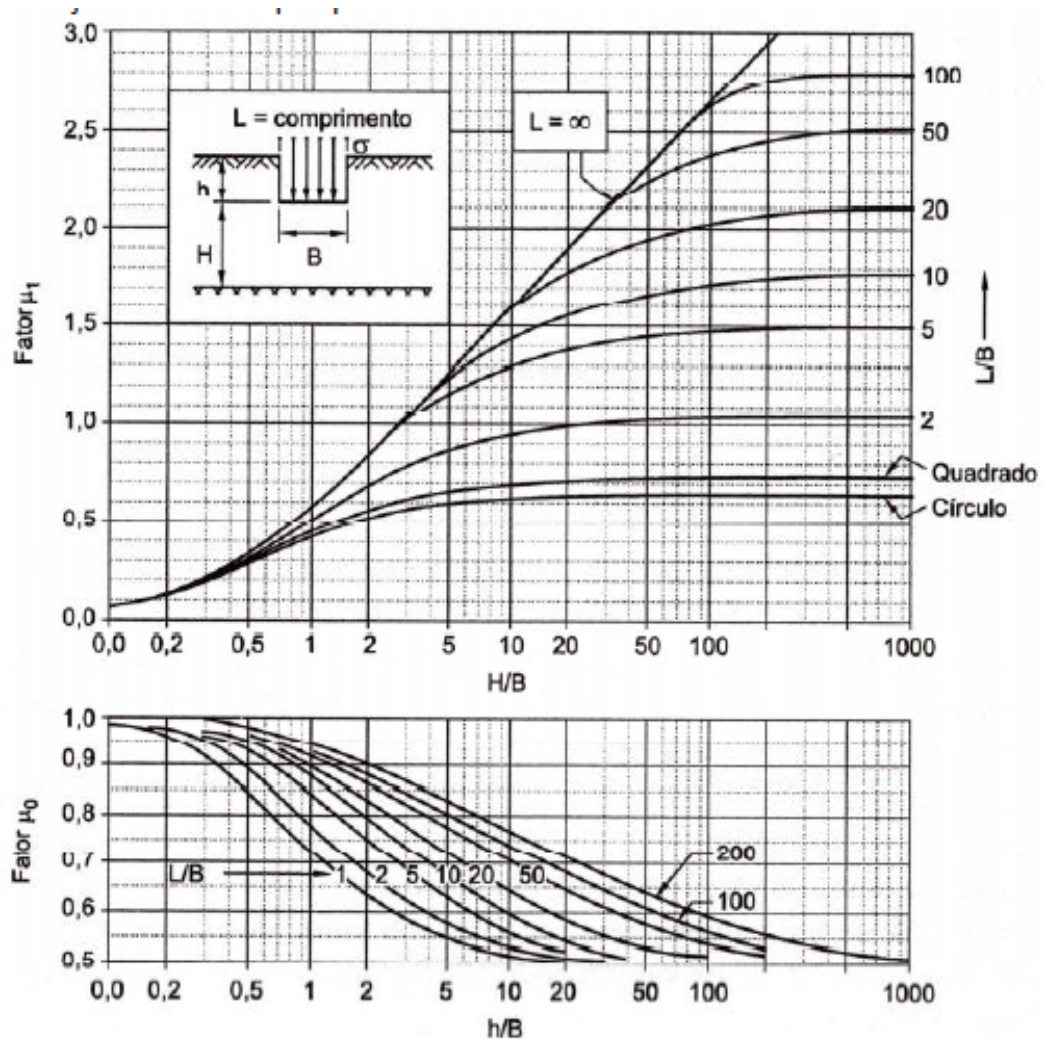


Figura 3.2 – Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa finita (Janbu et al., 1956, apud Simons & Menzies, 1981).

3.3.1.3 Subcamadas argilosas

Uma camada argilosa compressível pode ser composta de subcamadas com diferentes valores de módulo de elasticidade.

Simons & Menzies (1981) utilizam, para casos como este, a mesma Figura 3.2 substituindo o sistema constituído de várias subcamadas por uma camada hipotética apoiada numa base rígida, sendo a profundidade desta camada, sucessivamente aumentada a fim de incorporar cada subcamada seguinte com os valores correspondentes de E, calculando-se assim os recalques. O recalque de cada subcamada é obtido subtraindo-se o efeito da camada hipotética, situada acima da subcamada real. Logo, para a obtenção do valor do recalque total devem ser somados os valores obtidos individualmente.

Essa metodologia também pode ser utilizada, segundo os autores, no caso em que as subcamadas possuem E crescente com a profundidade, tomando o valor médio em cada subcamada. Com isso, torna-se possível a aplicação desta metodologia mesmo que as subcamadas não sejam argilosas.

3.3.1.4 Pesquisa do indeformável

Mesmo que a superfície rígida esteja bastante profunda, isto é, várias subcamadas compressíveis com módulo de elasticidade crescente com a profundidade, não há necessidade de se calcular a contribuição de todas as subcamadas, uma vez que, se tornarão cada vez menos significativas quanto mais profundas. Logo, considera-se como última subcamada de interesse aquela que apresentar um recalque inferior a 10% do recalque total, incluindo esta.

Na prática, dado um perfil de solo com as características de deformabilidade das várias camadas, a posição do "indeformável" pode estar mais ou menos profunda, a depender, principalmente, das dimensões das sapatas. A pesquisa do "indeformável", caso a caso, pode inclusive apontar sua posição como sendo o topo de uma camada ainda deformável.

3.3.2 Recalques em areias

A Teoria da Elasticidade é originalmente aplicável apenas para a estimativa de recalque imediato em materiais que apresentam módulo de elasticidade (E) constante com a profundidade, que é o caso das argilas sobreadensadas, mas não é o caso das areias.

Entretanto, com a introdução dos fatores μ_0 e μ_1 , também é possível aplicar a Teoria da Elasticidade a solos arenosos, subdividindo-os em camadas e considerando o valor médio de E para cada camada. Segundo D'Appolonia *et al.* (1970), o resultado será razoavelmente satisfatório se o valor médio for bem escolhido.

Mas em sua utilização em areias, deve -se introduzir um fator de majoração de 1,21 para corrigir os fatores μ_0 e μ_1 , desenvolvidos para $\nu = 0,5$ (argilas saturadas), conforme as Equações 3.19 e 3.20.

$$\rho_i = 1,21 \cdot \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E} \quad (3.19)$$

Sendo que o fator 1,21 vem da relação:

$$\frac{1 - 0,3^2}{1 - 0,5^2} = 1,21 \quad (3.20)$$

O termo 0,3 representa o coeficiente de Poisson adotado para a areia.

Também adaptado da Teoria da Elasticidade, outro método para a estimativa de recalque de sapatas em areias foi proposto por Schmertmann, em 1970, e aprimorado em 1978. Além disso, na literatura há uma variedade de métodos empíricos, alguns deles usando correlações com N (número de golpes necessários para a penetração de 30 cm do amostrador-padrão Raymond no solo, após a cravação inicial de 15 cm obtido pela queda livre de um martelo de 650 N a uma altura de 75 cm), mas com resultados geralmente insatisfatórios.

3.3.2.1 Método de Schmertmann (1970)

Dado um carregamento uniforme σ , atuando na superfície de um semi-espaço elástico, isotrópico e homogêneo, com módulo de elasticidade E , a deformação específica vertical ε_z na profundidade z , sob o centro do carregamento, pode ser expressa pela Equação 3.21.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E} I_z \quad (3.21)$$

sendo I_z o fator de influência na deformação (Figura 3.3).

O autor pesquisou a variação da deformação vertical sob sapatas rígidas em solos arenosos homogêneos ao longo da profundidade, através de análises teóricas, estudos em modelos e simulações pelo Método dos Elementos Finitos.

Foi observado que a deformação máxima não ocorre no contato com a base da sapata, mas a uma certa profundidade, em torno de $z = B/2$, em que B é a largura da sapata. A partir dessa profundidade, as deformações diminuem gradualmente e podem ser desprezadas depois de $z = 2B$.

O autor propôs, então, para o cálculo de recalque de sapatas rígidas em areia, uma distribuição triangular aproximada do fator de influência na deformação, conforme a Figura 3.3.

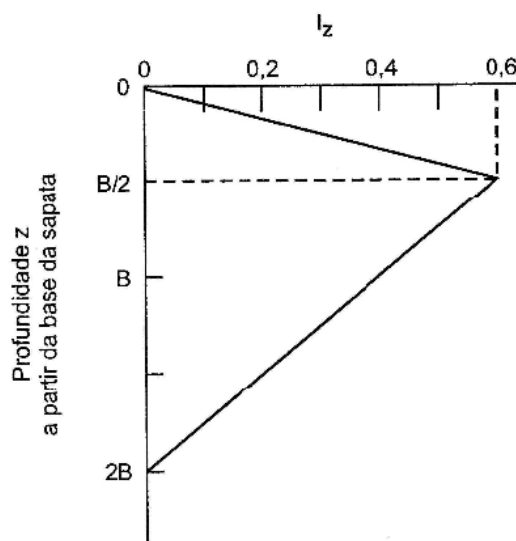


Figura 3.3 - Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970).

a) Embutimento da sapata

O método define um fator de correção do recalque C_1 (Equação 3.22), o qual está atribuído ao fato de que, considerando-se um maior embutimento da sapata no solo, o recalque pode ser reduzido em até 50%.

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{q}{\sigma^*}\right) \geq 0,5 \quad (3.22)$$

onde:

q = tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação (sobrecarga);

σ^* = tensão "liquida" aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$).

Logo, quando a sapata se encontra na superfície do terreno ($q = 0$) essa redução inexistente, já quando a profundidade de embutimento resulta em $q = \sigma/2$ (ou $q = \sigma^*$), a mesma torna-se máxima.

b) Efeito do tempo

Um fator de correção C_2 (Equação 3.23) também é adotado, uma vez que, o monitoramento de sapatas em areia mostra que, além do recalque imediato, outra parcela de recalque se desenvolve com o tempo, à semelhança da compressão secundária em argila.

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) \quad (3.23)$$

onde:

t = tempo, expresso em anos.

Na análise somente do recalque imediato, sem avaliação do acréscimo com o tempo, considera-se $C_2 = 1$.

c) Formulação

O recalque de sapatas rígidas em areia é dado através do somatório de recalques de n camadas consideradas homogêneas, na profundidade de 0 a $2B$, incluindo os efeitos do embutimento e do tempo, conforme a Equação 3.24:

$$\rho_i = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left[\frac{I_z}{E} \cdot \Delta_z \right]_i \quad (3.24)$$

onde:

I_z = fator de influência na deformação à meia altura da i -ésima camada;

E = módulo de elasticidade da i -ésima camada;

Δ_z = espessura da i -ésima camada.

É justificável se utilizar a tensão líquida, pois a parcela correspondente à sobrecarga representa a reposição do alívio de tensões provocado pela escavação e, portanto, não deve gerar recalque. Em fundações rasas, tanto faz se utilizar ou não a tensão líquida, pois o valor do recalque pouco irá se alterar. Porém, em fundações profundas, a diferença passa a ser considerável.

O valor médio de I_z , em cada camada, pode ser facilmente obtido por semelhança de triângulos ou pelas Equações 3.25 e 3.26:

$$I_z = 1,2 \cdot z/B \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (3.25)$$

$$I_z = 0,4 \cdot (2 - z/B) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (3.26)$$

onde z é a profundidade contada a partir da base da sapata.

d) Módulo de elasticidade

Para a estimativa do módulo de elasticidade de cada camada, o método mostra uma correlação para as areias da região de Gainesville, Flórida, EUA, pela qual (Equação 3.27):

$$E = 2 \cdot q_c \quad (3.27)$$

em que q_c = resistência de ponta do ensaio de cone.

Apesar de preferir a obtenção do módulo de elasticidade diretamente do ensaio de cone, no caso de haver apenas resultados de SPT o autor aceita o uso de correlações do tipo (Equação 3.28):

$$K = \frac{q_c}{N_{SPT}} \quad (3.28)$$

em que N_{SPT} é o número de golpes para penetrar 30 cm.

Em função do tipo de solo, o autor propõe os valores de K apresentados na Tabela 3.4, considerados conservadores.

Tabela 3.4: Valores de K em função do tipo de solo (Schmertmann,1970).

Tipo de solo	K (MPa)
Siltos e siltes arenosos	0,20
Areias finas a médias e areias pouco siltosas	0,35
Areias grossas e areais pouco pedregulhosas	0,50
Pedregulhos arenosos e pedregulhos	0,60

Já Teixeira e Godoy (1996) propõem as Equações 3.29, 3.30 e 3.31 para determinação do módulo de elasticidade em diferentes tipos de solo:

$$E = 3 \cdot q_c \text{ (solos arenosos)} \quad (3.29)$$

$$E = 5 \cdot q_c \text{ , (solos siltosos)} \quad (3.30)$$

$$E = 7 \cdot q_c \text{ (solos argilosos)} \quad (3.31)$$

Também é sugerida por estes autores a Tabela 3.5 para a obtenção do valor K, em função do tipo de solo, para utilização na Equação 3.28, caso os dados disponíveis sejam provenientes de ensaio SPT.

Tabela 3.5: Valores de K de acordo com Teixeira e Godoy (1996).

Tipo de Solo	$K_{s,zT}$ (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

3.3.2.2 Método de Schmertmann (1978)

A fim de aperfeiçoar o método de 1970, Schmertmann introduziu modificações em 1978, as quais têm o objetivo principal de separar os casos de sapata corrida (deformação plana) e de sapata quadrada (assimetria). Para isso, foram propostos dois novos diagramas para a distribuição do fator de influência na deformação, conforme mostra a Figura 3.4.

Dependendo do caso - sapata quadrada $z = B/2$ e sapata corrida $z = B$ - o valor máximo de I_z ocorre em diferentes profundidades, deixando de ser constante e igual a 0,6, podendo agora ser obtido pela Equação 3.32.

$$I_{z \text{ máx}} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (3.32)$$

sendo σ_v a tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z \text{ máx}}$.

Logo, o valor de $I_{z \text{ máx}}$ aumenta com a tensão líquida aplicada pela sapata. Para a relação σ^*/σ_v aumentando de 1 para 10, por exemplo, o valor de $I_{z \text{ máx}}$ passa de 0,60 para 0,82.

Pelo diagrama, pode-se observar que a profundidade z atinge $4B$ para sapata corrida ($L/B > 10$) e na profundidade $z = 0$, correspondente à base da sapata, o valor

de I_z não mais é nulo, mas sim, 0,1 para sapata quadrada e 0,2 para sapata corrida, deixando, assim, de ser triangular (Figura 3.4).

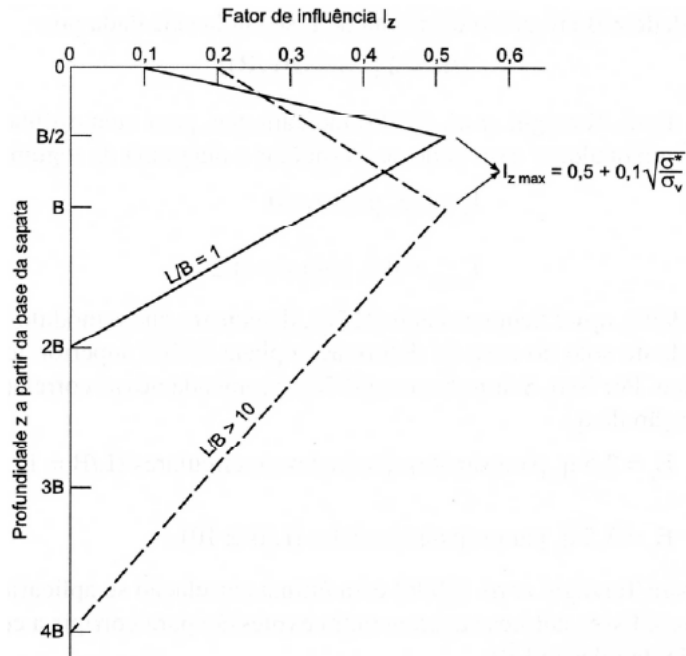


Figura 3.4 – Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann *et al.*, 1978).

O valor médio de I_z , em cada camada, pode ser obtido por semelhança de triângulos pelas seguintes equações na variável z (profundidade contada a partir da base da sapata), conforme as Equações de 3.33 a 3.36:

Sapata quadrada:

$$I_z = 0,1 + 2 (I_{z \text{ máx}} - 0,1) z/B \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (3.33)$$

$$I_z = (2/3) I_{z \text{ máx}} (2 - z/B) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (3.34)$$

Sapata corrida:

$$I_z = 0,2 (I_{z \text{ máx}} - 0,2) z/B \quad \text{para } z \leq B \quad (3.35)$$

$$I_z = (1/3) I_{z \text{ máx}} (4 - z/B) \quad \text{para } B \leq z \leq 4B \quad (3.36)$$

Schmertmann *et al.*(1978) recomenda, para o caso de sapatas intermediárias ($1 < L/B < 10$), resolver pelos dois casos (sapata quadrada e sapata corrida) e interpolar. Enquanto isso, Terzaghi *et al.* (1996) sugerem um cálculo direto, considerando que a profundidade z/B em que o diagrama de I_z se anula seja dada pela Equação 3.37:

$$z/B = 2. \left[1 + \log \left(\frac{L}{B} \right) \right] \quad (3.37)$$

Além disso, Terzaghi *et al.* (1996) indicam que, para uma estimativa simplificada, em qualquer caso pode-se considerar o diagrama da seguinte forma (Equações 3.38 e 3.39):

$$I_z = 0,2 \quad (z = 0) \quad (3.38)$$

$$I_{z \text{ máx}} = 0,6 \quad (z = B/2) \quad (3.39)$$

Schmertmann *et al.*(1978) recomenda novas correlações para E em função de q_c (Equações 3.40 e 3.41) pelo fato de Lee (1970), *apud* Schmertmann *et al.* (1978), ter demonstrado que o módulo de elasticidade do solo no caso de deformação plana é 40% superior ao do caso assimétrico.

$$E = 2,5 q_c \quad \text{para sapatas quadradas ou circulares } (L/B = 1) \text{ e} \quad (3.40)$$

$$E = 3,5 q_c \quad \text{para sapatas corridas } (L/B > 10) \quad (3.41)$$

A fim de corrigir a correlação em função da relação L/B , Terzaghi *et al.* (1996) sugerem outra expressão, uma vez que, para estes, essa última correlação se aplicaria ao caso assimétrico (Equação 3.42).

$$E = 3,5. \left[1 + 0,4. \log \left(\frac{L}{B} \right) \right]. q_c \quad (3.42)$$

3.3.3 Método de Aoki-Lopes (1975)

O método de AOKI-LOPES (1975), também derivado da Teoria da Elasticidade, emprega a equação de MINDLIN (1936) para o cálculo do recalque e o procedimento de STEINBRENNER (1934) para considerar a estratigrafia do maciço de solos.

3.3.3.1 Solução de MINDLIN (1936)

Para o caso mais geral de uma carga concentrada aplicada em um ponto interno de uma massa sólida tridimensional, semi-infinita, isotrópica, homogênea e elástica-linear, pode-se calcular o deslocamento vertical utilizando-se a Equação de MINDLIN (1936), conforme a Figura 3.5.

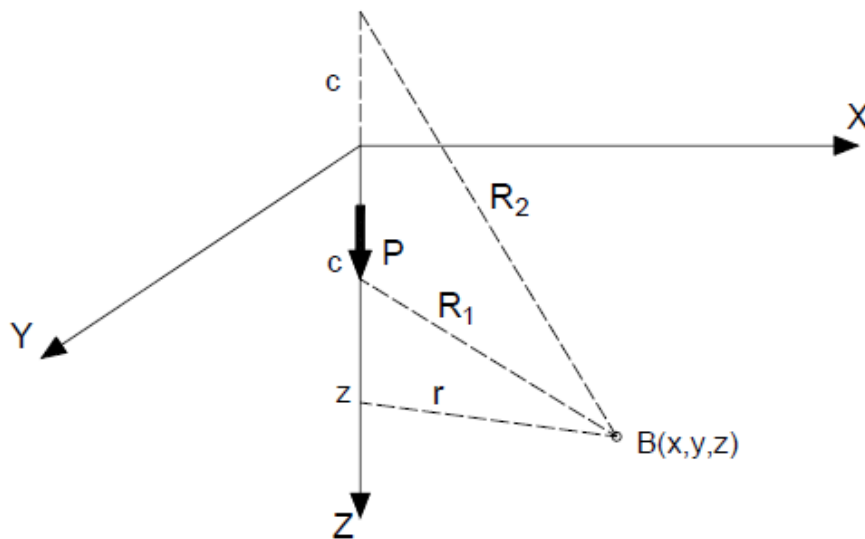


Figura 3.5 - Meio elástico semi-infinito – Solução de MINDLIN (1936)

O recalque na direção z , no ponto B de coordenadas X, Y, Z , provocado por uma carga concentrada P é determinado por (Equação 3.43):

$$\delta = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.43)$$

onde

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

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$$

E= módulo de elasticidade do solo;

P= carga aplicada dentro do meio contínuo (maciço de solo);

B(x,y,z) é o ponto no qual se deseja calcular o recalque.

No caso de sapata, o carregamento vertical é aplicado ao maciço de solo como carga distribuída e não como carga concentrada.

Com o método proposto por AOKI-LOPES (1975), o recalque provocado por um carregamento uniformemente distribuído de uma sapata com dimensões em planta iguais a L1 e L2 pode ser obtido com a integração numérica da Equação 3.44:

$$\delta_t = \iint_{00}^{L1L2} \delta \, dx \, dy \quad (3.44)$$

Pode-se discretizar a superfície carregada (base da sapata) em um número de divisões suficientes para obter com precisão o valor numérico da integral da Equação 3.44, conforme a Figura 3.6.

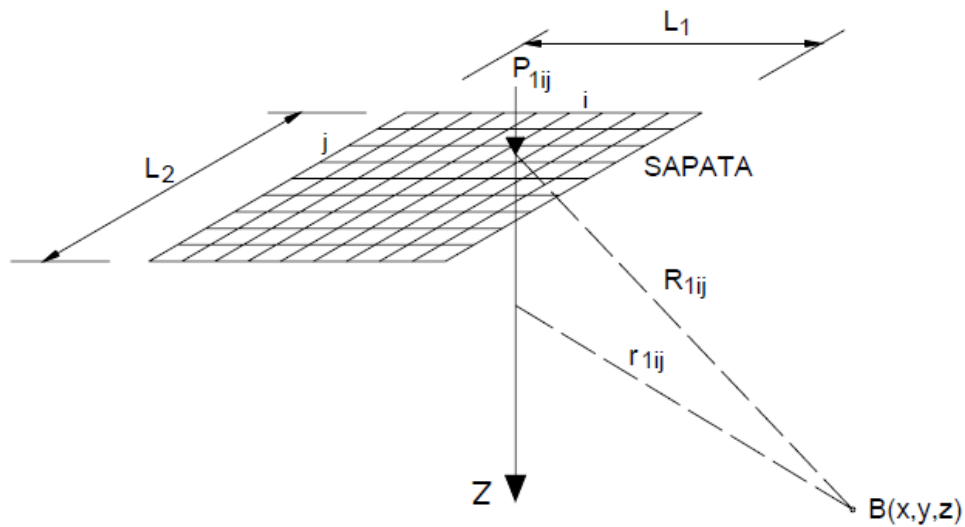


Figura 3.6 - Discretização da superfície carregada (AOKI-LOPES, 1975)

Na prática, o método permite o cálculo do recalque no ponto desejado B à partir de uma série de cargas pontuais P_{ij} atuantes nos elementos ij da discretização. Assim, por superposição de efeitos, o recalque no ponto B pode ser obtido por (Equação 3.45):

$$\delta_t = \sum_{i=1}^{ndivx} \sum_{j=1}^{ndivy} \delta_{ij} \quad (3.45)$$

Na qual:

δ_{ij} = recalque produzido pela carga pontual P_{ij} do elemento ij , calculado com a Equação 3.46;

$$P_{ij} = \frac{P}{(ndivx) \cdot (ndivy)}$$

$ndivx$ = número de divisões em x da base da sapata;

$ndivy$ = número de divisões em y da base da sapata.

Por superposição de efeitos, também é possível calcular o recalque no ponto desejado B decorrente do carregamento de mais de uma sapata (Equação 3.46):

$$\delta_t = \sum_{k=1}^{nsap} \left(\sum_{i=1}^{ndivx} \sum_{j=1}^{ndivy} \delta_{ij,k} \right) \quad (3.46)$$

Onde:

$\delta_{ij,k}$ = recalque produzido pela carga pontual P_{ij} do elemento ij da sapata k ;

$nsap$ = número de sapatas do terreno.

3.3.3.2 Procedimento de STEINBRENNER (1934)

As fórmulas apresentadas por MINDLIN partem da hipótese de que o solo é um meio homogêneo e semi-infinito. Esta hipótese, aplicada isoladamente, apresenta alguns inconvenientes:

- A consideração de espaço semi-infinito deformável conduz a valores exagerados para os recalques;
- O solo natural apresenta estratificação e camada indeslocável em uma determinada profundidade.

Para levar em conta a presença de diferentes camadas (estratificação) e da camada indeslocável, pode-se recorrer ao artifício proposto por STEINBRENNER (1934). Segundo o referido autor, o encurtamento de uma camada de solo pode ser calculado a partir de (Equação 3.47):

$$W = \delta_1 - \delta_2 \quad (3.47)$$

Onde:

δ_1 é o recalque para z igual à cota inicial da camada, considerando-a como se fosse semi-infinita;

δ_2 é o recalque para z igual à cota final da camada, considerando-a como se fosse semi-infinita;

Notar que δ_1 e δ_2 podem ser obtidos a partir da solução de Mindlin.

Para mais de uma camada, o encurtamento total do maciço de solos é igual à soma dos encurtamentos de todas as camadas (superposição de efeitos). A título de exemplo, considera-se a presença de duas camadas, conforme a Figura 3.7:

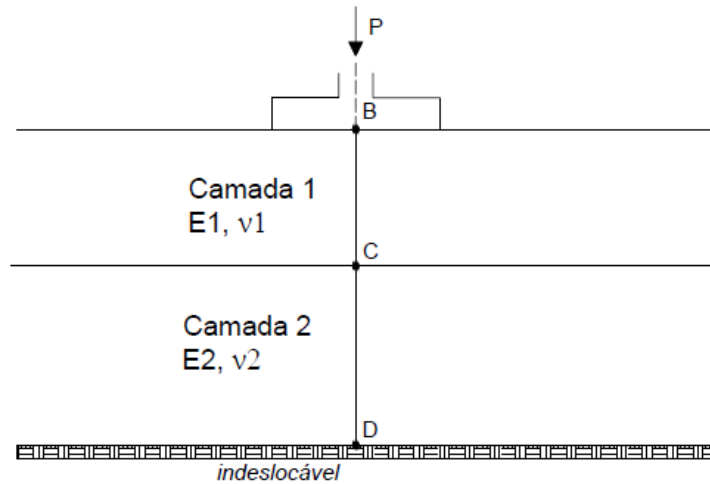


Figura 3.7 - Generalização do procedimento de STEINBRENNER (1934)

De acordo com o artifício de STEINBRENNER, o recalque no ponto B devido à carga vertical P pode ser obtido pela soma dos encurtamentos de cada camada (Equação 3.48):

$$\delta = W_1 + W_2 = (\delta_{B1} - \delta_{C1}) + (\delta_{C2} - \delta_{D2}) \quad (3.48)$$

Sendo:

δ_{B1} = recalque em B considerando todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

δ_{C1} = recalque em C considerando todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

δ_{C2} = recalque em C considerando todo o maciço como camada 2 semi-infinita;

δ_{D2} = recalque em D considerando todo o maciço como camada 2 semi-infinita.

4 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Neste trabalho, em função da complexidade, os modelos empregados na simulação da interação solo-estrutura são divididos em três (A, B e C) e explicados nos itens 4.2, 4.3 e 4.4. Muitos desses modelos empregam a hipótese de Winkler, a qual é brevemente explicada no item 4.1.

4.1 Hipótese de Winkler

A representação do solo por um sistema de molas com resposta linear foi apresentada primeiramente por Winkler (1867), motivo pelo qual, esta metodologia recebe o nome de modelo ou hipótese de Winkler. O solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas somente as deformações ocorridas na região das fundações. A Figura 4.1 ilustra estas molas, ou seja, o solo se deformando somente na região de aplicação da carga, sem considerar o efeito de carregamentos no entorno da estrutura.

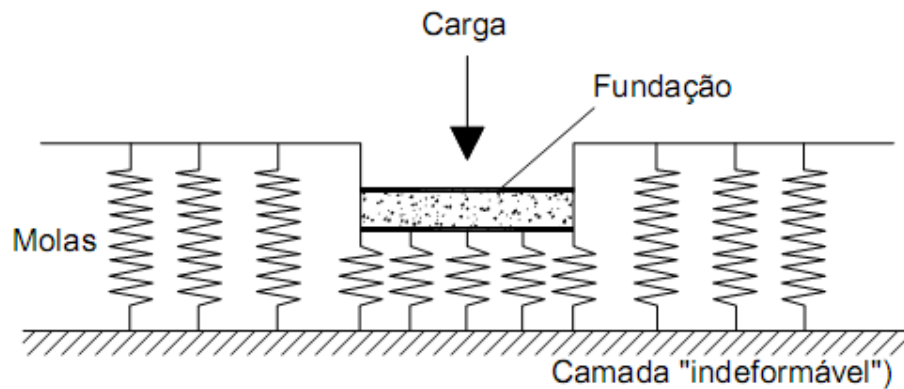


Figura 4.1 – Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas.

Neste modelo, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, podendo ser utilizado tanto para carregamentos verticais, como por exemplo, radiers, sapatas e vigas de fundação, quanto para ações horizontais, como é o caso de estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramento de escavações.

Assim, são determinados valores de coeficiente de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação, considerando que para cada direção de deslocamento há uma flexibilidade diferente que pode ser entendida como mola. Ou

seja, é estabelecida uma relação discreta (pontual) entre fundação e solo, mediante a definição de uma constante de mola que representará a rigidez do maciço.

Para isto, é necessário definir o valor de k_v , denominado Coeficiente de Reação Vertical, o qual é um valor escalar que representa o coeficiente de rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento mobilizado por uma pressão imposta. Ele é análogo ao coeficiente de mola, mas não relacionado a uma força, e sim a uma pressão (força por área).

A Equação 4.1 mostra a definição do coeficiente de mola, enquanto a Equação 4.2 define o coeficiente de reação vertical do solo, ilustrados pela Figura 4.2.

$$F = k_m \cdot d \quad (4.1)$$

$$P = k_v \cdot d \quad (4.2)$$

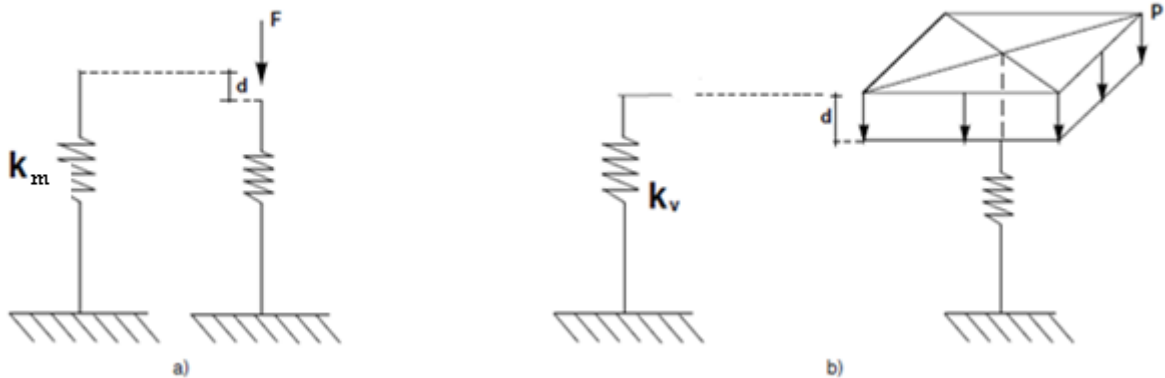


Figura 4.2– (a) coeficiente de mola, quociente entre força e deslocamento; (b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão e deslocamento.

As principais vantagens advindas do emprego desta hipótese consistem na simplicidade do método, principalmente para o uso do projetista estrutural, e na substituição dos apoios indeslocáveis por molas. Porém, algumas limitações também são verificadas, como exemplo, salienta-se a independência das constantes de mola (ou recalques) em relação às fundações vizinhas, não havendo a consideração do efeito de grupo no cálculo dos recalques.

4.2 Modelo A

As análises que utilizam este modelo são baseadas em um processo iterativo para a obtenção de uma estrutura que se aproxime muito da real, com a devida consideração da interação entre o solo e a estrutura.

Este modelo analisa a estrutura separadamente dos recalques, buscando uma situação final de equilíbrio através da compatibilização dos deslocamentos ocorridos na estrutura, considerando o equilíbrio no topo das fundações. A Figura 4.3 ilustra o referido modelo.

É bastante utilizado em pesquisas e também é o modelo escolhido, na maioria das vezes, nos escritórios de projeto quando se deseja considerar a interação solo-estrutura na análise estrutural. Através do processo iterativo, as forças são aplicadas nas fundações, gerando recalques, e estes, geram deslocamentos na superestrutura, alterando os esforços na superestrutura e as forças nas fundações. O projetista estrutural e o projetista de fundações devem estar em conexão um com o trabalho do outro, pois este processo necessita deste elo, onde o primeiro fornece as reações de apoio dos pilares nos elementos estruturais de fundação para que o segundo possa estimar os recalques e retornar os mesmos para o reprocessamento da estrutura, agora com a consideração do deslocamento do solo. E assim o processo se retroalimenta, com a combinação do trabalho de dois profissionais, até a convergência dos recalques nas fundações.

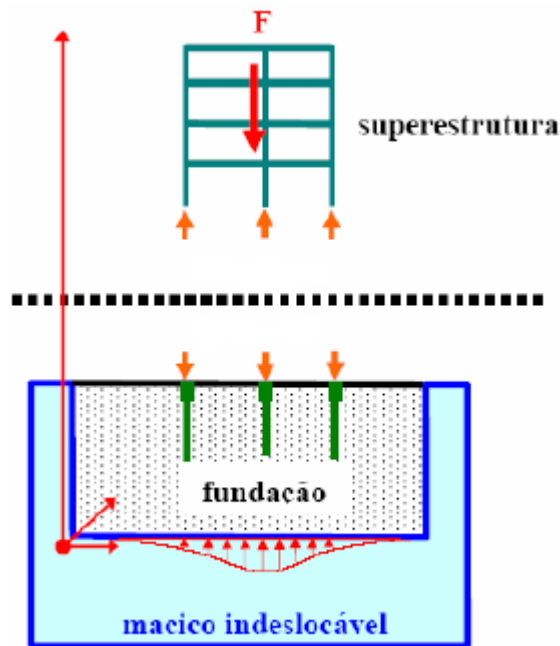


Figura 4.3 – Esquema do Modelo A - adaptado de Mota (2009)

Chamecki (1954) propôs uma metodologia na qual a estrutura é inicialmente calculada supondo-se apoios indeslocáveis, obtendo-se reações de apoio, as quais servirão para a estimativa dos recalques em que a estrutura estaria sujeita. A partir destes recalques, inicia-se o processo iterativo, aplicando-se os mesmos à estrutura como forma de deslocamentos impostos. Assim, a estrutura passa a ser novamente calculada, só que agora com os deslocamentos já prescritos, sendo obtidas novas reações de apoio e, conseqüentemente, novos valores para o recalque. O processo se repete sucessivamente até que haja uma convergência significativa, nos deslocamentos ou nas reações de apoio.

Aoki e Cintra (2004) fizeram uma adaptação para o uso de molas no modelo proposto por Chamecki (1954). Os autores sugerem o seguinte método, também iterativo, para a consideração da Interação Solo-Estrutura (ISE) no dimensionamento estrutural: calcula-se a estrutura com apoios indeslocáveis, obtêm-se as reações de apoio e estimam-se os recalques. Através da relação entre cargas e recalques, são calculados os coeficientes de mola para cada elemento de fundação, aplicando-os por meio de molas sob a base da estrutura, em substituição aos apoios fixos e recalculando-a para a nova condição. A iteração segue até que os resultados tenham a convergência esperada.

4.3 Modelo B

Este modelo parte do princípio que a superestrutura e a estrutura de fundação são integradas, resultando em uma única estrutura que interage com o maciço de solo no contorno dos elementos estruturais de fundação, como ilustra a Figura 4.4.

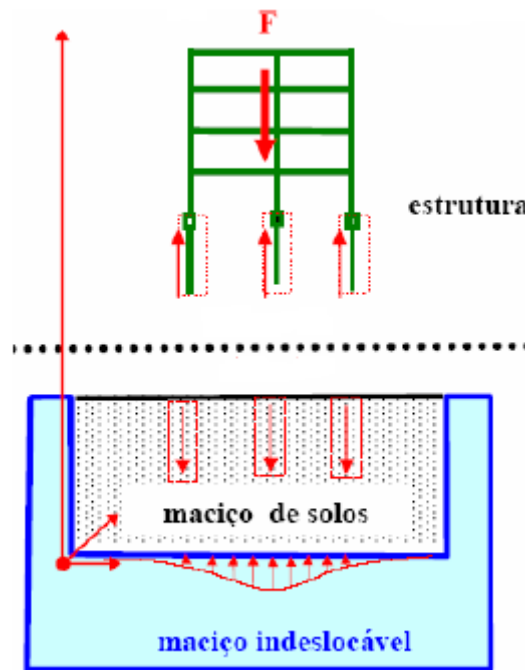


Figura 4.4 – Modelo B – adaptado de Mota (2009)

Neste tipo de modelagem a estrutura de fundação é discretizada e, em cada ponto de contato desta com o solo, isto é, em cada nó do contorno, são empregadas molas para representar a deformabilidade do solo.

O módulo SISEs (Sistema de Interação Solo Estrutura) da TQS Informática baseia-se neste modelo, empregando um conjunto de molas translacionais em cada nó da estrutura de fundação discretizada. A figura 4.5 exemplifica o uso desse modelo em fundações superficiais.

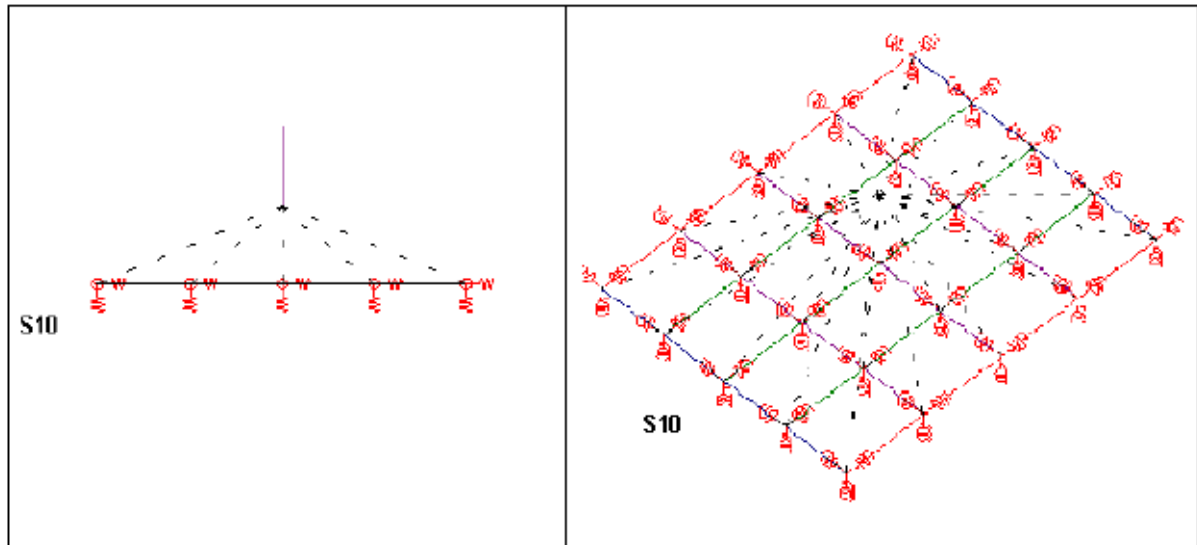


Figura 4.5 – Discretização da estrutura de fundação utilizado pelo SISEs da TQS Informática, conforme Modelo B.

A Figura 4.6 ilustra a discretização utilizada pelo mesmo software para o caso de fundações com estacas e bloco de coroamento, com o emprego de molas em todo o comprimento da estrutura em contato com o solo.

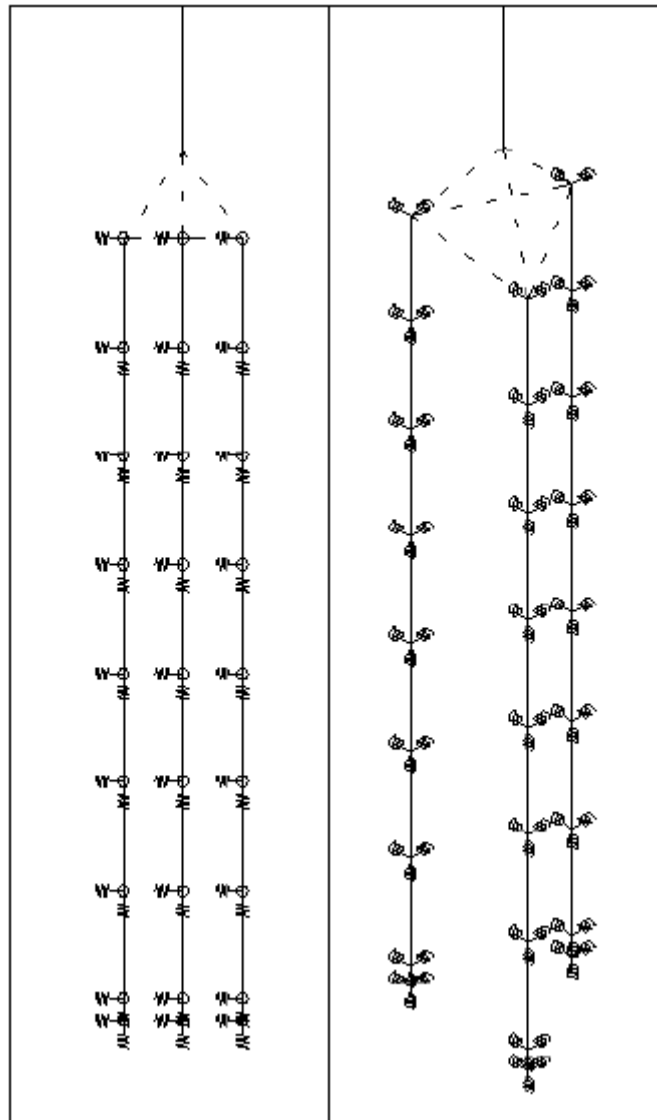


Figura 4.6 – Discretização empregada pelo SISEs da TQS Informática para fundações do tipo estacas.

Recentemente, este tipo de modelagem foi empregado por Mota (2009) para edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. Por meio de uma implementação computacional desenvolvida com uso de elementos finitos, a ISE foi considerada reunindo a superestrutura e os elementos estruturais de fundação em uma estrutura única.

4.4 Modelo C

Este modelo considera a superestrutura, os elementos estruturais de fundação (subestrutura) e o maciço de solos como um corpo único integrado, sendo,

geralmente, modelado pelo Método dos Elementos Finitos ou, somente a superestrutura e elementos estruturais de fundação por elementos finitos e o maciço de solos por elementos de contorno. O sistema gerado envolve um grande número de equações matriciais e isto implica na utilização de computadores com grande capacidade de memória e altas velocidades de processamento. Apesar de ser bastante utilizado nos meios acadêmicos, este modelo ainda possui pouco uso prático devido ao alto grau de complexidade. A Figura 4.7 ilustra a metodologia do Modelo C.

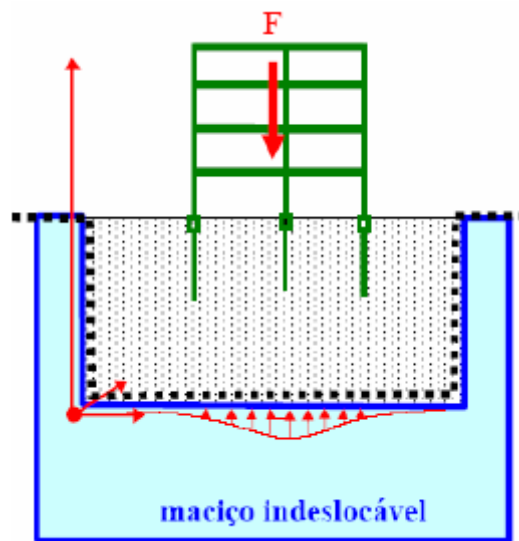


Figura 4.7 – Modelo C – adaptado de Mota (2009)

Em Medeiros (2006) é possível se verificar uma aplicação deste modelo. No trabalho foi elaborado um programa computacional a fim de possibilitar análises elasto-plásticas tridimensionais da interação solo-estrutura no caso de fundações rasas de concreto armado, fazendo uso do Método dos Elementos Finitos.

5 EXEMPLOS NUMÉRICOS

A seguir são apresentados quatro exemplos numéricos utilizando programas que permitem a consideração da Interação Solo-Estrutura, sendo realizadas comparações com modelos de apoios indeslocáveis. Para estas análises, foi considerado, de maneira simplificada, apoios elásticos apenas na direção vertical, restringindo-se totalmente a estrutura horizontalmente. Somente nas modelagens com o SISEs, da TQS Informática, o Coeficiente de Reação Horizontal (CRH) é considerado.

5.1 Exemplo 1: Modelo de pórtico plano

Neste primeiro exemplo, emprega-se um modelo de pórtico plano a fim de mostrar, de uma forma didática, os efeitos gerados ao se considerar a interação solo-estrutura em um edifício comercial de doze andares (incluindo a cobertura) em concreto armado. O edifício apresenta tipologia bastante simples e está apoiado em fundações superficiais do tipo sapatas.

Após o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, foi proposta a planta de formas estruturais do pavimento-tipo ilustrada na Figura 5.1, a qual também destaca o pórtico a ser analisado neste exemplo.

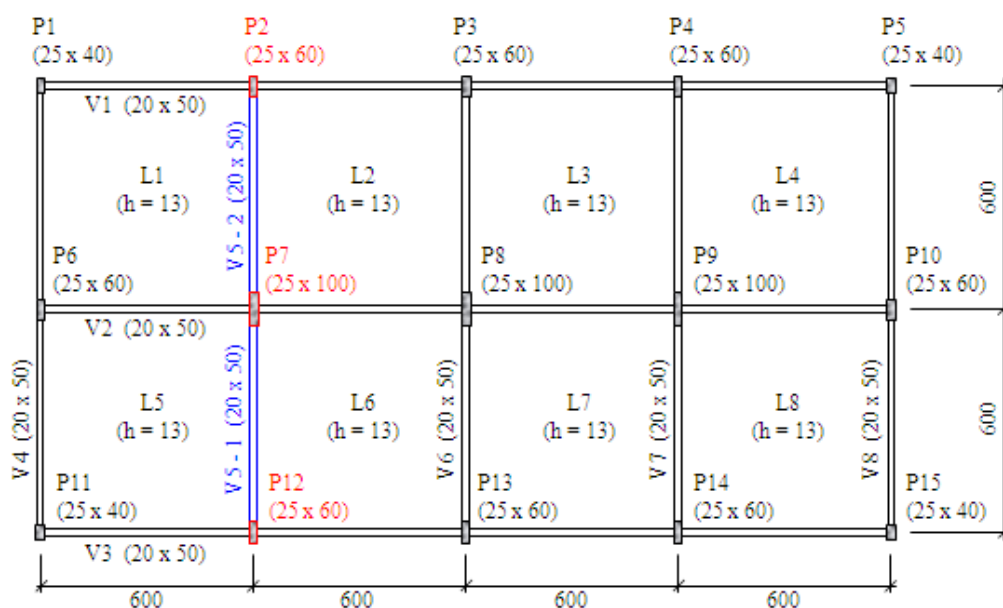


Figura 5.1: Planta de formas estruturais do pavimento-tipo do edifício comercial.

A Figura 5.2 mostra o corte esquemático do edifício.

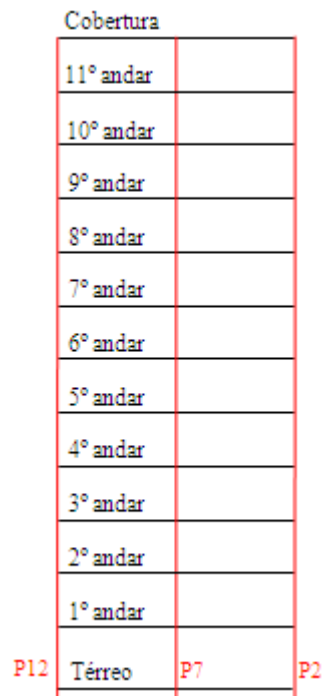


Figura 5.2: Elevação do edifício comercial.

Com base na planta de formas estruturais do pavimento-tipo e nos demais dados do projeto foram levantadas as ações verticais (ações permanentes - G e as ações variáveis de sobrecarga de utilização - Q_{sc}) e as ações horizontais (ações variáveis devidas ao vento - Q_v). A análise foi realizada em um pórtico plano formado pelos pilares P2, P7 e P12 da estrutura, identificados na elevação (Figura 5.2).

Todos os pavimentos foram idealizados com a mesma planta de formas estruturais e o mesmo pé-direito, exceto o térreo. Adotou-se como distância de eixo a eixo de viga para o térreo 3,40 metros e para os demais pavimentos 2,90 metros. Os carregamentos foram distribuídos de forma que, as ações verticais aplicadas sobre cada pavimento tivessem o mesmo valor, variando somente para a cobertura, e, as ações horizontais provenientes do vento ficassem concentradas nos nós ao longo da altura do pórtico, no nível dos pavimentos. Para o material, foi considerado um módulo de elasticidade longitudinal de 25000 MPa.

Os pilares, inicialmente, foram engastados nas fundações, sendo estas indeslocáveis em todas as direções. Adotou-se a viga baldrame com as mesmas dimensões das vigas dos andares superiores, 0,50 metros acima do nó do engaste.

Como a planta baixa do pavimento tipo é simétrica tanto em relação ao eixo x quanto ao eixo y, as lajes que descarregam sobre o pórtico em questão possuem as mesmas áreas de influência para a V5-1 e V5-2, totalizando 20,85 m² em cada trecho, conforme Figura 5.3.

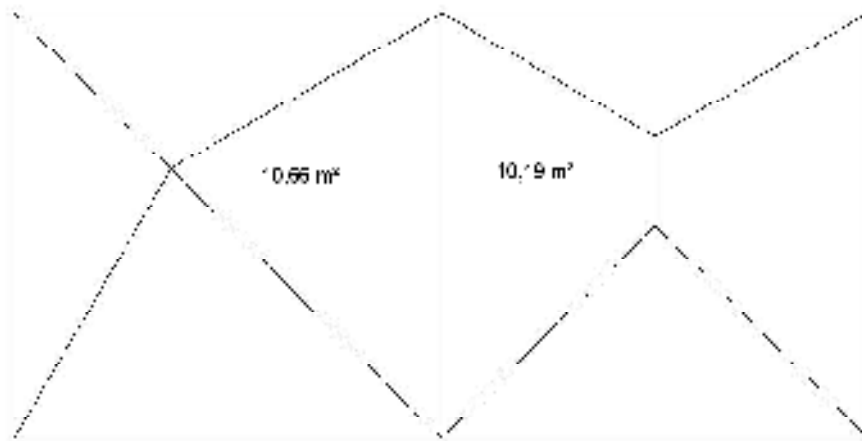


Figura 5.3: Áreas de influência das lajes L1 e L2 na viga V5-2.

As ações permanentes – peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos – foram calculadas considerando-se o peso específico do concreto igual a 25kN/m³, peso próprio de revestimento e piso de 1,0kN/m² e peso próprio da alvenaria de 2,1kN/m² de parede. Com isso, foram obtidas as cargas permanentes atuantes nos pavimentos-tipo e cobertura, bem como o carregamento dos pilares, sendo estes aplicados ao pórtico plano conforme mostra a Figura 5.4a, o qual foi calculado com o uso do programa Ftool Versão 2.12.

Para a consideração das ações variáveis foi utilizada sobrecarga de utilização nos pavimentos de 2,0kN/m² e 0,5kN/m² para a cobertura, sendo mostrada na Figura 5.4b a atuação dos carregamentos variáveis calculados.

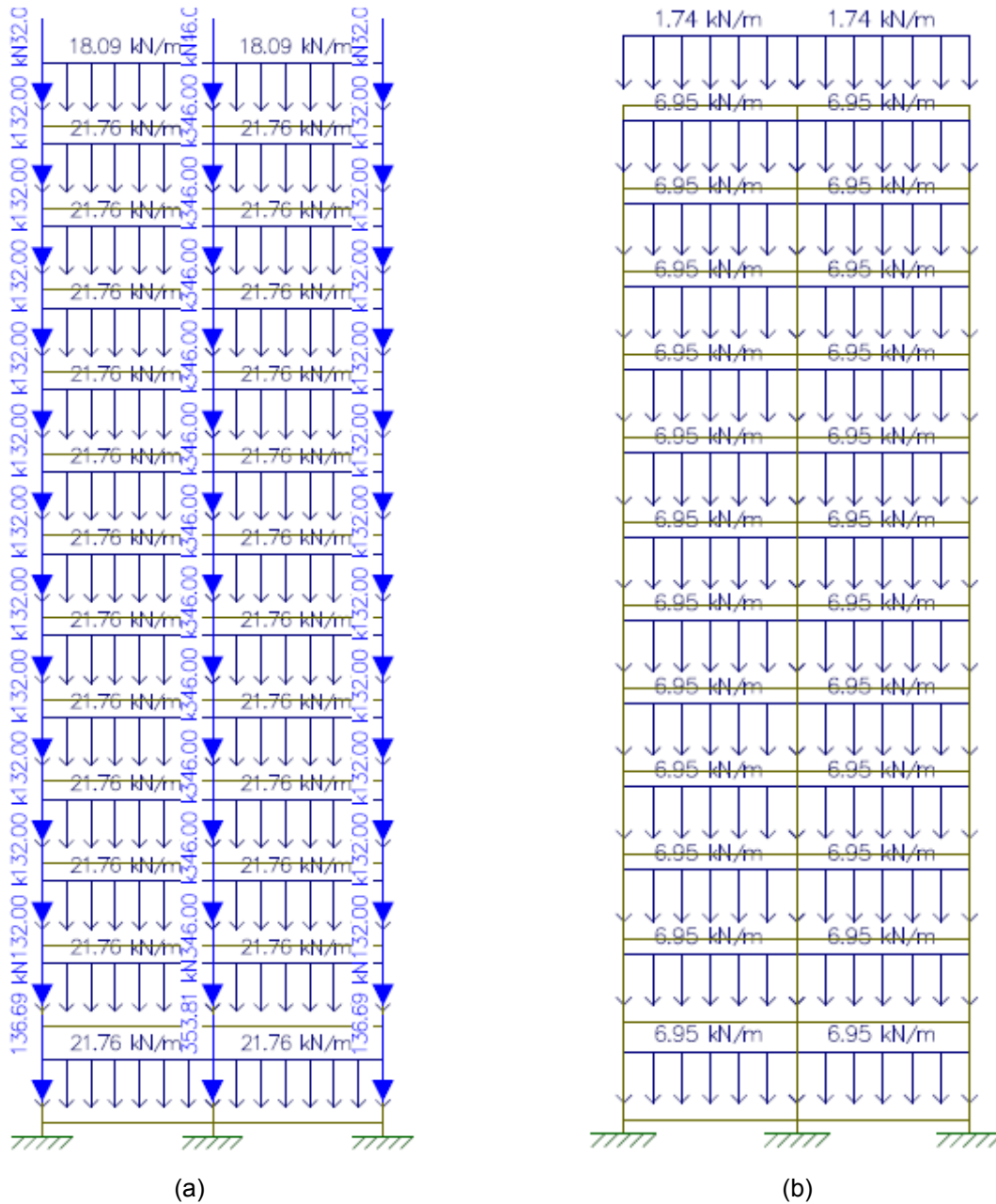


Figura 5.4 – Valores característicos das ações verticais: (a) permanentes. (b) variáveis de sobrecarga

Foram consideradas as ações variáveis devido ao vento atuante na estrutura, utilizando a velocidade do vento $V_0 = 45 \text{ m/s}$, sendo S1 o fator topográfico (plano, com poucas ondulações), S2 o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno, S3 o fator baseado em conceitos probabilísticos, b a menor dimensão horizontal da edificação, Fr o fator de rajada; p o expoente da lei potencial da variação de S2 e z a cota acima do terreno. A Figura 5.5 ilustra a ação do vento na estrutura.

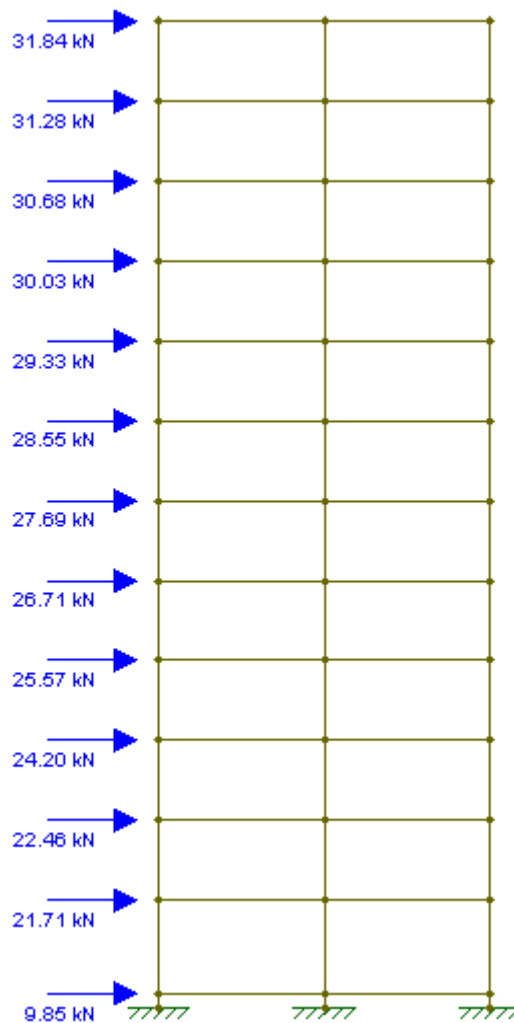


Figura 5.5 – Ações horizontais de vento (valores característicos).

Escolheu-se, para as análises deste exemplo, a seguinte combinação de ações (Equação 5.1):

$$F_d = 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot Q_v + 0,98 \cdot Q_{sc} \quad (5.1)$$

onde G são as ações permanentes, Q_v são as ações do vento e Q_{sc} são as ações de sobrecarga.

Para a referida combinação de ações (Figura 5.6), foram obtidos os deslocamentos nos pavimentos, os esforços solicitantes nas barras e as reações nos apoios do pórtico em análise. Como o objetivo deste exemplo foi mostrar exclusivamente os efeitos da consideração da deformabilidade do solo, não foram

levados em conta os efeitos globais de segunda ordem na obtenção de esforços e deslocamentos.

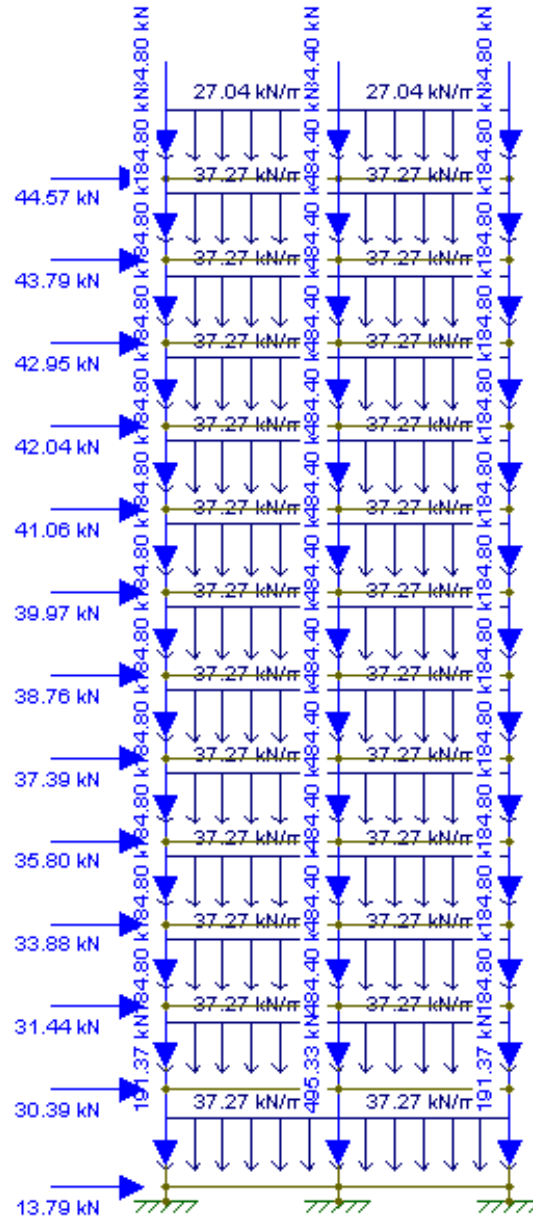


Figura 5.6 – Pórtico plano com aplicação das cargas conforme combinação de ações.

Com base nos valores das reações de apoio obtidas inicialmente com apoios indeslocáveis foram dimensionadas as fundações do tipo sapata para os pilares **P2**, **P7** e **P12**, conforme Tabela 5.1. Considerou-se a estrutura assente sobre um solo semi-infinito, homogêneo, com módulo de elasticidade longitudinal (E) de 20 MPa, tensão admissível (σ_{adm}) de 0,20 MPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,30, características estas típicas de uma argila arenosa.

Tabela 5.1 - Dimensões das bases das sapatas.

Sapata	Nk (kN)	M (kN.m)	Dimensões do pilar (m)	Dimensões da sapata(m)
S2 e S12	3384,81	139,10	0,25x0,60	4,10 x 4,45
S7	6515,45	742,76	0,25x1,00	4,8 x 5,55

Conforme apresentado na equação 3.17, de posse das dimensões das sapatas e dados do solo em questão, obtém-se o coeficiente de reação vertical:

$$k_v = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot I_\rho} \quad (5.2)$$

Através deste coeficiente, pode-se calcular o coeficiente de mola à translação ao longo do eixo “y” (k_{mv}) e o coeficiente de mola à rotação, em torno do eixo “z” ($k_{m\theta}$), por meio das respectivas Equações 5.3 e 5.4.

$$k_{mv} = k_v \cdot A_{base} \quad (5.3)$$

$$k_{m\theta} = k_v \cdot I_f \quad (5.4)$$

Sendo A_{base} a área da base da sapata e I_f o momento de inércia a flexão em torno do eixo “z”.

A tabela 5.2 apresenta os valores obtidos para estes coeficientes após cinco iterações.

Tabela 5.2 – Coeficientes de mola para translação em Y e rotação em Z.

Sapata	k_v (kN/m ³)	k_{mv} (kN/m)	$k_{m\theta}$ (kN.m/rad)
S2 e S12	4963	91404	128042
S7	4016	106998	205437

Com a mesma combinação de ações foram determinados os deslocamentos nos pavimentos, os esforços solicitantes nas barras e as reações nos apoios do pórtico, considerando a interação solo-estrutura, com o auxílio do programa Ftool.

A Figura 5.7 ilustra a aplicação de molas à translação e a rotação empregadas no pórtico para representar o solo.

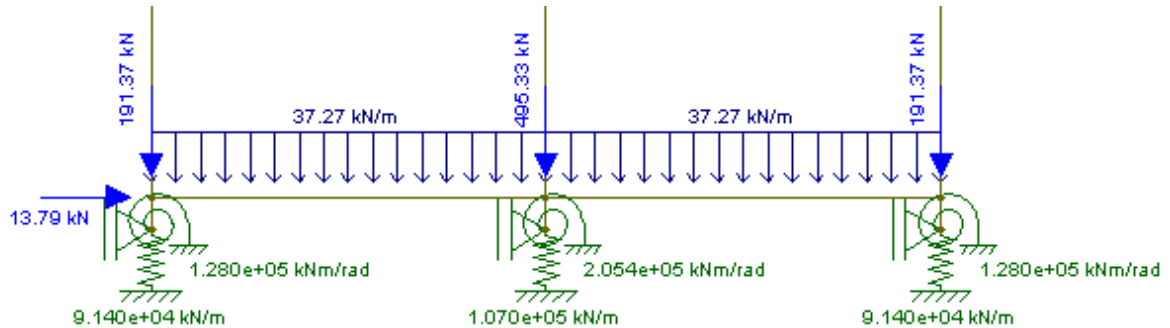


Figura 5.7 – Molas aplicadas à base dos pilares.

5.1.1 Comparações entre os modelos

A Tabela 5.3 e a respectiva Figura 5.8 comparam os deslocamentos horizontais obtidos nos pavimentos ao se considerar o pórtico com apoios fixos e considerando a interação solo-estrutura.

As divergências entre os resultados são mais significativas, em termos percentuais, nos primeiros pavimentos, chegando a atingir, quando se considera a deformabilidade do solo, um deslocamento em torno de 74% maior no primeiro pavimento do que o obtido com fundação indeslocável.

Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais (cm).

Deslocamentos em X (P12)				
Pav.	S/ ISE (cm)	C/ ISE (cm)	DIFERENÇA	%
0	0,30	0,16	-0,14	47,01
1	1,14	1,99	0,85	74,32
2	2,64	3,96	1,32	50,02
3	4,26	6,00	1,74	40,76
4	5,85	7,98	2,13	36,39
5	7,35	9,86	2,52	34,25
6	8,71	11,60	2,89	33,21
7	9,92	13,19	3,27	32,98
8	10,97	14,62	3,65	33,27
9	11,85	15,88	4,03	34,01
10	12,56	16,97	4,41	35,11
11	13,11	17,89	4,78	36,46
12	13,54	18,72	5,18	38,26

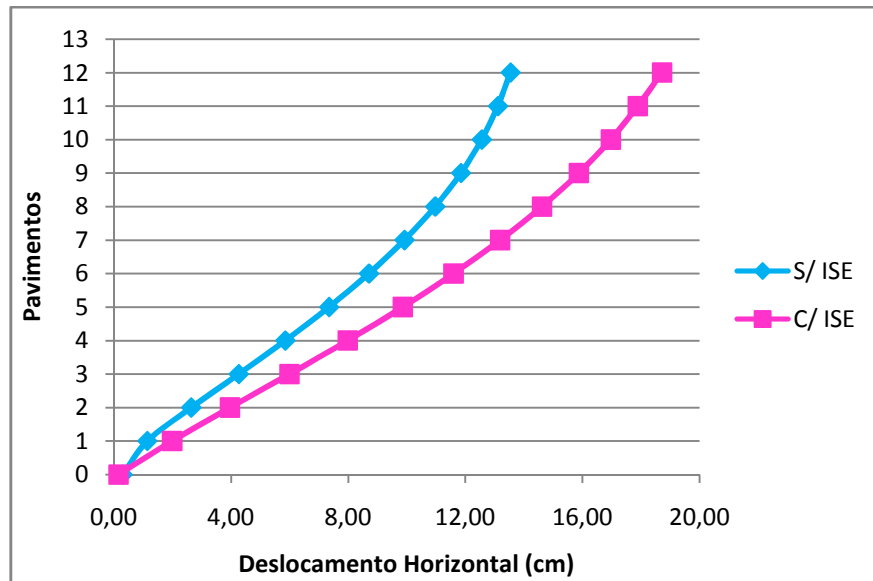


Figura 5.8 - Gráfico comparativo entre os deslocamentos horizontais dos diferentes modelos.

Ao se comparar momentos fletores positivos da viga V5 do primeiro tramo (entre os pilares P12 e P7), a consideração da ISE conduziu a valores consideravelmente menores em quase todos os pavimentos, quando comparado à hipótese de apoios indeslocáveis. Em contrapartida, para os últimos quatro pavimentos o modelo apresentou momentos mais elevados do que o método convencional de análise. Já no segundo tramo (entre pilares P2 e P7), os valores obtidos com a ISE foram todos mais elevados, com valores variando entre 88% e 196% maiores que o modelo indeslocável, sendo este extremo superior alcançado junto à base do edifício.

A Tabela 5.4 mostra valores numéricos destes comparativos, enquanto as Figuras 5.9 e 5.10 ilustram os mesmos graficamente.

Tabela 5.4: Momentos positivos (em kN.m) nos tramos 1 e 2

Pav.	Momentos Positivos Tramo 1			Momentos Positivos Tramo 2		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
0	62,13	64,06	3,11	60,8	180,09	196,20
1	123,46	66,66	46,01	134,9	309,92	129,74
2	144,03	71,12	50,62	168,14	334,2	98,76
3	140,47	70,15	50,06	174,58	330,15	89,11
4	126,96	66,26	47,81	167,4	313,2	87,10
5	110,87	62,38	43,74	154,29	290,24	88,11
6	95,53	59,88	37,32	139,01	264,21	90,07
7	82,35	59,42	27,84	123,43	236,47	91,58
8	71,91	61,34	14,70	108,59	208,51	92,02
9	64,49	65,77	1,98	95,19	182,61	91,84
10	60,08	72,49	20,66	83,88	159,65	90,33
11	58,15	80,75	38,87	75,16	141,94	88,85
12	45,49	78,48	72,52	59,38	128,92	117,11

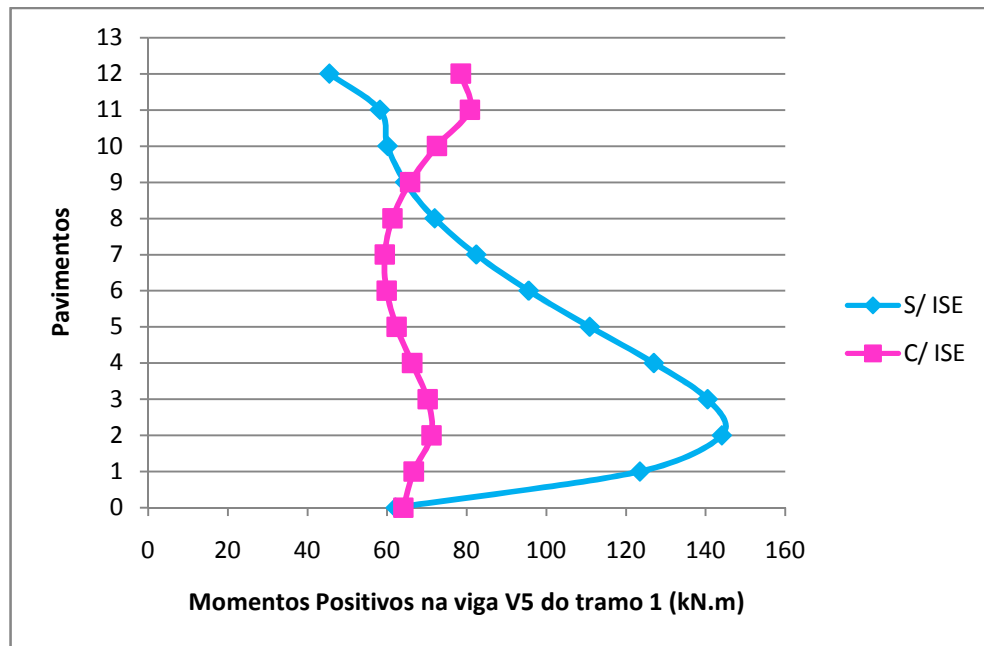


Figura 5.9 - Momentos positivos no Tramo 1, na viga V5, com e sem ISE.



Figura 5.10 - Momentos positivos no Tramo 2, com e sem ISE.

Para os momentos negativos da viga V5 também foi observada uma notável redistribuição de esforços entre os tramos, conforme mostra a Tabela 5.5. Com a consideração da ISE, a viga foi aliviada junto ao pilar central (P7) em até 88,5%, no tramo 1, porém, nos dois últimos pavimentos ocorreu inversão de momentos (Figura 5.11). Ainda no primeiro tramo, observa-se junto ao pilar de extremidade (P12) que em vários pavimentos a viga é dimensionada para momentos positivos quando se utiliza o modelo com apoios fixos, no entanto, ao se considerar a ISE, percebe-se que estes momentos na verdade são negativos, conforme mostra a Figura 5.12.

Tabela 5.5: Momentos negativos (em kN.m) nos tramos 1 e 2.

Pav.	Momentos Negativos Tramo 1						Momentos Negativos Tramo 2		
	Junto ao P7			Junto ao P12			Junto ao P2		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
0	-163,68	-47,27	71,12	-56,12	-171,55	205,68	-156,19	-379,16	142,76
1	-326,02	-178,6	45,22	101,38	-38,2	137,68	-328,85	-519,32	57,92
2	-355,89	-202,57	43,08	131,49	-16,45	112,51	-375,17	-541,39	44,31
3	-350,69	-198,05	43,53	126,49	-20,56	116,25	-382,76	-537,95	40,54
4	-330,18	-180,88	45,22	106,53	-37,38	135,09	-374,05	-521,32	39,37
5	-302,99	-157,71	47,95	79,99	-60,06	175,08	-357,38	-498,65	39,53
6	-272,85	-131,48	51,81	50,54	-85,75	269,67	-336,47	-473,36	40,68
7	-241,44	-103,55	57,11	19,83	-113,1	670,35	-313	-446,18	42,55
8	-209,61	-74,67	64,38	-11,3	-141,4	1151,33	-287,86	-418,06	45,23
9	-178,05	-45,48	74,46	-42,16	-169,96	303,13	-261,72	-389,57	48,85
10	-147,76	-16,99	88,50	-71,82	-197,84	175,47	-235,57	-361,61	53,50
11	-120,06	10,74	108,95	-99,39	-226,68	128,07	-213,31	-340,62	59,68
12	-77,21	44,29	157,36	-75,18	-184,44	145,33	-150,23	-259,5	72,74

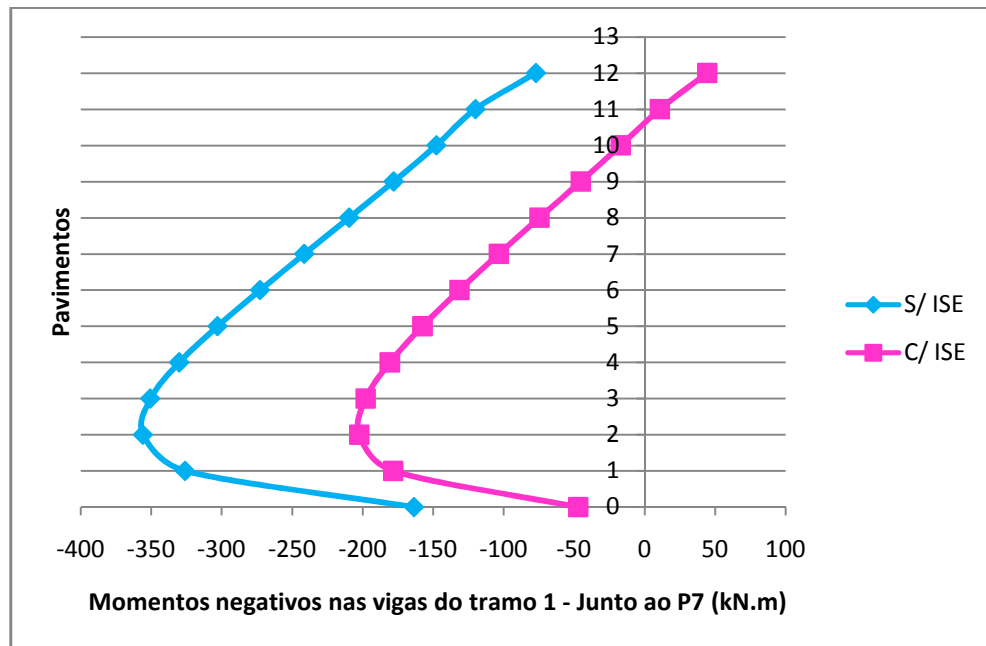


Figura 5.11 - Momentos negativos no Tramo 1, junto ao pilar P7, com e sem ISE.

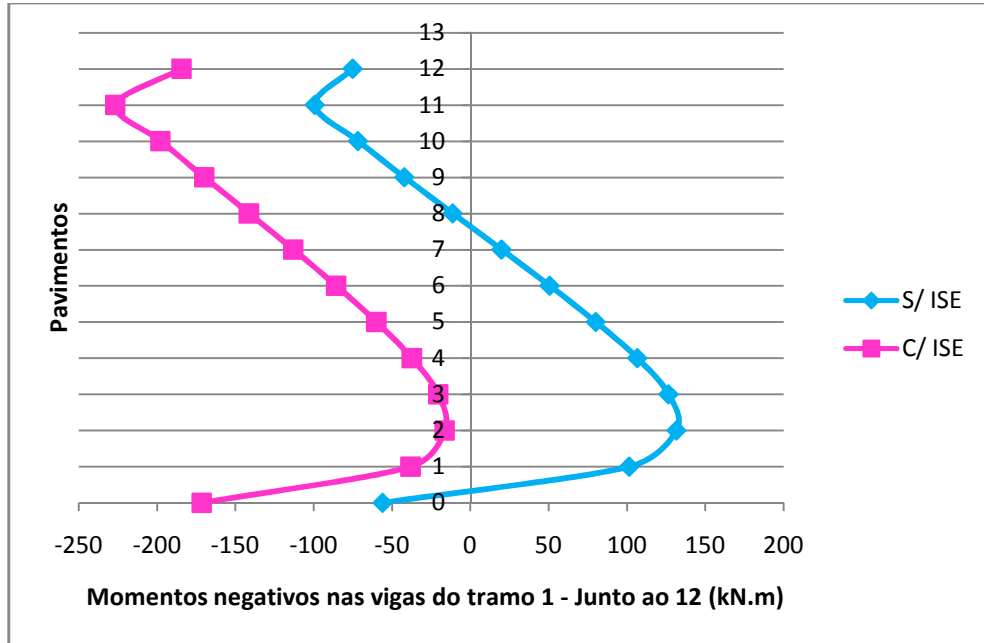


Figura 5.12 - Momentos negativos no Tramo 1, junto ao pilar P12, com e sem ISE.

Já no segundo tramo a consideração da deformabilidade do solo gera momentos negativos ainda maiores que os obtidos com base indeslocável, reforçando a importância de se considerar a ISE para um dimensionamento correto das peças estruturais, como ilustra a Figura 5.13.

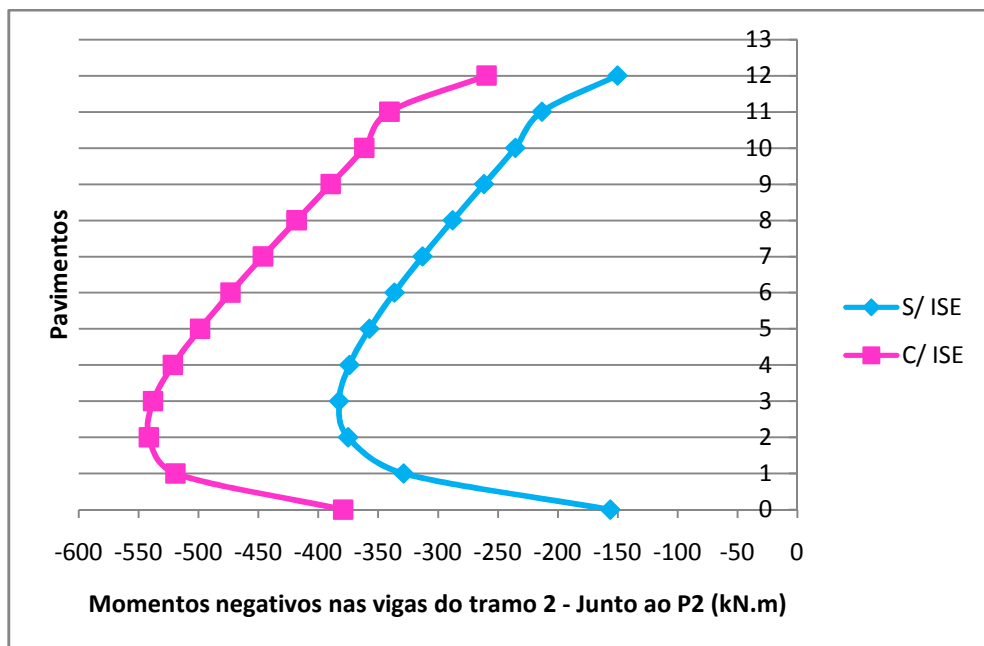


Figura 5.13 - Momentos negativos no Tramo 2, com e sem ISE.

Analisando o comportamento dos pilares do pórtico em estudo, observou-se que os de extremidade, P12 e P2 redistribuíram seus momentos tanto ao longo de suas bases e topos, como entre os mesmos, quando se considerou a ISE. A Figura 5.14 ilustra o que é tratado como base e como topo de um pilar.

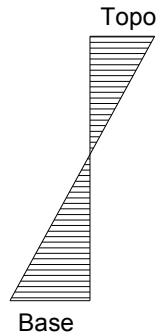


Figura 5.14 – Convenção para base e topo de pilar.

Analisando os momentos nos pilares, observa-se com clareza a redistribuição de esforços ocorrida quando é adotado o modelo com ISE isto é, tanto na base como no topo dos pilares é notável a migração destas solicitações quando se leva em conta a existência e as respectivas características do solo sobre o qual a estrutura está assentada. As Figuras 5.15 e 5.16 mostram o comportamento apresentado pelo pilar P12 com a análise dos diferentes modelos, respectivamente para seu topo e sua base.

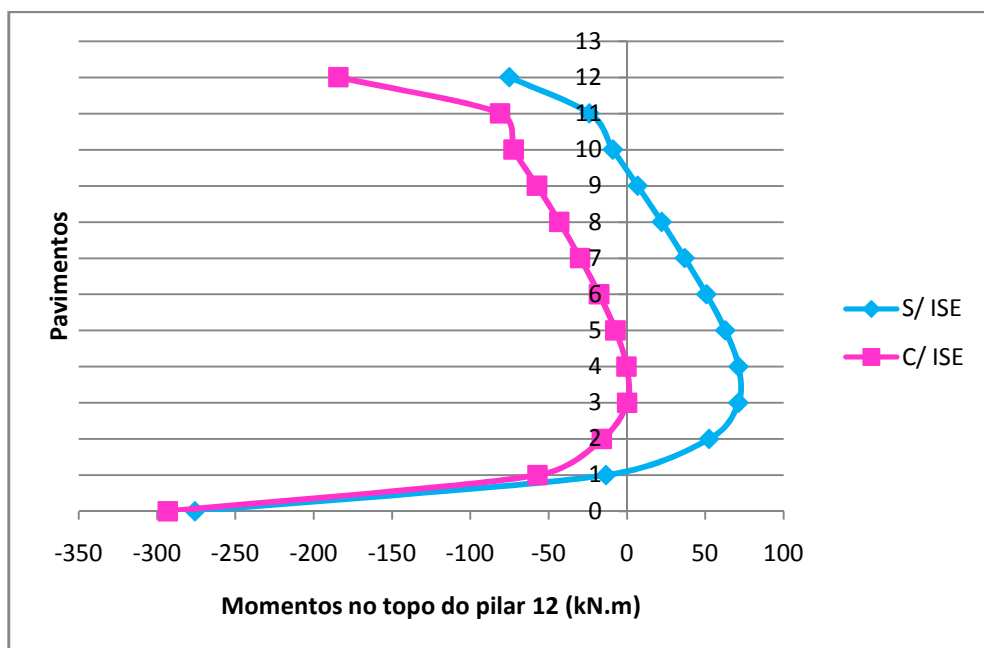


Figura 5.15 - Momentos no topo do Pilar P12, com e sem ISE.

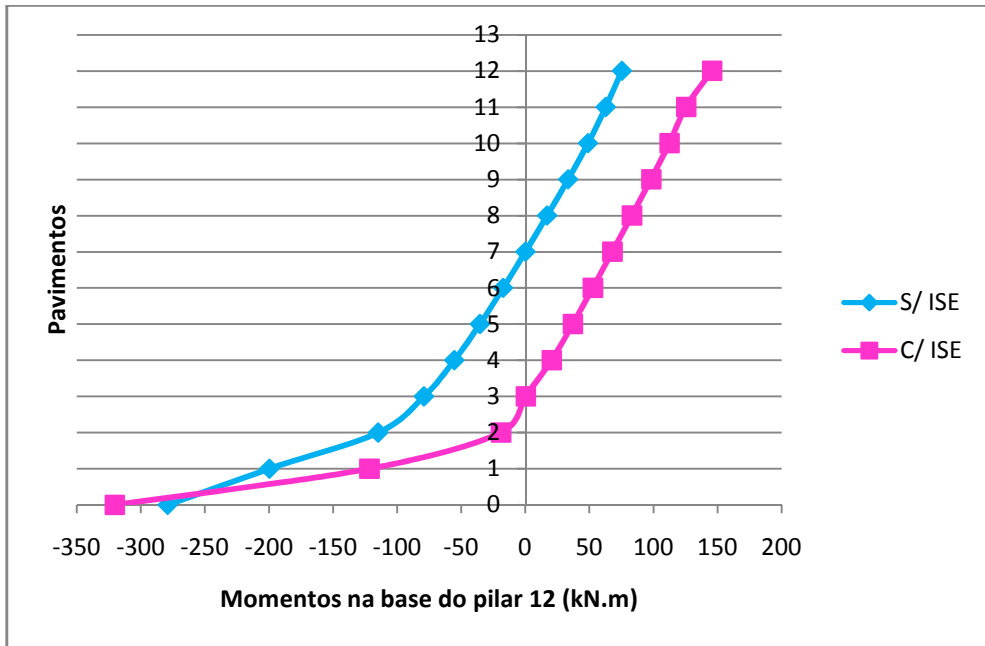


Figura 5.16 - Momentos na base do Pilar P12, com e sem ISE.

Conforme mostram os gráficos das Figuras 5.17 e 5.18, em virtude dos efeitos da ISE, o pilar P2 apresentou maiores momentos em toda a altura do edifício quando comparados aos momentos obtidos com a hipótese de apoios indeslocáveis.

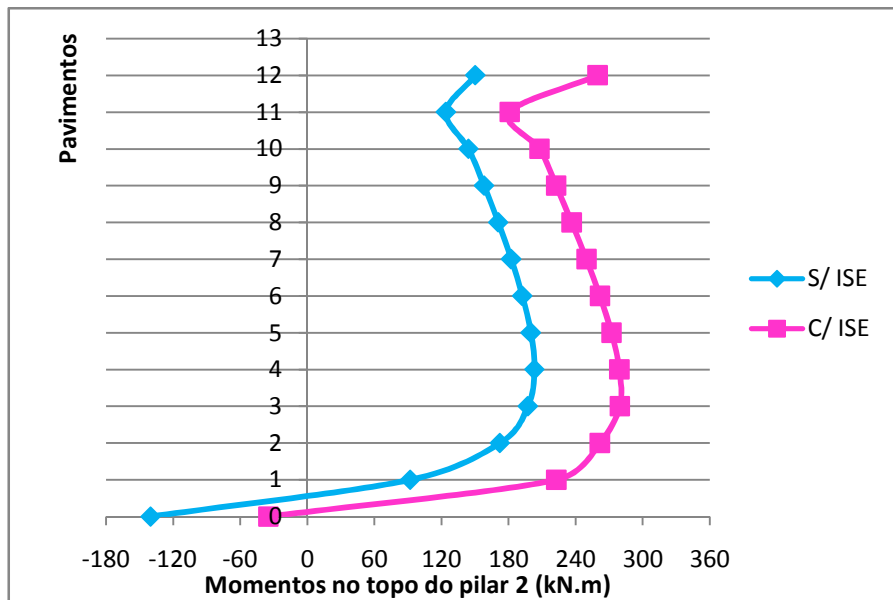


Figura 5.17 - Momentos no topo do Pilar P2, com e sem ISE.

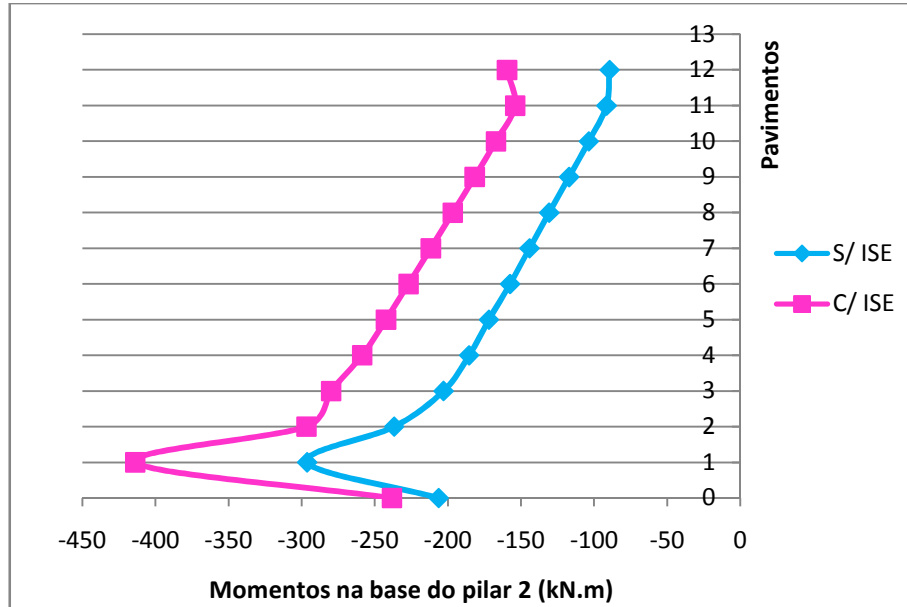


Figura 5.18 - Momentos na base do Pilar P2, com e sem ISE.

No pilar central P7, a maioria das diferenças não foram significativas, exceto nos primeiros pavimentos, como pode ser observado nas Figuras 5.19 e 5.20.

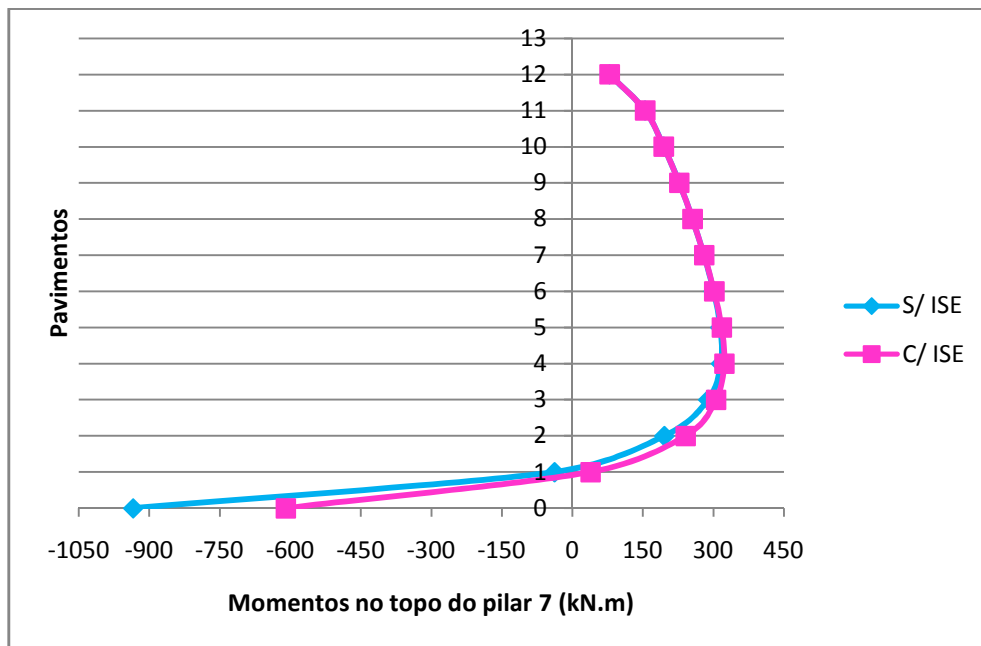


Figura 5.19 - Momentos no topo do Pilar P7, com e sem ISE.

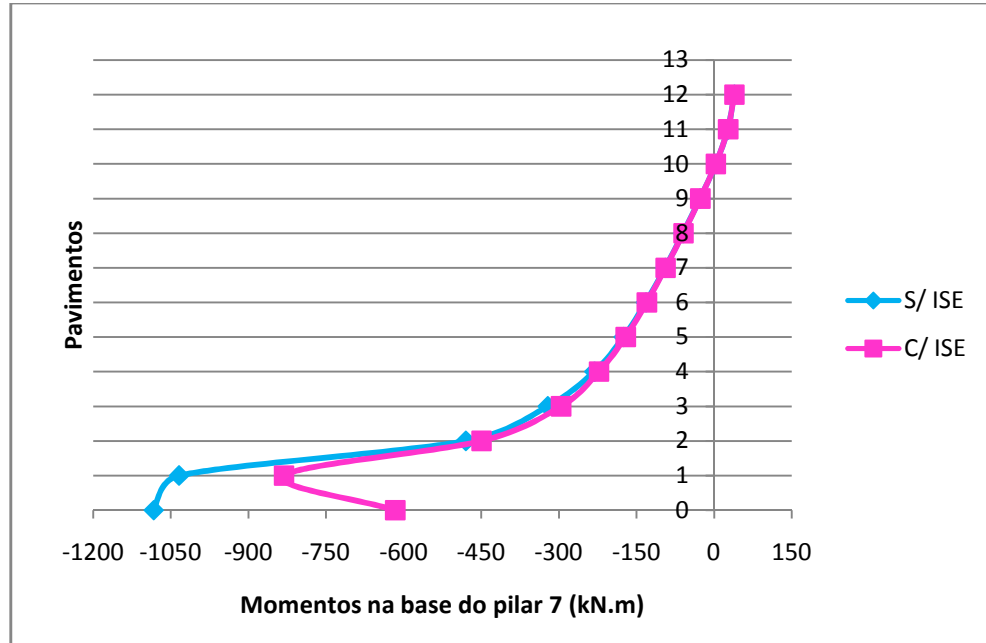


Figura 5.20 - Momentos na base do Pilar P7, com e sem ISE.

Verificou-se também uma redistribuição dos esforços normais nos pilares decorrentes da deformabilidade do solo. Observando esta redistribuição nos pilares, é nítida a transferência de cargas do pilar central para os de extremidade, sendo o mesmo diminuído em até 13,90%, enquanto os demais atingem valores que chegam a ser 18,31% mais elevados, como mostra a Tabela 5.6, onde o sinal negativo indica esforço normal de compressão.

As Figuras 5.21, 5.22 e 5.23 mostram os valores dos esforços normais dos pilares ao longo dos pavimentos, considerando ou não deformabilidade do solo.

Tabela 5.6: Força normal ao longo dos pilares P12, P7 e P2, com apoios fixos e considerando a ISE.

NORMAL (pilares)									
Pav.	S/ ISE (kN)			C/ ISE (kN)			%		
	P12	P7	P2	P12	P7	P2	P12	P7	P2
0	-3275,69	-8907,35	-4634,40	-3862,00	-7669,20	-5286,28	17,90	13,90	14,07
1	-2990,44	-8185,84	-4315,90	-3538,11	-7063,30	-4890,74	18,31	13,71	13,32
2	-2765,06	-7480,7	-3945,10	-3264,90	-6470,10	-4455,92	18,08	13,51	12,95
3	-2549,68	-6780,88	-3559,10	-2999,31	-5877,00	-4013,38	17,63	13,33	12,76
4	-2332,60	-6085,35	-3170,50	-2732,28	-5284,00	-3572,08	17,13	13,17	12,67
5	-2108,78	-5393,63	-2784,80	-2459,59	-4691,20	-3136,39	16,64	13,02	12,63
6	-1875,99	-4705,26	-2404,70	-2179,25	-4098,40	-2708,26	16,17	12,90	12,63
7	-1633,28	-4019,80	-2031,60	-1890,26	-3505,70	-2288,72	15,73	12,79	12,66
8	-1380,22	-3336,79	-1666,40	-1590,06	-2913,00	-1878,34	15,20	12,70	12,72
9	-1116,66	-2655,81	-1309,70	-1284,33	-2320,50	-1477,42	15,02	12,63	12,80
10	-842,70	-1976,44	-961,80	-966,97	-1727,90	-1086,11	14,75	12,58	12,92
11	-558,75	-1298,27	-622,70	-640,22	-1135,30	-704,19	14,58	12,55	13,08
12	-265,58	-621,63	-291,30	-304,04	-544,71	-329,73	14,48	12,37	13,20

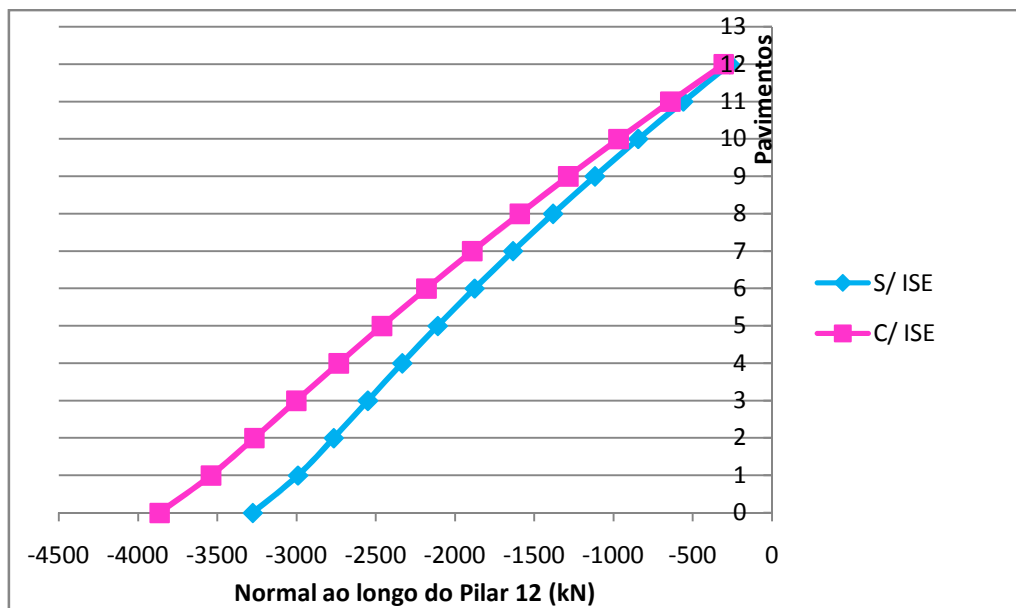


Figura 5.21 - Força normal ao longo do Pilar P12, com e sem ISE.

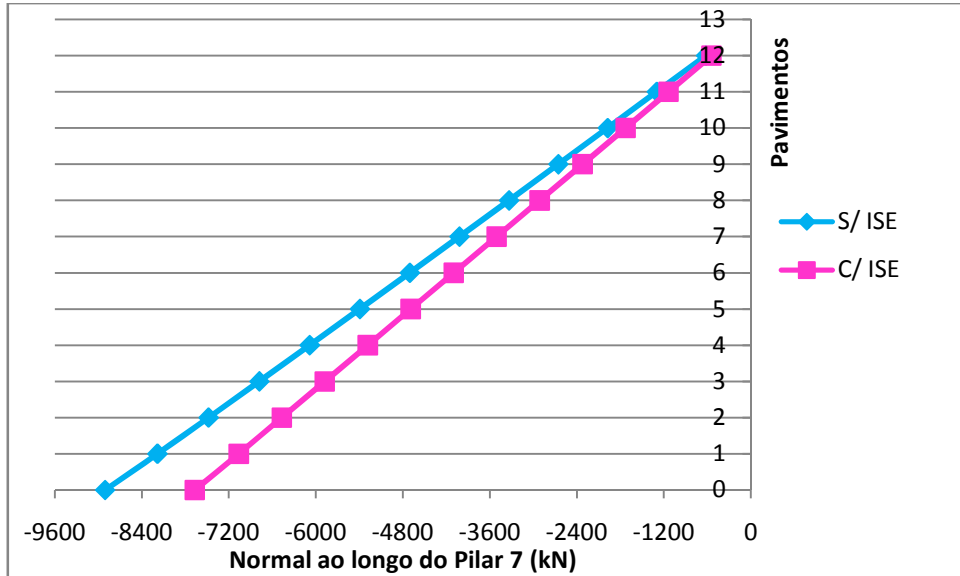


Figura 5.22 - Força normal ao longo do Pilar P7, com e sem ISE.

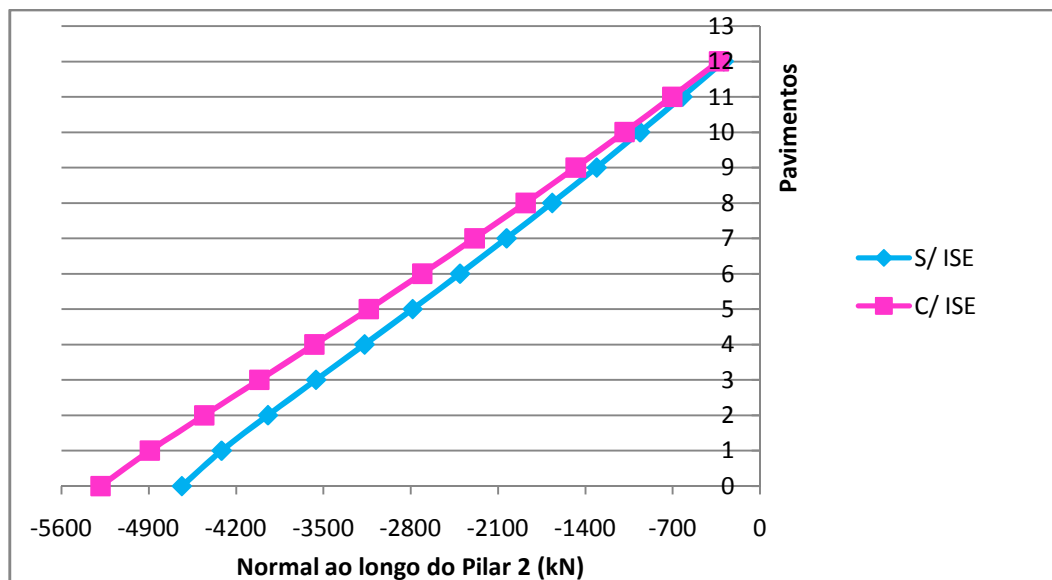


Figura 5.23 - Força normal ao longo do Pilar P2, com e sem ISE.

Nas vigas, as modificações geradas na força normal são muito pequenas ao longo dos pavimentos, sendo observadas com maior discrepância apenas nos primeiros e últimos pavimentos, como mostram as Figuras 5.24 e 5.25.

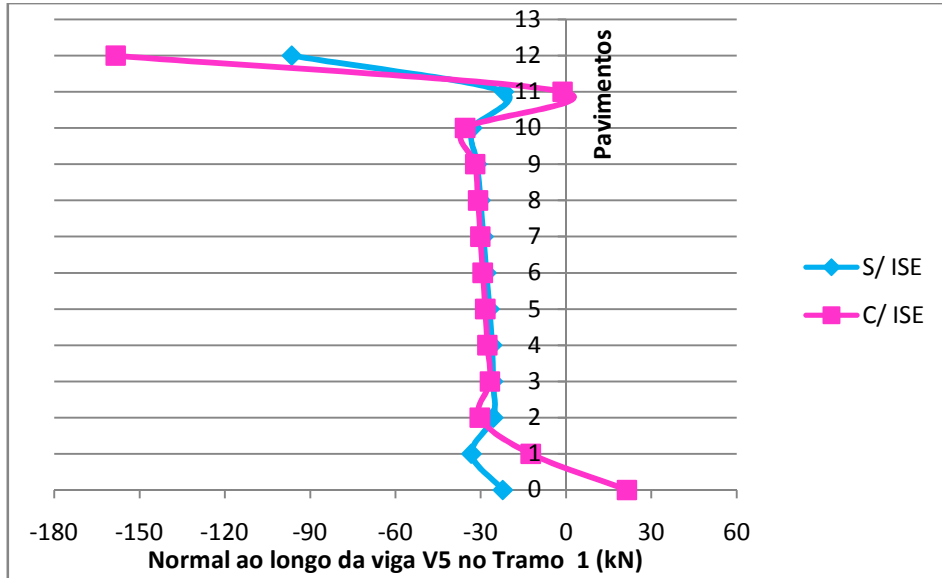


Figura 5.24 - Força normal na viga V5, ao longo dos pavimentos no Tramo 1, com e sem ISE.

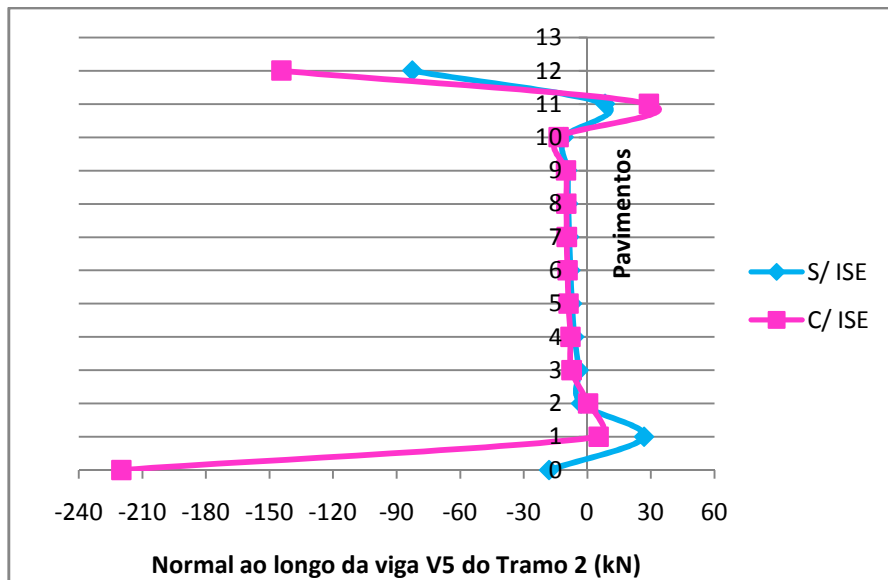


Figura 5.25 - Força normal na viga V5, ao longo dos pavimentos no Tramo 2, com e sem ISE.

5.2 Exemplo 2: Modelo de pórtico espacial

Neste modelo foram realizadas simulações numéricas em um edifício com estrutura de concreto armado e fundações em sapatas, considerando a ISE num modelo de pórtico espacial.

A deformabilidade do solo foi representada por meio de apoios elásticos cujas constantes foram calculadas a partir de resultados de sondagem tipo SPT. Para a previsão de recalques empregou-se o método de AOKI-LOPES (1975), uma vez que permite, além da consideração de qualquer configuração de carregamento no solo, a consideração do carregamento de sapatas vizinhas ou de outros carregamentos externos oriundos de obras vizinhas.

Toda esta formulação associada ao cálculo de recalques e dos coeficientes de mola para representar a deformabilidade do solo foi implementada em uma rotina computacional denominada *ESPACIAL_ISE*. Tal rotina foi desenvolvida em linguagem FORTRAN pelo orientador desta dissertação (Prof. Gerson Alva) e utiliza as técnicas clássicas do cálculo matricial de estruturas reticuladas para a resolução de pórticos espaciais.

Buscando aproximar a pesquisa da realidade dos escritórios atuais de cálculo, simulações numéricas complementares foram desenvolvidas com o uso do sistema computacional SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura) comercializado pela TQS Informática Ltda, visando confrontar resultados obtidos em um programa didático e um comercial.

5.2.1 Critérios empregados

A formulação utilizada é válida apenas para sapatas rígidas. O programa *ESPACIAL_ISE* não discretiza a sapata, isto é, a fundação e o solo são representados por três únicas molas elásticas nos pés dos pilares. Os valores dos coeficientes de rigidez dessas molas são incorporados ao modelo estrutural no sistema de coordenadas global do pórtico espacial (vide Figura 5.26) e consideram apenas a rotação devido à deformação do solo, desprezando-se a parcela de rotação devido à flexão da sapata.

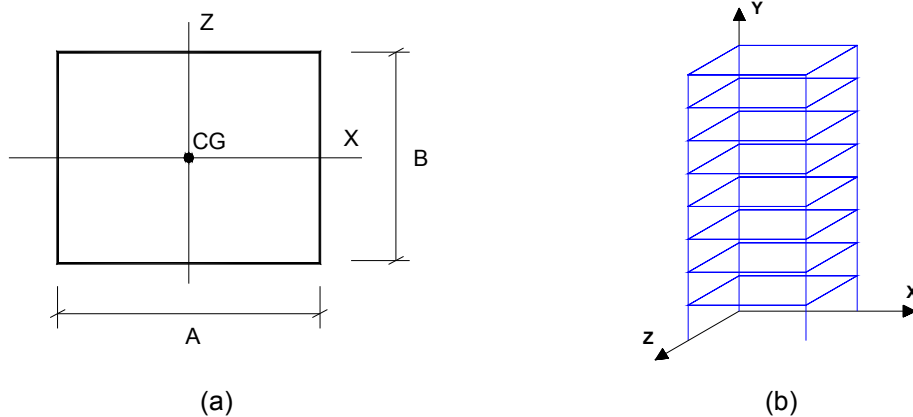


Figura 5.26 – Dimensões e sistemas de eixos associados às molas elásticas: (a) *Dimensões e eixos das sapatas em planta*; (b) *Sistema Global do Modelo de Pórtico Espacial*

Para o emprego destas molas é necessário então o cálculo dos coeficientes de mola para translação e rotação nos eixos considerados. Adota-se uma mola para representar a translação ao longo do eixo “Y”, ou seja, representando o recalque vertical sofrido por cada ponto, levando em consideração a área da base de cada sapata e o coeficiente de reação vertical (Equação 5.5).

Coeficiente de mola à translação em Y (recalque vertical):

$$k_{my} = k_v \cdot A_{base} \quad (5.5)$$

Onde A_{base} é a área da base da sapata.

Já para a rotação ao longo dos eixos “Z” e “X”, além do coeficiente de reação vertical é necessário se conhecer os momentos de inércia da seção da base da sapata em relação aos dois eixos, respectivamente (Equação 5.6 e 5.7).

Coeficiente de mola à rotação em Z:

$$k_{m\theta z} = k_v \cdot I_{fz} \quad (5.6)$$

Onde, $I_{fz} = \frac{B \cdot A^3}{12}$ é o momento de inércia da seção (base) da sapata em torno do eixo z.

Coefficiente de mola à rotação em X:

$$k_{m\theta x} = k_v \cdot I_{fx} \quad (5.7)$$

Onde, $I_{fx} = \frac{A \cdot B^3}{12}$ é o momento de inércia da seção (base) da sapata em torno do eixo x.

5.2.2 Implementação da formulação em rotina computacional

A metodologia empregada neste modelo para a consideração da ISE baseia-se em um procedimento iterativo para a realização da compatibilidade de forças (reações de apoio) e deslocamentos (recalques) nos pontos de contato superestrutura-fundação. De forma resumida, o procedimento iterativo possui o seguinte algoritmo:

Início do procedimento iterativo

- a) Atualização da matriz de rigidez da estrutura (com coeficientes de molas da última iteração)
 - b) Resolução do sistema linear: deslocamentos globais
 - c) Cálculo dos esforços nos elementos e nas molas das fundações
 - d) Cálculo dos recalques das fundações
 - e) Cálculo dos coeficientes de reação vertical e de mola das fundações
 - f) Cálculo dos vetores resíduo de recalques e de reações de apoio (molas)
 - g) Verificação da tolerância (0,1% erro relativo das normas dos vetores resíduo)
- Repetir iterações até o atendimento da tolerância.

Fim do procedimento iterativo

5.2.3 Tipologia

Foi realizada a modelagem de um edifício comercial hipotético de 8 andares em estrutura de concreto armado, com geometria conforme as Figuras 5.27 e 5.28.

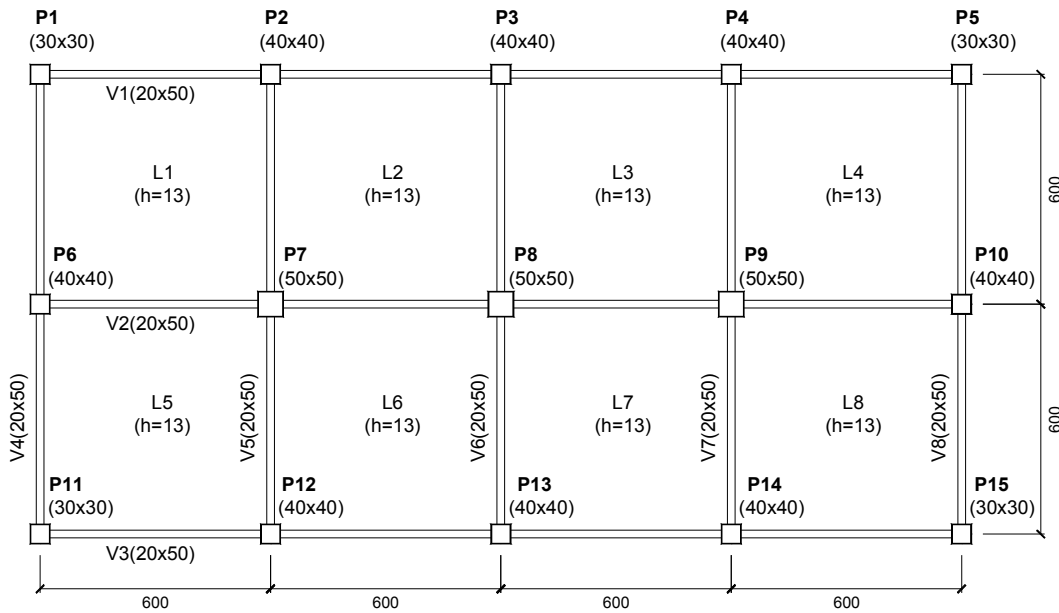


Figura 5.27 – Planta de formas estruturais dos pavimentos (medidas em cm)

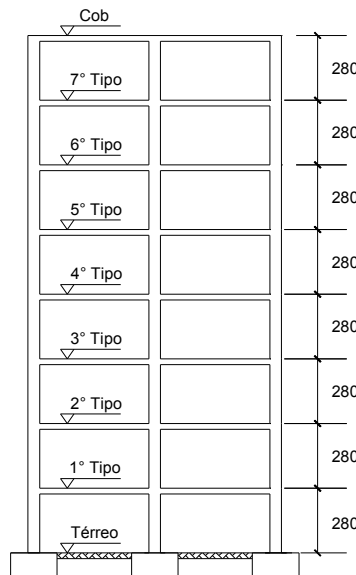


Figura 5.28 – Corte esquemático do edifício

Nos pavimentos, além do peso próprio, foram consideradas uma carga permanente adicional de $1,0 \text{ kN/m}^2$ (para pisos e revestimentos) e uma sobrecarga de $2,0 \text{ kN/m}^2$. Sobre todas as vigas foram consideradas paredes ($2,50 \text{ kN/m}^2$ de alvenaria). Supõe-se neste exemplo que todos os pavimentos apresentam as mesmas cargas verticais.

Para as ações horizontais, considerou-se vento não-turbulento com velocidade básica de 45 m/s , com fator topográfico S1 e fator estatístico S3 iguais a 1,0. As

ações horizontais de sismos foram desprezadas, supondo-se que o edifício se encontra na zona sísmica 0.

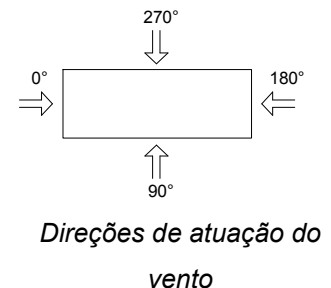
Foi estabelecido que as vigas e pilares são constituídas de concreto C25, com módulo de elasticidade tangente de 28000 MPa.

Para verificar se as seções empregadas conferem uma rigidez adequada à estrutura, foram calculados os deslocamentos horizontais do edifício (Combinação Freqüente). O deslocamento horizontal no topo do edifício foi comparado com o valor máximo do Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas, supondo-se fundações indeslocáveis. Para esta verificação, as seções foram consideradas íntegras (sem reduções de inércia).

Deslocamento limite da NBR 6118	Deslocamento horizontal do edifício
$\frac{H}{1700} = \frac{2240}{1700} = 1,32\text{cm}$	$\delta_h = 0,766\text{cm}$

As combinações de ações empregadas nas análises deste trabalho são:

- Combinação 1 (CB1): $1,0 \times G + 1,0 \times Q_{sc}$
 Combinação 2 (CB2): $1,0 \times G + 1,0 \times Q_{sc} + 1,0 \times Q_v$
 Combinação 3 (CB3): $1,4 \times G + 1,4 \times (Q_{sc} + 0,6 \times Q_v)$
 Combinação 4 (CB4): $1,4 \times G + 1,4 \times (0,7 \times Q_{sc} + Q_v)$



onde:

G = ações permanentes

Q_{sc} = sobrecarga de utilização

Q_v = ações do vento à 90° graus (perpendicular à maior dimensão em planta)

As combinações 1 e 2 foram geradas para a verificação das tensões (pressões) máximas do solo em relação à tensão admissível do mesmo. As combinações 3 e 4 estão relacionadas ao Estado Limite Último da estrutura, para fins de análise da estabilidade global e dimensionamento dos elementos estruturais (vigas, pilares, e sapatas). Ventos à 0°, 180° e 270° foram dispensados das análises

deste trabalho em razão da simetria do edifício e da esbeltez do mesmo em torno da maior dimensão em planta.

Na análise estrutural empregou-se o modelo de pórtico espacial com diagramas rígidos (lajes). Nas análises envolvendo as combinações do Estado Limite Último, a não-linearidade física foi considerada utilizando-se o valor reduzido de rigidez à flexão ($0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c$) tanto para vigas quanto para pilares, conforme permitido pela NBR 6118. Os efeitos globais de segunda ordem foram avaliados de forma aproximada, a partir do coeficiente γ_z recomendado pela NBR 6118.

A deformabilidade do solo foi representada por molas elásticas, cujas constantes são calculadas em função das dimensões da base das sapatas e dos recalques.

5.2.4 Características do solo

Tanto a tensão admissível do solo quanto os parâmetros de deformabilidade necessários para a estimativa de recalques (como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson das camadas de solo) foram avaliados a partir do perfil de sondagem SPT, conforme a Figura 5.29.

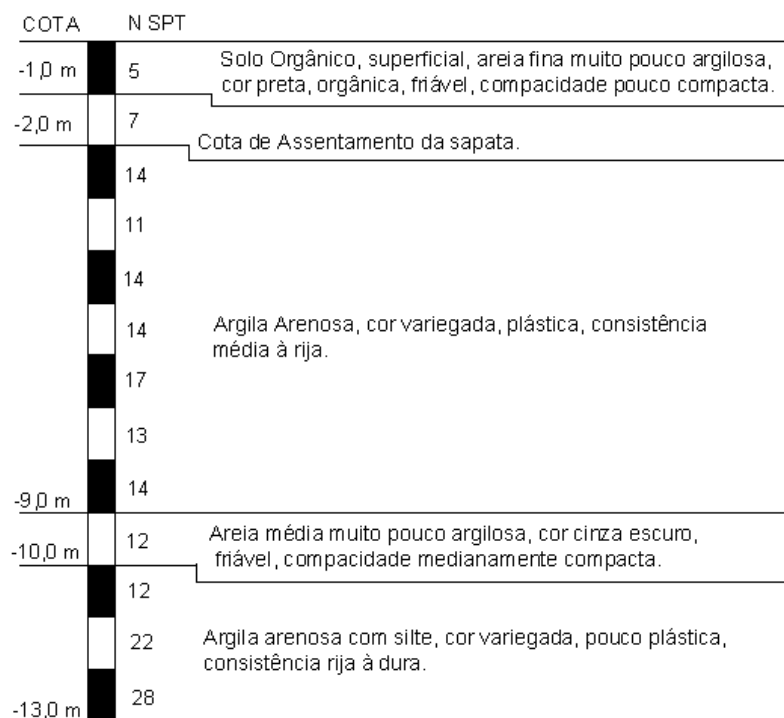


Figura 5.29: Perfil de sondagem SPT do solo do exemplo numérico

A tensão admissível do solo foi avaliada segundo correlações empíricas com a sondagem SPT, conforme formulação específica para o caso de sapatas, demonstradas por TEIXEIRA (1996). A partir dessa avaliação, empregou-se como tensão admissível o valor de 0,27 MPa. Para o cálculo dos recalques, empregou-se o método de AOKI-LOPES (1975). O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson das camadas de solo foram avaliados conforme valores propostos por TEIXEIRA & GODOY (1996).

5.2.5 Análise estrutural e resultados

Inicialmente foram processadas as combinações de ações 1 a 4 admitindo-se fundações indeslocáveis, para fins de pré-dimensionamento das sapatas e de análises comparativas. Com as dimensões adotadas para a base das sapatas, as quatro combinações foram novamente processadas, considerando-se agora a ISE.

Foram adotadas as seguintes dimensões para a base das sapatas (Tabela 5.7):

Tabela 5.7 – Dimensões adotadas para as sapatas do exemplo numérico

Sapata	Dimensões da base (m)
P1, P5, P11 e P15	2,15 x 2,15
P2, P3, P4, P12, P13 e P14	2,80 x 2,80
P6 e P10	2,70 x 2,70
P7, P8 e P9	3,55 x 3,55

Nas combinações 1 e 2 considerando a ISE, as tensões máximas no solo não ultrapassaram e nem se distanciaram muito da tensão admissível, indicando que as dimensões adotadas para as bases das sapatas estão adequadas para as análises.

São apresentados, a seguir, alguns resultados da análise estrutural considerados mais importantes. Em virtude da simetria do edifício, foram omitidos nas tabelas a seguir os valores associados às sapatas dos pilares P4, P5, P9 e P10 e, quando atuarem apenas cargas verticais, também P14 e P15.

A Tabela 5.8 mostra os valores das cargas verticais transferidas ao solo e os correspondentes recalques, com e sem a consideração da ISE. Nesta última, os

recalques são avaliados a partir das reações verticais nos apoios, considerando-os indeslocáveis (engastados).

Tabela 5.8 – Carga vertical e recalques do solo: ações gravitacionais (CB1)

Sapata	Com ISE (A)		Sem ISE (B)		Relação B/A Recalque	Relação B/A Carga vertical
	Recalque (cm)	Carga vertical (kN)	Recalque (cm)	Carga vertical (kN)		
1	0,968	861	0,855	750	0,883	0,870
2	1,456	1600	1,433	1563	0,984	0,977
3	1,484	1577	1,425	1488	0,960	0,943
6	1,469	1607	1,495	1637	1,018	1,019
7	2,074	2832	2,243	3095	1,081	1,093
8	2,103	2751	2,235	2937	1,063	1,068

Os valores da Tabela 5.8 confirmam a conhecida redistribuição de esforços decorrente da deformabilidade do solo: o alívio dos pilares mais centrais e o acréscimo de carga vertical para os pilares mais periféricos.

Na Tabela 5.9 são apresentados os coeficientes de reação vertical obtidos em cada combinação de ações. A diferença pouco significativa entre os valores da pode ser explicada pelo fato dos recalques induzidos pelas ações verticais predominarem sobre recalques induzidos pelas ações horizontais do vento. Assim, os valores da Tabela 5.9 sugerem que os coeficientes de reação vertical obtidos para as ações verticais do edifício poderiam ser utilizados na determinação dos coeficientes de mola das demais combinações (incluindo ELU e ELS), sem a necessidade de recorrer ao procedimento iterativo.

Tabela 5.9 – Coeficientes de reação vertical (kN/cm³) obtidos nas combinações de ações

Sapata	CB1	CB2	CB3	CB4
1	1,925	1,930	1,928	1,931
2	1,401	1,406	1,404	1,407
3	1,355	1,361	1,359	1,363
4	1,401	1,406	1,404	1,407
5	1,925	1,930	1,928	1,931
6	1,501	1,501	1,501	1,501
7	1,083	1,083	1,083	1,082
8	1,038	1,038	1,038	1,038
9	1,083	1,083	1,083	1,082
10	1,501	1,501	1,501	1,501
11	1,925	1,919	1,921	1,920
12	1,401	1,396	1,398	1,397
13	1,355	1,348	1,351	1,349
14	1,401	1,396	1,398	1,397
15	1,925	1,919	1,921	1,920

Na Tabela 5.10 estão contidos os esforços solicitantes nos pilares junto às fundações, sendo que os valores dos momentos fletores M_y e M_z referem-se ao sistema de coordenada local empregado pelo programa de resolução de pórticos espaciais. Para facilitar a interpretação dos valores, notar que M_y está associado ao momento gerado pelas ações de vento à 90° e M_z associado às ações de vento à 0°.

Tabela 5.10 – Esforços nos pilares junto às fundações: Combinação 4 (CB4)

Pilar	Com ISE (A)			Sem ISE (B)			Relação B/A	
	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	N	My
1	1194	56,01	8,53	1056	55,49	8,16	0,885	0,991
2	2123	126,20	1,45	2077	141,75	2,58	0,978	1,123
3	2094	123,97	0,00	1986	140,79	0,00	0,949	1,136
6	1933	113,95	16,33	1970	134,25	21,44	1,019	1,178
7	3368	237,81	1,67	3675	285,32	4,96	1,091	1,200
8	3274	232,37	0,00	3491	283,92	0,00	1,066	1,222
11	897	38,54	8,45	770	39,29	8,24	0,859	1,019
12	1725	92,14	1,37	1686	99,74	2,50	0,977	1,082
13	1699	90,63	0,00	1599	99,48	0,00	0,941	1,098

Os deslocamentos horizontais também foram comparados ao longo dos pavimentos, ou seja, com o uso do programa ESPACIAL_ISE foram obtidos valores

até 48% maiores para o modelo que considera a ISE do que para o modelo indeslocável, conforme ilustra a Figura 5.30.

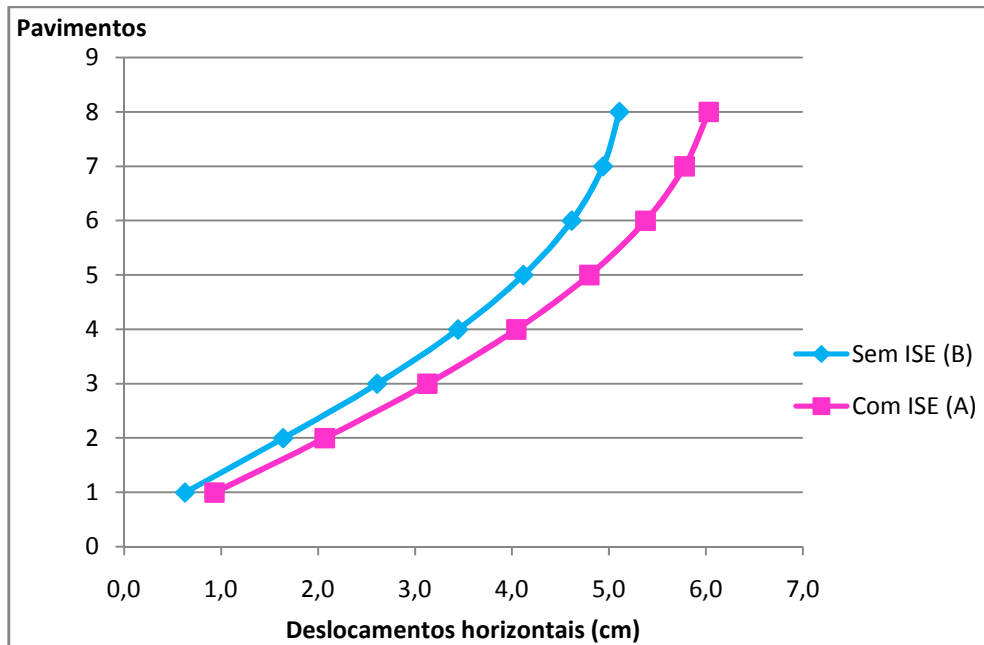


Figura 5.30 – Gráfico comparativo entre os deslocamentos horizontais obtidos nos modelos com e sem ISE, através do programa ESPACIAL_ISE.

Analisando os valores obtidos para o coeficiente gama z entre os diferentes modelos, observou-se que no modelo indeslocável, tanto a CB3 como a CB4 apresentaram valores para γ_z menores que 1,10, classificando a estrutura como de nós fixos, variando muito pouco o resultado de uma combinação para a outra. Já para o modelo que considera a ISE, os valores obtidos ultrapassaram rapidamente o limite de 1,10, sendo encontrado para a CB3, 1,104 e para a CB4, 1,105.

5.2.6 Comparações com os resultados fornecidos pelo programa TQS-SISEs

Com o intuito de validar os resultados obtidos com o procedimento simplificado apresentado, a estrutura do exemplo numérico também foi modelada com o auxílio do sistema computacional SISEs.

Este módulo específico permite a consideração da interação entre a estrutura e o solo por um modelo mais sofisticado e realista, através da discretização do elemento de fundação, tornando possível o cálculo dos recalques em pontos distintos deste. Além disso, o processo iterativo para se obter os resultados finais de

coeficientes de mola e esforços é automatizado, constituindo um processo mais rápido e prático, tendo em vista que a estrutura e as fundações fazem parte de um modelo integrado.

O programa permite a entrada de dados específicos do maciço de solo possibilitando o cálculo da capacidade de suporte do mesmo com base nas informações de sondagens e no pré-dimensionamento das fundações. Neste caso, foram adotadas as mesmas dimensões obtidas anteriormente para as sapatas isoladas, observando-se sempre a tensão admissível do solo.

Para fins de comparação, buscou-se adotar critérios semelhantes aos empregados pelo programa ESPACIAL_ISE. Optou-se pelo método da Teoria da Elasticidade para a obtenção dos coeficientes de reação vertical (recalque vertical estimado), empregando-se as equações de MINDLIN e o procedimento de STEINBRENNER. Para a avaliação do módulo de elasticidade das camadas, empregou-se a expressão sugerida por TEIXEIRA & GODOY (1996) (Equação 5.7):

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N \quad (5.7)$$

Sendo α e K coeficientes empíricos retirados de tabelas sugeridas pelos referidos autores, conforme o tipo de solo; e N o índice de resistência à penetração (sondagem SPT).

Foi realizada a correção dos coeficientes de reação vertical pela teoria de BOROWICKA (1936), por meio de um fator de rigidez relativo – K_r . A correção serve para aproximar os resultados finais de tensões e recalques da Teoria da Elasticidade, sendo válido somente para o caso de sapatas isoladas.

Para a propagação de tensões, utilizou-se o método de BOUSSINESQ (1885), o qual considera um meio elástico, homogêneo e semi-infinito sujeito a um carregamento vertical, retangular e uniforme.

As sapatas foram discretizadas em uma malha com quatro subdivisões, em ambas as direções, conforme mostra a Figura 5.31. Cada nó é representado por um conjunto de três molas: translação vertical e rotação em duas direções.

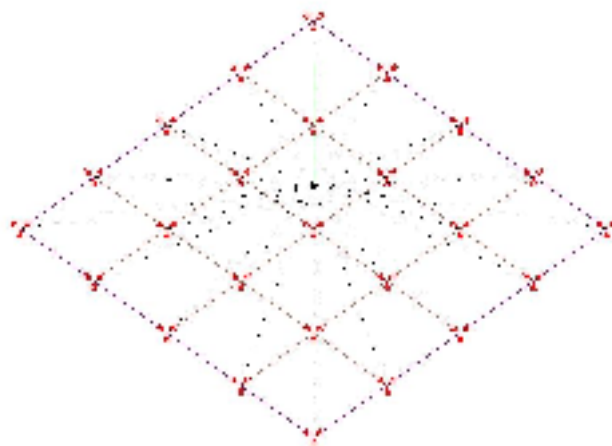


Figura 5.31 – Discretização das sapatas.

As Figuras 5.32 e 5.33 indicam a magnitude dos recalques obtidos pelo sistema SISEs.

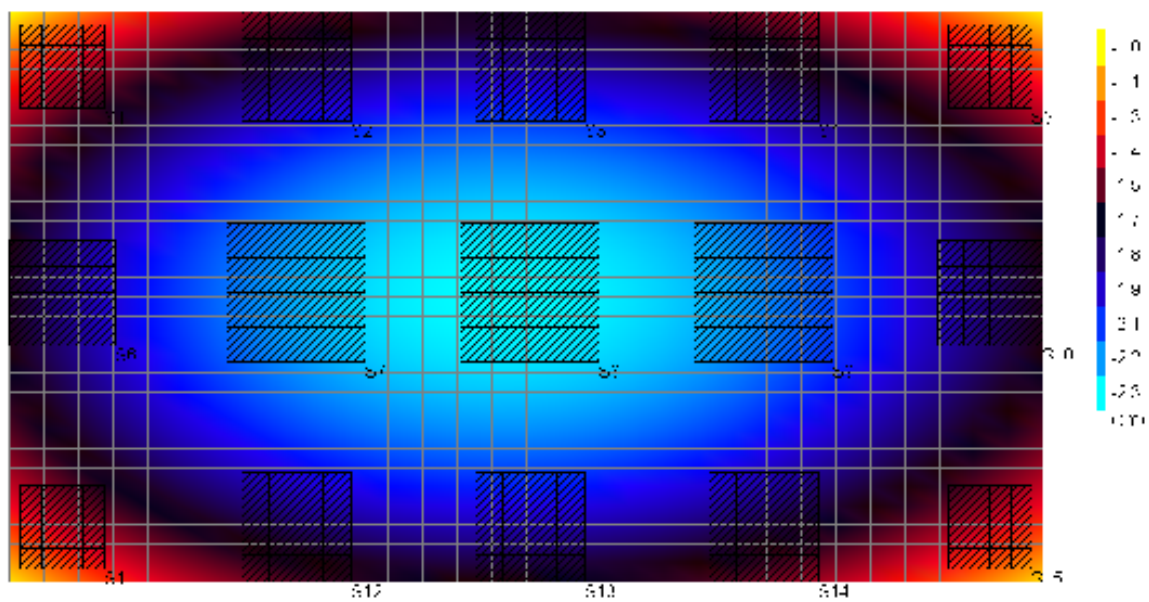


Figura 5.32 – Bacia de recalques médios.

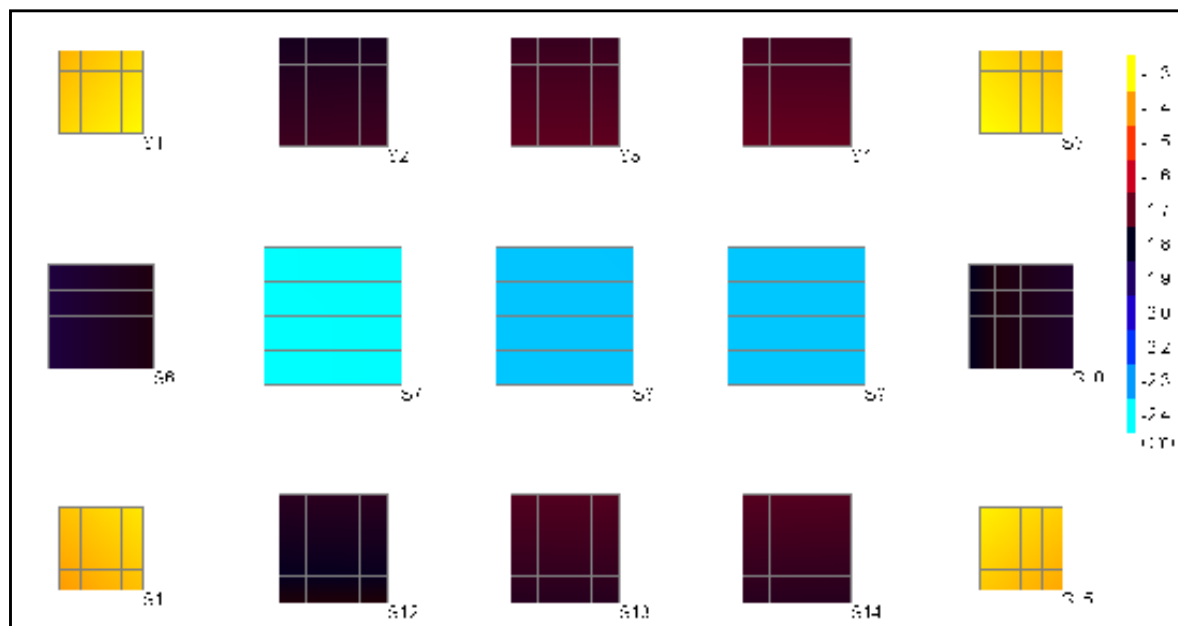


Figura 5.33 – Recalques por elemento de fundação.

As Tabelas 5.11 e 5.12 mostram uma comparação entre os resultados obtidos pelo programa ESPACIAL_ISE e pelo sistema SISEs da TQS. Apesar das diferenças observadas nos valores dos coeficientes de reação vertical e nos recalques absolutos, pode-se notar que as diferenças nos recalques diferenciais são pequenas, o que certamente levou a valores muito próximos observados para as cargas verticais.

Tabela 5.11 – Comparação entre Coeficientes de Reação Vertical – k_v ou CRV obtidos para a CB1:

Sapatas	Coeficientes de Reação Vertical – k_v ou CRV (KN/cm ³)		
	Programa Espacial_ISE (A)	Programa TQS (B)	Relação A/B
1; 5; 11; 15	0.01925	0.01179	1.6327
2; 4; 12; 14	0.01401	0.00982	1.4267
3; 13	0.01355	0.00982	1.3798
6; 10	0.01501	0.01006	1.4920
7; 9	0.01083	0.00842	1.2862
8	0.01038	0.00842	1.2328

Tabela 5.12 – Comparação entre cargas verticais e recalques do solo para ações gravitacionais (CB1)

Sapata	Programa ESPACIAL_ISE - (A)		Programa TQS-SISEs - (B)		Relação B/A	
	Recalque (cm)	Carga vertical (kN)	Recalque (cm)	Carga vertical (kN)	Recalque	Carga vertical
1	0,968	861	1,320	856	1,363	0,994
2	1,456	1600	1,810	1643	1,243	1,027
3	1,484	1577	1,780	1611	1,199	1,022
6	1,469	1607	1,900	1642	1,293	1,022
7	2,074	2832	2,430	3029	1,171	1,070
8	2,103	2751	2,370	2952	1,127	1,073

Os resultados obtidos pelo programa ESPACIAL_ISE mostraram-se satisfatórios, comprovando a eficácia da simplificação adotada, uma vez que, os valores obtidos não tiveram consideráveis divergências dos valores calculados pelo módulo SISEs da TQS.

Os efeitos da consideração da ISE foram verificados em ambas as análises, podendo-se observar a ocorrência da redistribuição de esforços ao se considerar a deformabilidade do solo: pilares centrais mais aliviados e os periféricos acrescidos de carga vertical. O recalque vertical estimado apresentou certa diferença entre os métodos de cálculo utilizados, porém, o recalque diferencial não teve variações significativas.

Mesmo que de uma forma simplificada e sem a discretização das fundações, a consideração das características do maciço de solo no dimensionamento estrutural de um edifício é extremamente importante e válida, uma vez que conduz a resultados mais realistas e confiáveis que a hipótese de apoios indeslocáveis.

Não se deve deixar de reconhecer que a discretização das sapatas apresenta vantagens, especialmente em função da automatização de obtenção dos esforços para o dimensionamento. Além disso, a discretização das sapatas pode ser necessária em situações mais gerais que os casos de sapatas isoladas e pilares retangulares com centro de gravidade coincidentes.

5.3 Exemplo 3: Consideração das etapas construtivas

Com a finalidade de tornar o modelo em estudo ainda mais próximo da realidade construída, neste exemplo foi considerado o efeito incremental construtivo na modelagem do edifício analisado no exemplo anterior.

Considerar a seqüência construtiva na análise estrutural consiste em aplicar as cargas na estrutura de forma gradativa, ou seja, aplicam-se os carregamentos na medida em que cada pavimento é estruturado na prática. Dessa maneira, os esforços solicitantes vão se somando a cada etapa, conforme ilustra a Figura 5.34. Esta forma de análise é, a rigor, mais realista que a forma convencional que considerar a estrutura pronta com os carregamentos sendo aplicados instantaneamente.

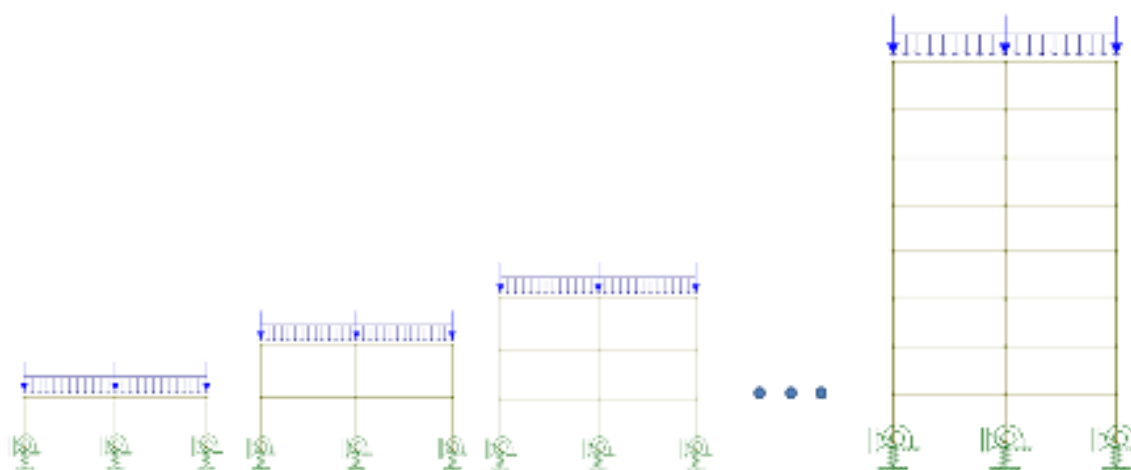


Figura 5.34 – Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).

O edifício foi modelado em pórtico espacial levando-se em consideração a deformabilidade do solo. Empregou-se uma rotina computacional adaptada do programa ESPACIAL_ISE para automatizar o processo incremental.

Foram adotadas ações verticais iguais as do edifício analisado no exemplo 2. Considerou-se, por simplicidade, a mesma sobrecarga da estrutura pronta durante todas as etapas construtivas, embora se saiba que as sobrecargas geradas no período de obras (operários, equipamentos, ferramentas, materiais, etc) não sejam iguais do edifício em funcionamento.

As análises comparativas foram feitas para o pórtico central do edifício (P3/P8/P13). Os esforços e deslocamentos totais em cada elemento são resultantes do simples somatório dos efeitos obtidos em cada etapa construtiva, uma vez que, trata-se de uma análise elástica e linear, como mostram as Tabelas 5.13, 5.15 e 5.18. Foi utilizada a combinação CB1, do exemplo anterior, para as análises.

Na Figura 5.35, com valores discriminados na Tabela 5.13, a curva seqüencial ilustra a situação real de um edifício construído, ou seja, quando o primeiro pavimento é construído e conseqüentemente suas cargas são aplicadas à estrutura, os pavimentos superiores ainda não existem, logo, não serão afetados por este carregamento. Seguindo este raciocínio, o último pavimento somente sofrerá ações de sua própria carga, enquanto o primeiro pavimento será o mais afetado.

Ao contrário disto, a curva que não considera as etapas construtivas (convencional) e aplica a carga de uma única vez na estrutura já pronta, mostra resultados cumulativos para o último pavimento, o qual supostamente sofreria ações das cargas dos pavimentos inferiores a ele.

Tabela 5.13 – Deslocamentos verticais no apoio central, passo a passo, conforme a seqüência construtiva, onde (A) a análise seqüencial considerando a ISE.

Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	(A)
0	-0,26	-0,25	-0,25	-0,25	-0,25	-0,24	-0,24	-0,24	-1,991
1	-0,28	-0,27	-0,27	-0,27	-0,27	-0,26	-0,26	-0,26	-2,140
2		-0,29	-0,29	-0,29	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-1,992
3			-0,31	-0,31	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-1,813
4				-0,33	-0,32	-0,32	-0,32	-0,31	-1,598
5					-0,34	-0,34	-0,34	-0,33	-1,348
6						-0,36	-0,35	-0,35	-1,064
7							-0,37	-0,37	-0,745
8								-0,39	-0,390

Tabela 5.14 – Diferença ente os deslocamentos verticais obtidos para o apoio central: (A) a análise seqüencial considerando a ISE, (B) a análise convencional considerando a ISE e (C) a análise convencional sem ISE, (em centímetros).

Pav.	(A)	(B)	(C)	%(B)/(A)	%(C)/(A)
0	-1,991	-1,912	0,00	3,96	100,00
1	-2,140	-2,055	-0,15	3,98	92,87
2	-1,992	-2,180	-0,29	-9,39	85,65
3	-1,813	-2,287	-0,40	-26,15	77,92
4	-1,598	-2,376	-0,50	-48,70	68,99
5	-1,348	-2,448	-0,57	-81,52	57,60
6	-1,064	-2,501	-0,63	-135,09	40,89
7	-0,745	-2,537	-0,67	-240,78	10,40
8	-0,390	-2,556	-0,69	-555,28	-76,00

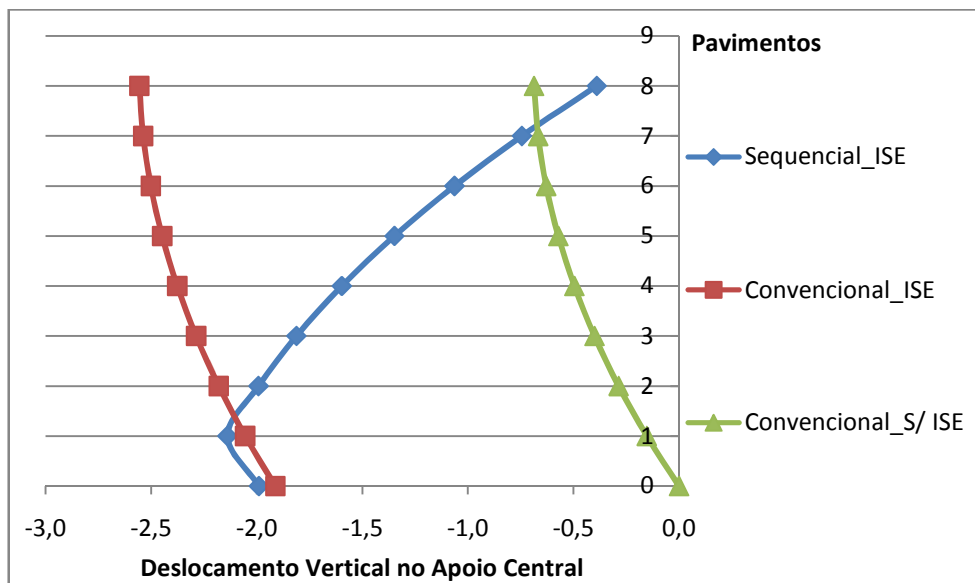


Figura 5.35 – Deslocamento vertical no apoio central, conforme os três tipos de modelagem.

Pela Tabela 5.16 e respectivo gráfico da Figura 5.36, pode-se perceber que os resultados entre uma análise incremental construtiva e uma análise convencional apresentam diferenças consideráveis. Os momentos na viga junto ao apoio central (P8), considerando o pórtico central em análise, chegam a apresentar valores 40,66% maiores quando se considera as etapas construtivas para o carregamento.

Tabela 5.15 – Momentos negativos na viga V6, junto ao apoio central: acumulativos ao longo das etapas construtivas, considerando a ISE (A).

Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	(A)
1	-97,55	9,40	5,16	5,74	5,31	5,12	4,89	4,69	-57,24
2		-97,40	9,56	5,26	5,84	5,39	5,19	4,95	-61,21
3			-97,42	9,49	5,20	5,77	5,32	5,11	-66,52
4				-97,44	9,47	5,17	5,73	5,27	-71,81
5					-97,47	9,42	5,12	5,67	-77,26
6						-97,51	9,38	5,07	-83,07
7							-97,55	9,33	-88,23
8								-97,60	-97,60

Tabela 5.16 – Comparação entre os momentos negativos na viga V6 obtidos junto ao apoio central pelos modelos: (A) a análise seqüencial com ISE, (B) a análise convencional com ISE e (C) a análise convencional com apoios fixos.

Pav.	(A)	(B)	(C)	%(B)/(A)	%(C)/(A)
1	-57,24	-59,94	-93,55	-4,71	-63,43
2	-61,21	-56,32	-90,29	7,98	-47,51
3	-66,52	-56,21	-89,12	15,50	-33,97
4	-71,81	-55,52	-87,82	22,69	-22,30
5	-77,26	-54,95	-86,76	28,87	-12,30
6	-83,07	-55,10	-86,40	33,66	-4,01
7	-88,23	-52,36	-84,03	40,66	4,76
8	-97,60	-63,88	-92,48	34,55	5,25

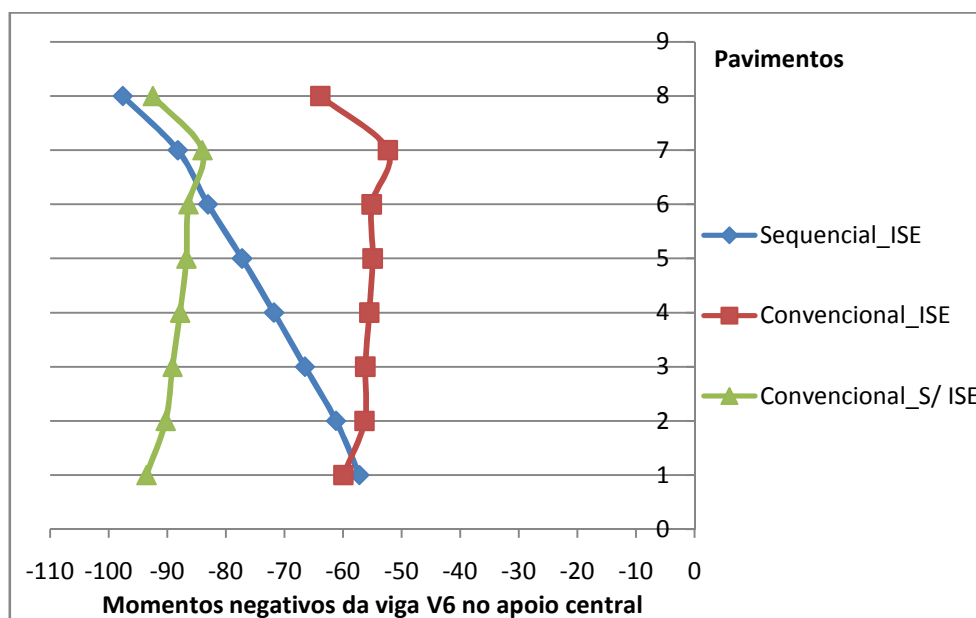


Figura 5.36 – Momentos negativos na viga V6 junto ao apoio central (P8).

A Tabela 5.19 e Figura 5.37 mostram os momentos das vigas junto aos apoios de extremidade (P3 e P13), onde foram verificados, para a análise incremental construtiva, valores com uma diferença de até 55,89% menores do que

a análise convencional sendo que, esta diferença tende a ser maior à medida que se aumentam o número de pavimentos.

Tabela 5.18 – Momentos na viga V6, junto aos apoios de extremidade, sendo (A) a análise seqüencial com ISE.

Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	(A)
1	63,14	12,15	3,92	5,38	4,79	4,66	4,44	4,26	102,74
2		63,70	12,44	4,17	5,61	5,00	4,85	4,62	100,38
3			63,63	12,34	4,08	5,52	4,91	4,75	95,23
4				63,62	12,32	4,06	5,48	4,87	90,35
5					63,59	12,28	4,01	5,43	85,32
6						63,56	12,24	3,96	79,76
7							63,53	12,19	75,71
8								63,49	63,49

Tabela 5.19 – Comparação entre momentos obtidos na viga V6, junto aos apoios de extremidade, sendo (A) a análise seqüencial com ISE, (B) a análise convencional com ISE e (C) a análise convencional com apoios fixos.

Pav.	(A)	(B)	(C)	%(B)/(A)	%(C)/(A)
1	102,74	106,32	76,21	-3,48	25,83
2	100,38	112,67	80,85	-12,25	19,46
3	95,23	112,14	81,60	-17,76	14,31
4	90,35	112,90	82,86	-24,95	8,29
5	85,32	113,51	83,92	-33,05	1,64
6	79,76	112,81	83,84	-41,44	-5,11
7	75,71	118,03	88,03	-55,89	-16,27
8	63,49	94,81	70,82	-49,33	-11,55

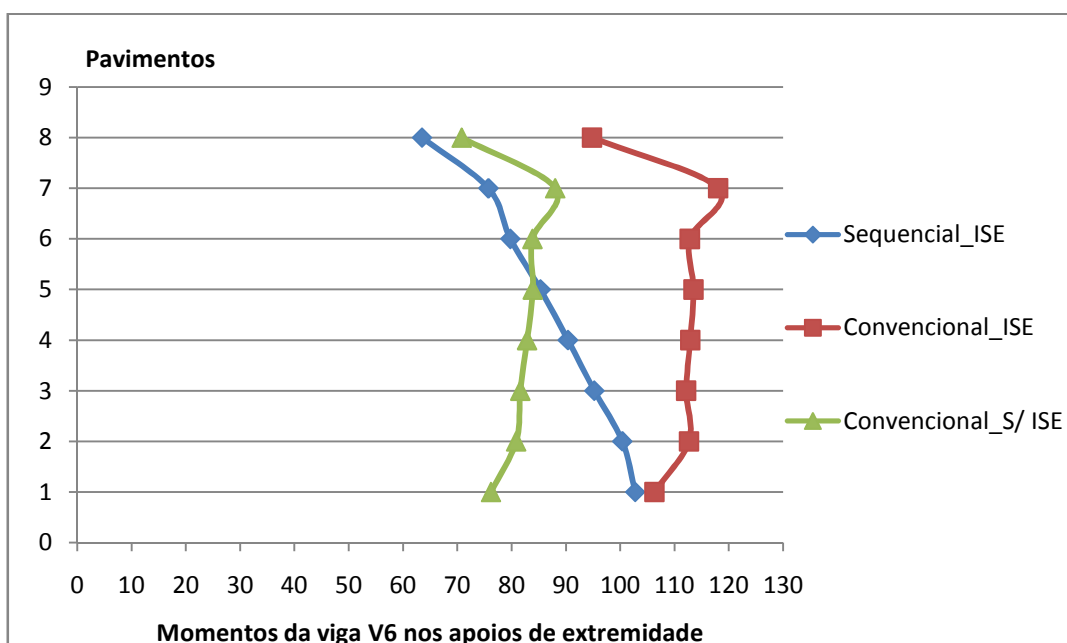


Figura 5.37 – Momentos na viga V6 junto aos apoios de extremidade (P3 e P13).

Muitas análises já realizadas comprovam a importância da consideração da sequência construtiva em conjunto com a Interação Solo-Estrutura na modelagem de edifícios altos. Porém, conforme já relatado por Crespo (2004), observa-se discrepância considerável nos resultados quando realizadas comparações entre modelos tradicionais e aqueles que consideram as etapas construtivas mesmo para edifícios baixos.

5.4 Exemplo 4: Edifício Spazio Uno

Neste último exemplo buscou-se modelar um edifício com geometria real, a fim de mostrar problemas reais com os quais o projetista se depara no dimensionamento da estrutura.

O modelo foi adaptado do trabalho de Carmo (1995) para a adequação a NBR 6118 (2007), uma vez que, quando projetado, foi baseado na versão anterior da NBR 6118, de 1978. O referido edifício também foi objeto de estudos no trabalho de Delalibera et al. (2005).

O Edifício Spazio Uno tem sua estrutura em concreto armado e é constituído de dezessete pavimentos-tipo, sendo um deles o subsolo, com pé-direito de 2,80 e 3,68 metros, respectivamente. Sua fundação é em sapatas isoladas, cujas bases foram dimensionadas a partir da tensão admissível do solo. A planta baixa do pavimento-tipo está representada pela Figura 5.38 e o corte esquemático pela Figura 5.39.

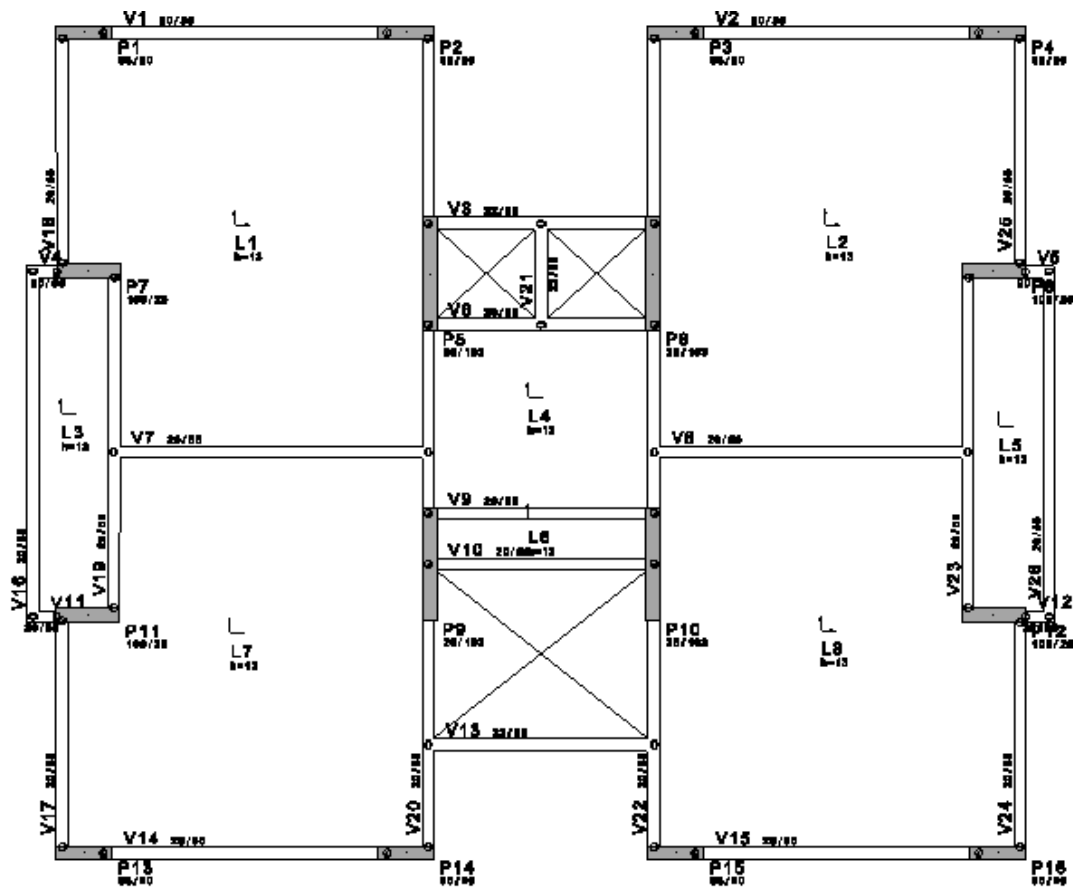


Figura 5.38 - Planta baixa do pavimento tipo – Edifício Spazio Uno.

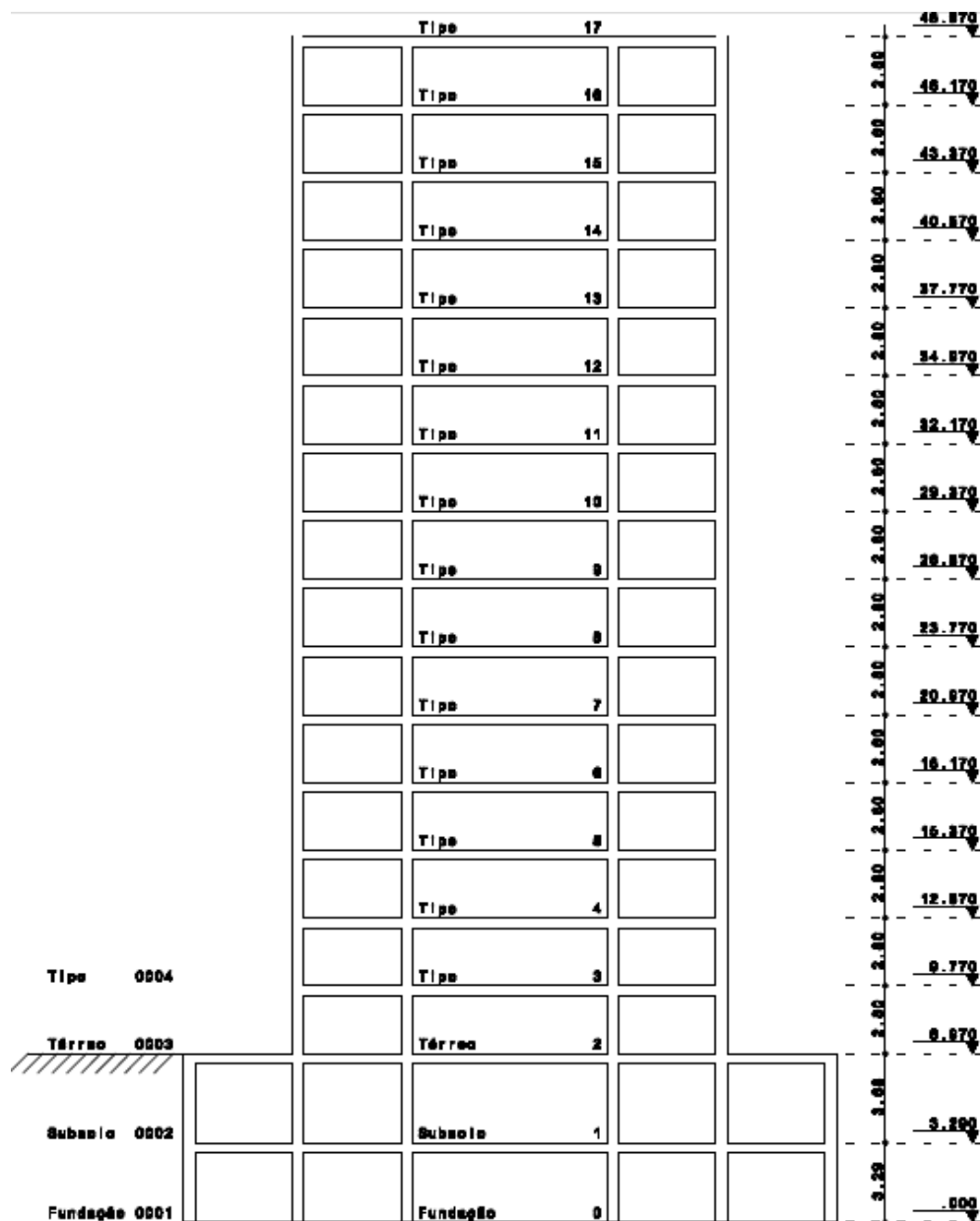


Figura 5.39 – Corte esquemático do Edifício Spazio Uno.

Para esta modelagem foi utilizado o programa da TQS Informática, primeiramente sem a utilização do módulo SISEs, isto é, considerando a estrutura engastada na base. Os resultados obtidos com a hipótese de apoios engastados (indeslocáveis) são comparados com os resultados obtidos ao se ativar o módulo SISEs, o qual permite a introdução de características do solo para a consideração da deformabilidade do mesmo e, conseqüentemente, da estrutura.

Todos os coeficientes associados ao solo foram avaliados a partir do perfil de sondagem SPT conforme ilustra a Figura 5.40.

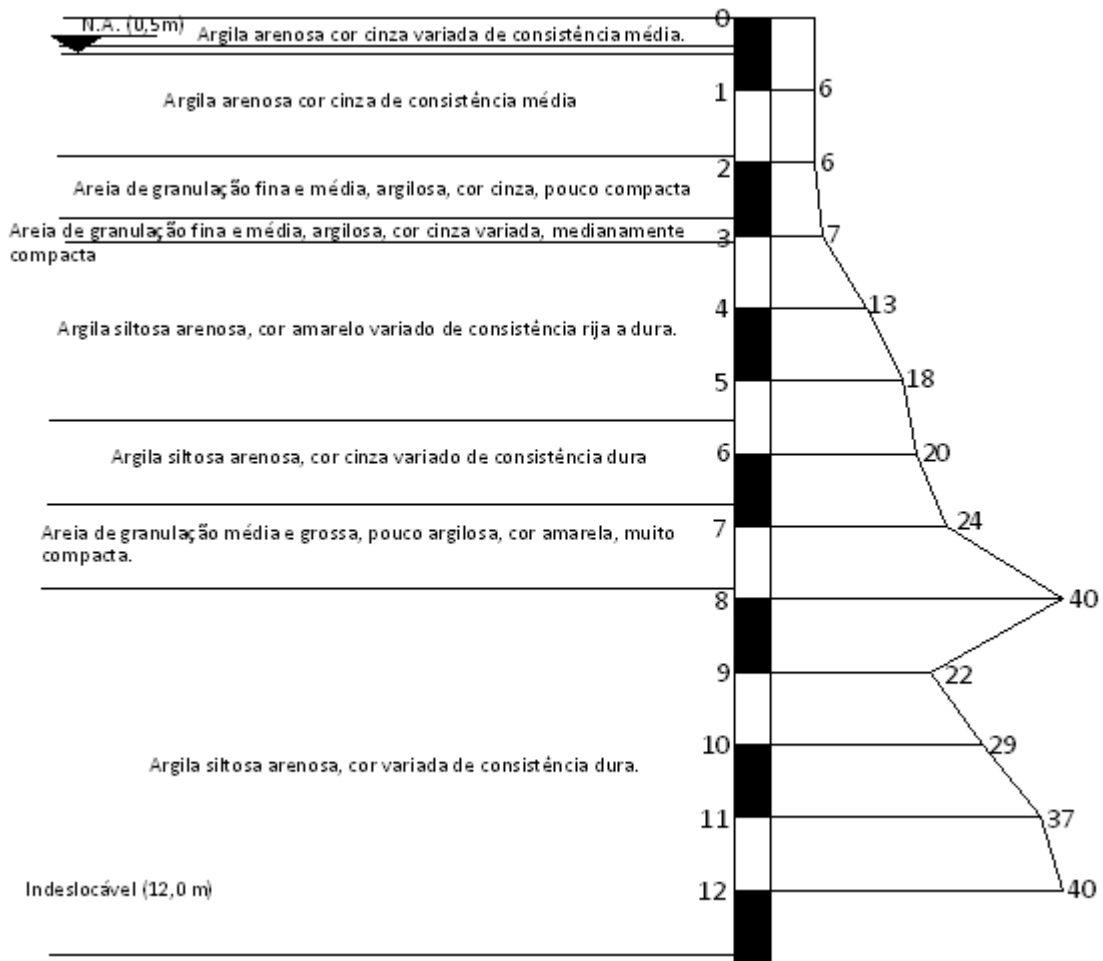


Figura 5.40 – Perfil de sondagem SPT.

5.4.1 Critérios de projeto e sequência de procedimentos

Diversos parâmetros gerais de projeto podem ser escolhidos e/ou informados dentro do programa por meio da edição dos dados do edifício. Nesta fase são informados o número de pavimentos e pé-direito da estrutura, os materiais e resistências, cobrimentos mínimos, cargas e critérios de projeto.

Neste modelo empregou-se concreto com resistência de 25 MPa, sendo considerada a ação do vento, compatível com a região em que a edificação está localizada (São Carlos, SP), as características de rugosidade e relevo, as dimensões e funcionalidade do edifício, conforme mostra a Figura 5.41.

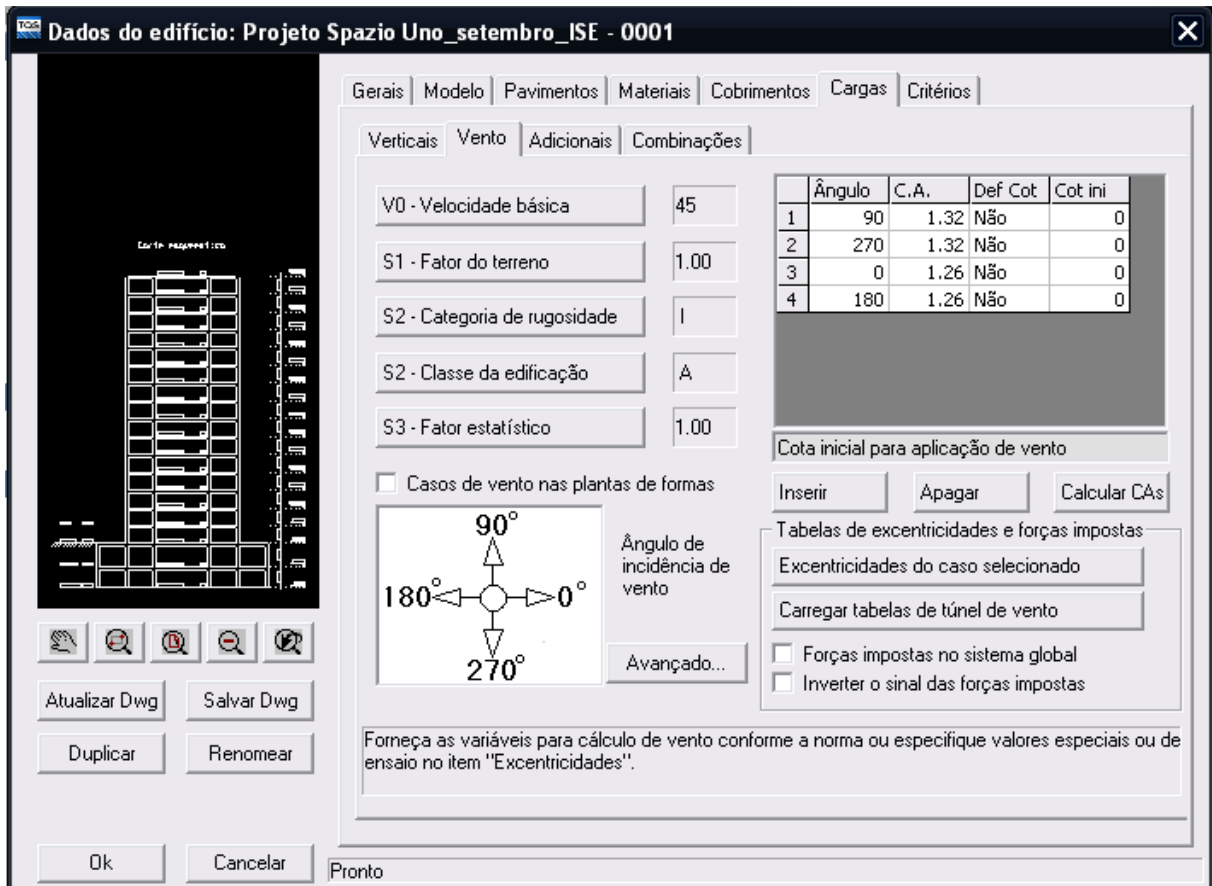


Figura 5.41 – Dados do edifício: determinação das ações do vento.

Dentre os critérios de projeto, podem ser definidos os critérios de cálculo e detalhamento de formas, vigas, pilares, grelhas, pórtico espacial, fundações e demais itens identificados na Figura 5.42. No item pórtico espacial encontram-se parâmetros necessários para as verificações do ELU. O programa possui a opção de considerar a não-linearidade física de uma forma aproximada, por meio da aplicação de coeficientes redutores de rigidez (empregando 0,4 para vigas e 0,8 para pilares), conforme ilustra a Figura 5.43.

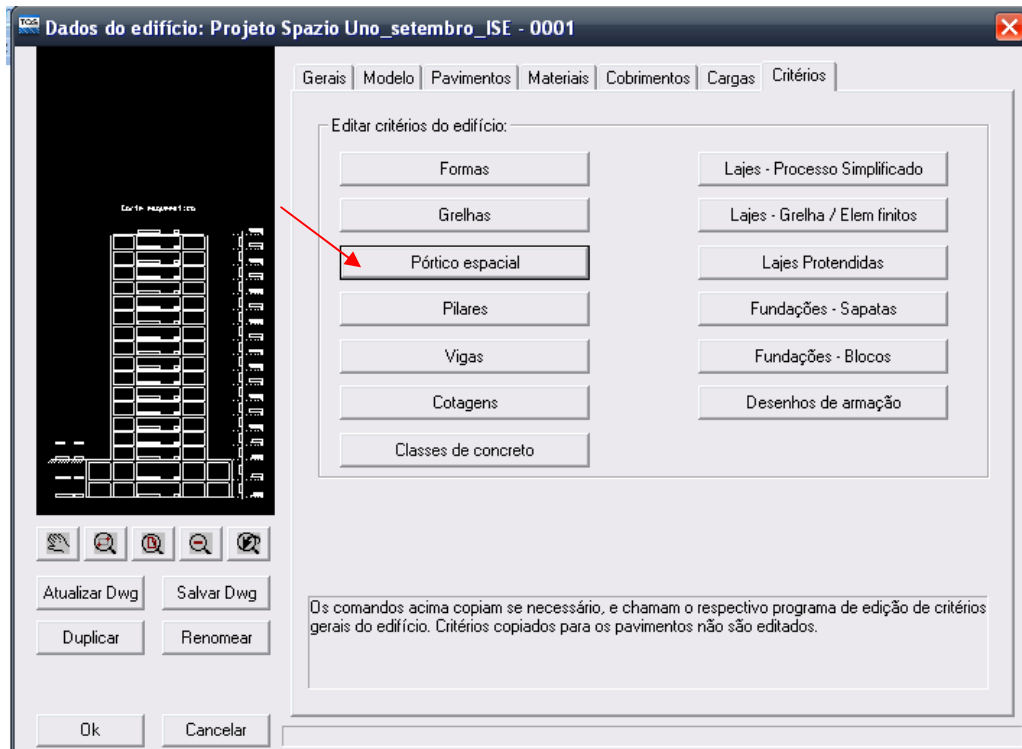


Figura 5.42 - Edição de critérios de projeto.

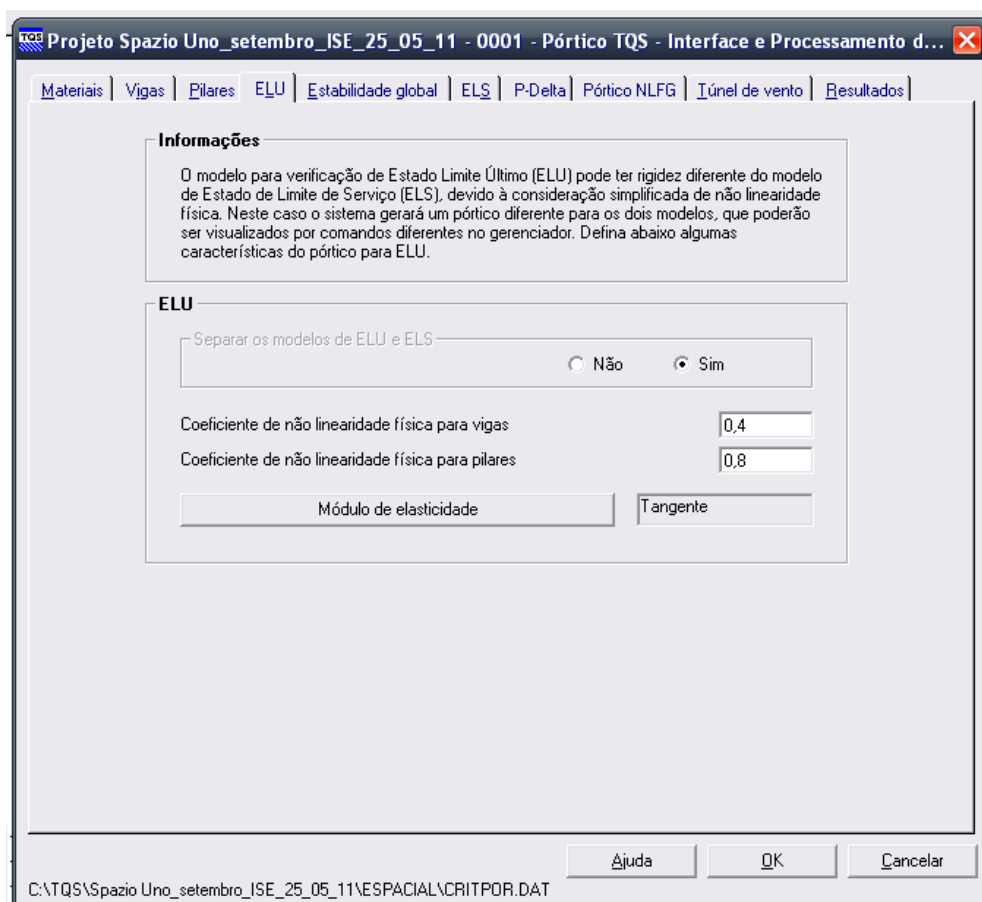


Figura 5.43 – Consideração da não-linearidade física.

A ativação da integração TQS-SISEs (Figura 5.44) permite a geração de dados do processamento (cálculo da estrutura) necessários ao cálculo dos coeficientes do solo.

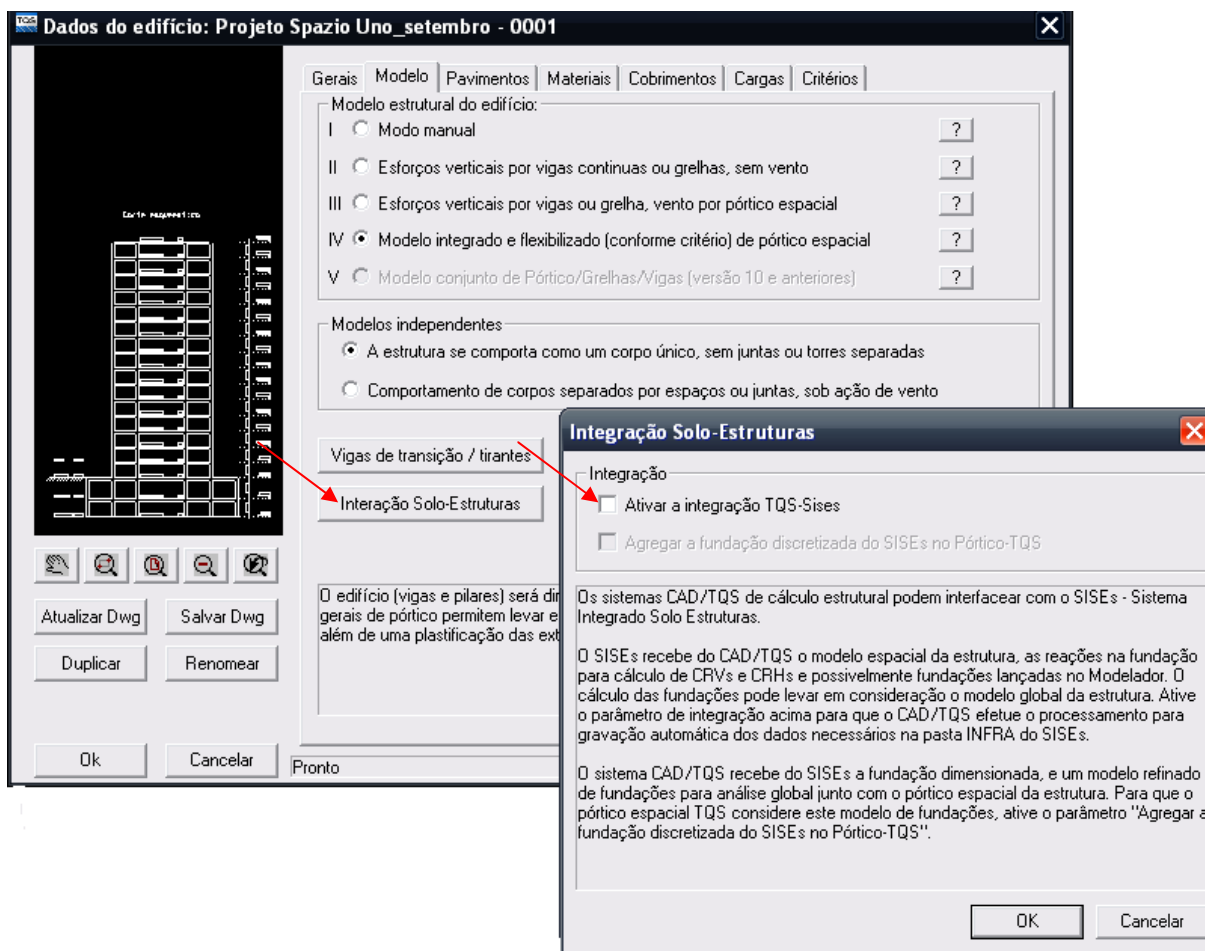


Figura 5.44 – Edição dos dados do edifício: interação solo-estrutura.

O programa também possibilita a escolha dos métodos para o cálculo dos coeficientes do solo, através de valores padronizados, ensaios de placa ou recalque vertical estimado. Ou seja, o projetista necessita, além de conhecimento teórico, ter informações geotécnicas suficientes para poder fazer as escolhas adequadas. A Figura 5.45 mostra os métodos disponíveis para o cálculo por meio de recalque vertical estimado, em areias e argilas.

Sapata isolada, Sapata associada, Radier

Cálculo por:

Valores padronizados
 Ensaio de placas
 Recalque vertical estimado

Valores padronizados ?

Tipo do solo
 SPT (Tensão admissível)
 Tipo de solo (Tensão admissível)

Profundidade para considerar bulbo de pressão * B

Sensível a recalque

Ensaio de placa ?

Ensaio de placa (Terzaghi)
 Ensaio de placas (Outros autores)

Recalque vertical estimado ?

Areia	Argila
<input checked="" type="radio"/> Teoria da elasticidade (Valor típico)	<input checked="" type="radio"/> Teoria da elasticidade (Valor típico)
<input type="radio"/> Teoria da elasticidade (Schmertmann)	<input type="radio"/> Teoria da elasticidade (Schmertmann)
<input type="radio"/> Teoria da elasticidade (Teixeira & Godoy)	<input type="radio"/> Teoria da elasticidade (Teixeira & Godoy)
<input type="radio"/> Schultze & Sherif	<input type="radio"/> Boussinesq
<input type="radio"/> Parry	<input type="radio"/> Rausch & Cestelli Guidi
<input type="radio"/> Boussinesq	<input type="radio"/> Módulo edométrico - Tabelas
<input type="radio"/> Rausch & Cestelli Guidi	<input type="radio"/> Módulo edométrico - SPT
<input type="radio"/> Módulo edométrico - Tabelas	
<input type="radio"/> Módulo edométrico - SPT	

Figura 5.45 - Métodos para o cálculo dos coeficientes de reação vertical.

A Figura 5.46 abaixo ilustra a tela com os métodos para avaliar a capacidade de carga em fundações superficiais, incluindo fatores de forma, coeficientes utilizados para ponderação das resistências e métodos de cálculo.

Em resumo, pelas Figuras 5.42 a 5.46, percebe-se claramente a necessidade de conhecimento multidisciplinar (especialmente estrutural e geotécnico) para a entrada de informações necessárias à consideração da interação solo-estrutura.

Projeto Spazio Uno_setembro_ISE - 0001 - SISES - Edição dos critérios de projeto

Critérios Gerais | Materiais | Elementos de Fundação | Tabelas para CRV e CRH | Capacidade de Carga | Resultados

Solo / C - σ - PE | Fundações Superficiais | Tubulões | Estacas

Fatores de Forma

Fatores de Forma (Terzaghi & Peck, 1967)

Coefficiente Global de Segurança

Nº	CONDIÇÃO	COEFICIENTE
1	Tensão de ruptura de fundações superficiais	3

Defina um valor para o coeficiente.

Coefficientes de Ponderação das Resistências - Fatores de Segurança Parciais

Coefficientes de Ponderação das Resistências

Majoração de Cargas Admissíveis (Combinação de Carregamentos) 30 %

Valores da Coesão (Capacidade de Carga - Terzaghi):

Drenada (efetiva) Não Drenada

Sensibilidade a Recalques (Solo Granular):

Não Sim

Recalques Totais Limites

Métodos de Cálculo:

Tensões de contato

Distribuição Uniforme Distribuição Não-Uniforme ?

Tensões Admissíveis

Terzaghi & Vesic
 Tabela de Tensões Básicas (NBR6122/96)
 Correlação Empírica - SPT
 Capacidade de carga do solo imposta: 0 kgf/cm²

Figura 5.46 – Métodos para avaliação da capacidade de carga.

Depois de definidos os dados do edifício e critérios de projeto, o primeiro passo é processar a estrutura com os pilares nascendo em uma superfície indeslocável, ou seja, ainda sem informações relativas à fundação.

Com este processamento, obtêm-se as reações de apoio da estrutura e demais esforços para o modelo engastado, permitindo o pré-dimensionamento das sapatas. O próximo passo é duplicar os arquivos para que se possa utilizar a mesma base de critérios, porém, agora utilizando o módulo SISEs, conforme ilustra a Figura 5.47.

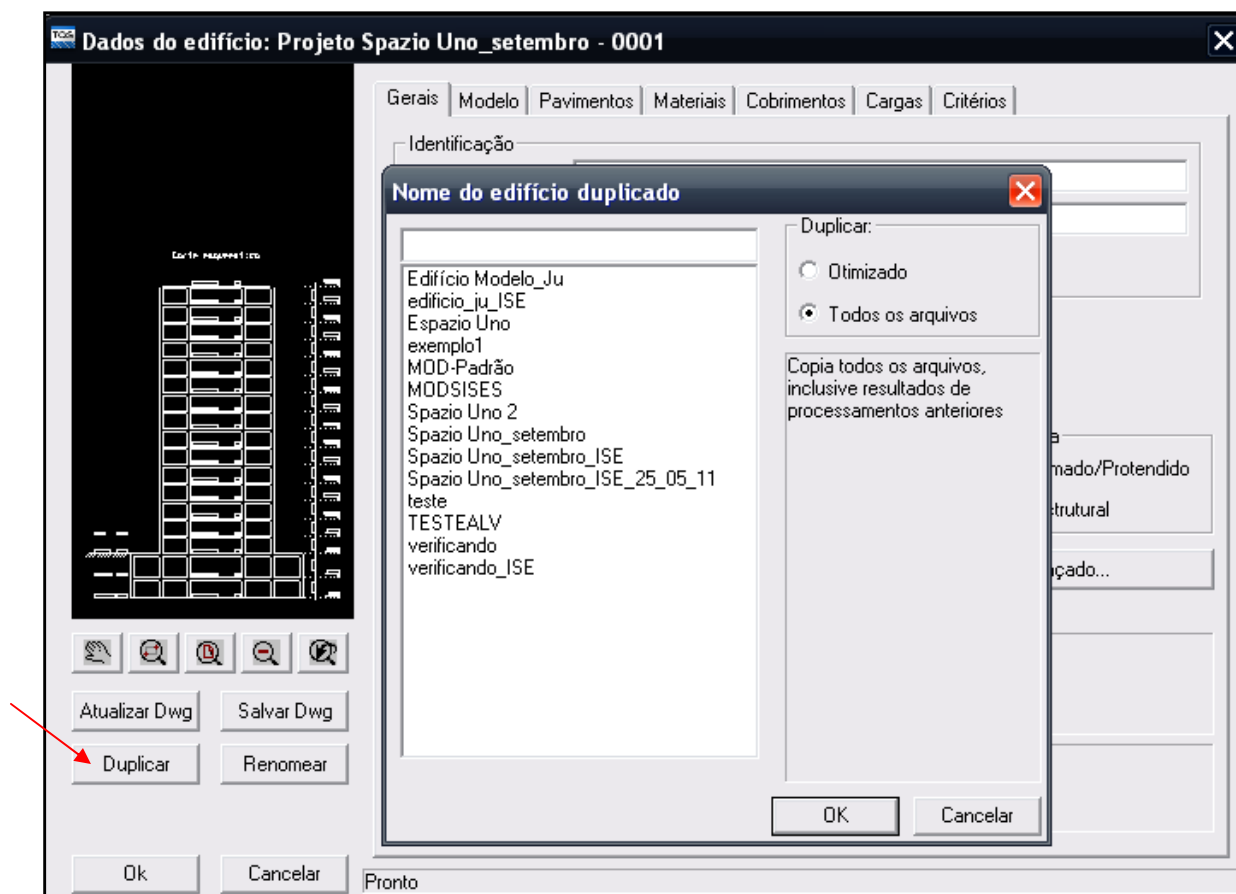


Figura 5.47 – Duplicação dos arquivos para introdução da ISE.

No modelo criado com a duplicação dos arquivos será considerada a ISE. Para isso, é necessário que a estrutura seja novamente processada, agora com a integração Solo-Estrutura ativada conforme a Figura 5.48. Isto permitirá que os arquivos necessários para o módulo de infra-estrutura sejam criados e gravados automaticamente. Deve-se salientar que a segunda opção (vide figura 5.48), a qual permite agregar a fundação discretizada do SISEs no Pórtico-TQS, pode ser ativada somente após o lançamento e o processamento das fundações no SISEs. A função de tal ativação consiste em realizar o caminho inverso, ou seja, permitir a agregação das fundações ao pórtico espacial para a análise global da estrutura.

Com a exportação do processamento inicial do Pórtico-TQS (apoios engastados) para o projeto geotécnico, é viabilizado o cálculo dos coeficientes do solo (Figura 5.49).

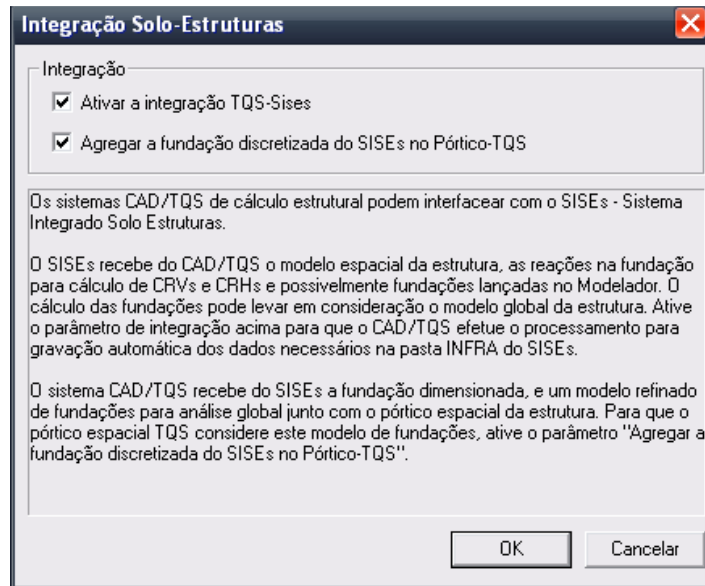


Figura 5.48 – Ativação da Integração Solo-Estruturas.

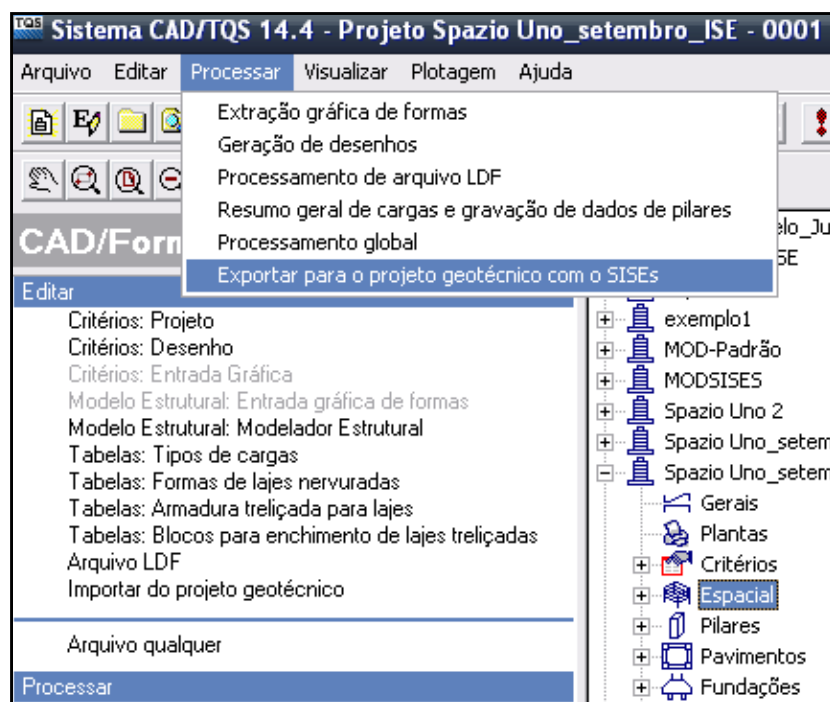


Figura 5.49 – Exportação dos resultados do processamento do projeto estrutural para o SISEs.

Entrando no módulo SISEs, é preciso importar os resultados enviados do pórtico espacial, conforme Figura 5.50.

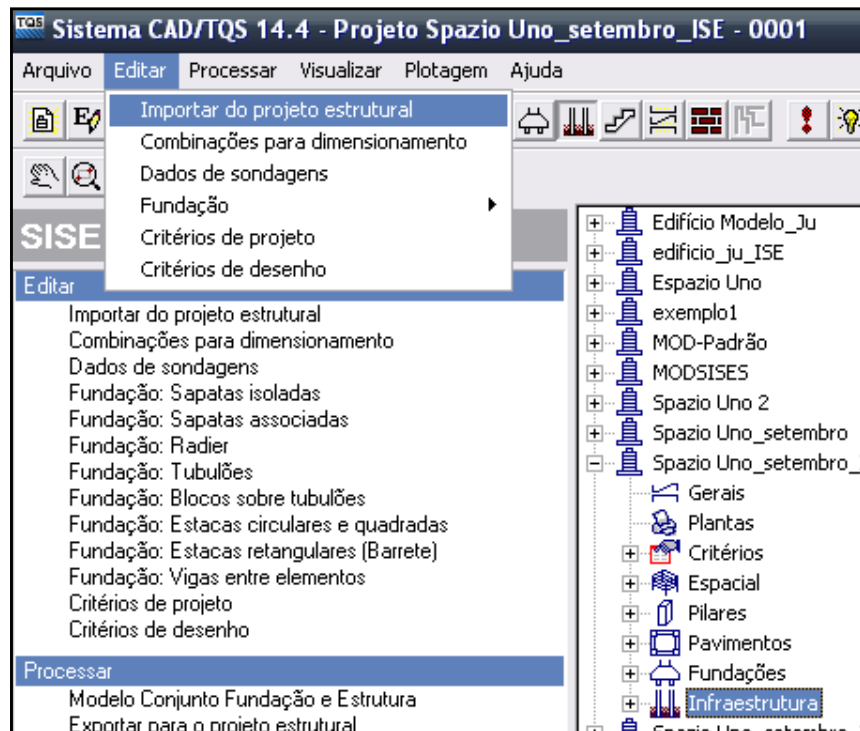


Figura 5.50 – Importando resultados do projeto estrutural para o SISEs.

É necessário informar neste momento as características do solo na aba “Dados de sondagens”, conforme ilustra a Figura 5.51.

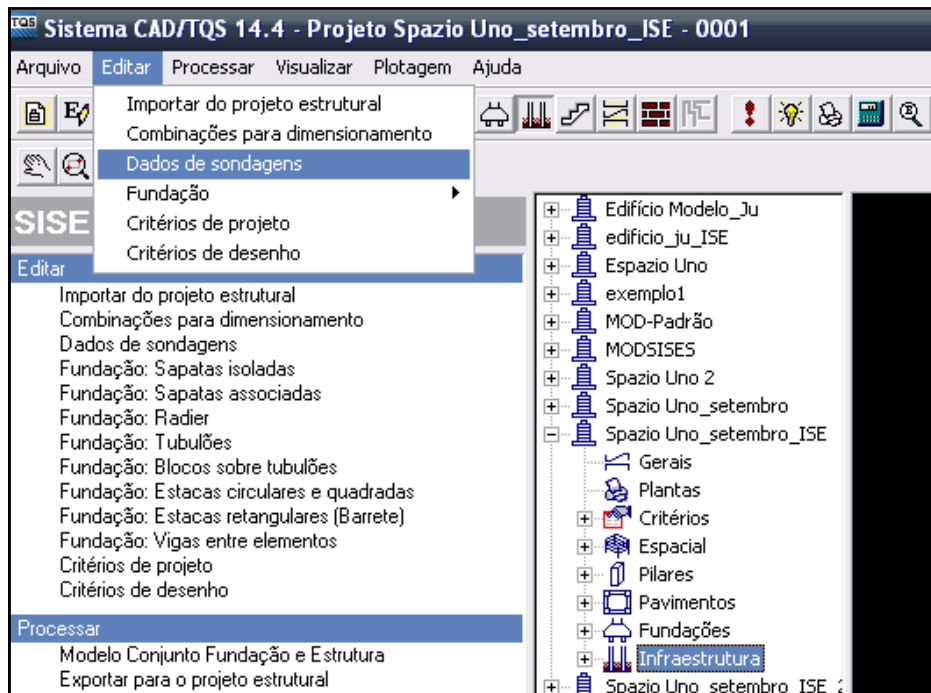


Figura 5.51 – Edição dos dados de sondagem.

É permitida a introdução de mais de um perfil de sondagem para a mesma modelagem, porém introduziu-se apenas um para este exemplo. Como mostra a Figura 5.52, as camadas são introduzidas uma a uma, indicando-se a profundidade e descrição do solo de cada camada.

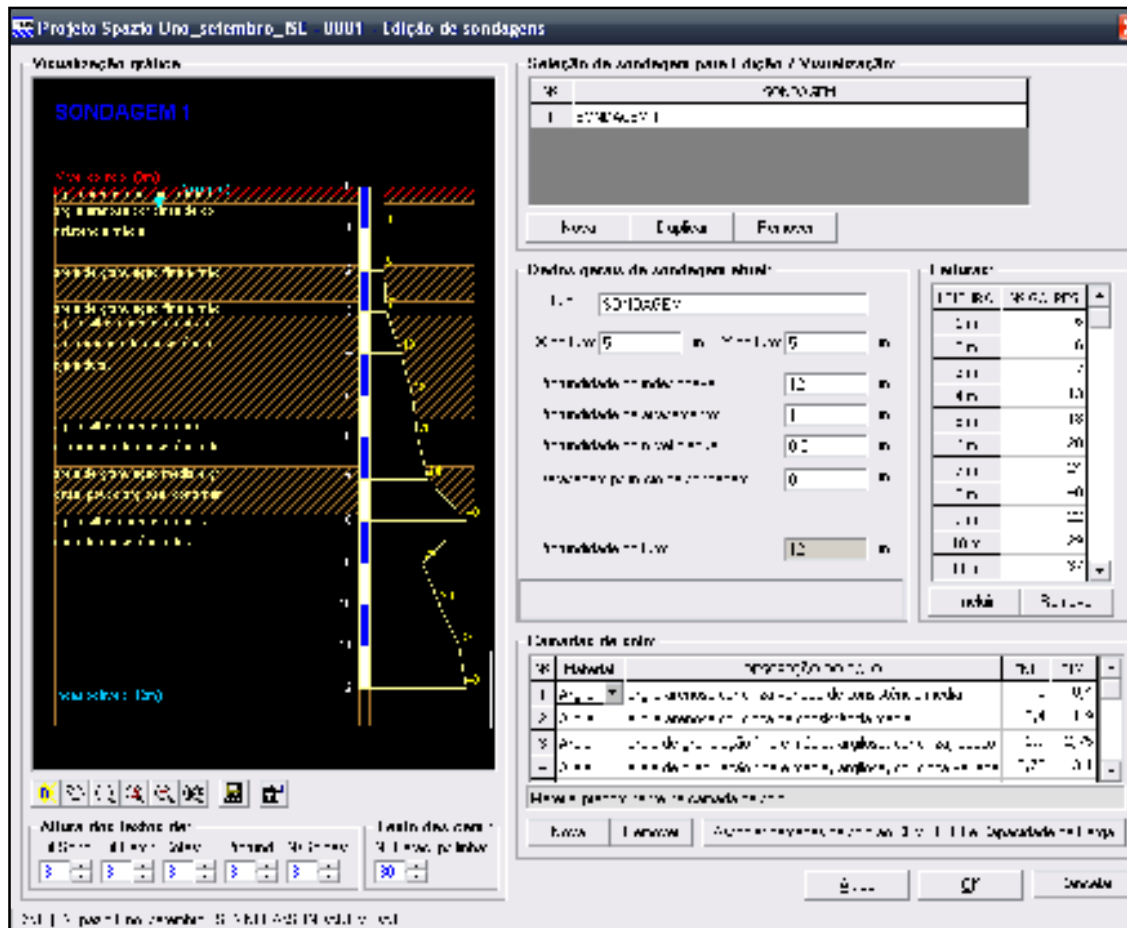


Figura 5.52 – Introdução da sondagem SPT, camada a camada.

Devem também ser escolhidos os critérios para o cálculo do coeficiente de reação vertical (CRV) e para a avaliação da capacidade de carga (Figura 5.53).

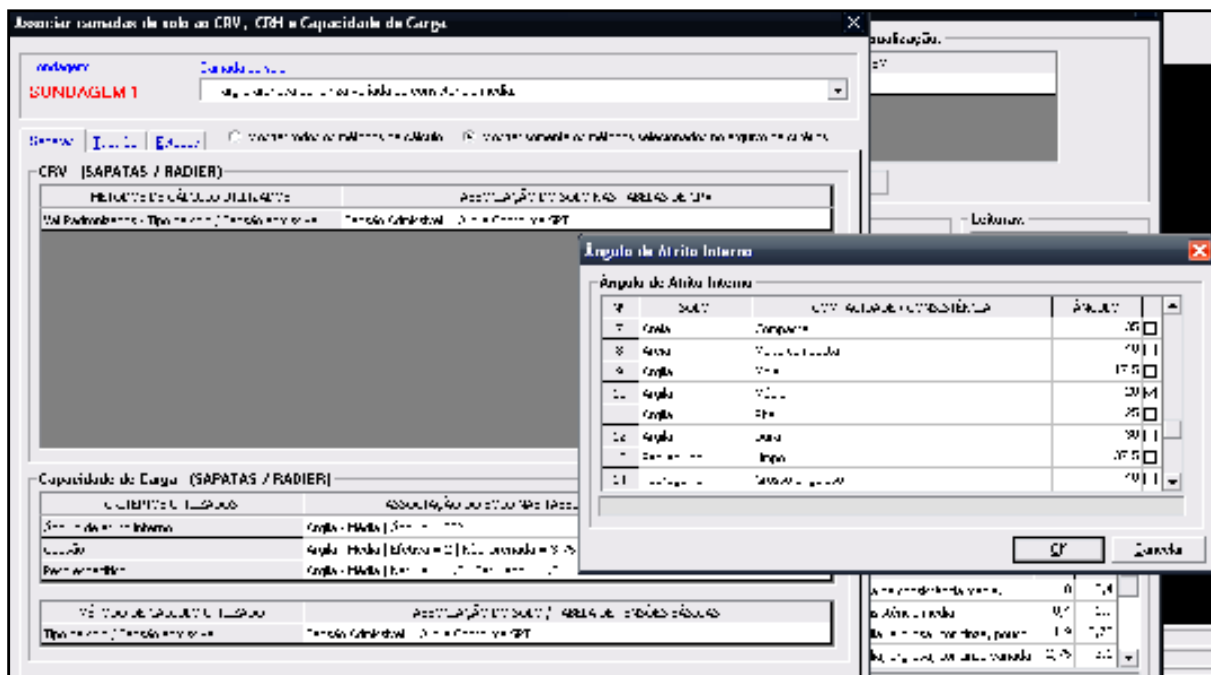


Figura 5.53 – Associação das camadas do solo ao CRV e Capacidade de Carga

Os dados das fundações são então introduzidos através da edição de fundações do tipo sapatas isoladas. Entre as informações necessárias, estão as dimensões da base das sapatas, a altura e a cota de assentamento da mesma no terreno, como pode ser observado na Figura 5.54. Também é necessário fornecer informações sobre a discretização das sapatas.

A Figura 5.55 contém a planta baixa com todas as sapatas inseridas.

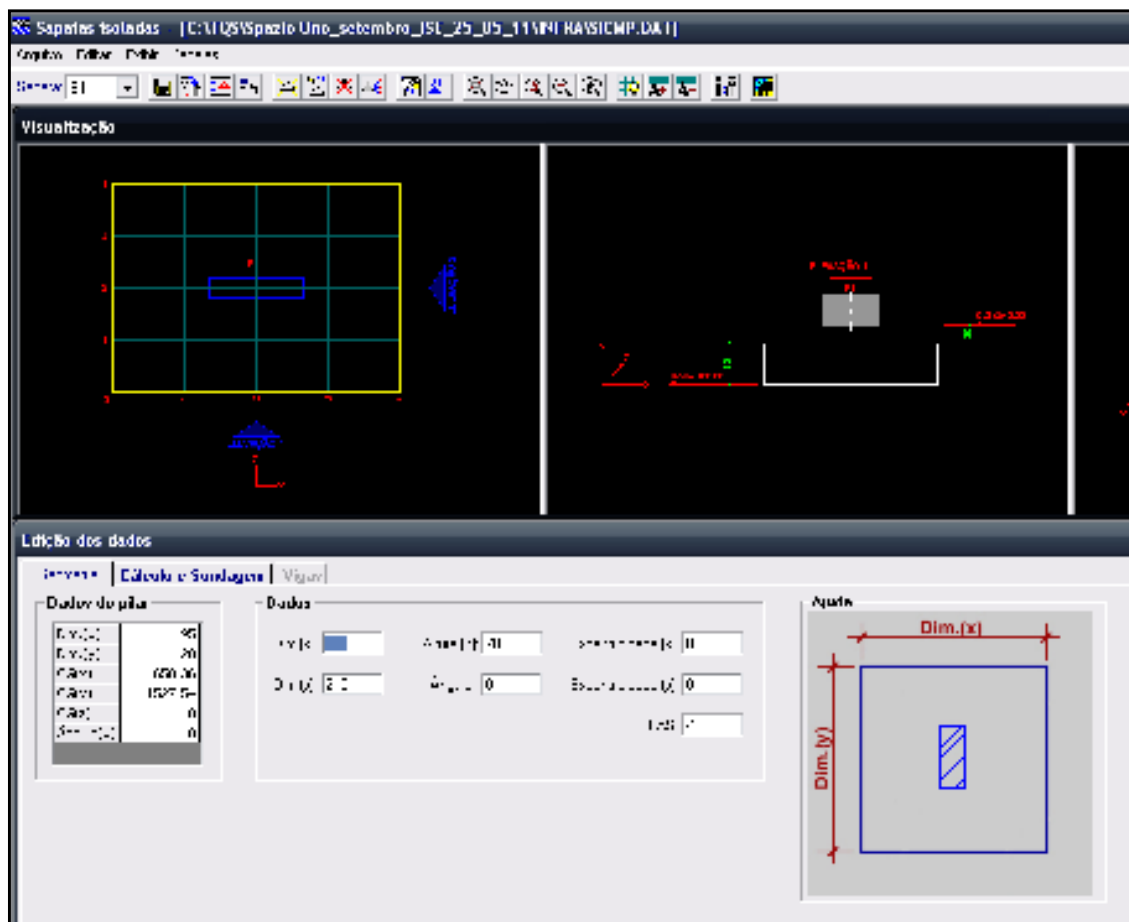


Figura 5.54 – Introdução das dimensões das sapatas.

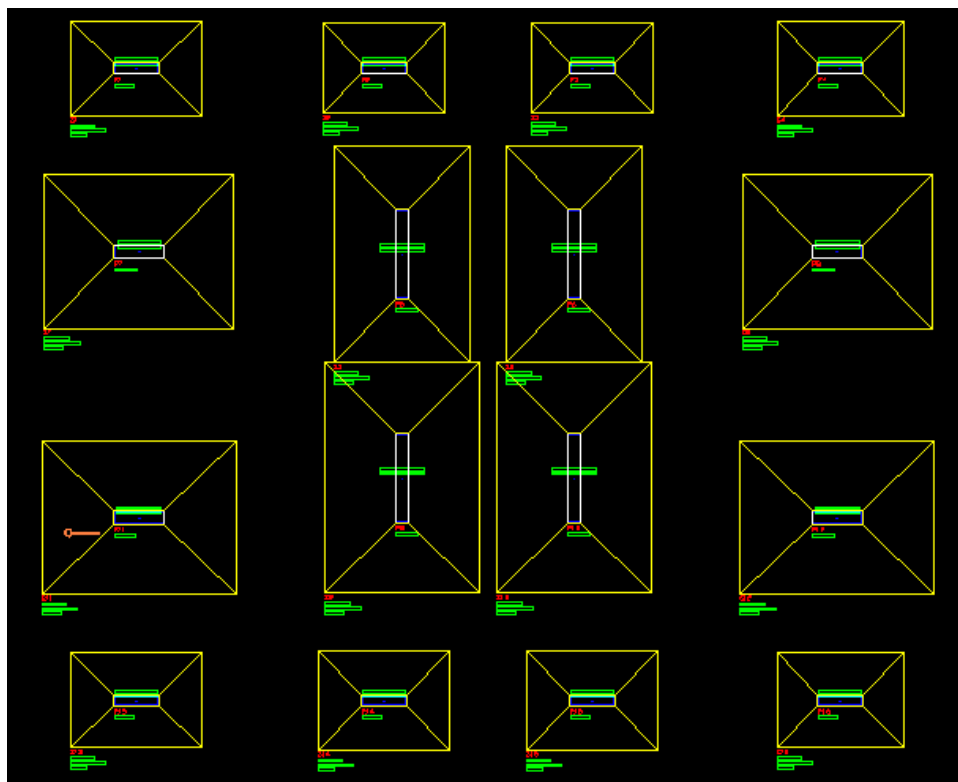


Figura 5.55 – Planta baixa de fundações.

Após a introdução de todos os dados necessários, as molas elásticas representativas da deformabilidade do solo são calculadas. No módulo SISEs, essas são incorporadas ao modelo estrutural por meio do comando *processar o modelo conjunto fundação e estrutura* (figura 5.56).

A fim de incorporar ao pórtico espacial da superestrutura o modelo das fundações discretizadas, os resultados do módulo SISEs devem ser exportados ao sistema CAD/TQS de projeto estrutural.

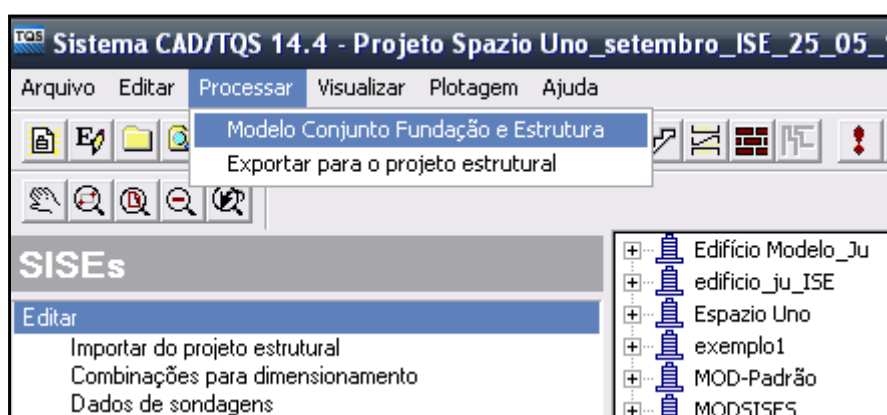


Figura 5.56 – Processamento do modelo conjunto fundação estrutura, no SISEs.

Dentro do sistema CAD/TQS de projeto estrutural, importam-se os resultados do módulo SISEs e recalcula-se a estrutura global novamente.

Todo este processo é repetido até que a diferença entre os resultados atinja valores não mais significativos.

5.4.2 Comparações entre os modelos

Comparando o modelo de fundações indeslocáveis com o modelo que considera a ISE, foram obtidos resultados significativos de redistribuição de esforços na maioria das análises, conforme já esperado.

Analisando as reações de apoio, é possível observar a migração das cargas verticais entre os pilares. Houve alívio de 6,66% para o pilar P2 e aumento de 3,55% para o pilar P10, conforme indica a Tabela 5.20. Porém, não se observou o mesmo comportamento apresentado nos demais exemplos, onde a transferência de

esforços dava-se nitidamente do centro para a periferia da estrutura. Provavelmente esse fato seja decorrente da tipologia do edifício nesta modelagem, mais recortada e com menor simetria em planta.

Tabela 5.20 - Reações de apoio obtidas para os modelos indeslocável e com ISE.

Pilar	Reações de Apoio (tf)		
	S/ ISE	C/ ISE	Diferença (%)
1	144,75	145,55	0,55
2	131,15	122,41	6,66
3	130,79	122,33	6,47
4	142,76	142,85	0,06
5	359,91	358,28	0,45
6	358,72	357,23	0,42
7	355,8	359,27	0,98
8	355,88	359,60	1,05
9	426,23	440,98	3,46
10	424,11	439,18	3,55
11	358,82	362,4	1,00
12	359,48	362,71	0,90
13	147,06	142,82	2,88
14	157,82	149,67	5,16
15	157,76	149,29	5,37
16	144,78	141,25	2,44

Em se tratando de deslocamentos horizontais, foi analisado o pórtico central (P14/P9/P5/P2) para uma determinada combinação de ações que inclui vento atuando a 90° na estrutura. A Tabela 5.21 expõe os deslocamentos horizontais obtidos ao longo dos pavimentos, os quais mostram ser em média 23% maiores para o modelo que considera ISE do 5° ao 17° andar. Nos primeiros andares, as diferenças foram maiores.

A Figura 5.57 ilustra a comparação entre os resultados do modelo com apoios indeslocáveis e do modelo que considera a ISE.

Tabela 5.21 – Deslocamentos horizontais obtidos nos modelos com e sem ISE.

Pav.	Deslocamentos Horizontais (cm)		
	S/ ISE	C/ ISE	Diferença (%)
1	0,2	0,4	100,00
2	0,7	1,1	57,14
3	1,2	1,7	41,67
4	1,7	2,3	35,29
5	2,3	2,9	26,09
6	2,8	3,5	25,00
7	3,3	4	21,21
8	3,7	4,6	24,32
9	4,2	5,1	21,43
10	4,6	5,6	21,74
11	4,9	6	22,45
12	5,2	6,4	23,08
13	5,5	6,8	23,64
14	5,8	7,1	22,41
15	6	7,4	23,33
16	6,1	7,6	24,59
17	6,3	7,8	23,81

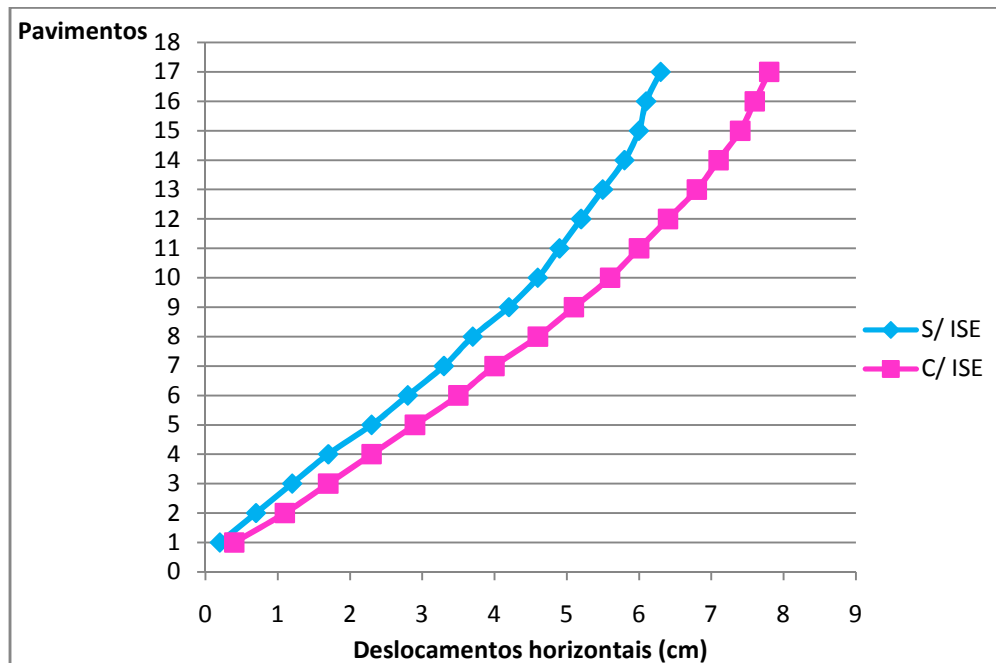


Figura 5.57 – Gráfico com deslocamentos horizontais obtidos ao longo da altura do edifício.

Ainda no pórtico central, foram analisados os momentos fletores na viga V20 e ao longo do pilar P14, a fim de se avaliar as modificações sofridas nos esforços das peças estruturais ao se levar em consideração a deformabilidade do solo.

A tabela 5.22 e a Figura 5.58 mostram os momentos negativos no segundo tramo da viga V20, junto ao pilar P9, obtidos para as duas modelagens, sendo verificado no modelo com ISE valores maiores ao longo de todos os pavimentos, atingindo uma diferença de 47,62% no 16º andar.

Tabela 5.22 – Momentos negativos (tf.m) na viga V20, junto ao P9, ao longo dos pavimentos.

Pav.	Momentos Negativos na Viga 20 - tramo 2 (tf.m)		
	S/ ISE	C/ ISE	Diferença (%)
1	-10,3	-13,2	28,16
2	-13,3	-15,8	18,80
3	-13,4	-15,7	17,16
4	-13,7	-15,9	16,06
5	-13,7	-15,7	14,60
6	-13,4	-15,4	14,93
7	-13,0	-14,9	14,62
8	-12,4	-14,3	15,32
9	-11,8	-13,7	16,10
10	-11,2	-13,1	16,96
11	-10,5	-12,4	18,10
12	-9,8	-11,7	19,39
13	-9,2	-11,0	19,57
14	-8,5	-10,4	22,35
15	-8,0	-9,8	22,50
16	-6,3	-9,3	47,62
17	-7,3	-9,0	23,29

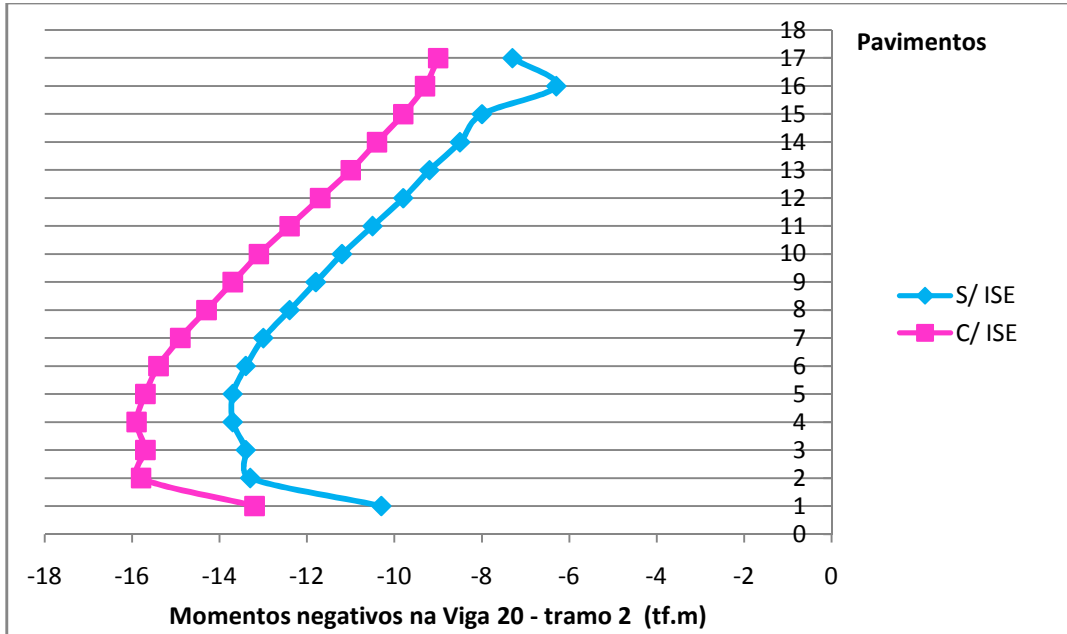


Figura 5.58 – Gráfico com momentos negativos na viga V20, junto ao P9.

Em análise ao pilar P14, conforme ilustram as Figuras 5.60 e 5.61, foram verificados maiores momentos em torno do eixo y (indicado no esquema da Figura 5.59) para a modelagem com interação solo-estrutura, tanto na base como no topo do pilar, ao longo de cada pavimento. Em alguns pontos foi observado inversão de momentos.

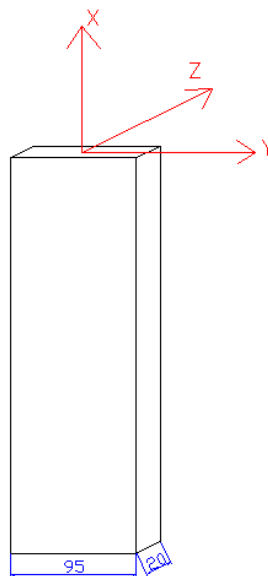


Figura 5.59 – Representação dos eixos no pilar P14.

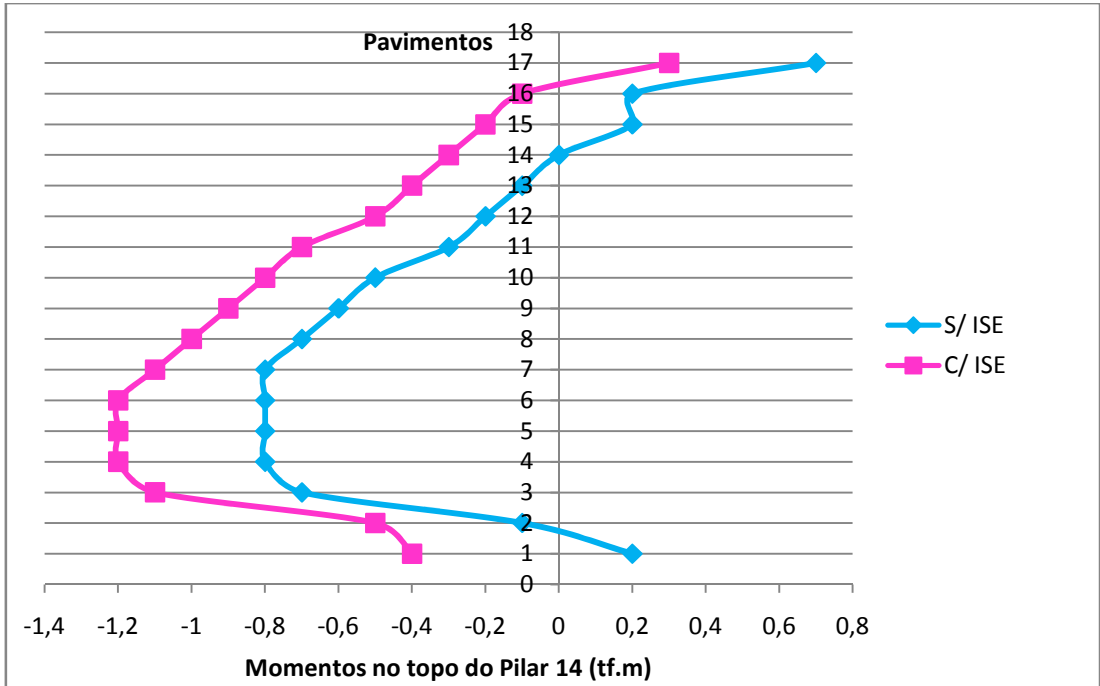


Figura 5.60 – Momentos fletores (tf.m) no topo do pilar P14, ao longo dos pavimentos.

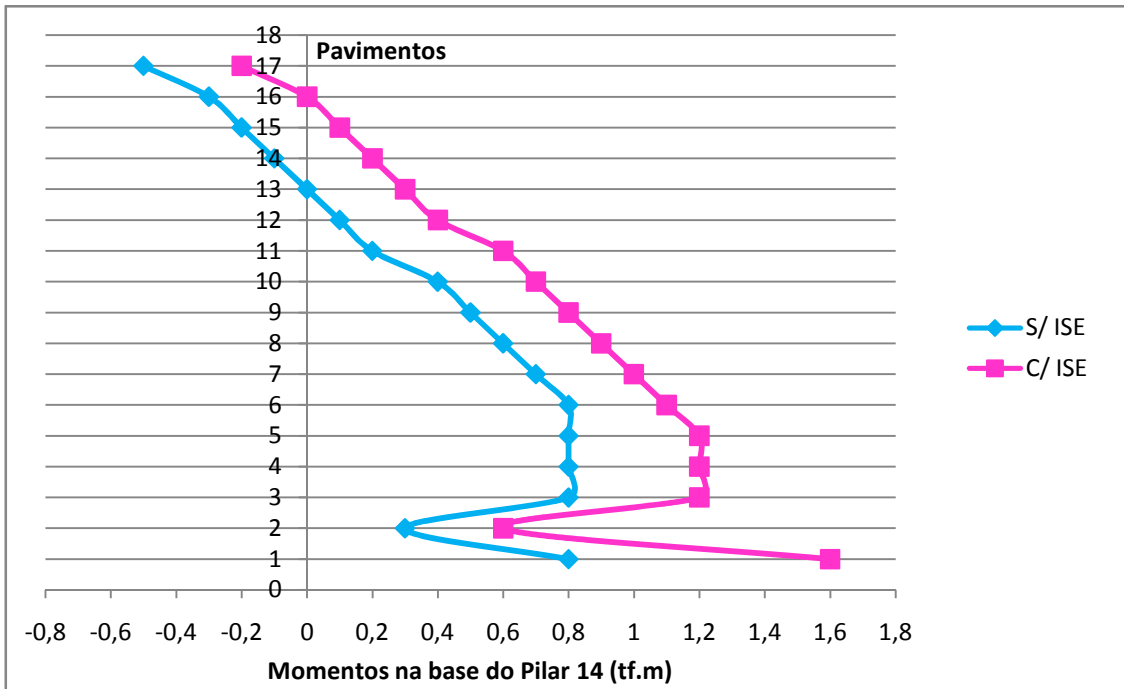


Figura 5.61 – Momentos fletores (tf.m) na base do pilar P14, ao longo dos pavimentos.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Por meio de ampla revisão bibliográfica e de exemplos numéricos, o trabalho realizado buscou fornecer contribuições sobre a consideração da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares, uma vez que, o assunto ainda é praticamente inexistente nos livros didáticos, sendo disponibilizado apenas em trabalhos de pesquisas acadêmicas.

Nos exemplos numéricos, procurou-se mostrar a importância da consideração do solo nos projetos estruturais através de gráficos e tabelas comparativos entre os resultados dos modelos com e sem a consideração da ISE. A sequência das modelagens foi disposta de forma didática, a fim de facilitar a compreensão e interpretação de cada etapa necessária ao processo iterativo e auxiliar projetistas na concepção de seus projetos.

Os resultados obtidos nas modelagens comprovaram o que já era descrito na teoria, também verificado em revisão bibliográfica: a consideração da deformabilidade do solo nos projetos estruturais gera uma redistribuição nos esforços ao longo da estrutura. Essa redistribuição pode trazer mudanças significativas no dimensionamento das peças estruturais, tendo em vista que, em alguns pontos de vigas, foi observado inclusive inversão nos momentos fletores atuantes, podendo resultar em dimensionamentos equivocados, conforme foi mostrado no exemplo 1. Mesmo que estas redistribuições não resultem em economia, seguem sendo válidas no quesito segurança - fator de maior importância sobre os demais - permitindo uma alocação melhor dos materiais estruturais (por exemplo, armaduras) na edificação.

Pela modelagem realizada no terceiro exemplo, pode-se observar também a influência que a sequência construtiva exerce sobre o dimensionamento de uma estrutura, principalmente quando se analisa modelos que consideram a ISE, inclusive para edifícios relativamente baixos. As análises mostraram que, em se tratando de deslocamentos verticais, o comportamento do modelo mais realista (o qual considera a ISE e a sequência construtiva) é o oposto dos outros modelos, sendo o maior deslocamento vertical junto ao apoio central encontrado no primeiro pavimento e o menor no último.

Resultados obtidos pelo sistema SISEs da TQS foram comparados aos obtidos pelo programa ESPACIAL_ISE, sendo que, o primeiro discretiza a fundação mas não considera o efeito da vizinhança, enquanto o segundo, emprega um único conjunto de molas centrais em cada elemento de fundação, porém, utiliza as equações de Mindlin levando em consideração a presença de carregamentos no entorno da estrutura. Logo, pode-se perceber que, mesmo de forma simplificada, a consideração da ISE sempre traz resultados mais satisfatórios, ou seja, mesmo que o modelo empregado ainda não represente de maneira ideal a estrutura como um todo, o fato de se considerar a presença do solo sob a edificação já significa um avanço, uma vez que, os resultados já são muito mais próximos da realidade construída do que o modelo que vem sendo utilizado por projetistas, com fundação indeslocável.

Nas modelagens também se torna perceptível a suavização na deformada de recalques ao se considerar o modelo integrado estrutura-solo, pois, devido à redistribuição de cargas ocorrida, os recalques diferenciais passam a ser menores, facilitando o projeto.

Nos três primeiros exemplos foi observada uma tendência ao alívio de cargas nos pilares centrais e acréscimo nos de periferia. Porém, no exemplo 4, esse comportamento não foi verificado, o que pode ser atribuído a sua tipologia recortada e sem perfeita simetria, ao contrário dos demais edifícios analisados.

A maior dificuldade observada para a consideração da ISE de forma consistente é que a mesma exige uma integração entre projetistas de fundações e estruturas, uma vez que, são necessários dados do solo, dimensionamento de fundações, métodos de previsão de recalques e de capacidade de carga. Acontece que, na maioria das vezes, esta integração não ocorre ou há falta de informações suficientes sobre o solo, sendo a estrutura dimensionada como engastada em uma superfície indeslocável, o que gera resultados mais distantes da realidade da construção.

Sugestão para novas pesquisas:

Fica como sugestão para novas pesquisas estudos mais aprofundados sobre a consideração da ISE em conjunto com a análise da sequência construtiva, a fim de tornar as modelagens ainda mais realistas. Esta sugestão também tem como base as recomendações encontradas em diversos trabalhos da revisão bibliográfica, os quais destacam que a consideração da sequência construtiva é fundamental em análises que envolvem a ISE.

Dentro dos estudos da ISE, sugere-se analisar de forma crítica os valores de recalques admissíveis propostos na literatura e a influência de painéis de alvenaria.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, C.S. **Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca**. Dissertação de Mestrado. COPPE, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

ALBIERO, J.H.; CINTRA, J.C.A. Análise e Projeto de Fundações Profundas: Tubulões e Caixões. In: HACHICH, W.C. et al. **Fundações: teoria e prática**. Editora Pini, São Paulo, 2ª Edição, p. 302-327, 1998.

ALONSO, U.R. **Previsão e Controle das Fundações**. 1º ed. São Paulo, Edgard Blücher, 1991.

ALVA, G.M.S. **Espacial_ISE - Programa para a análise de pórticos espaciais considerando a interação solo-estrutura**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2010.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stress and settlements due to deep foundation. In: V PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. **Anais...**Buenos Aires, v.1, p.377- 386, 1975.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

BOROWICKA, H. Influence of rigidity of a circular foundation slab on distribution of pressures over the contact surface. In: **Proceedings of the first international conference on soil mechanics and foundation engineering**, Harvard University, v. 2, PP. 144-149, 1936.

BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvements des solides élastiques**. Gauthier-Villard, Paris, 1885.

BURMISTER, D.M. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems 1. **Journal of Applied Physics**, 16(2):89-96, 1945.

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação de Mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 1995.

CAVALCANTI, D.J.H. **Análise da interação solo-estrutura através do emprego conjunto dos métodos dos elementos de contorno e elementos finitos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2006.

CHAMECKI, S. Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1954, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, RS. v.1, 1954.

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

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. e ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. Editora Rima. São Carlos, 142p, 2003.

COLARES, G.M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.

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

CRESPO, V.A.S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. Dissertação de Mestrado da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campo dos Goytacazes, RJ, 2004.

DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R; CRISPEL, F. A. A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. In: IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, v.1, p.191-202, 2000.

D'APPOLONIA, D.J.; D'APPOLONIA, E.; BRISSETTE, R.F. Discussion of Settlement of spread footings on sand. **Journal of the Soil Mech. and Found. Div.**, ASCE, v.96, n.SM2, p.754-762, 1970.

DELALIBERA, R.G.; BUTTLER, A.M.; NOGUEIRA, C.G.; CORREA, M.S.; GIONGO, J.S. Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P- Δ e γ_z considerando a deformabilidade da fundação. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005, Recife. **Anais...**Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

DÉSIR, J.M.; CRESPO, V.A.S. Efeito da sensibilidade da estrutura em relação ao solo. In: 50º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Salvador, BA, 2008. **Anais...** Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

DUTTA, S.C.; ROY, R. A Critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. Department of Applied Mechanics, Bengal Engineering College – Deemed University. West Bengal, India. In: **Computers and Structures**, 80, p. 1579-1594, 2002.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: X COBRAMSEF / 1º SBMR, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu, Paraná, 1994.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Building performance founded on an improved sand in Recife, Brazil. In: **Geotechnical Special Publication**, n. 40, ASCE, v.2, p.1202-1213, 1994.

GONÇALVES, J.C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício**. Dissertação de mestrado do PPGE da UFRJ, 2004.

GOSCHY, B. Soil-foundation-structure interaction. **Journal of the o Structural Division**, ASCE, vol. 104, n ST5, pp. 749 – 761, 1978.

GUSMÃO, A.D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

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

GUSMÃO, A. D. Monitoramento de recalques de edifícios sobre fundação direta desde o início da construção e avaliação da interação solo-estrutura. **Revista Solos e Rochas**, v.27 (2), p.215-229, 2004.

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

HOLANDA JR, O.G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos – SP, 1998.

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

JORDÃO, D.R. **Estabilidade Global de Edifícios Sobre Fundações Profundas, Considerando a Interação Estrutura – Solo**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos – SP, 2003.

KAUSEL, E. Early history of soil–structure interaction. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA. In: **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 30, p. 822-832, 2010.

KHOURI, M.E. **Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura**. Tese de Doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2001.

KOCAK, S.; MENGI, Y. A simple soil-structure interaction model. In: **Mathematical Modelling**, 24, p. 607-635, 2000.

LEE, I.K., HARRISON, H.B. Structure and Foundation Interaction Theory. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v. 96, n. ST2, pp. 177-197, 1970.

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

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

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

MORAES, M.C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: MCGRAW-HILL, 1976.

MOTA, M.M.C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. Tese de Doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2009.

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

NAKHAEI, M.; GHANNAD, M.A.; The effect of soil–structure interaction on damage index of buildings. **Engineering Structures**, 30, 1491–1499, 2008.

PERLOFF, W.H.; BARON, W. **Soil mechanics: principles and applications**. New York: John Wiley And Sons CO. 745P, 1976.

POULOS, H. G. **Stresses and displacements in an elastic layer underlain by rough rigid base**. Geotechnique, 1967.

POULOS, H. G. **Analysis of the settlement of pile groups**. Geotechnique, 1968.

POULOS, H. G. E DAVIES, H. G. **The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers**. Geotechnique, 1968.

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

REIS, J.H.C. **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. Tese de doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.

RIBEIRO, D. B. **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento mec/mef**. Dissertação de Mestrado da EESC da USP, São Carlos, SP, 2005.

RIBEIRO, B. D. **Estudo e aplicação de um elemento de contorno infinito na análise da interação solo-estrutura via combinação MEC/MEF.** Tese de Doutorado da EESC da USP, São Carlos, SP, 214p., 2009.

RUSSO NETO, L. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada.** Tese de doutorado da EESC da USP. São Carlos – SP, 2005.

SCARLAT, A.S. Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. **ACI Struct. J.**, Detroit, v. 90, n. 2, p.156-162, 1993.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute settlements over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.** v.96. American Society of Civil Engineering (ASCE), 1970.

SCHMERTMANN, J. H., Hartman, J. P. e Brown, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of JGED**, ASCE, 104 (GT8), 1131-1135, 1978.

SILVA, W.Q. **Análise não-linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF.** Dissertação de Mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2010.

SIMONS, N.E.; MENZIES, K.E. **Introdução à engenharia de fundações.** Tradução do inglês (ed. 1977). Rio de Janeiro: Interciência, 199p, 1981.

SOUZA, R.A.; REIS J.H.C. Interação Solo-Estrutura para Edifícios sobre Fundações Rasas. **Acta Sci. Technol.**, V. 30, N. 2, P. 161-171, 2008.

SPYRAKOS, C.C.; MANIATAKIS, CH.A.; KOUTROMANOS, I.A. Soil-structure interaction effects on base-isolated buildings founded on soil stratum. Department of Civil Engineering, Laboratory for Earthquake Engineering, National Technical University of Athens, Athens, Greece. **Engineering Structures**, 31, p.729-737, 2009.

STEINBRENNER, W. Tafeln sur Setzungsberechnung. **Die Strasse**, v.1, p.121, 1934.

TABATABAIEFAR, H.R.; MASSUMI, A. A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soil-structure interaction. Department of Civil Engineering, Tarbiat Moallem University, Tehran, Iran. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2010.

TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. In: **Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia**, São Paulo, v.1, p.227-264, 1996.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini. Cap.7, p.227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction.** Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil mechanics in engineering practice**. 1 ed. New York: John Wiley and Sons Co. 566p, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3 ed. New York: John Wiley and Sons Co. 549p, 1996.

TQS Informática Ltda (2009). Programa computacional CAD/TQS 9.0. São Paulo. www.tqs.com.br

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of s Pile. In: **III Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.**, Zurich, v.2, p. 125-151, 1953.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. 2^a edição: Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1996.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004

VENTURINI, W. S. Alternative formulations of the boundary element method for potential and elastic problems. In: **Engineering Analysis with Boundary Elements**, 9:203-207, 1992.

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius. Prag, 1867.

8 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ALMEIDA, V.S. **Análise da interação solo não-homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF**. Tese de Doutorado da EESC da USP, São Carlos, SP, 2003.

LIMA, C.I.A.; SILVA, R.J.C.; SILVA FILHO, F.C.; Estudo da redistribuição de esforços em edificações com recalques diferenciais. In: 50º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2008, Salvador, BA. **Anais...**Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

MOTA, M.M.C.; PINHEIRO, L.M.; AOKI, N.; MOTA, J.E. Método numérico para análise de edifícios com fundação profunda considerando a interação solo-estrutura. In: 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007, Bento Gonçalves, RS. **Anais...**Instituto Brasileiro do Concreto, 2007.