

ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE EDIFICAÇÕES EM
RELAÇÃO AO SOLO

VICTOR AUGUSTO DE SOUZA CRESPO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

ABRIL - 2004

ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE EDIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO SOLO

VICTOR AUGUSTO DE SOUZA CRESPO

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Jean Marie Désir

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

ABRIL - 2004

ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE EDIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO SOLO

VICTOR AUGUSTO DE SOUZA CRESPO

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Comissão Examinadora

Prof . Elizabeth Frauches Netto Siqueira (D. Sc.) - PETROBRAS

Prof . Paulo César de Almeida Maia (D. Sc.) - UENF

Prof. Vânia José Karam (D. Sc.) - UENF

Prof . Jean Marie Désir (D. Sc.) - UENF

Orientador

**AOS MEUS PAIS E
A TODOS QUE AMO.**

AGRADECIMENTOS

A Deus, por todas suas bênçãos que tens me proporcionado para realização deste trabalho.

Ao professor Jean Marie Désir, pela excelente orientação, apoio e amizade durante toda a elaboração deste trabalho.

À minha família, especialmente, aos meus pais, por todo incentivo e apoio.

Aos funcionários e professores, pelo convívio e conhecimentos transmitidos.

Aos amigos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Bruno, Elaine, Ênio, Francisco, Gabriel, Gustavo, Leandro, Leonardo, Marcos Vinícios, Mário, Schwan, Willisses pelo agradável convívio, companheirismo e troca de conhecimentos.

Aos anônimos que, direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho.

À CAPES, pela contribuição através da disponibilização de artigos via internet.

À UENF, pela bolsa de estudos concedida.

A todos, meus sinceros agradecimentos,
Victor.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	viii
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Justificativa e Objetivos	7
1.3 Estrutura da dissertação	8
2. ESTADO DA ARTE SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	9
2.1 Introdução	9
2.2 Dificuldades de modelagem da ISE	10
2.3 O mecanismo da ISE	11
2.4 Métodos para consideração da ISE	12
2.5 Efeitos da ISE nas cargas	12
2.6 Efeitos da ISE nos danos	13
2.7 Parâmetros para análise dos efeitos da ISE	16
2.7.1 Fator de recalque absoluto (AR)	17
2.7.2 Fator de recalque diferencial (DR)	17
2.8 Pressões de contato	17
2.8.1 Características das cargas aplicadas	18
2.8.2 Rigidez relativa fundação-solo	19
2.8.3 Propriedades do solo	20

2.9 O problema da interação solo-fundação-estrutura	22
2.9.1 Consideração da Estrutura	22
2.9.2 Coeficiente de reação vertical	24
2.9.2.1 Ensaio de placa	25
2.9.2.2 Uso de tabelas de valores típicos ou correlações	26
2.9.2.3 Determinação a partir do cálculo do recalque da fundação real	29
2.9.3 Relações entre K_v e o módulo de Young do meio elástico	29
2.10 A consideração da rigidez	30
2.10.1 Rigidez relativa fundação-solo	32
2.11 O efeito incremental	38
2.12 Modelo para determinação do solo	41
2.12.1 A idealização de Winkler	41
2.12.3 O modelo elástico contínuo	42
2.12.5 Idealização elasto-plástica	42
3. CÁLCULO DE RECALQUES	44
3.1 Ensaio Oedométrico	44
3.2 Ensaio SPT	46
3.3 Métodos racionais	47
3.4 Métodos semi-empíricos	48
3.4.1 Métodos baseados no SPT	49
4. SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL	51
4.1 Idealização estrutural	51
4.2 Carregamentos	53
4.3 Cálculo do coeficiente de recalque vertical (k_v)	54
4.4 Metodologia para análise da interação solo-estrutura	56

5. EXEMPLOS NUMÉRICOS	58
5.1 Introdução	58
5.2 Exemplo 1	59
5.2.1 Recalques	60
5.2.2 Esforços nos pilares	62
5.2.3 Rotação (ϕ)	63
5.3 Exemplo 2	65
5.3.1 Recalques	65
5.3.2 Esforços nos pilares	67
5.3.3 Momento fletor	70
5.3.4 Rotação (ϕ)	72
5.4 Exemplo 3	74
5.4.1 Recalques	78
5.4.2 Esforços normais	80
6. CONCLUSÕES E SUGESTOES	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Sistema superestrutura - infra-estrutura - solo de fundação	1
Figura 1.2	Ilustração do Recalque Diferencial de uma Viga Suportada em Três Colunas	4
Figura 2.1	Modelos para estimativa de recalques	9
Figura 2.2	Danos devido à redistribuição de esforços por recalque	15
Figura 2.3	Modelo da viga de Vierendeel	15
Figura 2.4	Pressões de contacto, diagrama de esforço cortante (DQ) e momento fletor (DM)	18
Figura 2.5	Influência (a) das cargas aplicadas e (b) da rigidez relativa fundação-solo nas pressões de contacto	19
Figura 2.6	Influência (a) das propriedades do solo e (b) – (d) do nível de carga nas pressões de contacto	20
Figura 2.7	Conjunto constituído (a) fundação e superestrutura e (b) fundação e viga equivalente	23
Figura 2.8	Modelo de Winkler	24
Figura 2.9	Ensaio de placa para obtenção de K_v : (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento-recarregamento (comparado com aquele obtido no trecho de carregamento primário)	25
Figura 2.10	Correlações entre K_v e resultados do SPT	27
Figura 2.11	Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis	28
Figura 2.12	Diferentes contribuições da estrutura: (a) galpão, (b) caixa-d'água e (c) edifício	30
Figura 2.13	Influência da rigidez e do carregamento nos recalques	31
Figura 2.14	Fundação em radier e modos de deformação da fundação	33
Figura 2.15	Forma de variação dos recalques total e diferencial com a rigidez relativa estrutura-solo	35
Figura 2.16	Estruturas com diferentes rijezas	37
Figura 2.17	Simulação da seqüência construtiva	40
Figura 2.18	Fundação de Winkler	42
Figura 2.19	Modelo Elasto-Plástico	43
Figura 3.1	Ensaio Oedométrico	45

Figura 3.2	Relação profundidade de influência e menor dimensão da sapata	50
Figura 4.1	Elementos de barras, (a) vigas e (b) pilar	51
Figura 4.2	Elemento de casca para modelagem das lajes	52
Figura 4.3	Apoio elástico nodal	52
Figura 4.4	Exemplo de um modelo simples implementado no SAP	53
Figura 4.5	Fluxograma para o cálculo do coeficiente da mola	55
Figura 4.6	Organograma da metodologia de cálculo com a utilização da ISE	57
Figura 5.1	Modelo do pórtico adotado, (a) sem parede, (b) com parede e (c) com parede somente em 2 pavimentos	59
Figura 5.2	Deformada de recalque nas sapatas	61
Figura 5.3	Diagramas de momento fletor e esforço normal no pilar P1	62
Figura 5.4	Rotação (ϕ)	63
Figura 5.5	Modelo do pórtico tridimensional (a) sem parede, (b) com parede	65
Figura 5.6	Deformada de recalque sem interação (valores em centímetros)	66
Figura 5.7	Deformada de recalque com interação e sem parede (valores em centímetros)	66
Figura 5.8	Deformada de recalques com interação e com parede (valores em centímetros)	67
Figura 5.9	Esforços normais no pilar central de cada modelo	68
Figura 5.10	Distribuição de esforço axial na parede de alvenaria do modelo do exemplo 2	69
Figura 5.11	Modelo feito para confirmar o efeito de alívio de carga normal no pilar central do primeiro pavimento quando se utiliza parede (kN)	69
Figura 5.12	Distribuição de esforço axial na parede de alvenaria do modelo utilizado para ratificar a redistribuição do esforço axial na parede (kN)	70
Figura 5.13	Momento fletor (kN) nas vigas do pórtico plano central com base rígida	71
Figura 5.14	Momento fletor (kN) das vigas no pórtico plano central considerando a ISE	71
Figura 5.15	Momento fletor (kN) no pórtico plano central considerando a ISE e utilizando parede no primeiro pavimento	72
Figura 5.16	Rotação da viga de fundação do pórtico plano central do modelo que não considera a flexibilidade da fundação.....	72
Figura 5.17	Rotação da viga de fundação do pórtico plano central levando-se em	73

	consideração a ISE	
Figura 5.18	Rotação da viga de fundação do pórtico plano central levando-se em consideração a ISE e utilizando paredes de alvenaria	73
Figura 5.19	Ensaio Oedométrico	74
Figura 5.20	Esquema estrutural das cintas do edifício	76
Figura 5.21	Esquema estrutural do teto tipo do edifício	76
Figura 5.22	Vista tridimensional do modelo do prédio	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Algumas dificuldades na modelagem da ISE	11
Tabela 2.2	Danos associados a movimentos das fundações	13
Tabela 2.3	Critérios para avaliação de danos causados por recalque	14
Tabela 2.4	Valores típicos do coeficiente de recalque vertical em kgf/cm ³	26
Tabela 3.1	Classificação do solo de acordo com a compactidade ou consistência .	46
Tabela 3.2	Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita	48
Tabela 5.1	Propriedades dos materiais	58
Tabela 5.2	Dimensões dos pilares e das sapatas, e suas respectivas cargas	60
Tabela 5.3	Valores dos recalques absolutos, recalque médio dos pilares e os recalques diferenciais para cada modelo estudado	60
Tabela 5.4	Valores da rotação para cada modelo realizado	63
Tabela 5.5	Valores dos recalques absolutos, recalque médio dos pilares e os recalques diferenciais para cada modelo estudado	66
Tabela 5.6	Valores dos esforços normais nos pilares para cada modelo estudado	67
Tabela 5.7	Valores dos esforços normais no pilar central para cada modelo	68
Tabela 5.8	Valores da rotação para cada modelo	73
Tabela 5.9	Recalques estimados em cada método convencional utilizado	75
Tabela 5.10	Dimensões dos pilares e das sapatas, e suas respectivas cargas e coeficientes de mola	78
Tabela 5.11	Valores dos recalques absolutos nos apoios nos dois modelos, e seus respectivos valores médios	79
Tabela 5.12	Valores dos esforços normais nos pilares do pavimento térreo nos dois modelos, e seus respectivos valores médios	81

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UENF: Universidade Estadual do Norte Fluminense

ISE: Interação Solo-Estrutura

SPT: Standart Penetration Test

CPT: Cone Penetration Test

ACI: American Concrete Institute

MEF: Método dos Elementos Finitos

MEC: Método dos Elementos de Contorno

MDF: Método das Diferenças Finitas

PMT: Ensaio Pressiométrico

RESUMO

Muitas obras, pequenas ou grandes, têm apresentado sintomas típicos do fenômeno de recalque, como: fissuração de paredes, puncionamento nas lajes de fundação pelos pilares e inclinação excessiva. A sua consideração na etapa de projeto tem um caráter preventivo que permite evitar estes problemas, reduzindo ao mínimo as necessidades de manutenção (reparo ou reforço) das estruturas. Ciente disso, busca-se, neste trabalho, estabelecer um procedimento para a consideração sistemática do problema de recalque através da análise da sensibilidade da estrutura em relação a um assentamento. Dentro desse contexto, procurou-se definir uma metodologia que permita interpretar as informações disponíveis sobre o terreno e usar um número mínimo de parâmetros e, se possível, os de obtenção rotineira (sondagem, tipo de solo, etc.), de tal maneira que se possa determinar o perfil da distribuição dos possíveis assentamentos, antes mesmo de carregar a estrutura. A consideração da sensibilidade da estrutura em relação ao solo é uma análise do tipo “inversa” que tem a grande vantagem de proporcionar informações pertinentes para o aprimoramento do projeto inicial, garantindo maior segurança e durabilidade às edificações. Existe a necessidade de se fazer um estudo de sensibilidade quando se deseja obter os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, como por exemplo, as cargas nos pilares, que devido ao recalque diferencial nos apoios provocam um mapa de carregamento diferente do cálculo convencional que adota apoios indeslocáveis. Frente à possibilidade de recalque e com o intuito de oferecer soluções simples, analisou-se a influência de elementos das edificações, como as alvenarias na prevenção dos danos provocados por problemas de recalque. Nesta dissertação, foram analisados alguns casos comparando os resultados do método tradicional de análise estrutural com aqueles que levam em consideração a sensibilidade da estrutura em relação ao solo.

Palavras-chave: interação solo-estrutura, recalque, análise estrutural, fundações superficiais.

ABSTRACT

Several buildings, large or small, have presented characteristic symptoms of the settlement phenomenon such as: cracks on walls, columns that punch the foundation slabs and excessive inclination. The consideration of this phenomenon in the project stage may prevent these problems, reducing to the minimum the structure maintenance needs (repair or reinforcement). So, in this work, a procedure of analysis is presented that takes the problem into account through the structure sensibility analysis with regard to settlements. Inside this context, it is attempted, in this dissertation, to define a methodology that allows one, to interpret the available data about the soil with a minimal number of parameters and if possible, those easier to obtain (perforation, soil type, etc.), in order to determine the distribution profile of the settlements, before the loading of the structure. The consideration of the structure sensibility with respect to the ground is an inverse kind of analysis that has the great advantage of providing pertinent data for the improvement of the initial design, guaranteeing more safety and durability to the buildings. There is a need to carry out a sensitivity study to obtain the effort redistribution effects on the structural elements, for instance, column load, that result in a different load map due to the settlement. Besides, aiming to find out simple solutions to inhibit the effect of settlement, it was analyzed the influence of building elements, like masonry or kinds of foundation, in settlement damage prevention. It was analyzed some cases to demonstrate the importance of this study, comparing the traditional methods of structural analysis with this one that makes an appraisal of the structure sensibility.

Keywords: soil-structure interaction, settlements, structural analysis, superficial foundation.

1.1 Considerações Gerais

Muitas técnicas e ferramentas de análise estrutural têm sido desenvolvidas e aperfeiçoadas constantemente. A consistência das análises é de suma importância na determinação mais confiável e realista do comportamento estrutural.

As mais recentes teorias de análise estrutural definem as edificações como sistemas constituídos por três componentes: superestrutura, infra-estrutura e solo de fundação, como ilustrado na Figura 1.1. A superestrutura é constituída pelas lajes, vigas e pilares, elementos que garantem a transmissão das ações para os componentes da fundação. A infra-estrutura funciona como elo de ligação entre a superestrutura e o solo, sendo seus elementos responsáveis pela transferência segura dos carregamentos. O solo de fundação, por sua vez, deve ter a capacidade de absorver os esforços oriundos da superestrutura sem grandes deformações, garantindo assim, o equilíbrio global do sistema.

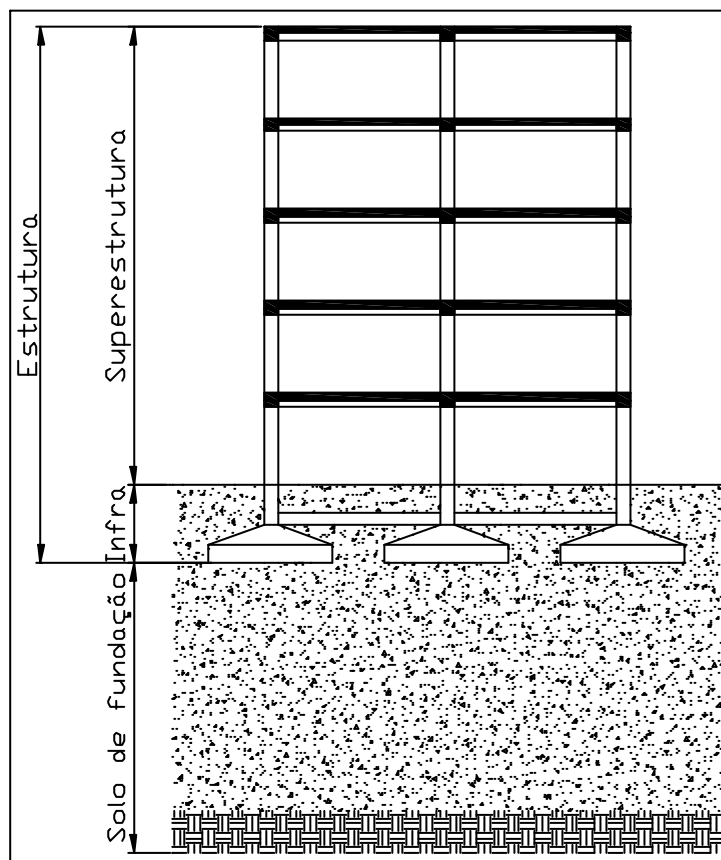


Figura 1.1 - Sistema superestrutura - infra-estrutura - solo de fundação (Holanda Jr O. G., 1998).

O desempenho real de uma edificação é determinado pelo trabalho conjunto destes três componentes, e é avaliado através do mecanismo de interação solo-estrutura (ISE).

O termo fundação é usado para designar a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outro carregamento que atue sobre ela. Contudo, há estruturas que repousam diretamente no terreno sem a utilização de fundações, como os aterros, barragens, pavimentações, galerias subterrâneas, etc. Nestes casos, a própria estrutura transmite os esforços ao terreno. A fundação deve sempre distribuir as cargas que nela atuam, de maneira satisfatória sobre as superfícies de contato com o solo, no qual ela está apoiada. Entende-se como satisfatória uma distribuição de cargas que não produza tensões excessivas no solo a qualquer profundidade sob a fundação. Considera-se excessiva qualquer tensão que possa provocar uma ruptura na massa de solo em que a fundação se apóia, bem como inclinações e recalques significativos nos conjuntos estruturais.

Quando as camadas superficiais do solo são demasiadamente fracas, é necessário aprofundar a fundação até que sejam encontradas camadas mais resistentes, desde que isto não comprometa a viabilidade técnica do projeto. Também deve se conhecer a estratigrafia do terreno e as características dos sedimentos para conhecer a provável variação de suas propriedades mecânicas, em particular na zona da construção. Mas, seja qual for o tipo de fundação ou sua profundidade abaixo da superfície do terreno, as cargas transmitidas a essas camadas sempre darão origem a tensões e, portanto, a deformações na camada de apoio.

O comportamento do solo, principalmente as propriedades tensão-deformação-tempo, influencia o fenômeno de interação solo-estrutura. Por isso, os assentamentos das fundações de prédios, pontes, torres e estruturas similares de alto custo devem ser estimados com muito cuidado, pois a recuperação geralmente é muito onerosa ou até mesmo inviável.

O cálculo convencional de recalques dos solos é, em geral, somente uma boa estimativa do nível de deformação que pode ocorrer quando o carregamento for aplicado. Para um refinamento do cálculo deve-se levar em consideração diversos fatores, como por exemplo, a definição de modelos reológicos (que expressam o comportamento no tempo) e a interação solo-estrutura.

Para análise de recalque do solo, a obtenção de valores confiáveis dos parâmetros elásticos é um problema que acontece freqüentemente devido à dificuldade de extração de amostras indeformadas do solo, onde os valores do laboratório mostram um desvio muito grande em relação aos valores reais.

Ainda na discussão sobre recalques, podemos dizer que eles podem ser classificados como:

- ◆ *Imediato*, ou aquele que acontece logo quando o carregamento é aplicado ou num período de tempo de até aproximadamente sete dias. Análise de recalques imediatos são utilizados para todo solo fino-granulado incluindo silte e argilas com grau de saturação $S < 90\%$ (aproximadamente) e para todo solo com grande coeficiente de permeabilidade.
- ◆ *Por consolidação*, ou aquele que depende do tempo e leva meses ou anos para se desenvolver. A Torre de Pisa, na Itália, que recalcou por mais de 700 anos, é um exemplo. No entanto, esse recalque pode ocorrer num período de 1 a 5 anos. Análise de recalques por consolidação são usados para todo solo saturado, aproximadamente saturado ou fino-granulado. Mas, é importante ressaltar que não há grandes problemas nesse tipo de recalque, o que pode ser observado, como no caso da Torre de Pisa, é a inclinação devido ao solo com diferentes resistências e deformabilidades.

A interação solo-estrutura é freqüentemente tratada assumindo-se um solo espacialmente homogêneo, desprezando assim o efeito da incerteza ou heterogeneidade.

Geralmente, as propriedades dos solos são determinadas pelo traçado do perfil de várias camadas com valores das propriedades simples para cada camada, sem levar em conta as flutuações em torno desses valores.

Utilizando-se metodologias que levam em consideração os efeitos provocados pela interação solo-estrutura, pode-se obter uma avaliação mais real do comportamento estrutural das edificações. Assim, uma estimativa mais apurada deste comportamento pode ser vantajosa, não só economicamente, mas também por proporcionar um maior nível de segurança e confiabilidade para as construções.

Hoje em dia, os métodos computacionais são ferramentas indispensáveis na execução desta tarefa e permitem a realização de análises numéricas cada vez mais realistas e confiáveis. No caso desta dissertação, foi utilizado um programa de

análise estrutural baseado no método dos elementos finitos, com a finalidade de estudar os efeitos da interação solo-estrutura nas edificações.

No cálculo estrutural usual, geralmente a estrutura é calculada assumindo apoios indeslocáveis. Esta análise fornece o mapa de solicitações (reações verticais, horizontais e momentos fletores) resultante das cargas aplicadas, o qual é utilizado posteriormente para o dimensionamento das fundações e na determinação dos recalques. Entretanto, estas fundações, devido à deformação do solo, solicitam a estrutura, criando um esquema estrutural diferente daquele com apoios indeslocáveis, modificando assim os esforços atuantes na estrutura e as cargas no solo.

Portanto, é questionável uma metodologia que admite o conjunto infra-estrutura e solo de fundação totalmente independente da superestrutura, desprezando desta forma os efeitos provenientes da deformação do solo. Visto que a interação entre as estruturas, suas fundações e o solo sob elas altera o comportamento da estrutura consideravelmente.

Um exemplo simples para demonstrar essa interação é apresentado na figura 1.2 que mostra uma viga suportada por três colunas com pontos de apoios isolados. Devido à alta concentração do carregamento sobre o apoio central e a baixa capacidade de carga do mesmo, o solo abaixo dele tende a assentar mais, mas a viga, por sua vez, causa uma transferência de carregamento para as outras colunas logo quando a coluna do meio tende a assentar. Por isso, o valor da força e o recalque final só podem ser obtidos através da análise interativa do sistema solo-estrutura-fundação, Dutta (2002).

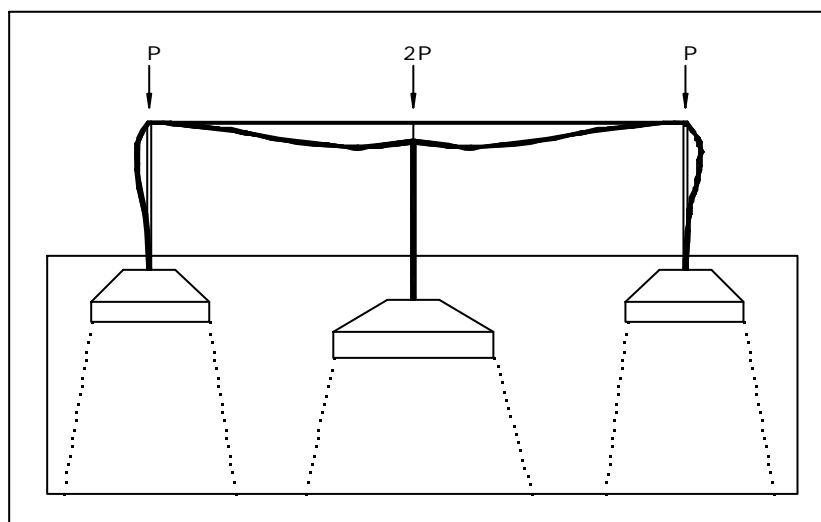


Figura 1.2 - Ilustração do Recalque Diferencial de uma Viga Suportada em Três Colunas (Dutta, S. C.; Roy R., 2002).

Com recalque diferencial entre várias partes da estrutura, ambas as forças axiais e os momentos dos membros estruturais podem mudar. A intensidade da redistribuição dos carregamentos depende da rigidez da estrutura e das características carregamento-assentamento do solo.

Tal como em outros materiais, a magnitude das deformações depende das tensões correspondentes e das propriedades elásticas e plásticas da camada de solo. Essas tensões sempre ocorrerão e sempre darão origem a uma certa deformação e recalque das superfícies de contato entre a fundação e o solo.

Toda fundação tende naturalmente a acompanhar qualquer recalque do solo sobre o qual se apóia e a superestrutura, por sua vez, acompanha o recalque da fundação que a suporta. Ambas tenderão a reduzir os recalques diferenciais, resistindo à deformação e, assim, transmitindo maior carga às partes da superfície do solo que tiverem sofrido menor recalque. Isso se aplica a qualquer tipo de estrutura, sejam edifícios, pontes, estradas ou barragens.

A distribuição dos esforços e deformações na superfície de contato dependerá da rigidez da estrutura, da deformabilidade do solo e da distribuição das cargas aplicadas na fundação.

A contribuição que a rigidez da estrutura da fundação pode ter na superestrutura é muito importante, daí a necessidade em conhecer de antemão a geometria e as características dos elementos que a formam. Uma das incertezas nos cálculos de fundações de concreto armado é o módulo de deformação unitária que, em função das propriedades reológicas, aumenta com o tempo. Assim, pode-se afirmar que a interação solo-estrutura de um edifício recém construído varia à medida que o tempo passa, senão, bastaria que se transcorresse um tempo suficiente para o qual não mais aumentasse as deformações plasto-viscosas do concreto e do solo, que a configuração alcançaria uma posição estável, Zeevaert (1975).

É evidente que para obtenção de uma boa precisão nos cálculos, a massa de solo onde se apóia a estrutura da fundação deve ser tratada como um meio contínuo onde a ação num ponto P_i da massa exerça uma influência em outro ponto P_j da mesma.

Como o solo, a fundação e a superestrutura formam uma unidade, estes devem ser considerados sempre de forma conjunta. Entretanto, a interação entre esses elementos é bastante complexa. Não obstante, é de suma importância que se

tenha sempre esta interação em mente, a qual foi muitas vezes desprezada no passado, em grande parte devido a essa complexidade, cuja análise nem mesmo foi tentada em virtude de limitações tanto dos conhecimentos teóricos quanto das ferramentas de cálculo disponíveis nos períodos iniciais da história da engenharia.

A consideração da interação solo-estrutura em projetos de edifícios pode detectar uma significativa redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, em particular, dos esforços normais nos pilares bem como na forma e intensidade da distribuição dos recalques diferenciais, possibilitando projetos mais eficientes e econômicos.

É prática comum realizar o dimensionamento de uma estrutura considerando apenas o mapa de cargas da estrutura e a tensão média do terreno, ou seja, a capacidade de carga. Tal procedimento procura uma distribuição que estabeleça um equilíbrio entre as cargas aplicadas e as tensões do terreno. Infelizmente, na grande maioria dos casos isso não acontece e terminam aparecendo recalques e assentamentos diferenciais, que podem ter várias manifestações patológicas dependentes de fatores como tipo de terreno, modelo estrutural adotado, etc.

Estes problemas estruturais são, em geral, considerados como falha de projeto ou avaliação equivocada da capacidade portante do terreno. Porém, não é forçosamente esta a origem dos problemas.

O grande problema pode estar na interação solo-estrutura e isso não depende do tamanho da construção. Está mais relacionado com a distribuição das cargas. Muitas vezes, usam-se programas de computadores confiáveis para o cálculo de uma estrutura e as patologias aparecem. De fato, o computador resolve bem uma questão definida, mas não interfere nesta definição e é nesse momento que começam os problemas. Portanto, às vezes, os modelos adotados para a definição do mapa de carga que fornece as cargas nos pilares não são apropriados fazendo com que programas até muito bons apresentem uma estimativa ruim.

Outra questão é que o dimensionamento de fundações é normalmente feito considerando-se somente a capacidade de carga do solo de fundação, e raramente se verificam os recalques. Para isto, seria necessário se conhecer a distribuição de tensões e as deformações do maciço de fundação.

1.2 Justificativa e Objetivos

Existem muitas obras, de tamanhos diversos que têm apresentado problemas devido ao recalque como: fissuração de paredes, inclinação excessiva, etc.

Também se tem observado resultados diferentes para projetos iguais implementados em lugares diferentes, onde aparecem patologias em algumas construções, enquanto que em outros não. Portanto, é de fundamental importância analisar, independentemente do projeto estrutural, a sensibilidade da estrutura em relação ao solo.

No entanto, é comum desprezar a interação solo-estrutura no projeto de edifícios.

O objetivo central deste trabalho é definir uma metodologia que permita interpretar as informações disponíveis sobre o terreno, com um número mínimo de parâmetros, se possível, os de mais fácil obtenção (sondagem, tipo de solo, etc.) de tal maneira que se possa determinar de antemão o perfil de distribuição dos possíveis assentamentos, antes de carregar as estruturas. Assim, uma análise do tipo inversa tem a grande vantagem de proporcionar informações pertinentes para o aprimoramento do projeto inicial, garantindo maior segurança, durabilidade e conforto na estrutura.

Além de verificar a influência da ISE, esta dissertação tem o intuito de poder fazê-lo de forma um pouco mais simplificada por meio de um software comercial, sem a necessidade de implementação numérica.

A consideração dos recalques nas estruturas e, por conseguinte, a redução de possíveis intervenções para reparo ou reforço é muito interessante, visto que construir é em geral menos oneroso que intervir na obra já em serviço: seja pelo custo ou pelo transtorno causado aos usuários.

Para evidenciar a importância do estudo, serão comparados os métodos tradicionais de análise estrutural com este que levará em conta a sensibilidade da estrutura.

Desta análise, serão colhidas as informações necessárias para aprimorar o modelo estrutural inicial.

1.3 Estrutura da dissertação

No capítulo 2 é desenvolvido um estado de arte sobre a interação solo-estrutura, onde são abordados diversos tópicos considerados importantes para uma boa compreensão do fenômeno.

Logo após, no terceiro capítulo, são descritos alguns procedimentos para o cálculo de recalques em fundações superficiais. Esses cálculos foram utilizados para estimar os recalques através do método de cálculo tradicional do exemplo de um edifício real realizado no capítulo 5.

A modelagem do sistema superestrutura-subestrutura-macço de solos para a simulação computacional está presente no capítulo 4. Inicia-se com a descrição dos elementos utilizados na discretização dos modelos e como foram aplicados os carregamentos. Em seguida, é mostrada a metodologia de cálculo do coeficiente de reação vertical (k_v) e logo após é apresentada a metodologia para análise da interação solo-estrutura.

No capítulo 5 são apresentados exemplos com o objetivo de validar as modelagens realizadas, mostrando seus respectivos resultados. São estudados um pórtico plano, um pórtico espacial e um edifício real.

No sexto capítulo são colocados em pauta as conclusões e algumas sugestões para trabalhos futuros.

Finalmente, apresenta-se as referências bibliográficas citadas no texto.

2.1 Introdução

O problema de interação solo-estrutura já vem sendo apontado desde a década de cinquenta por Meyerhof (1953), que depois de discutir a capacidade de cargas de fundações superficiais e profundas, preocupou-se com a previsão de recalques, fazendo consideração das características do solo, da fundação e da rigidez da estrutura nos cálculos.

O comportamento dos edifícios é influenciado pela interação entre a super-estrutura, a infra-estrutura e o maciço de solo, num mecanismo chamado interação solo-estrutura (ISE). Este mecanismo é freqüentemente desprezado na maior parte dos projetos, embora seja de suma importância.

A ISE tende a uniformizar os recalques, dependendo da rigidez do conjunto solo-estrutura. Isso causa a diminuição das distorções angulares (rotação relativa) devido à diminuição da curvatura da deformada dos recalques (Figura 2.1), podendo então, evitar o aparecimento de certos danos.

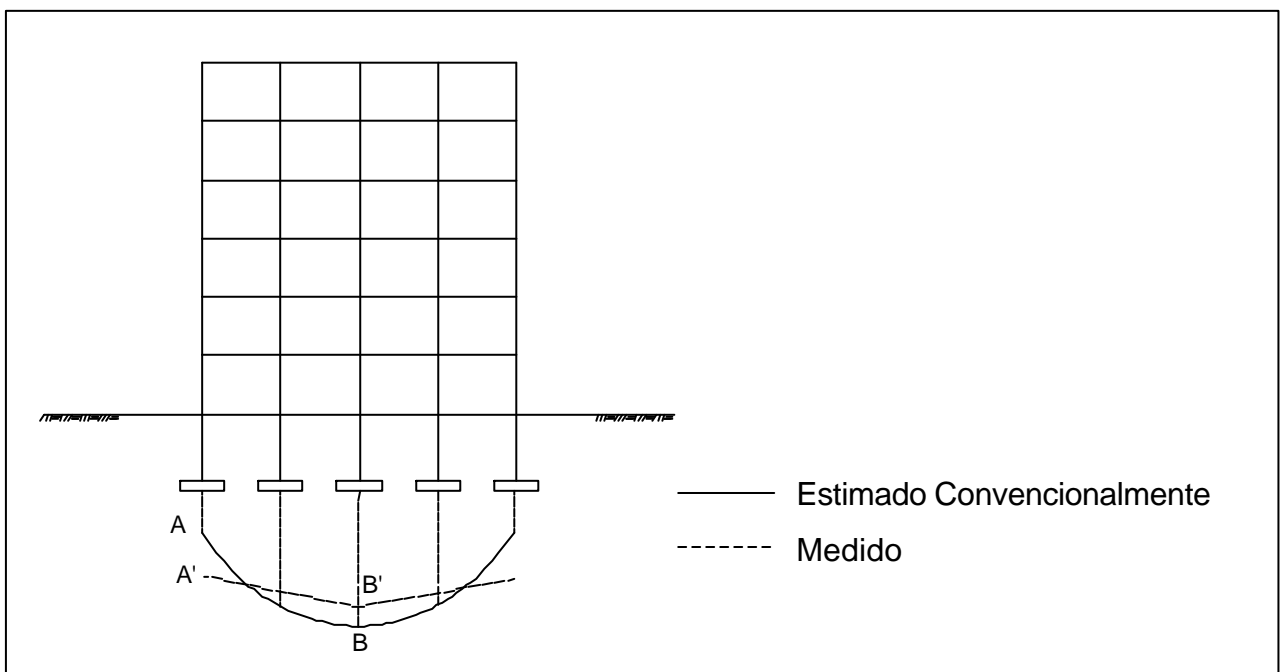


Figura 2.1 – Diminuição da curvatura da deformada dos recalques devido à ISE.

Pode-se dizer que as normas brasileiras já demonstram uma certa preocupação sobre a interação solo–estrutura, apesar de não tratarem o tema de maneira especial. A NBR 6118 (1978), que aborda o projeto e execução de obras de concreto armado, traz em seu item 3.1.1.9 — Deslocamento de apoio — o texto:

“Em estruturas sensíveis a deslocamento de apoio deverá ser levado em consideração o respectivo efeito no cálculo dos esforços solicitantes”.

Consideram-se incluídos nesse item, portanto, os recalques da fundação, e compete ao engenheiro a avaliação da importância desses deslocamentos na alteração dos esforços estruturais.

Por sua vez, a norma de projeto e execução de fundações, NBR 6122 (1996), considera de grande valia a instrumentação de edifícios para observação do comportamento das fundações e da interação solo-estrutura (item 4.7.1). A importância desse procedimento se justifica “não só para o controle da obra em si como também para o progresso da técnica e da melhoria dos conhecimentos obtidos sob condições reais”. O item 6.2, da referida norma, ressalta que as “características da obra, em especial a rigidez da estrutura”, são fatores a serem considerados na determinação da pressão admissível.

O American Concrete Institute (ACI) vai além em suas sugestões de procedimentos de análise e projeto de fundações superficiais. Dedicou todo o Capítulo 2 do ACI-336.2R/88 (1994) ao tema “Interação solo–estrutura”. Nele são apresentados alguns fatores a serem considerados, como o tipo de solo, a forma e o tamanho da fundação e a rigidez tanto da fundação quanto da estrutura. Alerta ainda sobre a importância da precisão e exatidão destas determinações.

2.2 Dificuldades de modelagem da ISE

Quase sempre, realiza-se o projeto estrutural de uma edificação admitindo-se que os apoios são indeslocáveis, supondo que o terreno tenha rigidez infinita. Mas, o projeto de fundação é desenvolvido apenas considerando-se as cargas nos apoios obtidas no projeto estrutural convencional, e as propriedades do terreno de fundação, ou seja, despreza-se o efeito da rigidez da estrutura. Daqui por diante, esse tipo de cálculo será denominado: cálculo estrutural convencional. Assim sendo, o desempenho da fundação pode ser bastante alterado pela ISE, dependendo do grau de deformação do terreno e da rigidez da estrutura. Sabendo disso, torna-se

necessário a consideração da ISE nos projetos estruturais. Mas, ao considerar a ISE, nos deparamos com diversas dificuldades na modelagem, como mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Algumas dificuldades na modelagem da ISE (Gusmão Filho J. A., 2002)

VARIÁVEIS DO SISTEMA	DIFICULDADES DE MODELAGEM
1. Super-estrutura	<ul style="list-style-type: none">• A seqüência de construção• As propriedades reológicas dos materiais• O carregamento externo
2. Infra-estrutura	<ul style="list-style-type: none">• Transferência de carga ao terreno• Aspectos de execução
3. Terreno de fundação	<ul style="list-style-type: none">• Heterogeneidade vertical e horizontal• Representatividade da prospecção e ensaios• Influência do tempo nos parâmetros geotécnicos

2.3 O mecanismo da ISE

A ISE faz com que os pilares menos carregados (geralmente nas extremidades do pórtico – ponto A da Figura 2.1) recebam um acréscimo de cargas, portanto, o recalque medido no local é maior que o estimado convencionalmente. Nos pilares mais carregados (região central do pórtico – ponto B) ocorre o inverso, ou seja, alívio de carga e diminuição dos recalques previstos. Assim, a deformada de recalques torna-se mais suave, apesar do recalque médio ser o mesmo (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

A ligação entre os elementos estruturais também é um aspecto relevante da ISE, pois resultam em uma considerável rigidez, que restringe o movimento relativo entre os apoios. Por isso, geralmente, os recalques diferenciais medidos nas próprias construções são menores do que os estimados convencionalmente (Meyerhof, 1953; Gusmão, 1990; Lopes e Gusmão, 1991). Considerando-se a ISE, pode-se viabilizar fundações que não seriam possíveis em uma análise convencional (Gusmão e Gusmão Filho, 1990).

2.4 Métodos para consideração da ISE

Diversos métodos foram empregados, sendo o método dos elementos finitos o que mereceu maior destaque, já que permite discretizar todo o conjunto superestrutura–subestrutura–maciço de solos. Contudo, objetivando-se aplicar o método que melhor se adapta a cada parte desse sistema, dentre os disponíveis atualmente, destacam-se o dos elementos finitos e o dos elementos de contorno. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é bastante apropriado para a representação das duas partes componentes da estrutura, já o Método Dos Elementos de Contorno (MEC) é o que melhor caracteriza meios como o solo, sobretudo quando considerado homogêneo, elástico e linear.

Nesse sentido, Ramalho (1990) criou um elemento de sapata rígida inserido em um sistema de análise estrutural através do método dos elementos finitos. O solo foi representado através do método dos elementos de contorno.

A compatibilidade entre esses dois métodos tem sido o assunto de várias pesquisas atuais, dentre elas pode-se citar Mang *et al.* (1989), Feng e Owen (1996), Qian *et al.* (1996) e Siqueira (1998).

2.5 Efeitos da ISE nas cargas

Um dos efeitos mais importantes da ISE é a redistribuição das cargas nos pilares da superestrutura. Em cada estágio da construção atinge-se uma nova configuração de equilíbrio no sistema solo-estrutura, a qual é acompanhada de uma deformada de recalques e de uma redistribuição das cargas nos pilares. Essa redistribuição se dá na maioria das vezes com um aumento de cargas nos pilares externos e diminuição nos pilares internos, no caso de uma deformada côncava de recalques.

Na abordagem desse tema, Lee e Brown (1972) avaliaram os esforços instalados em uma viga de fundação num problema bidimensional de pórtico sob carregamento vertical. Foram realizadas quatro análises. A primeira utilizou o modelo Winkler para o solo, e, devido a sua simplicidade, os autores a chamam de “método convencional”, a qual não considera a rigidez relativa entre o solo e a fundação. Uma outra modelagem do solo utilizou o modelo elástico linear, que trata o solo como meio contínuo semi-infinito, elástico, linear, homogêneo e isotrópico. As

demais análises também utilizaram os modelos mencionados acima, mas levaram em conta a interação solo–estrutura. Ainda neste capítulo, no item 2.12, serão apresentados mais detalhes sobre estes modelos para modelagem do solo.

Ainda no estudo feito por Lee e Brown (1972), os momentos fletores máximos foram comparados em uma viga de fundação e não se observou muita diferença entre os valores obtidos com os modelos de Winkler e linear elástico. Porém, afirma-se que isso é válido para pórticos com no máximo três vãos entre pilares, que foi o caso estudado. No caso de pórticos maiores, essas diferenças aumentam, sendo aconselhável o desenvolvimento de um método de análise mais consistente. Os autores ressaltaram ainda a questão da influência da rigidez da superestrutura em relação à fundação na distribuição dos esforços nos elementos estruturais e das reações nos pilares.

2.6 Efeitos da ISE nos danos

A ISE tem a capacidade de reduzir o aparecimento de danos devido ao recalque, sobretudo nas cintas e nos primeiros andares.

Danos em edifícios devido ao recalque podem se dividir em três tipos: danos de aparência, de funcionalidade e de estabilidade (Burland *et al.*, 1977). Como mostrado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Danos associados a movimentos das fundações.

TIPO DE DANO	CARACTERÍSTICA	EXEMPLO
<i>Aparência</i>	Dano que afeta somente a aparência do prédio, sem prejudicar seu uso e funcionalidade.	Fissuras nas paredes de estruturas aporticadas. Pequena inclinação como rotação de corpo rígido.
Funcionalidade	Dano que afeta o uso e funcionalidade do prédio.	Dificuldades em abrir portas e janelas. Curvatura no piso. Inclinação nas guias do elevador. Reversão da drenagem.
Estabilidade	Dano que afeta o sistema estrutural e pode provocar ruptura dependendo da extensão do dano.	Fissuras nos pilares, vigas e alvenaria estrutural.

Um dos critérios que geralmente é utilizado para avaliar o desempenho das edificações consiste em confrontar os movimentos estimados da fundação com os valores máximos admissíveis (Skempton e McDonald, 1956; Bjerrum, 1963).

Por outro lado, os principais critérios para estimar o dano causado por recalque podem ser divididos em três tipos, de acordo com os parâmetros que limitam o movimento. Lopes e Gusmão (1991), Gusmão e Gusmão Filho (1994) apontaram que a rigidez relativa solo-estrutura influencia a magnitude do recalque. Enquanto os recalques diferenciais são reduzidos com o aumento da rigidez relativa, o recalque absoluto médio não é alterado. Deste modo, a utilização de critérios de danos sem analisar este efeito benéfico da consideração da ISE nos recalques, podem implicar em soluções conservadoras.

Alguns critérios para avaliação de danos causados por recalques estão resumidos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Critérios para avaliação de danos causados por recalque.

TIPO DE CRITÉRIO	PARÂMETRO	DANO ASSOCIADO	REFERÊNCIA
I	Recalque absoluto máximo	Aparência Funcionalidade	Polshin e Tokar (1957)
II	Distorção angular máxima	Aparência Funcionalidade Estabilidade	Skempton e McDonald (1956) Bjerrum (1963)
III	Alongamento crítico de tensão	Aparência Estabilidade	Burland e Wroth (1974)

O sistema estrutural pode sofrer esforços secundários provocados pelos recalques, afetando paredes, vigas e pilares. A Figura 2.2 mostra o caso de uma estrutura aporricada em concreto armado, com paredes de alvenaria cerâmica. Supondo um recalque diferencial do pilar central, surgem tensões de cisalhamento nas faces da parede, e a direção de maior tensão de tração é 45°. Geralmente as fissuras também têm essa posição de 45° e comumente começam na argamassa de ligação dos tijolos. Novos momentos que aparecem provocam fissuras próximas aos apoios, assim como a transferência de carga do pilar central para os outros.

Atualmente a inclusão da ISE no projeto estrutural de edifícios é feita mediante o uso de métodos computacionais. No caso desta dissertação, é utilizado o programa SAP 2000, que se baseia no método dos elementos finitos.

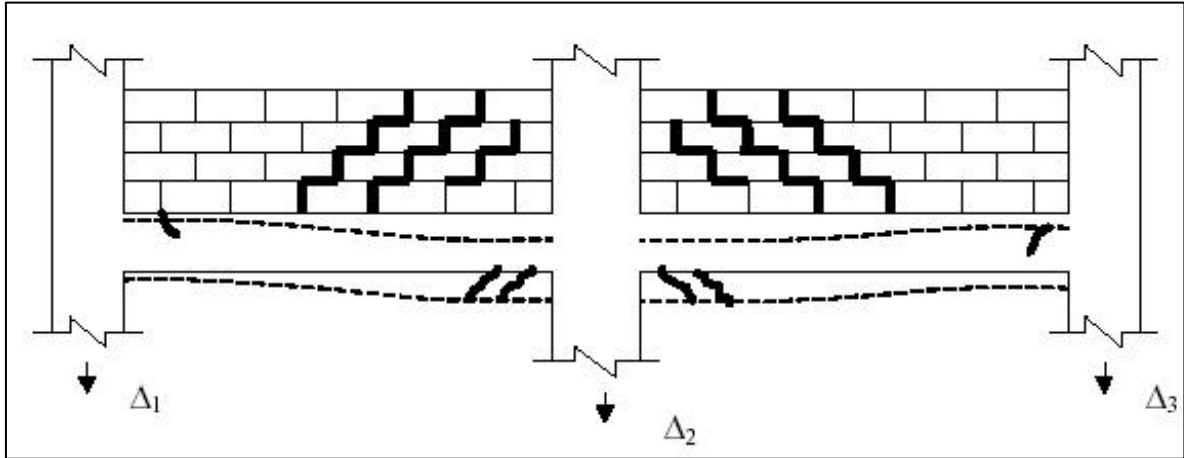


Figura 2.2 – Danos devido à redistribuição de esforços por recalque, Antunes, H.M.C.C.; Iwamoto, R.K., 2000).

Estruturalmente, os primeiros pavimentos trabalham como uma viga de Vierendeel, que é um tipo de viga parede, com relação altura/comprimento elevado e grandes aberturas, representadas pelos vãos entre vigas e pilares. A Figura 2.3 representa esquematicamente esta situação.

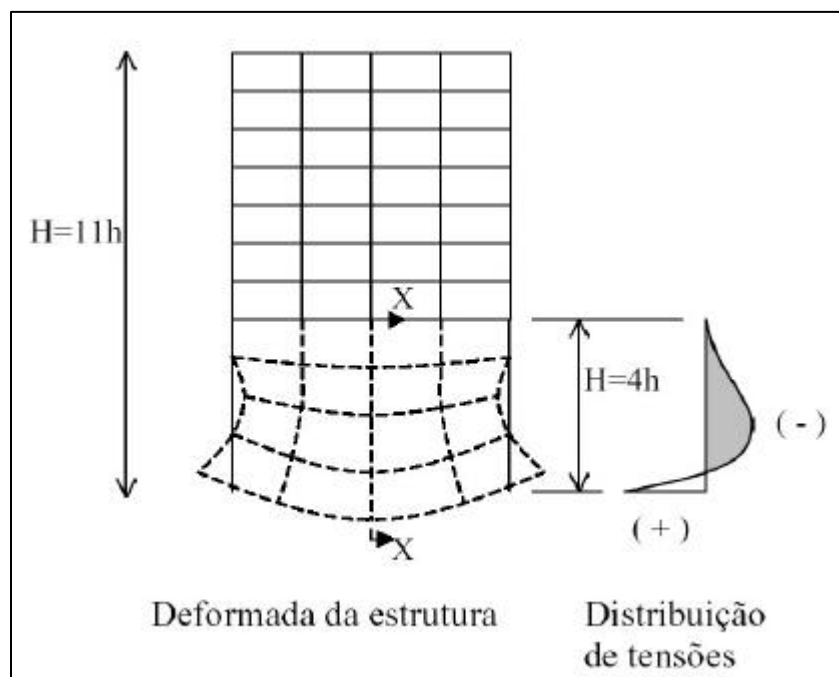


Figura 2.3 – Modelo da viga de Vierendeel, (Goshy, B. 1978).

A deformada de recalques, cuja curvatura depende da ISE, toma o lugar da superfície de assentamento das fundações, considerada plana antes do carregamento. Esta deformada geralmente é côncava, pois na grande maioria dos prédios as cargas centrais são maiores do que as da periferia, ou seja, tem curvatura voltada pra cima, correspondendo ao modelo de uma viga-parede vazada.

A altura virtual dessa viga parede é constituída pelos primeiros pavimentos, que trabalham à flexão. Os demais pavimentos situados acima agem como chapa, distribuindo o carregamento sobre a viga, e não são muito afetados pelo movimento dos andares abaixo.

De acordo com o diagrama de tensões que tende a ser desenvolvido, nota-se o grande esforço de tração concentrado na base e o correspondente esforço de compressão, distribuído pelos segundos e demais pavimentos da viga-parede. Assim, as peças horizontais da estrutura sofrem esforços axiais, ou seja, nas cintas, vigas e lajes, e respondem pelos tipos de danos encontrados em edifícios, devido a recalque das fundações.

Em decorrência disto, as cintas na fundação assumem um papel essencial no desempenho da obra, devido à sua capacidade de absorção de tensão. Caso as fundações estejam amarradas por cintas, configura-se estruturalmente uma grelha com cargas verticais aplicadas em nós deslocáveis. Os elementos estruturais internos (cintas), que trabalham à tração, devem ter continuidade e estar ancorados em uma cinta de periferia, também continua, amarrando os pilares em forma de anel ou laço. Deste modo, as cintas funcionam como tirantes e por isso devem ser armadas.

Se as cintas não forem bem projetadas, é comum se partirem com o aparecimento de recalques. No caso de não existirem as cintas, ou não apresentarem a continuidade de uma grelha, o diagrama de tensões da viga-parede se desloca para cima. As tensões de tração se localizam no nível da primeira laje, partindo lajes e vigas, submetidas a um forte esforço de tração horizontal.

2.7 Parâmetros para Análise dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura

Gusmão (1990) determinou dois parâmetros para analisar a redistribuição de cargas nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques provocada pela ISE: o Fator de recalque absoluto e o Fator de recalque diferencial.

2.7.1 Fator de Recalque Absoluto (*AR*):

$$AR = \frac{Si}{\bar{S}} \quad (2.1)$$

onde: Si = Recalque absoluto do apoio i ;

\bar{S} = Recalque absoluto médio.

A comparação entre os valores de *AR* medidos com outros valores estimados convencionalmente ratifica o efeito de redistribuição de carga nos pilares.

2.7.2 Fator de Recalque Diferencial (*DR*):

$$DR = \frac{(Si - \bar{S})}{\bar{S}} \quad (2.2)$$

Por causa da rigidez da estrutura os recalques tendem para o valor médio ($AR = 1$), independente da carga dos pilares. Portanto, os valores de *DR* estimados convencionalmente devem sempre ser maiores que os medidos ($DR_{est} > DR_{med}$), confirmando a suavização da deformada de recalque.

2.8 Pressões de contacto

A análise de interação solo-fundação tem a finalidade de fornecer os deslocamentos reais da fundação, da estrutura e seus esforços internos. Esses esforços podem ser obtidos diretamente pela análise de interação, ou indiretamente, por meio das pressões de contacto. As pressões de contacto são as pressões na interface estrutura-solo. Para a determinação dessa pressão é necessário o cálculo dos esforços internos na fundação, os quais são utilizados também para o dimensionamento estrutural.

Existem fatores que afetam as pressões de contacto, tais como:

- Características e intensidade das cargas aplicadas;
- Rigidez relativa fundação-solo;
- Propriedades do solo;
- Forma;
- Profundidade;
- Velocidade de carregamento;
- Etc.

A seguir falaremos sobre os três primeiros itens.

2.8.1 Características das cargas aplicadas

Partindo da premissa de que as pressões devem ser iguais à resultante das cargas, de acordo com Velloso e Lopes (1996), esse fator torna-se o mais importante na definição das pressões de contacto, como mostrados nas Figuras 2.4 e 2.5a.

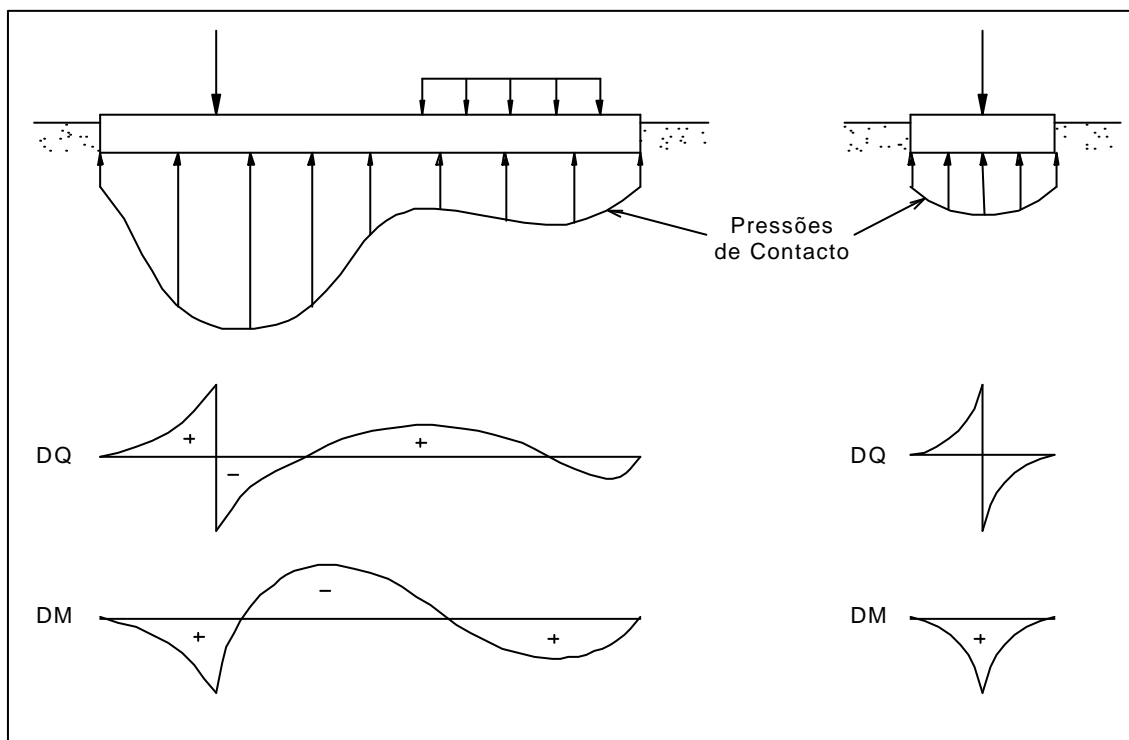


Figura 2.4 – Pressões de contacto, diagrama de esforço cortante (DQ) e momento fletor (DM), (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

De acordo com a Teoria da Elasticidade, as pressões nos bordos de uma sapata rígida são (teoricamente) infinitas (Figura 2.6b). Assim como para cargas de serviço, há plastificação do solo nos bordos (Figura 2.6c). Já como mostrado na Figura 2.6d, mesmo com o aumento de carga as pressões nos bordos se mantêm constantes (atingiram seu limite) e há um aumento das pressões de contacto na parte central.

2.8.2 Rigidez Relativa Fundação-Solo

Em relação à rigidez relativa fundação-solo, R_r . Quanto mais flexível for a fundação, mais as pressões de contacto refletirão o carregamento (Figura 2.5b).

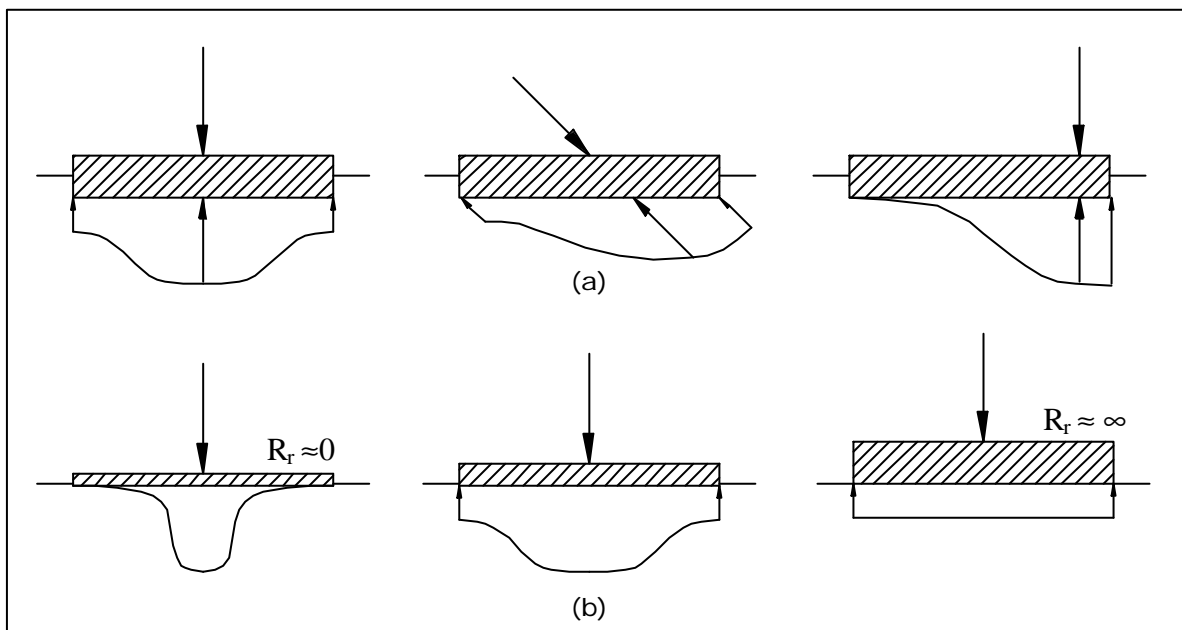


Figura 2.5 –Influência (a) das cargas aplicadas e (b) da rigidez relativa fundação-solo nas pressões de contacto, (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

A avaliação do surgimento de danos e a escolha do tipo de fundação foram os objetivos das investigações de Gusmão (1994) e Gusmão e Gusmão Filho (1994). Estes trabalhos ressaltam que a deformada de recalques se torna mais suave com a consideração da interação da estrutura com o solo, pois há uma solidariedade entre os elementos estruturais que impede um maior deslocamento relativo dos pilares.

Esta ligação é desprezada na previsão dos recalques feitos com os métodos convencionais, entendidos aqui como aqueles que não consideram a interação.

Por outro lado, quando fizeram uma análise incremental (é explicado em maiores detalhes no Item 2.11) no número de pavimentos, verificou-se que a rigidez da estrutura atingia um valor limite nos primeiros pavimentos, a partir do qual o recalque absoluto médio era função apenas do carregamento.

2.8.3 Propriedades do Solo

As propriedades do solo também alteram as pressões de contacto, uma vez que a resistência ao cisalhamento do solo determina as pressões máximas nos bordos. Existem três situações, como mostrado na Figura 2.6a:

- Fundação na superfície em solo sem resistência à superfície (caso de argilas normalmente adensadas e areias);
- Fundação na superfície em solo com resistência à superfície (caso de argilas sobre-adensadas);
- Fundação a alguma profundidade.

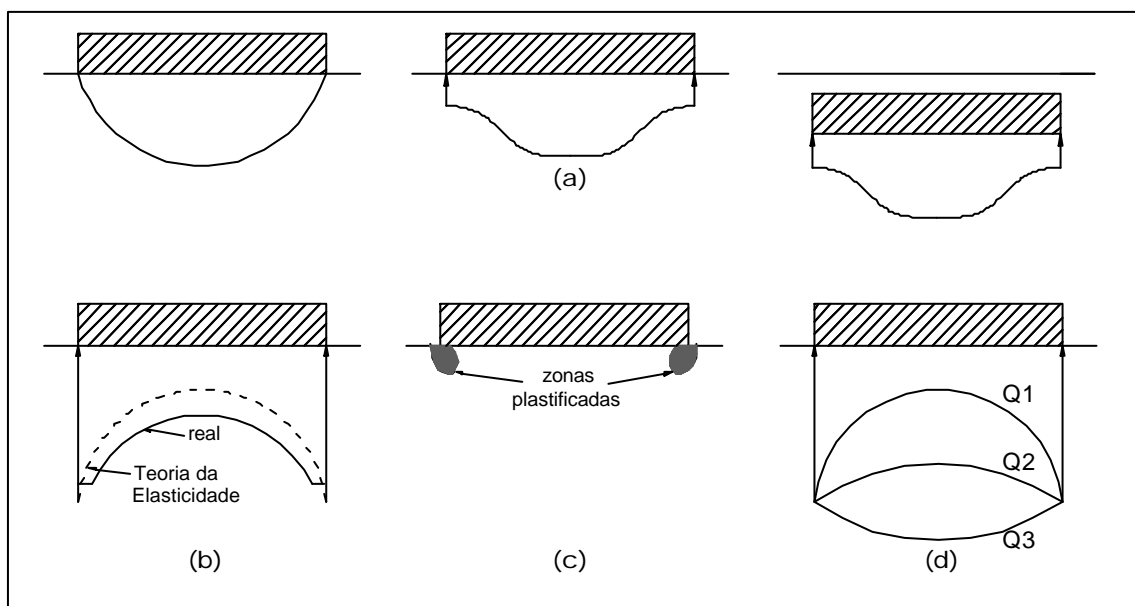


Figura 2.6 – Influência (a) das propriedades do solo e (b) – (d) do nível de carga nas pressões de contacto, (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

Noorzaei *et al.* (1993) considerou a não-homogeneidade do solo e a não-linearidade da sua relação tensão–deformação foi considerada, onde foi examinado o caso de um pórtico plano sobre uma viga de fundação. A estrutura, a fundação, o solo e a interface entre os dois últimos foram discretizados usando o método dos elementos finitos. Foi adotado um módulo de elasticidade do solo variando linearmente com a profundidade para representar a característica de não homogeneidade. Foram impostos na fundação diversos valores de rigidez, analisando a redistribuição dos esforços. Apontado como um dos principais fatores que influenciam o comportamento do sistema estrutura–fundação–solo, o recalque diferencial aumenta para valores menores de rigidez da viga de fundação. Em decorrência, os momentos fletores nas vigas do pórtico aumentaram com a diminuição da rigidez da fundação, pois esta absorveu menos momentos. Acompanhando o mesmo raciocínio, houve uma transferência de cargas verticais dos pilares centrais para os externos, como esperado.

Observou-se também que os deslocamentos horizontais da estrutura decrescem com o aumento da rigidez da viga de fundação, havendo, no entanto, um valor limite, a partir do qual os deslocamentos tendem a se estabilizar.

A mesma idealização da estrutura foi utilizada por Viladkar *et al.* (1994), onde foram feitas comparações entre análises interativas linear e não-linear. Ficou constatado que os momentos fletores nos elementos da estrutura podem não apenas ser aliviados ou acrescidos, mas podem também mudar de sinal ao se considerar a interação solo–estrutura. O recalque total obtido através da análise não–linear foi aproximadamente o dobro do calculado com a análise linear.

Determinados tipos de solo apresentam características predominantemente visco-elásticas quando submetidos ao carregamento de um edifício. Este assunto foi tratado por Viladkar *et al.* (1993), cujo trabalho proporcionou uma formulação tridimensional para aplicação em elementos finitos. Verificou-se a ocorrência de uma acelerada redistribuição inicial de esforços cortantes e momentos fletores e de torção, que continua lentamente de acordo com a fluência do solo.

A interação entre um modelo de solos em camadas e a estrutura foi objeto de estudo teórico e experimental de Chandrashekhara e Antony (1993). Soluções analíticas foram desenvolvidas usando dois modelos distintos para o solo: o modelo Winkler e o modelo semiplano em camadas. O segundo modelo, comumente

utilizado, caracteriza-se por considerar o solo como composto de várias camadas com módulos de elasticidade diferentes.

2.9 O problema da interação solo-fundação-estrutura

É sabido que uma maior rigidez da fundação gera recalques mais uniformes. Assim, se a fundação for associada ou combinada, ou seja, recebe mais de um pilar, os recalques diferenciais entre os pilares serão menores. Por isso, torna-se interessante adotar fundações combinadas e enrijecê-las, mas nunca se esquecendo do ponto de vista econômico.

2.9.1 Consideração da Estrutura

Meyerhof (1953), tanto para o caso de fundações isoladas como combinadas, fez com que a contribuição da superestrutura – segundo uma direção de estudo – fosse considerada como a de uma viga de rigidez à flexão equivalente (Figura 2.7b). No caso de um edifício com estrutura em pórtico de concreto e painéis de fechamento em alvenaria (Figura. 2.7a) tem-se:

$$E_c I = \sum E_c I_v + \sum E_a I_a \quad (2.3)$$

onde $E_c I$ = rigidez da viga equivalente;

$\sum E_c I_v$ = somatório das rijezas das vigas da superestrutura;

$\sum E_a I_a$ = somatório das rijezas dos painéis de alvenaria.

A expressão acima pode ser expandida para incluir a contribuição dos pilares, como descrito por Meyerhof (1953).

Em qualquer um dos casos mencionados, um cálculo de recalques considerando o efeito da superestrutura (análise de interação solo-estrutura) é bastante interessante. Utilizando esse tipo de análise, além de uma uniformidade dos recalques, podem-se obter cargas nos pilares diferentes daquelas obtidas usando apoios indeformáveis (por exemplo os pilares periféricos receberão cargas maiores) e momentos fletores nas cintas e vigas dos primeiros pavimentos, desde que se considerem as deformações axiais dos pilares, a exemplo do trabalho de Chameki (1956).

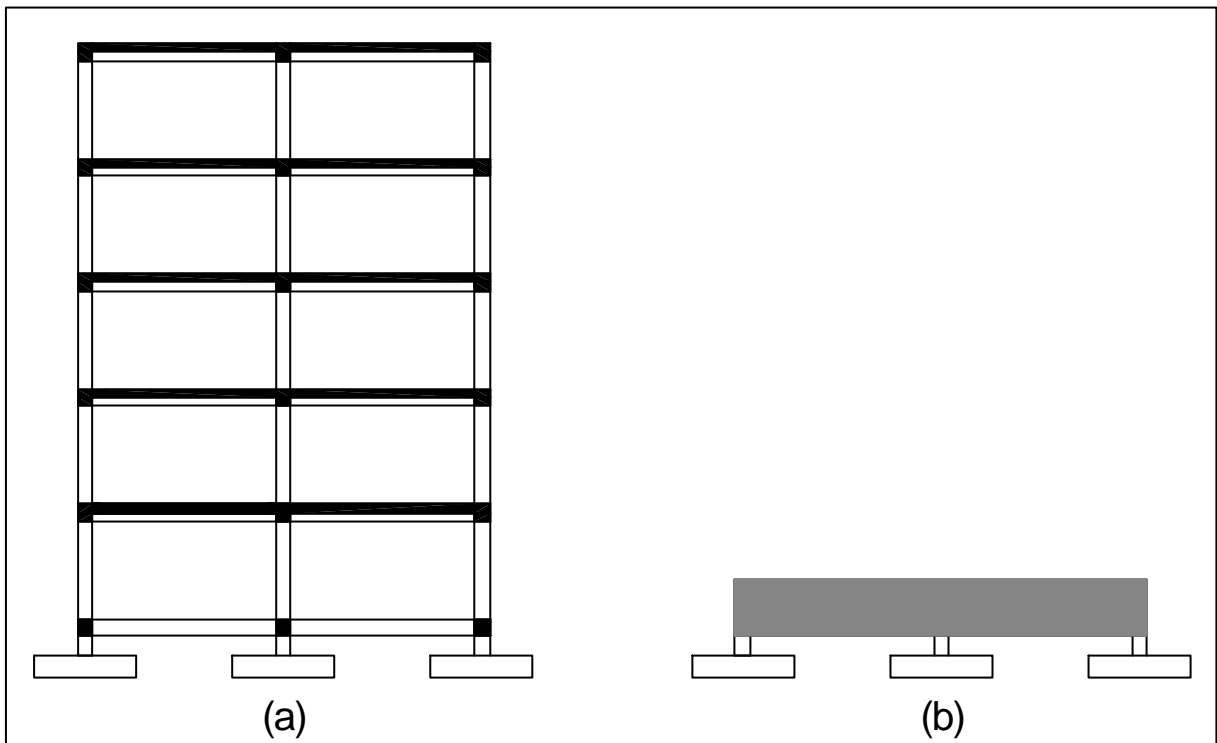


Figura 2.7 – Conjunto constituído por (a) fundação e superestrutura e (b) fundação e viga equivalente.

Através de um método computacional, pode-se fazer essa análise de interação solo-estrutura, utilizando um programa de análise estrutural (como um pórtico plano ou espacial), o que implica na discretização da estrutura, do solo e do contato solo-estrutura. O solo, em geral, é representado por molas nos pontos que correspondem às fundações. Quando as fundações são próximas e são capazes de solidarizar tensões umas às outras, os apoios em molas devem ser substituídos por uma solução de meio elástico contínuo (p. ex., Aoki e Lopes, 1975). Neste caso, as duas soluções (ambas por métodos computacionais) interagirão. Uma proposta desse tipo foi feita por Poulos (1975) e utilizada por Gusmão (1990), Lopes e Gusmão (1991).

Numa avaliação mais refinada da interação solo-estrutura, deve-se considerar o fator tempo, visto que as deformações tanto do solo como da estrutura dependem do tempo.

2.9.2 Coeficiente de reação vertical

De acordo com a hipótese de Winkler as pressões de contacto são proporcionais aos recalques (Figura 2.8) e são expressas por:

$$q = k_v w \quad (2.4)$$

onde: q = tensão aplicada na sapata;

w = recalque.

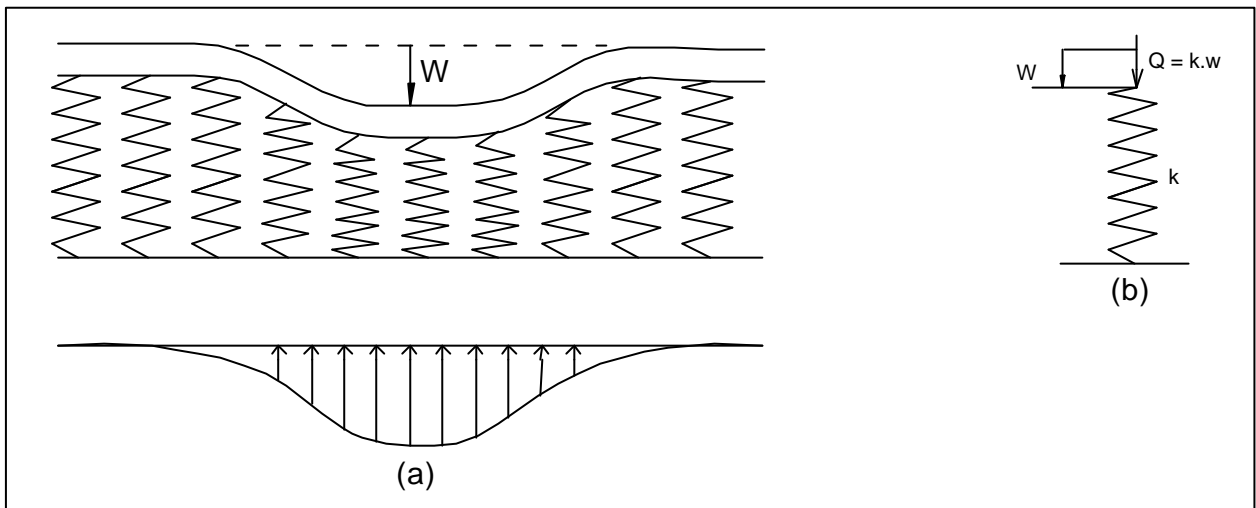


Figura 2.8 – Modelo de Winkler, (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

A constante de proporcionalidade k_v é usualmente chamada de coeficiente de reação vertical, mas também recebe as denominações de coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola.

Este comportamento é típico de molas (Figura 2.8b), o que explica porque este modelo é também conhecido como modelo molas.

O coeficiente de reação vertical, definido pela equação. 2.4, pode ser obtido por meio de:

- Ensaio de placa;
- Tabelas de valores típicos ou correlações;
- Cálculo do recalque da fundação real.

2.9.2.1. Ensaio de placa:

Quando se objetiva obter o coeficiente de reação vertical, k_v , suposta linear a relação pressão-recalque (para métodos de análise de fundações que utilizam a Hipótese de Winkler), aplica-se a equação 2.4.

A não linearidade dessa relação pode ser levada em consideração em métodos de cálculo sofisticados (resolvidos computacionalmente), que representam o solo por uma mola não linear. Alguns cuidados, por sua vez, permitem a consideração da não linearidade da relação pressão-recalque e de sua dependência do número de ciclos. É o caso quando o k_v é obtido na faixa de pressões previstas, e após ciclos de cargas, se for o caso, como mostrado na Figura 2.9.

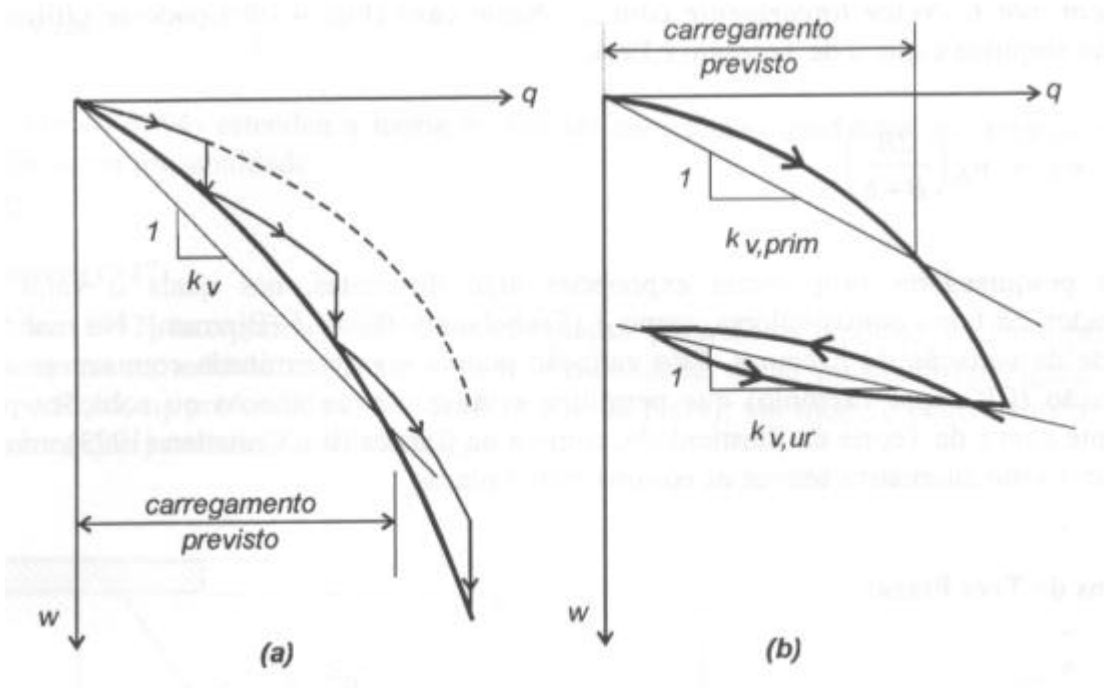


Figura 2.9 – Ensaio de placa para obtenção de k_v : (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento-recarregamento (comparado com aquele obtido no trecho de carregamento primário).

O coeficiente de reação adquirido é freqüentemente denominado K_{s1} (subscrito indicando placa quadrada de 1 pé de lado) ou K_0 . Este valor necessitará de correção para a dimensão e forma da fundação. Um dos problemas que o uso do ensaio de placa pode apresentar é quando o solo solicitado pela placa for diferente daquele solicitado pela fundação.

2.9.2.2 Uso de Tabelas de Valores Típicos ou Correlações

O coeficiente de reação pode ser estimado a partir de valores típicos fornecidos pela literatura. A Tabela 2.4 mostra os valores de k_v de uma placa quadrada de um pé (K_{s1}) fornecidos por Terzaghi (1955).

No trabalho sobre o uso do ensaio SPT na previsão de recalques e de tensão admissível de sapatas em areia, Terzaghi e Peck (1948, 1967) indicaram que a tensão que provoca um recalque de 1 polegada pode ser obtida com:

$$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right)^2 \quad (2.5)$$

onde q_{adm} = tensão, em kgf/cm², que produz $w = 1''$;
 B = menor dimensão em pés ($B \geq 4'$);
 N = número de golpes no ensaio SPT.

Existe uma correlação entre o coeficiente de reação vertical e ensaios no campo, que utiliza o SPT, mostrada pela Figura 2.10. Nessa figura, elaborada por de Mello (1971), está indicada uma faixa onde se situam os valores encontrados na literatura (a curva de Terzaghi e Peck corresponde à equação. 2.5 e ao método de Alpan). Mas, observando a amplitude dessa faixa, pode-se concluir que a correlação é fraca.

Tabela 2.4 – Valores típicos do coeficiente de recalque vertical em kgf/cm³ (Terzaghi, 1955).

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (kgf/cm ²)	1 - 2	2 - 4	> 4
Faixa de valores	1,6 – 3,2	3,2 – 6,4	> 6,4
Valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Méd. Compacta	Compacta
Faixa de valores	0,6 – 1,9	1,9 – 9,6	9,6 – 32
Areia acima N. A.	1,3	4,2	16
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Correlações de dimensão e forma:

Aos valores de reações obtidos por ensaios de placa e fornecidos na literatura cabe fazer as correções de dimensão e forma para seu uso com outros tipos de fundações.

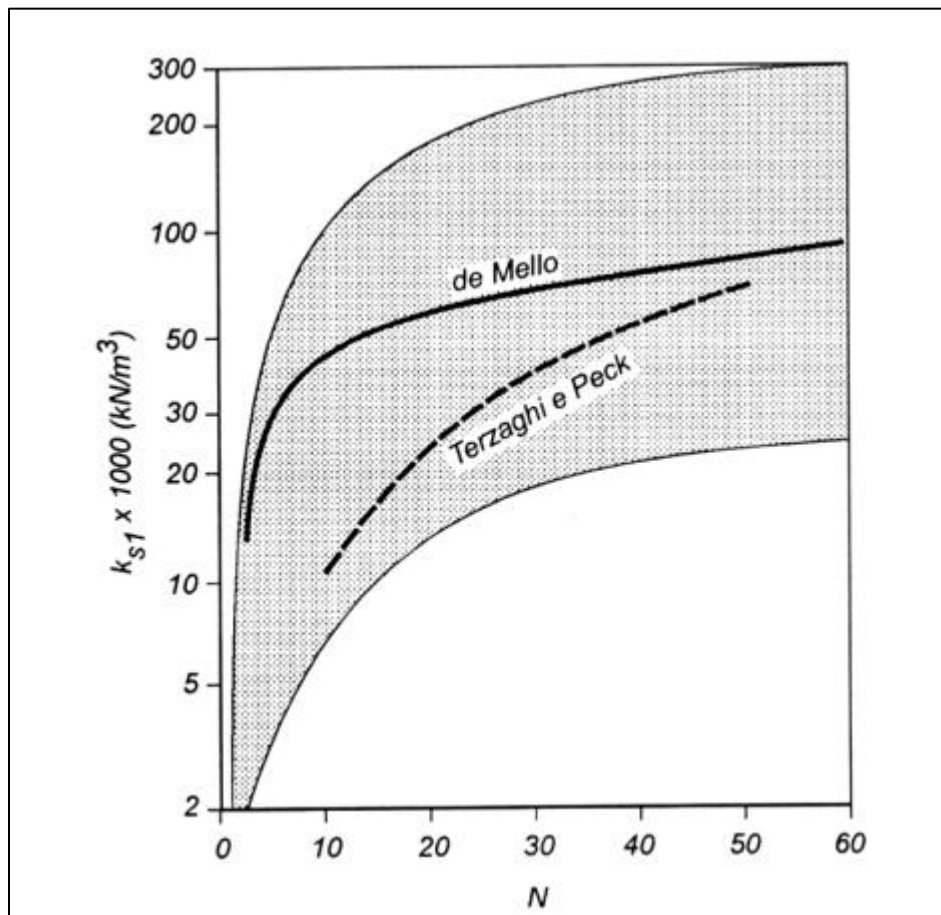


Figura 2.10 – Correlações entre k_v e resultados do SPT (de Melo, V. F. B., 1971).

A necessidade dessas correções se deve ao fato deste coeficiente não ser uma propriedade exclusivamente do solo, mas uma resposta do solo a um carregamento aplicado por uma dada estrutura. Se o solo apresentar um perfil com propriedades constantes com a profundidade (ou seja, caso se possa associar o solo a um meio elástico homogêneo e semi-infinito), pode-se escrever:

$$K_{v,B} = K_{v,b} \frac{b I_{s,b}}{B I_{s,B}} \quad (2.6)$$

onde $I_{s,b}$ e $I_{s,B}$ são os fatores de forma da placa e da fundação, respectivamente.

De acordo com o ACI (1988), a transformação do K_{s1} obtido no ensaio de placa para o k_v a ser utilizado no cálculo da fundação pode ser feita com a expressão:

$$K_v = K_{s1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad (2.7)$$

onde n varia entre 0,5 e 0,7. Se a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que $4B$, deve-se adotar o menor valor de n .

No entanto, existe uma questão contestável: se, no caso do radier, deve-se usar na correção o valor de B do radier (muito grande, causando um k_v muito pequeno). Se as cargas forem concentradas e muito espaçadas ($l > 2,5R$), pode-se usar, na correção da dimensão, ao invés de B , uma largura de influência $2R$ (ver Figura 2.11), sendo:

$$R = 4 \sqrt{\frac{64 E_c t^3}{3(1 - \nu_c^2) k_v}} \quad (2.8)$$

onde E_c = Módulo de Elasticidade do Concreto;
 ν_c = Coeficiente de Poisson do Concreto;
 t = Espessura

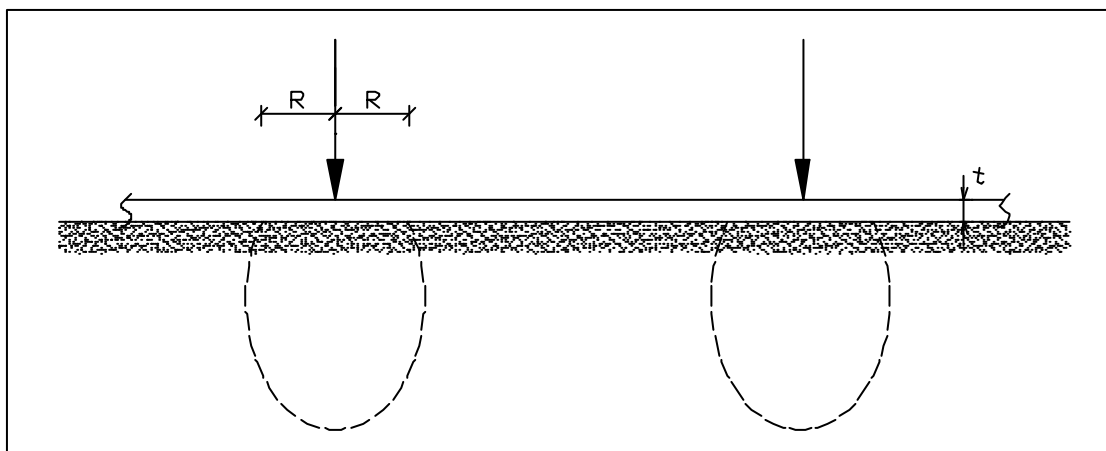


Figura 2.11 – Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis, (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

2.9.2.3. Determinação a partir de Cálculo do Recalque Real da Fundação

O coeficiente de reação pode ser estimado através do cálculo do recalque da fundação. Portanto, supõe-se a fundação rígida, submetida a um carregamento vertical igual ao somatório das cargas verticais. Com esse recalque, calculado através de metodologias (mostradas com maiores detalhes no capítulo 3) para previsão do recalque (considerando médio), o coeficiente de reação é dado por:

$$K_v = \frac{\bar{q}}{w} \quad (2.9)$$

onde $\bar{q} = \sum V/A$, sendo V a carga vertical e A a área da sapata.

Esse método admite considerar as propriedades de diferentes camadas, submetidas a diferentes solicitações, o que não acontece nos procedimentos anteriores.

2.9.3. Relações entre k_v e o Módulo de Young do Meio Elástico

A relação entre K_v e o Módulo de Young do meio elástico contínuo não é simples de se estabelecer. Existem diversas relações, como aquela baseada na equiparação das equações de recalques de placa rígida em meio elástico homogêneo com a da placa em solo de Winkler que fornece:

$$K_v = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad (2.10)$$

Existe também a relação de Vesic (1961), fundamentada na comparação dos momentos fletores obtidos com os dois modelos para placas flexíveis:

$$K_v = 0,65 \frac{E}{B(1-\nu^2)} 12 \sqrt{\frac{EB^4}{E_c I}} \quad (2.11)$$

2.10 A consideração da Rigidez

Diversos trabalhos mostram que enquanto o recalque diferencial diminui com o aumento da rigidez relativa solo-estrutura, o recalque absoluto médio é praticamente independente, ou seja, a distribuição dos recalques é governada pela ISE (Meyerhof, 1953).

Por outro lado, a rigidez da estrutura pode colaborar de forma marcante para a rigidez relativa do conjunto fundação - superestrutura – solo. A Figura 2.12 mostra três situações em que a superestrutura oferece contribuições diferentes. Na primeira, um galpão, a contribuição é pequena; na segunda (caixa d'água ou silo com paredes de concreto), a contribuição é muito importante; na terceira, a contribuição da estrutura é importante e aumenta com o número de pavimentos.

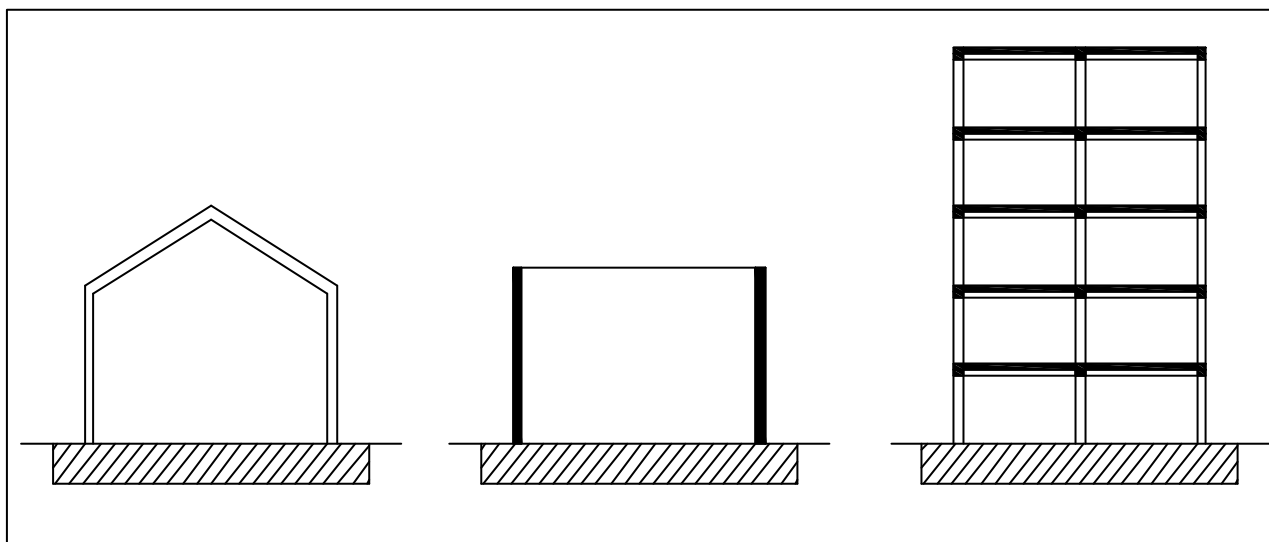


Figura 2.12 – Diferentes contribuições da estrutura: (a) galpão, (b) caixa-d'água e (c) edifício.

Outro caso em que o papel da estrutura é muito importante é quando a obra tem fundações isoladas e o efeito de uniformizar os recalques só pode vir da estrutura.

Um outro aspecto relevante é a ligação entre os elementos estruturais (por exemplo, a ligação entre vigas e pilares), resultando em uma considerável rigidez, que restringe o movimento relativo entre seus apoios. Assim, os recalques diferenciais previstos convencionalmente são maiores que os medidos na obra. A consideração deste efeito pode até viabilizar projetos de fundações que não seriam aceitos em uma análise convencional (Gusmão e Gusmão Filho, 1990).

Apesar dos recalques não serem variáveis aleatórias, pode-se, por analogia, associar a deformada de recalques da edificação à curva de freqüência dos recalques. A Figura 2.13-a mostra o caso de duas estruturas com rigidezes diferentes, sujeitas ao mesmo carregamento. Nota-se que a dispersão da curva (coeficiente de variação), que representa os recalques diferenciais, diminui à medida que a rigidez da estrutura cresce, enquanto que o recalque absoluto médio permanece constante. Já a Figura 2.13-b mostra o caso da mesma estrutura sujeita a carregamentos distintos. Neste caso, o recalque médio cresce com o aumento de carga, enquanto que a dispersão permanece constante.

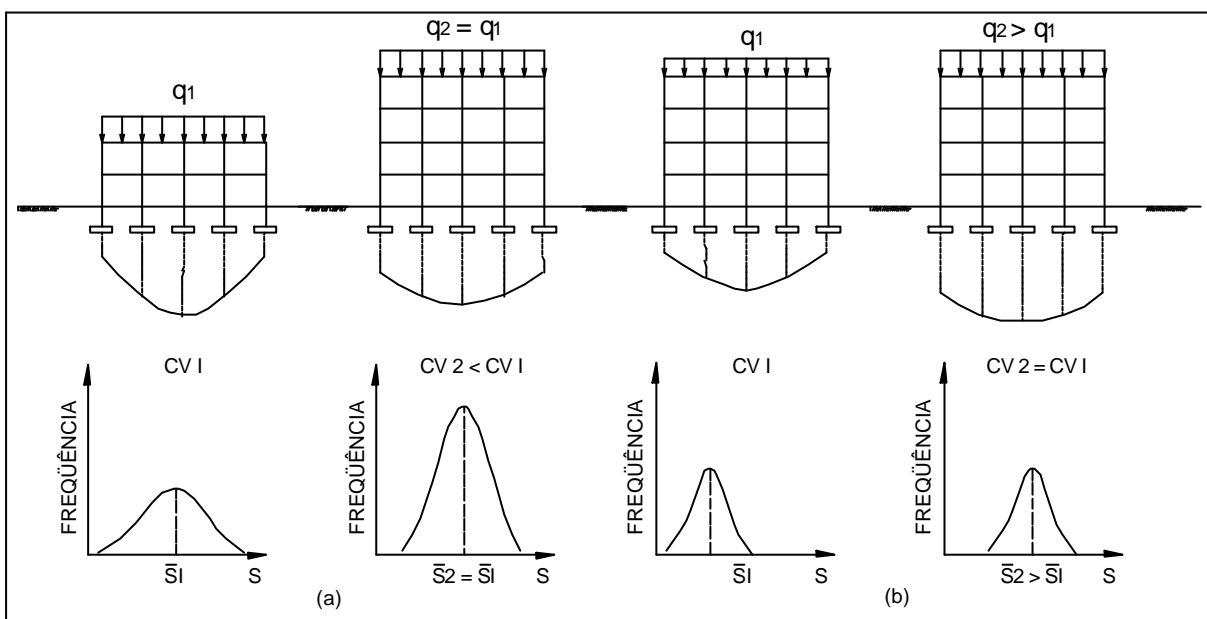


Figura 2.13 - Influência da rigidez e do carregamento nos recalques.

Viladkar *et al.* (1992) apresentou uma formulação que considerou conjuntamente a interação solo-estrutura e a rigidez das lajes. Aplicou o modelo a um pórtico espacial apoiado sobre fundação em radier, e verificou uma expressiva influência tanto da interação com o solo quanto da rigidez das lajes na distribuição dos esforços. Houve variação nos valores de momentos nas vigas, nos pilares e no radier, ocorrendo também, eventualmente, mudança de sinal.

2.10.1 Relação entre a rigidez da Fundação e a do Solo

Existem diversas formas de expressar a rigidez relativa, sugeridas por diferentes autores, de acordo com seus métodos de cálculo, como por exemplo, Borowidicka (1936).

A rigidez relativa depende do tipo de fundação, se constituída de elementos unidimensionais (vigas) ou bi-dimensionais (placas). No caso de vigas, um método bastante utilizado é o método de Hetenyi que apresenta a seguinte equação:

$$M_A + \frac{V_A'}{4I} + \frac{M_A'}{2} + \frac{V_B'}{4I}C + \frac{M_B'}{2}D = 0 \quad (\text{Momento em } A = 0) \quad (2.12)$$

Já para placas (radier, sapatas), não há uma expressão generalizada, mas algumas propostas, com maior ou menor aceitação. Meyerhof (1953) propôs para uma fundação retangular:

$$R_r = \frac{E_c I}{E B^3} \quad (2.13)$$

onde E_c = Módulo de Young do material da placa (por exemplo, o concreto);
 I = momento de inércia da seção transversal da placa por unidade de largura;
 E = Módulo de Young do solo.

Schultze (1966) utiliza:

$$R_r = \frac{E_c \frac{t^3}{12}}{E L^3} \quad (2.14)$$

Para entender as bases destas equações, observa-se que no numerador está a rigidez à flexão da placa como elemento estrutural de fundação, enquanto o denominador é proporcional à rigidez à flexão de uma seção retangular da placa. Com isso, se for expressa a rigidez relativa fundação-solo como a razão entre as rigidezes à flexão tomadas da seção da placa e de uma seção com as dimensões em planta da placa tem-se, considerando um eixo segundo a dimensão B:

$$R_r' = \frac{E_c \frac{t^3}{12}}{E \frac{BL^3}{12}} = \frac{E_c t^3}{EL^3} \quad (2.15)$$

ou tomando-se outra direção para estudo,

$$R_r'' = \frac{E_c t^3}{EB^3} \quad (2.16)$$

Portanto, conclui-se que a expressão da rigidez relativa depende da direção em estudo, pois, a equação (2.15) coincide com a de Schultze com exceção de uma constante ($l/12$), enquanto a equação 2.16 coincide com a de Meyerhof também a menos de uma constante. Pode-se imaginar, ainda, que os denominadores das equações (2.15) e (2.16) representam a rigidez à rotação da placa aderente ao solo (Figura. 2.14b).

Estas definições da rigidez relativa contribuem para comparar as rigidezes de diferentes tipos ou alternativas de fundações.

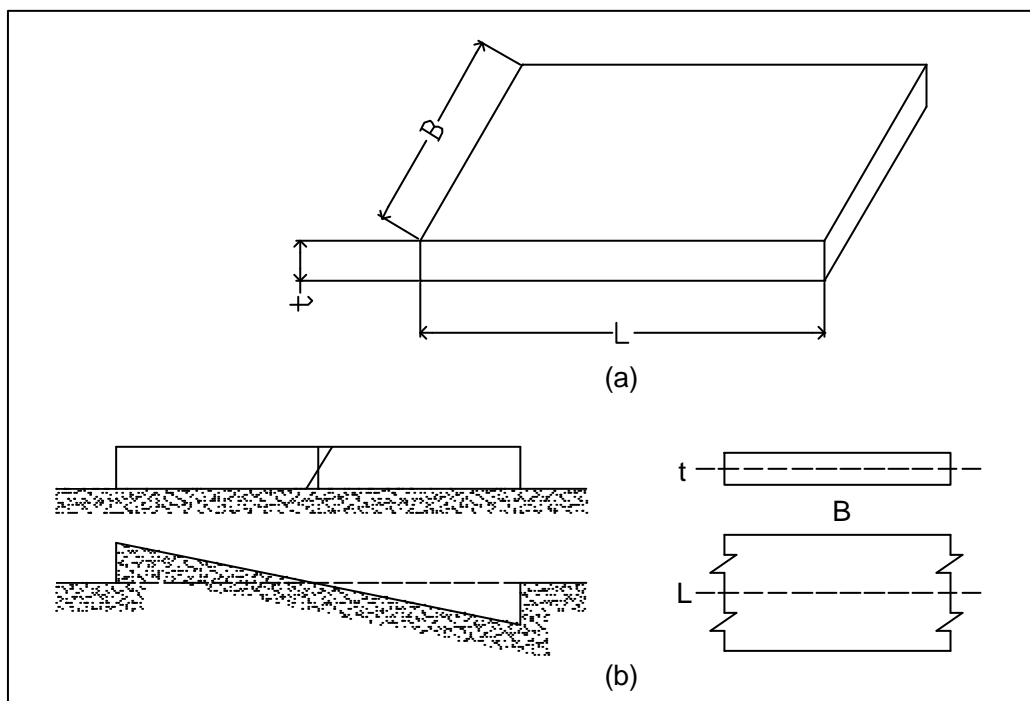


Figura 2.14 – Fundação em radier e modos de deformação da fundação (Velloso, D. A.; Lopes, F. R., 1996).

A partir de análises com valores diferentes de rigidezes relativas estrutura–solo, Meyerhof (1953) verificou que o recalque total máximo não é muito afetado, apesar de sofrer leve decréscimo com o aumento da rigidez relativa. Em contrapartida, o recalque diferencial máximo diminui rapidamente quando R_r aumenta.

Ressalta-se nesse estudo a importância da consideração da rigidez de toda a estrutura, e não apenas da sua fundação, pois esta última é praticamente desprezível em relação à primeira, especialmente quando a estrutura consiste de pórtico fechados por paredes.

Nesta dissertação, são estudados dois modelos que utilizam paredes de alvenaria para verificação de sua atuação no aumento de rigidez na estrutura e conseqüente diminuição dos recalques diferenciais.

Diversos autores demonstraram que o mecanismo interativo é governado pela rigidez relativa entre estrutura e solo. Partindo dessa premissa, Lopes e Gusmão (1991) investigaram um pórtico representando um edifício fictício de concreto armado apoiado sobre meio elástico, com carregamento vertical uniformemente distribuído nas vigas.

Para facilitar o entendimento desses fatores e de seus efeitos, os autores definiram um parâmetro denominado rigidez relativa estrutura–solo (K_{ss}):

$$K_{ss} = \frac{E_c l_b}{E_s r^4} \quad (2.17)$$

onde: E_c = módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

l_b = momento de inércia da viga típica;

r = comprimento do vão entre pilares.

A análise foi feita para diferentes valores de K_{ss} e observou-se que quanto maior a rigidez relativa estrutura–solo, menores são os recalques máximos absoluto e diferencial, embora este último seja mais afetado, ratificando as observações de Meyerhof (1953) sobre o assunto. Na Figura 2.15, pode ser visto o formato das curvas dos recalques em função da rigidez relativa estrutura–solo obtidas nas análises efetuadas por Lopes e Gusmão (1991).

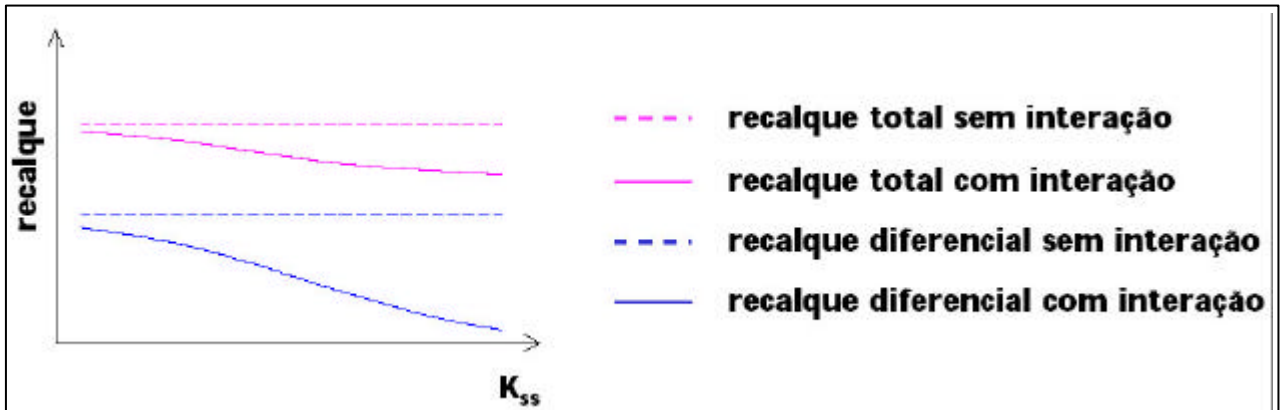


Figura 2.15 - Forma de variação dos recalques total e diferencial com a rigidez relativa estrutura-solo (Holanda Jr, O. G., 1998).

Para cada valor de K_{ss} , foram realizadas várias análises de pórticos com números de pavimentos diferentes. Devido a uma maior rigidez da estrutura, os recalques diferenciais diminuiram para um aumento na quantidade de pavimentos. Após uma análise incremental do número de pavimentos, observou-se que os primeiros andares exerceram papel preponderante na redução dos recalques diferenciais, principalmente para maiores valores de K_{ss} .

A contribuição da planta baixa da estrutura também foi avaliada. Como resultado, observa-se que o recalque diferencial diminui quando a forma da planta tende a um quadrado, sendo esse resultado menos significativo para K_{ss} altos.

Gusmão (1994), em seu trabalho, indica que o número de pavimentos é um dos fatores mais atuantes na rigidez da estrutura. Quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior será a sua rigidez. Goshy (1978) observou a influência maior dessa rigidez nos primeiros pavimentos, utilizando a analogia de vigas – parede.

Verificou-se ainda que a rigidez aumenta em função do tempo e permanece praticamente constante após um certo valor. Isso significa que a influência da estrutura sobre a distribuição dos recalques acontece até um certo valor de rigidez. Uma vez alcançado este limite, chamado de Rigidez Limite, a distribuição de recalques é somente função do carregamento.

Ramalho e Corrêa (1991) analisaram dois edifícios com fundações em sapatas, um edifício com sistema laje cogumelo e outro com sistema laje, viga, pilar, fazendo uma comparação entre o caso de solo totalmente rígido ou elástico. Os resultados da análise mostraram que a influência da consideração da flexibilidade da

fundação nos esforços da superestrutura é muito grande. Mesmo com o solo relativamente rígido, a diferença entre considerar ou não a flexibilidade da fundação mostra-se bastante significativa em alguns elementos da estrutura. Pois, foi observado que, nos pilares, os esforços normais e momentos fletores tendem a uma redistribuição que torne os seus valores menos dispersos, havendo uma uniformização da magnitude dos esforços.

Os edifícios com o sistema estrutural laje cogumelo mostraram-se mais sensíveis a fundações flexíveis que os do sistema laje, viga, pilar, por terem dimensões de pilares relativamente grandes com tendência de apresentarem elevados valores de momentos fletores na base.

Ferro e Venturini (1995) apresentaram uma formulação que considera a rigidez do meio contínuo infinito para fundações constituídas de grupo de estacas, onde o meio contínuo é equacionado a partir de representações integrais dos elementos de contorno e a estrutura de fundação em estacas é tratada através de elementos finitos, obtendo-se assim um elemento “fundações”, cuja rigidez do conjunto meio semi-infinito mais a estrutura de fundações é levada em conta na análise do edifício.

A combinação dos métodos de elementos de contorno e elementos finitos é obtida pela condição de compatibilidade de deslocamentos, sem o deslizamento ao longo das interfaces estacas - meio contínuo.

Foi analisado para uma estrutura de pórticos espaciais com nove pilares, distribuídos em três pórticos simétricos em cada uma das direções em planta, o carregamento aplicado em uma combinação de ações verticais e horizontais.

O desempenho de estruturas tridimensionais compostas de pilares–parede foi estudado por Nadjai e Johnson (1996). Representou-se a flexibilidade da fundação por meio de molas, para deslocamentos verticais e também para rotações. Constatou-se que a flexibilidade da base da estrutura pode exercer um papel importante no comportamento da edificação, afetando, sobretudo, as tensões desenvolvidas nos primeiros pavimentos. Nesse estudo afirma-se também que, na prática, pode-se considerar fundações em rocha ou areia compacta como rígidas.

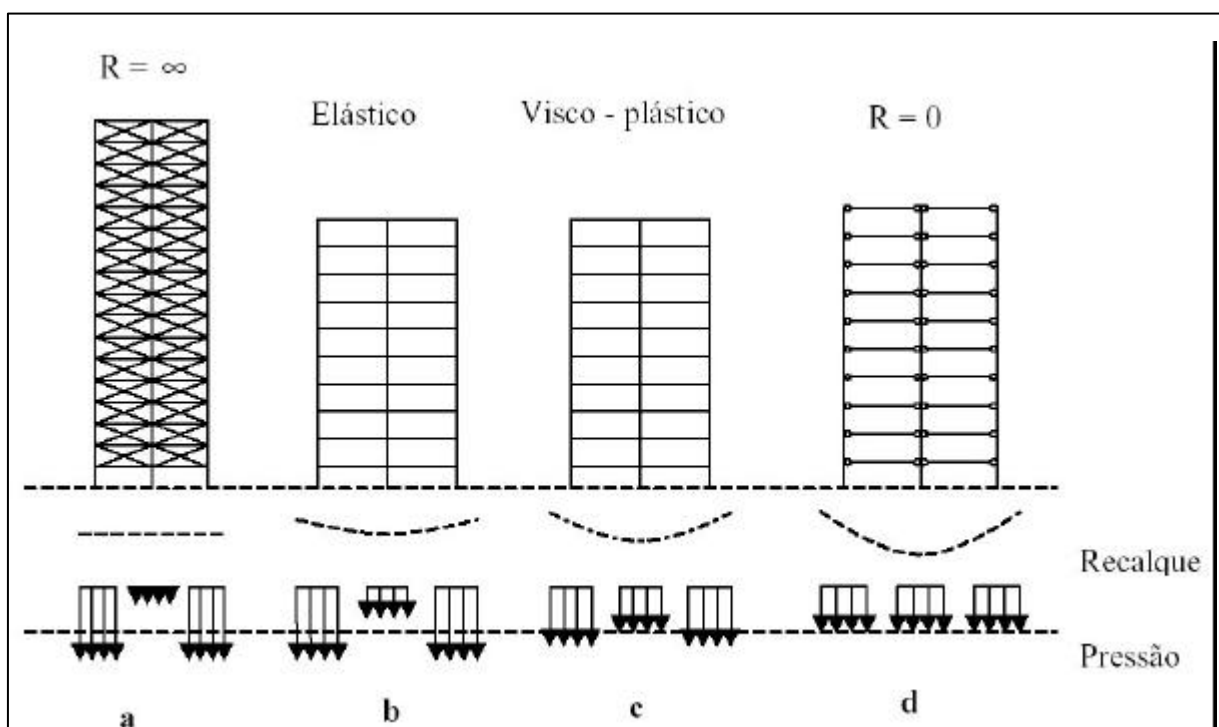


Figura 2.16 – Estruturas com diferentes rijezas, (Chamecki, S., 1969).

De acordo com Chamecki (1969), os seguintes casos são susceptíveis de ocorrerem (Figura 2.16):

Caso a, estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes.

Por causa da tendência do solo deformar mais no centro 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. Edifícios muito altos e com fechamento das paredes trabalhando em conjunto com a estrutura, podem apresentar comportamento semelhante a este modelo.

O caso oposto ao 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. A distribuição de pressões de contato não se modifica perante a progressão dos recalques.

As estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal se aproximam deste tipo de comportamento.

Caso b, uma estrutura perfeitamente elástica possui recalques diferenciais menores que os de rigidez nulo (**caso d**) e a distribuição de pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço exibem este comportamento.

Caso c, uma estrutura visco-plástica, como o caso de estrutura de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão de recalques diferenciais. 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 graças 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.

Um exemplo de uma modelagem elástica foi realizado no trabalho de Iwamoto (2000), onde somente foram avaliados os recalques imediatos, sem a consideração do tempo e da reologia do material.

2.11 O Efeito incremental

Durante a construção, à medida que o edifício vai subindo, ocorre uma tendência à uniformização dos recalques devido ao aumento da rigidez da estrutura, mas deve-se salientar que esta rigidez não cresce linearmente com o número de pavimentos.

A análise incremental construtiva foi objeto de vários trabalhos já publicados e podem ser consultados para um melhor embasamento teórico. Um deles, de autoria de Choi e Kim (1985), descreve um modelo de análise incremental, e apresenta dois exemplos numéricos, em que se verifica a importância desse tipo de análise a partir de sua comparação com o método tradicional que usa toda a carga sobre uma estrutura totalmente construída. Foram observadas as deformações axiais dos pilares e os momentos fletores nas vigas.

O primeiro exemplo é um pórtico metálico de 60 pavimentos e o outro de concreto armado de 10 pavimentos, sendo este último analisado com e sem paredes de concreto armado complementando a subestrutura de contraventamento. Com a análise incremental, obtiveram-se deformações axiais dos pilares menores do que

utilizando o método tradicional, principalmente nos pavimentos superiores. As deformações axiais diferenciais também tiveram valores reduzidos para todos os exemplos, atingindo um máximo a meia altura do pórtico. Encontraram-se as maiores divergências de resultados no topo.

Portanto, à meia altura, os momentos fletores em vigas foram maiores, enquanto que no topo tinham valor pequeno como resultado da análise incremental, diferindo bastante do obtido com a análise convencional, em que os momentos em vigas do topo são grandes. Nos pavimentos inferiores de todos os exemplos, os valores calculados mostraram-se semelhantes. Foi concluído então que a análise incremental construtiva é importante, sobretudo no caso de edifícios altos.

Outro artigo, de Kripka e Soriano (1992), apresenta os resultados comparativos entre as análises tradicional e incremental de um pórtico de 23 pavimentos. Verificou-se, para o carregamento permanente, a variação ao longo da altura dos deslocamentos verticais entre os nós situados em um mesmo andar do pórtico, com muita diferença entre os resultados dos procedimentos tradicional e incremental. Tal fato permite prever grandes diferenças em relação a esforços, o que foi observado nos momentos nas extremidades dos pilares, percebendo-se até um deslocamento do ponto de inflexão.

Concluíram que a análise incremental é importante, independentemente do número de pavimentos, mas em edifícios de pouca altura, além das cargas verticais serem menores, a influência das cargas laterais também é menor. Cargas horizontais, segundo observado pelos autores, têm a propriedade de reduzir as diferenças entre esforços calculados por ambas as análises quando se considera a envoltória desses esforços.

Fonte *et al.* (1994) confrontaram os resultados dos recalques de fundações em sapatas medidos na obra de um edifício de quatorze andares com as previsões dos modelos numéricos que consideram a interação solo-estrutura, com os que não a consideram e com os que utilizam efeitos construtivos. Os resultados indicaram que o modelo que não considera a interação solo-estrutura superestima a previsão dos recalques diferenciais por não considerar a rigidez da estrutura. O modelo que considera a interação solo-estrutura, mas não utiliza o acréscimo incremental do carregamento, acaba subestimando a previsão dos recalques, devido a não consideração do carregamento gradual na estrutura e acréscimo de rigidez, o que induz uma rigidez da estrutura maior que a real.

Os resultados que mais se aproximaram com os medidos no campo são os do modelo que considera os efeitos da interação solo–estrutura e a aplicação gradual da estrutura, que faz com que a rigidez dos elementos sofra constantes modificações para cada seqüência de carregamento.

Para simular numericamente a seqüência construtiva, Holanda Jr. (1998) utiliza um processo seqüencial direto, que analisa cada levantamento de pavimento, considerando apenas o carregamento aplicado no ultimo pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atinja o seu topo. Como todas as análises realizadas são elásticas e lineares, os esforços finais de cada elemento são determinados com a superposição dos seus respectivos esforços calculados em todas as etapas (Figura 2.17).

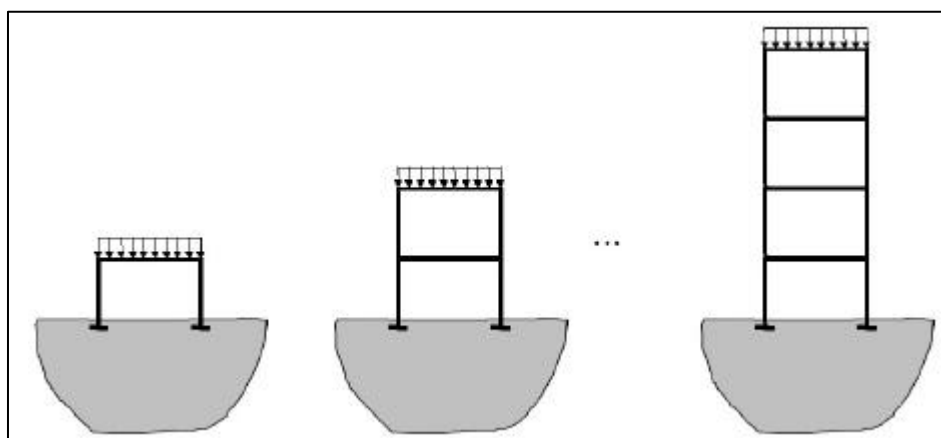


Figura 2.17 – Simulação da seqüência construtiva (Iwamoto, R. K., 2000).

Respeitando a seqüência construtiva, os deslocamentos verticais dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos abaixo. Portanto, os deslocamentos diferenciam entre os nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos à meia altura do edifício. No topo, correspondem à deformação somente do último pavimento. As deformações dos pilares seguem o mesmo raciocínio.

O efeito da aplicação gradual das cargas e da variação também gradual da rigidez da estrutura foi motivo de pesquisas realizadas por Brown e Yu (1986). Eles analisaram o problema para dois tipos de pórticos: um espacial de planta baixa quadrada e um plano, visto como representante de edifícios muito longos e estreitos. Mas, como se chegou à mesma conclusão para casos extremos, considerou-se ser razoável extrapolar para edificações com qualquer forma de planta baixa.

Resumindo, concluiu-se que, para fins de previsão da redistribuição de reações nos pilares e dos recalques, a rigidez efetiva de um edifício carregado progressivamente durante sua construção é de aproximadamente metade da rigidez do edifício completo.

2.12 Modelo para determinação do solo

Vários trabalhos têm sido desenvolvidos na procura do melhor modelo para representação do solo. Rao *et al.* (1995) destacam que o maciço de solo pode ser estimado como elástico linear, elástico não-linear, elastoplástico, etc., sendo normalmente tratado como elástico linear por ser apenas levemente tensionado, particularmente quando estruturas de concreto armado são analisadas para um carregamento vertical. No seu trabalho, foi feita uma comparação entre um modelo de meio contínuo semi-infinito e outro para estado plano de deformação.

Verificou-se a influência nos resultados da presença de outros pórticos, e concluiu-se que não ocorre uma mudança relevante nos momentos ao se utilizar o modelo de meio contínuo semi-infinito para o solo.

A busca por um modelo eficiente e matematicamente simples do solo para os problemas de interação solo-estrutura mostram duas aproximações clássicas básicas: Aproximação Winkleriano e a Aproximação Continua. Na interface do solo com a fundação, a distribuição da pressão de contato é um parâmetro importante. A variação da distribuição da pressão depende do comportamento da fundação (rígida ou flexível) e da natureza do solo (argila, areia, etc.). O comportamento mecânico do subsolo aparenta ser totalmente irregular e complexo e é difícil estabelecer uma lei de comportamento. Com isso, simplicidade dos modelos, muitas vezes, torna-se a consideração primária e freqüentemente pode render resultados razoáveis, Dutta e Roy (2002).

2.12.1 A idealização de Winkler

Representa o solo como um sistema independente com molas linearmente elásticas e espaçadas entre si. Conforme essa idealização, a deformação da fundação devido ao carregamento aplicado é confinada somente nas regiões carregadas, como mostra a Figura 2.18. O problema fundamental com o uso deste

modelo é a determinação da rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo sob a fundação.

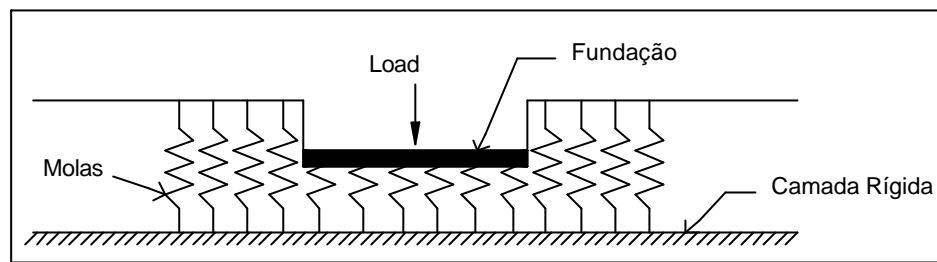


Figura 2.18 – Fundação de Winkler.

Existem ainda versões melhoradas do modelo de Winkler, onde são feitas modificações neste modelo. Por exemplo, a fundação de Filonenko-Borodich, a fundação de Hetenyi, a de Pasternak, o novo modelo de Winkler contínuo, e alguns outros, Dutta e Roy (2002).

2.12.2 O modelo elástico contínuo

É uma aproximação conceitual da representação física do solo infinito. A massa de solo é basicamente constituída de partículas discretas compactadas por alguma força intergranular. Essa aproximação provém de muito mais informação de tensões e deformações da massa de solo que o modelo de Winkler. Mas no modelo elástico contínuo existe a importante vantagem da simplicidade dos parâmetros de entrada, como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Uma das maiores desvantagens da aproximação elástica continua é a inexatidão das reações calculadas na periferia das fundações. Assim, essa idealização não é somente computacionalmente difícil, mas freqüentemente falha na representação do comportamento físico do solo mais próximo.

Também existem versões modificadas do modelo contínuo, como a Fundação de Vlasov e a Fundação de Reissner, Dutta e Roy (2002).

2.12.3 Idealização Elasto-Plástica

Na análise da interação solo-estrutura, o comportamento não-linear da massa de solo é freqüentemente modelado na forma de elementos elasto-plásticos. Conceitualmente, o modelo mecânico pode parecer útil o suficiente. Mas problemas

ocorrem em vista da escolha dos parâmetros como também dos próprios ajustes de cada mola na base da estrutura.

Na teoria da deformação, as deformações plásticas são unicamente definidas por um estado de tensão, enquanto que na teoria incremental das deformações plásticas, dependem da combinação de fatores, como incremento de tensão e estado de tensão. Para o comportamento elasto-plástico geral, a teoria incremental da plasticidade é freqüentemente empregada.

No entanto, o uso dessa idealização não é muito popular porque, apesar da complexidade matemática envolvida, isso não rende razoavelmente para prever o comportamento de interação, Dutta e Roy (2002).

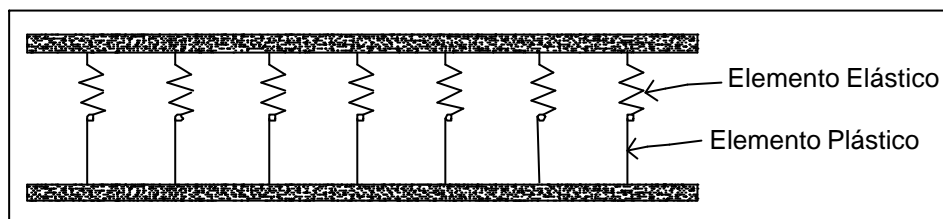


Figura 2.19 – Modelo Elasto-Plástico.

Poucas evidências estão disponíveis no presente momento para a verificação da precisão de vários modelos numéricos estudados para representar o solo na análise da interação solo-estrutura, pois estes modelos não foram apurados a exaustão. Porém, o modelo que idealiza o sistema mais rigorosamente na perspectiva física pode divergir mais do comportamento pré-dito e isso acontece geralmente devido à possibilidade de incerteza na determinação dos parâmetros envolvidos (Dutta, 2002).

O comportamento elasto-plástico de solos compressíveis e sua plastificação foram consideradas por Noorzaei *et al.* (1993). Um sistema pórtico plano–viga de fundação–maciço de solo foi modelado utilizando o método dos elementos finitos. Comparou-se o solo comportando-se como perfeitamente plástico ou como elástico linear. O comportamento linear e elasto-plástico começaram ser diferentes para cargas superiores a 36% da carga de ruptura.

Neste capítulo serão descritas metodologias para previsão de recalques de fundações superficiais, sem considerar sua flexibilidade, ou seja, base rígida. Esses valores de recalques são utilizados para o cálculo do coeficiente de reação vertical empregados na metodologia que usa a interação solo estrutura.

Segundo Velloso e Lopes, os métodos para previsão de recalques podem ser separados em três grandes categorias:

- ◆ Métodos racionais;
- ◆ Métodos semi-empíricos;
- ◆ Métodos empíricos.

Nos *métodos racionais*, os parâmetros de deformabilidade determinados *in situ* ou em laboratório, são combinados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos.

Nos *métodos semi-empíricos*, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correlação com ensaios *in situ* de penetração (estática, CPT, ou dinâmica, SPT), são combinados a modelos de previsões de recalques teoricamente exatos ou *adaptação deles*.

Nos *métodos empíricos* usam-se tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes tipos de solo. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões indicadas por elas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

3.1 Ensaio Oedométrico:

$$E'_{oed} = \frac{\Delta s_v}{\Delta e_v} = \frac{1}{m_v} = \frac{1+e_0}{\Delta e} \Delta s_v \quad (3.1)$$

onde, $\Delta \sigma_v$: variação de tensão efetiva vertical;

$\Delta \varepsilon_v$: variação de deformação vertical;

e_0 : índice de vazios inicial;

Δe : variação de índice de vazios;

E'_{oed} = Módulo de Elasticidade Oedométrico;

m_v = Módulo de Young.

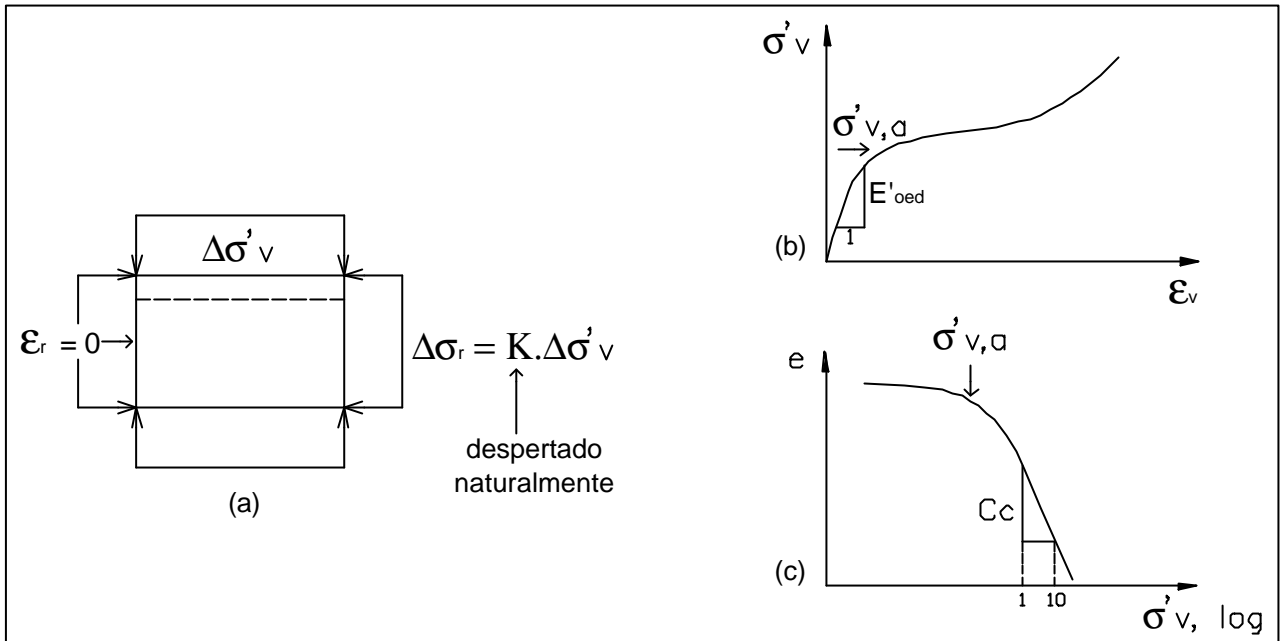


Figura 3.1 – Ensaio Oedométrico (Velloso e Lopes, 1996).

Em termos de *índice de compressão*:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,i}}} \quad (3.2)$$

onde, Δe : variação de índice de vazios;
 $\sigma'_{v,f}$: tensão efetiva vertical final;
 $\sigma'_{v,i}$: tensão efetiva vertical inicial.

Este ensaio, naturalmente, só pode ser drenado. Assim, dispõe-se da relação elástica:

$$E'_{oed} = \frac{E'(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} \quad (3.3)$$

onde, E' : Módulo de Young;
 ν' : coeficiente de Poisson.

3.2 Ensaio SPT:

O ensaio SPT (Ensaio de Penetração Dinâmica) tem a finalidade de verificar a capacidade de solos granulares (areias e siltes arenosos) e a consistência de solos argilosos (argilas e siltes argilosos). A norma de sondagem com SPT (NBR 6484) prevê que o boletim de sondagem forneça, junto com a classificação do solo, sua compacidade ou consistência de acordo com a Tabela 3.1.

Um aspecto importante, quando um projetista utiliza ábacos e tabelas, baseados na experiência estrangeira é a energia efetivamente aplicada no ensaio SPT, que pode variar com o método de aplicação dos golpes. No Brasil, o sistema mais comum é manual, e a energia aplicada é da ordem de 70% da energia nominal; nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60% (por isso, é conhecido como N_{60}). Assim, antes de se utilizar uma correlação baseada na experiência americana, o número de golpes obtido com uma sondagem brasileira pode ser majorado de 10% a 20%.

Tabela 3.1 – Classificação do solo de acordo com a compacidade ou consistência.

Solo	N	Compacidade / Consistência
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 – 8	Pouco compacta (o)
	9 – 18	Medianamente compacta (o)
	19 – 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 – 10	Média (o)
	11 – 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

3.3 Métodos Racionais:

Este método pode ser realizado por:

- ◆ Soluções analíticas a partir da Teoria da Elasticidade;
- ◆ Métodos numéricos (Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos Finitos e Métodos dos Elementos de Contorno).

Na prática de fundações, as soluções da Teoria da Elasticidade são as que permitem o cálculo de recalques para diversos casos. Por exemplo, o recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser previsto por:

$$w = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (3.4)$$

onde q = pressão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = Coeficiente de Poisson;

E = Módulo de Young;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez (no caso flexível, depende da posição do ponto: centro, bordo, etc.);

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura de camada compressível.

Os fatores de forma (I_s) são em geral tabulados para determinados valores de I_d e I_h . A Tabela 3.2 mostra esses valores para o caso de carregamentos na superfície de um meio espessura infinita sendo I_d e I_h tomados iguais a 1,0.

Tabela 3.2 – Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

3.4 Métodos semi-empíricos:

A expressão “semi-empírico”, associada aos métodos de cálculos de recalques, se deve à introdução de correlações para a definição de propriedades de deformação dos solos. As correlações permitem a estimativa de propriedades de deformação por meio de outros ensaios que não visam observar o comportamento tensão-deformação dos solos (no laboratório: ensaios triaxiais, oedométrico, etc.; no campo: ensaios de placa, pressiométrico). Estes outros ensaios seriam aqueles de penetração estática ou de cone (CPT) e dinâmica (SPT).

Primeiramente, os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos para prever recalques em areias devido a dificuldade em se amostrar e ensaiar estes materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campo. Depois passaram a ser aplicados a argilas parcialmente saturadas e finalmente às argilas em geral.

3.4.1 Métodos baseados no SPT:

(a) Método de Terzaghi e Peck (1948, 1967)

Por meio de um trabalho pioneiro sobre o uso do ensaio SPT na previsão de recalques e de tensão admissível de sapatas em areia, Terzaghi e Peck (1948, 1967) indicaram que a tensão que provoca um recalque de 1 polegada pode ser obtida com:

$$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N-3}{10} \right) \left(\frac{B+1'}{2B} \right)^2 \quad (3.5)$$

onde q_{adm} = tensão, em kgf/cm², que produz $w = 1''$
 B = menor dimensão em pés ($B \geq 4'$)
 N = número de golpes no ensaio SPT

O pesquisador recomenda que, se houvesse um nível d'água superficial ($D_w = 0$), q_{adm} deveria se reduzir à metade.

(b) Método de Meyerhof (1965)

Meyerhof (1965) propôs a relação entre a tensão aplicada e o recalque de sapatas em areias pela expressão:

$$q_{adm} = \frac{N \cdot w_{adm}}{8} \quad \text{para } B \leq 4' \quad (3.6)$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot w_{adm}}{12} \left(\frac{B+1'}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 4' \quad (3.7)$$

sendo B em pés, w_{adm} em polegadas e q_{adm} em kgf/cm². Esta proposta é bastante conservadora.

(c) Método de Burland e Brubidge (1985)

O recalque de fundações em areias pode ser estimado a partir do SPT com:

$$w = qB^{0,7} \frac{1,71}{N^{1,4}} f_s f_l \quad (3.8)$$

onde w = recalque em mm;
 q = pressão aplicada em kN/m^2 ;
 B = menor dimensão da fundação em m;
 N = média do número de golpes no SPT na profundidade de influência

Z_1

f_s = fator de forma dado por:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right] \quad (3.9)$$

f_l = fator de espessura compressível (H) dado por:

$$f_l = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad (3.10)$$

sendo que para $H > Z_1$, $f_l = 1,0$

A profundidade de influência Z_1 é dada pelo ábaco da figura abaixo.

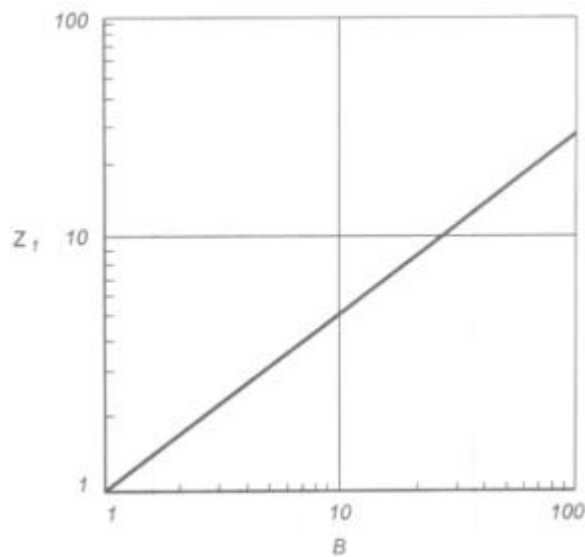


Figura 3.2- Relação profundidade de influência e menor dimensão da sapata.

O objetivo da simulação computacional realizada nesta dissertação é a determinação dos esforços e a previsão dos recalques, para fins comparativos entre os modelos adotados. A simulação é feita utilizando os recursos computacionais do software SAP 2000, que utiliza o método dos elementos finitos. Esse programa é capaz de analisar edifícios considerando a rigidez da estrutura, incluindo as paredes de alvenaria. Serão idealizados no próximo capítulo três pórticos, sendo que o último mostra o caso de uma estrutura real.

4.1 Idealização estrutural

Considera-se uma estrutura tridimensional, discretizada com elementos de barras (vigas e pilares) e elementos de casca (lajes).

As vigas e pilares são idealizados como elementos de pórtico espacial (Figura 4.1), lineares com dois nós localizados nas extremidades (seis graus de liberdade por nó: três translações e três rotações) e definidos pela linha que passa pelo centro de gravidade de suas seções transversais, que no caso das vigas, coincidem com o plano médio da laje. Assim, são desconsideradas as excentricidades nos elementos estruturais. Mas as dimensões das vigas e pilares são levadas em consideração e definidas de acordo com a planta de forma do prédio.

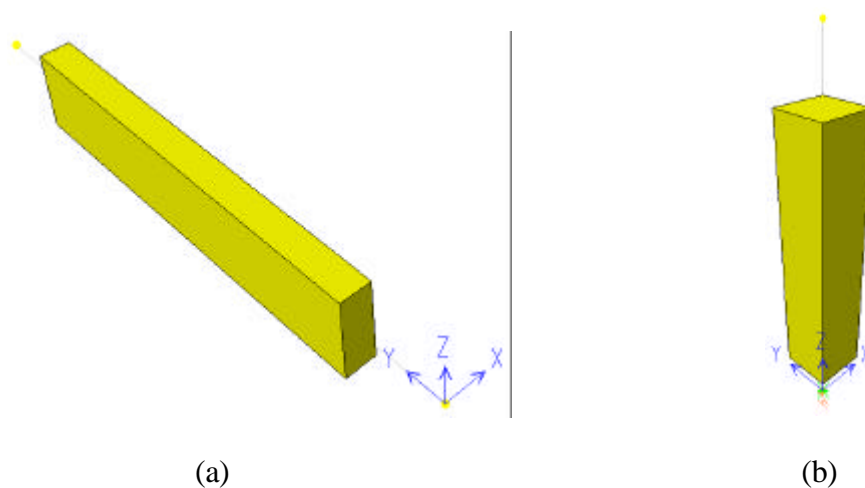


Figura 4.1 – Elementos de barras, (a) vigas e (b) pilar.

Como espera-se que as lajes resistam tanto às solicitações à flexão quanto longitudinais, elas são idealizadas em todos os modelos como elementos de casca, da mesma forma que as paredes de alvenaria (Figura 4.2).

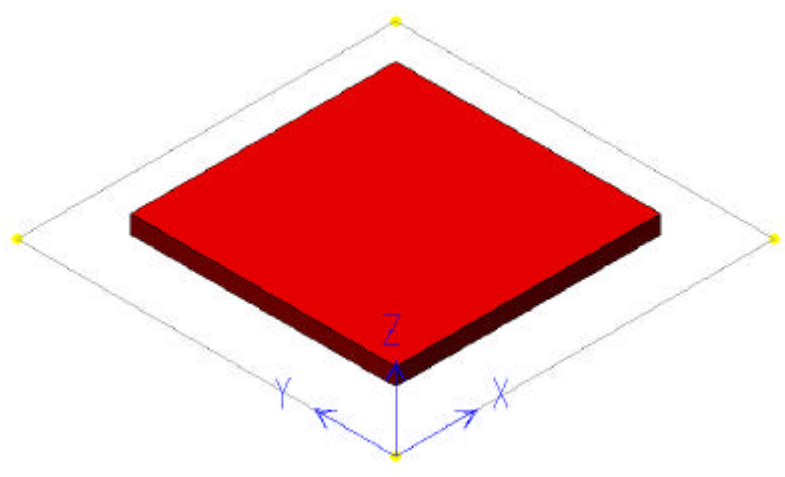


Figura 4.2 – Elemento de casca para modelagem das lajes.

Conforme o modelo de Winkler, são empregadas molas para representar o solo. Assim, o contato solo-estrutura é feito com apoio elástico nodal (ver Figura 4.3), onde admite-se, nos pontos nodais da base da estrutura, a presença de molas (apoios elásticos), considerando-se apenas a translação em Z, ou seja, não é permitido deslocamento nas direções X e Y. Isso é feito devido ao tipo de carregamento utilizado (somente carregamento vertical) e a consideração de uma rigidez muito grande do solo nas direções X e Y. O elemento de mola substitui totalmente a fundação superficial, através do seu coeficiente K_m , o qual já considera as dimensões das sapatas. O solo é considerado como um meio contínuo, elástico, linear, isotrópico e homogêneo.

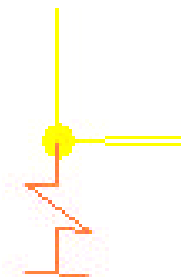


Figura 4.3 – Apoio elástico nodal.

4.2 Carregamentos

Os carregamentos para os quais a estrutura é analisada são os recomendados pela norma para edificações e considerados através de cargas aplicadas diretamente nos elementos. As cargas nas lajes são calculadas pelo somatório das cargas de sobrecarga, de revestimento e de parede, distribuído por metro quadrado. As paredes, escadas e caixa d'água localizadas sobre as vigas e pilares também são incluídas na forma de carga distribuída linearmente ou nodais, respectivamente. O peso próprio é computado automaticamente pelo software, a partir das dimensões das peças e das características do material utilizado.

Todas as cargas mencionadas acima, exceto o peso próprio, são calculadas manualmente e são verticais, pois não foram consideradas cargas de vento.

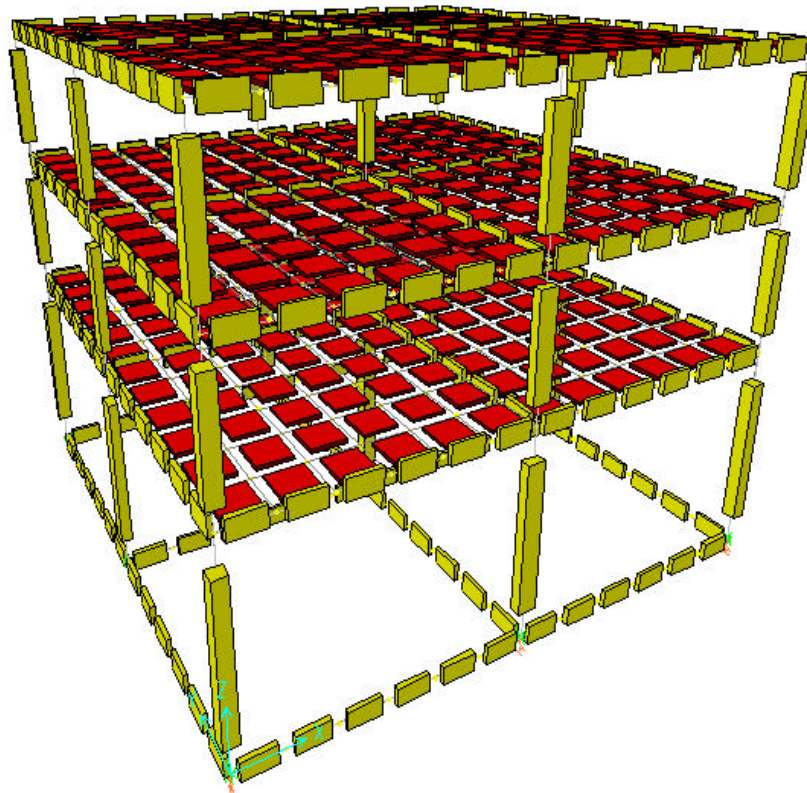


Figura 4.4 – Exemplo de um modelo simples implementado no SAP2000.

4.3 Cálculo do Coeficiente de Reação Vertical (k_v):

Torna-se necessário encontrar esse coeficiente para ter a capacidade de analisar as estruturas considerando a flexibilidade das mesmas. Através dos ensaios Oedométrico e SPT, pode-se estimar o Módulo de Young para, posteriormente, calcular os recalques nas sapatas por meio dos métodos convencionais, já apresentados no capítulo 3.

Com todos os dados em mãos (cargas nos pilares, e os recalques), tem-se condição de calcular o coeficiente de reação vertical (k_v), por meio da fórmula:

$$k_v = \frac{q}{w} \quad (4.1)$$

onde q = tensão aplicada pela sapata;
 w = recalque.

A tensão utilizada no cálculo acima é obtida pelas reações originadas nos pilares para o esquema indeslocável e pela área da sapata. Os recalques, por sua vez, são obtidos pela média dos cálculos manuais feitos pelos métodos mostrados no capítulo 3.

Posteriormente, os valores do Coeficiente da Mola (k_m) são calculados pela fórmula:

$$k_m = k_v \cdot A \quad (4.2)$$

onde A = área da sapata.

Os valores deste coeficiente não são iguais para todo o prédio, pois dependem das dimensões da sapata e da sua tensão, e é nisso que está a noção de sensibilidade do solo.

Com todos os valores de k_m inseridos no modelo, conseguem-se os valores dos recalques levando em consideração a interação solo-estrutura.

O fluxograma de cálculo do coeficiente de mola é mostrado na Figura 4.5.

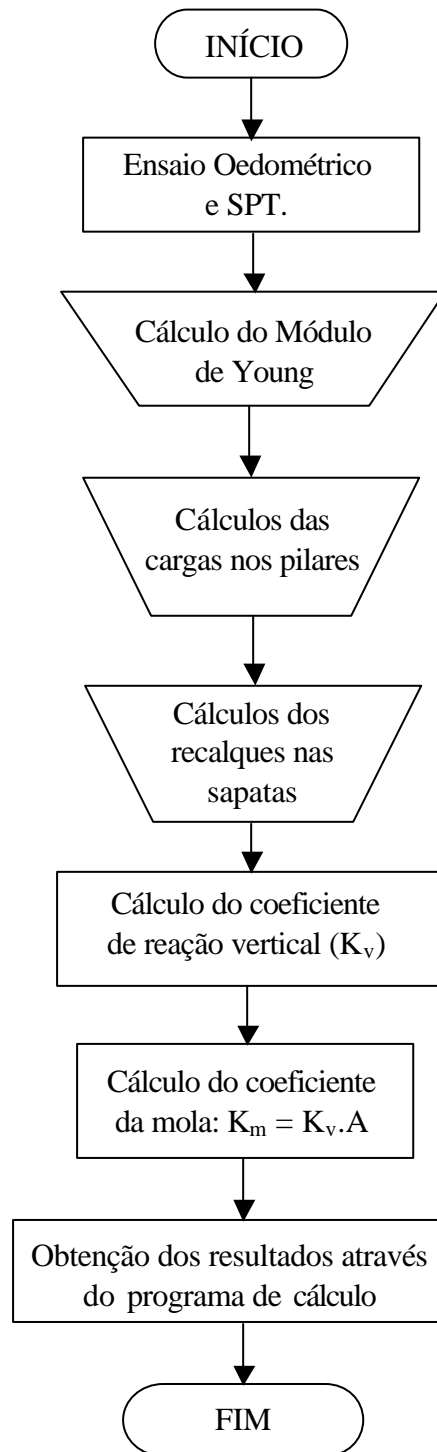


Figura 4.5 – Fluxograma para o cálculo do coeficiente da mola.

4.4 Metodologia para Análise da Interação Solo-estrutura

Inicialmente, analisa-se com o programa de cálculo um modelo estrutural do edifício com base indeslocável, de acordo com a metodologia convencional de cálculo estrutural. A partir desse modelo, obtêm-se as cargas normais nos pilares, as quais permitem estimar as dimensões das sapatas e posteriormente calcular os recalques.

Uma vez determinadas as cargas e os recalques, pode-se calcular o coeficiente de reação vertical de acordo com o Item 4.3. Com isso, faz-se novamente a análise do edifício, mas agora com base elástica, conseguindo-se os esforços e deslocamentos introduzidos na estrutura com o efeito dos recalques nos apoios.

Com o resultado das duas análises, é feita a comparação dos deslocamentos dos apoios e dos esforços nos elementos para evidenciar a importância da análise estrutural considerando-se a Interação Solo-Estrutura.

A consideração da ISE pode mudar o mapa de esforços da estrutura, chegando em alguns casos a mudar os sinais dos esforços. Esses valores devem ser utilizados para refinar o pré-dimensionamento feito com base numa estrutura indeslocável. Este mesmo procedimento também pode ser utilizado para uma estrutura pronta e com problemas de recalque, para definir o reforço mais adequado.

É necessário mencionar que os resultados obtidos, mesmo com a consideração da ISE, podem melhorar ainda mais se for levado em conta o procedimento construtivo. Mas, nesta dissertação não foi feita esta consideração. Outro aspecto que deve ser citado é que todas as considerações feitas no edifício são realizadas tendo em vista as características no final da construção.

O fluxograma deste método é dado na Figura 4.6.

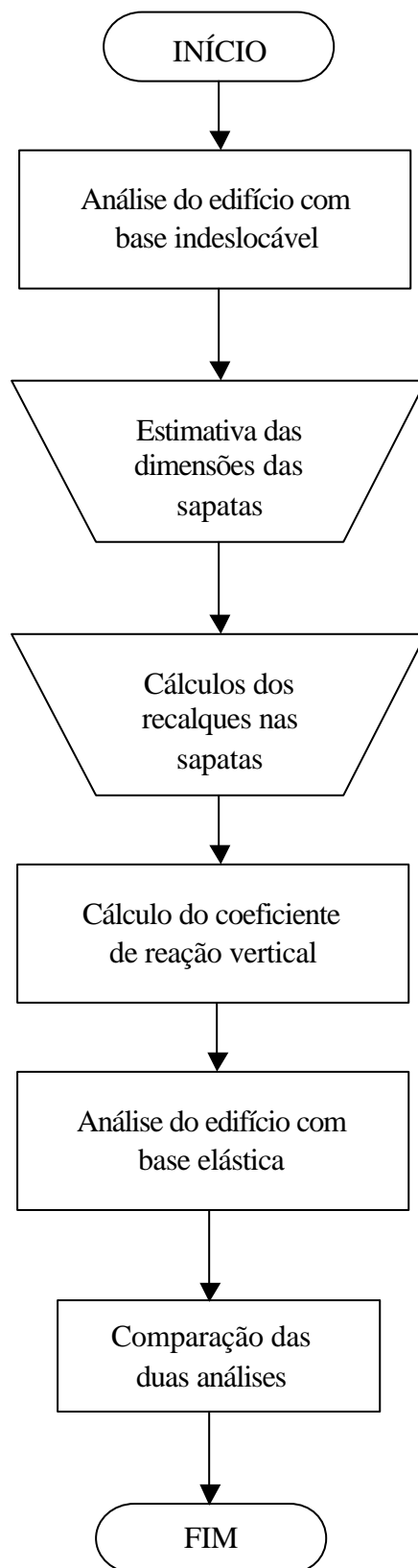


Figura 4.6 – Organograma da metodologia de cálculo com a utilização da ISE.

5.1 Introdução

Os procedimentos apresentados nos capítulos 3 e 4 e resumidos nos organogramas das Figuras 4.5, e 4.6. foram aplicados sistematicamente nas simulações que serão apresentados a seguir. Com a análise dos resultados destes exemplos numéricos, pretende-se avaliar as variações que podem ocorrer no comportamento da estrutura sob o efeito da interação solo-estrutura. Cada exemplo teve sua superestrutura modelada por um pórtico tridimensional e o conjunto fundação-solo representado a partir do elemento bidimensional de mola.

Inicialmente será estudado um pórtico plano e posteriormente serão estudados dois espaciais, mas todos em fundação superficial com sapatas isoladas. No primeiro exemplo é utilizado um pórtico plano já modelado por Fonte (2000) para facilitar as comparações. Nesse exemplo (como em todos os outros), além de verificar a influência da ISE, tem-se a intenção de tratá-lo de forma um pouco mais simplificada por meio de um software comercial, sem a necessidade de implementação numérica. Também foi verificada a influência das paredes de alvenaria na estrutura. No segundo exemplo são feitas as mesmas análises para um pórtico espacial.

No ultimo exemplo será analisado o caso de um prédio residencial multifamiliar com o mesmo tipo de fundação. Verifica-se o efeito da redistribuição das cargas na estrutura e dos recalques na fundação, para evidenciar a influência da ISE.

As propriedades dos materiais empregados são mostradas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Propriedades dos materiais.

Material	Parâmetro	Valor
Alvenaria*	Módulo de Elasticidade longitudinal	648,00 kN/cm ²
	Coefficiente de Poisson	0,10
Concreto	Módulo de Elasticidade longitudinal	2.480,00 kN/cm ²
	Coefficiente de Poisson	0,20

(*) Valores de acordo com Holanda Jr. (2002).

5.2 Exemplo 1

A estrutura deste exemplo constitui-se de um pórtico plano simétrico com dois vãos e dez pavimentos (Figura 5.1). A seção transversal das vigas é de 12x60 cm. Os pilares da periferia têm 25x50 cm e o central tem 25x70 cm de dimensões. A cinta de fundação tem como seção transversal 30x80 cm. Na modelagem do solo foi considerado um coeficiente de reação vertical $k_v = 5.000,00 \text{ kN/m}^3$. O tamanho das sapatas isoladas foram estimadas levando em conta uma tensão de trabalho da ordem de 45 MPa. Os pilares externos receberam uma carga total de 1.350,00 kN cada um e o pilar interno 4.000,00 kN, sendo aplicados na forma de carga pontual nos nós correspondentes às fundações.

Além da comparação dos valores dos recalques de cada modelo (modelo sem interação, com interação e o modelo de Fonte (2000)), será estudada a influência das paredes de alvenaria na redistribuição das cargas e dos recalques. Alguns elementos da estrutura serão analisados em especial com a finalidade de descobrir mudanças nas cargas, nos momentos e na rotação da viga de fundação nas mesmas.

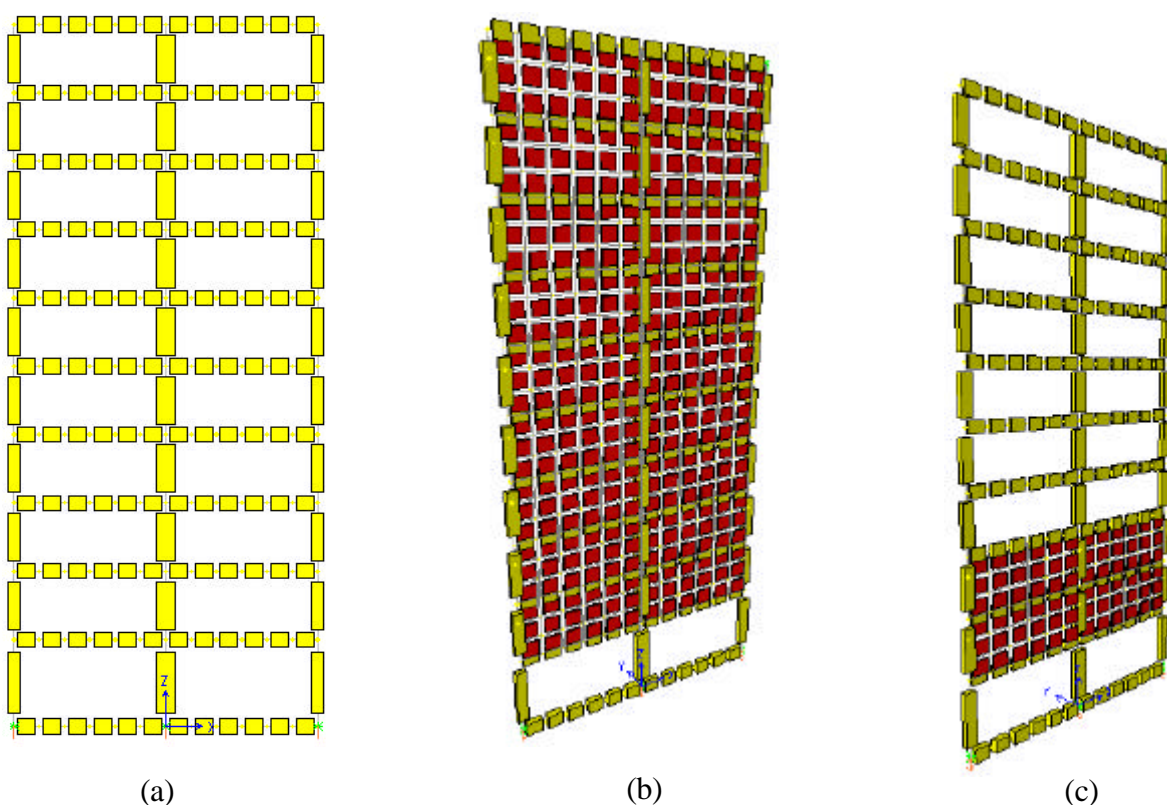


Figura 5.1 – Modelo do pórtico adotado, (a) sem parede, (b) com parede e (c) com parede somente em 2 pavimentos.

Tabela 5.2 – Dimensões dos pilares e das sapatas, e suas respectivas cargas.

Pilar	Seção dos pilares (cm)	Carga (kN)	Area Sapata (m ²)	Menor Dimensão da Sapata – B (m)	Maior Dimensão da Sapata – L (m)	Coefficiente de mola K_m (kN/m)
1	25x50	1350,00	4,56	1,90	2,40	22800,00
2	25x70	4000,00	8,75	2,50	3,50	43750,00
3	25x50	1350,00	4,56	1,90	2,40	22800,00

5.2.1 Recalques

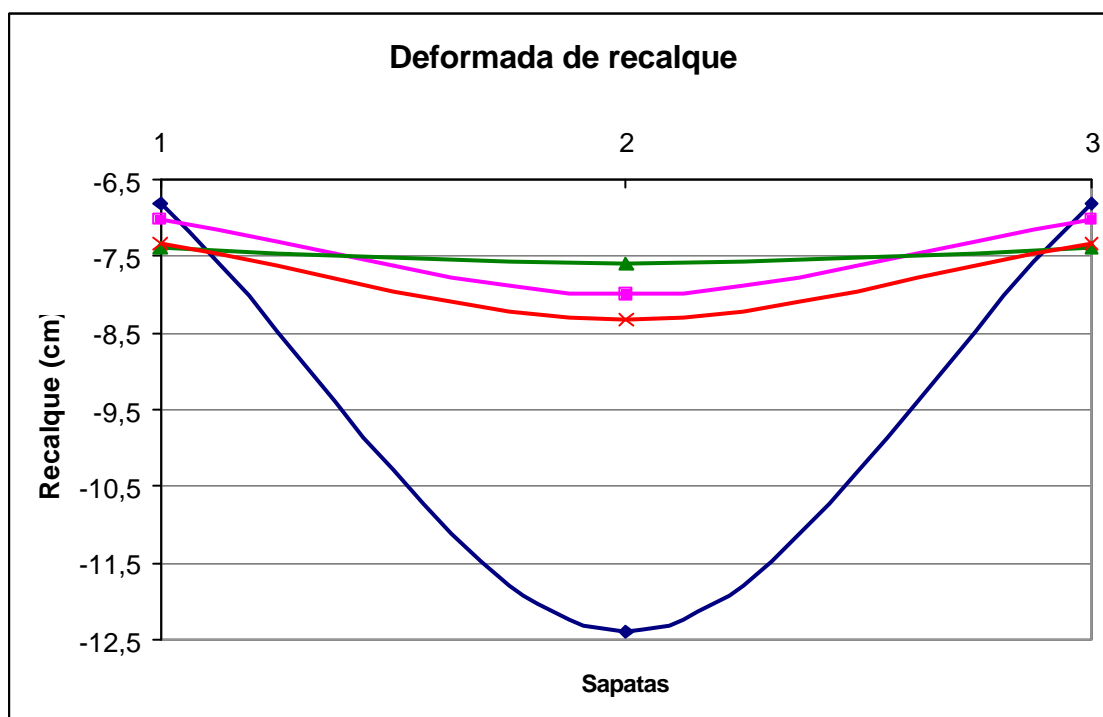
Na Tabela 5.3 são apresentados os valores dos deslocamentos verticais dos nós da fundação obtidos de acordo com as diferentes análises realizadas.

Tabela 5.3 – Valores dos recalques absolutos, recalque médio dos pilares e os recalques diferenciais para cada modelo estudado.

Modelo	Recalque P1 e P3 (cm)	Recalque P2 (cm)	Recalque Médio (cm)	Recalque diferencial P1- P2 (cm)
Sem interação	6,81	12,40	8,67	5,59
Com interação e sem parede	7,02	8,00	7,35	0,98
Com interação e parede	7,40	7,61	7,47	0,21
Com interação e parede em 2 pavim.	7,37	7,64	7,46	0,27
Modelo de Fonte	7,33	8,34	7,67	1,01

Torna-se claro ao observar a Tabela 5.3 e a Figura 5.2, que apresenta a deformada de recalque, que a interação solo-estrutura influencia bastante os valores dos recalques, evidenciando a redistribuição das cargas na estrutura. Quando analisamos os recalques absolutos médios dos modelos que consideram a ISE, eles demonstraram resultados bem próximos. Também pode-se observar que a metodologia proposta nesta dissertação está próximo à implementação realizada por Fonte (2000). Em relação ao recalque diferencial, é expressiva a contribuição da ISE na sua diminuição. Além disso, pode-se perceber que as paredes de alvenaria atuam no aumento da rigidez do pórtico e acentuam ainda mais o decréscimo dos

recalques diferenciais. É interessante notar que os valores dos recalques do modelo que utilizou paredes em todos pavimentos tiveram pouca diferença comparado àquele que as considerou em somente dois pavimentos. Por este motivo, este último não foi mostrado na Figura 5.2. Este fenômeno confirma que os primeiros pavimentos são os que mais absorvem as solicitações geradas pelo recalque diferencial.

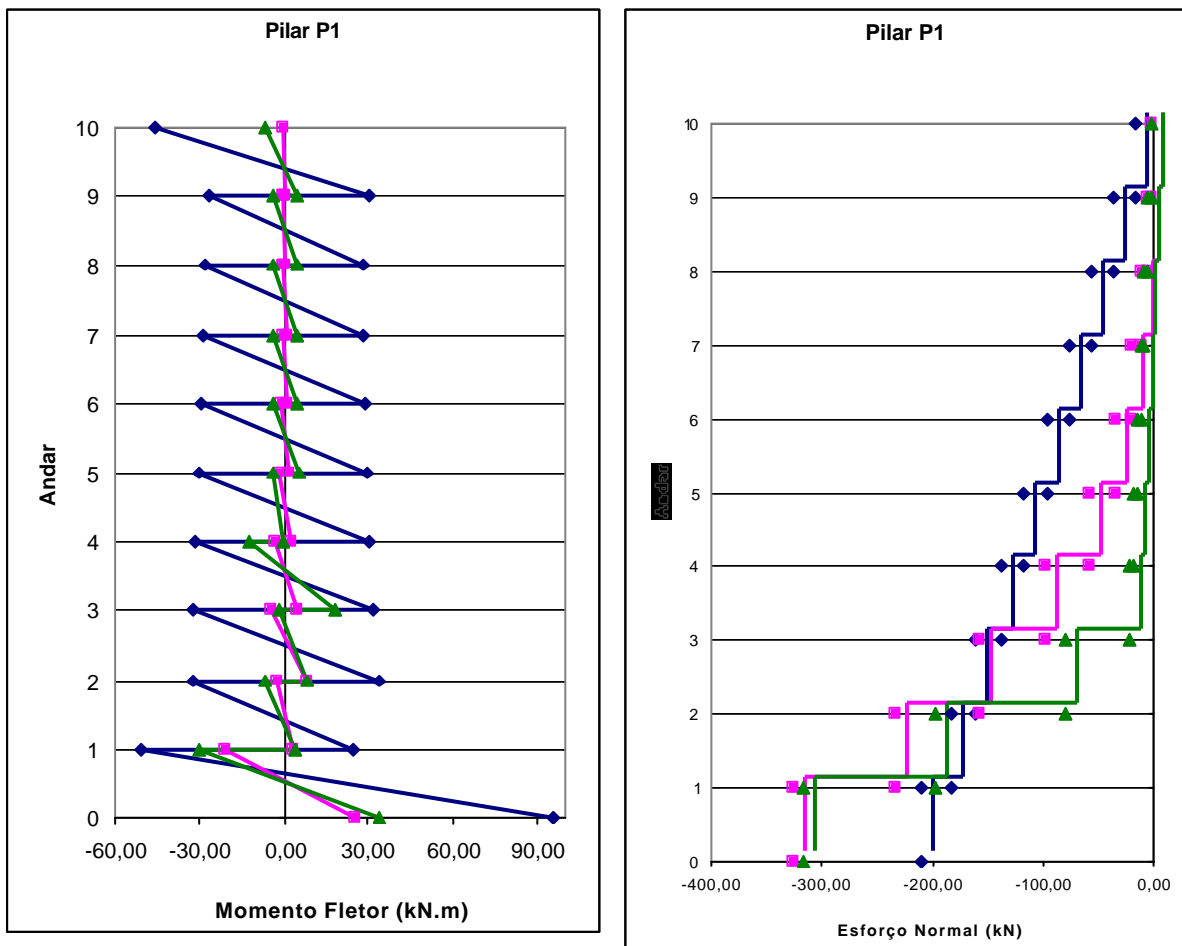


- (Modelo 1) — Modelo sem interação
- (Modelo 2) — Modelo com interação
- (Modelo 3) — Modelo com interação e parede em todos pavimentos
- (Modelo 4) — Modelo implementado por Fonte

Figura 5.2 – Deformada de recalque nas sapatas.

5.2.2 Esforços nos pilares

Na Figura 5.3 são mostrados os diagramas de momento fletor e esforço normal do pilar P1 proporcionados pela interação solo-estrutura. Nota-se que os diagramas de momentos fletores do modelo sem paredes de alvenaria apresentam os maiores valores. O modelo que introduziu as paredes, por sua vez, resultou em menores valores, comprovando que a rigidez da estrutura aumentou significativamente, contribuindo para o processo de uniformização dos recalques.



(Modelo 1) ——— Modelo utilizando a ISE sem parede
(Modelo 2) ——— Modelo utilizando a ISE com parede em todos pavimentos
(Modelo 3) ——— Modelo utilizando a ISE com parede somente em dois pavimentos

Figura 5.3 – Diagramas de momento fletor e esforço normal no pilar P1.

Quando se utiliza parede somente em dois pavimentos, pode-se perceber pouca diferença nos valores comparados com o modelo que utilizou paredes em todos os pavimentos. Isto confirma a teoria de que os primeiros andares são aqueles que sofrem maiores influências devido ao recalque diferencial. É importante mencionar que quando foram inseridas as paredes de alvenaria na estrutura, o seu peso próprio já estava incluído no carregamento da estrutura; assim, o modelo que utilizava as paredes só foi modificado pelo aumento da rigidez global.

No diagrama de esforço normal do modelo 1, houve um decréscimo constante nos valores. Os modelos 2 e 3 apresentaram um aumento de esforços normais no primeiro pavimento e esses esforços foram diminuindo mais rapidamente, mas o modelo que utilizou parede somente em dois pavimento absorveu mais esforços nos primeiros andares que o modelo que usou paredes em todos os pavimentos.

5.2.3 Rotação (ϕ)

A rotação (ϕ) é determinada pelo ângulo formado entre a viga de fundação e o plano horizontal (ver Figura 5.4).

$$\text{tg}\phi = \frac{\text{Re calque diferencial}}{\text{Comprimento da viga}} \quad (5.1)$$

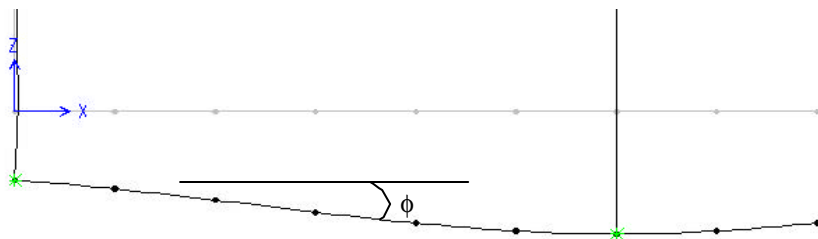


Figura 5.4 – Rotação (ϕ)

Tabela 5.4 – Valores da rotação para cada modelo realizado.

Modelo	Rotação (tg f)
Sem interação	$9,32 \times 10^{-3}$
Com interação e sem parede	$1,63 \times 10^{-3}$
Com interação e parede	$0,35 \times 10^{-3}$
Com interação e parede em 2 pavim.	$0,45 \times 10^{-3}$
Modelo do Fonte	$1,68 \times 10^{-3}$

Pode-se notar que a flexibilidade da fundação influencia bastante na deformada de recalque da estrutura, tornando-a mais suave. Com isso, a rotação da viga de fundação diminui bastante. Os modelos que consideram as paredes de alvenaria em todos pavimentos e o que considera as paredes somente em dois pavimentos mostram valores semelhantes.

5.3 Exemplo 2

Neste exemplo é analisado um pórtico tridimensional, com nove pilares (Figura 5.5). A estrutura é constituída de concreto com três pavimentos. A seção transversal das vigas é 10x40 cm, os pilares de canto e o do centro têm 30x30 cm, já os pilares intermediários têm 40x20 cm de seção. O solo foi modelado com a utilização do coeficiente de mola (K_m) igual a 9.800,00 kN/m, exceto no apoio central que recebeu um K_m de 7.355,00 kN/m. Os carregamentos aplicados foram de 50kN/m nas vigas e uma carga concentrada de 130 kN no pilar central, a fim de impor maior deslocamento no apoio interno. Esse modelo tem a finalidade de evidenciar a ação da ISE nos recalques e nas cargas, além da influência das paredes de alvenaria.

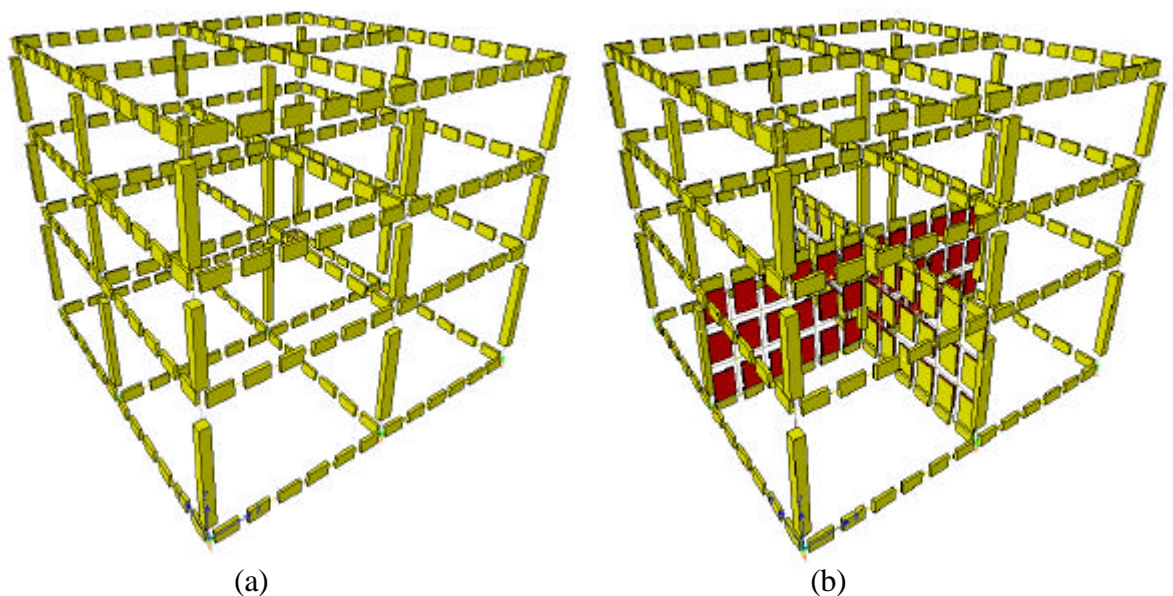


Figura 5.5 – Modelo do pórtico tridimensional (a) sem parede, (b) com parede.

5.3.1 Recalques

Observando a Tabela 5.5 e as Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 percebe-se que a ISE influenciou significativamente a redistribuição das cargas e, conseqüentemente, a deformada de recalque. No modelo que levou em conta a flexibilidade da fundação

houve um menor valor do recalque diferencial, melhorando ainda mais quando se introduziu a parede de alvenaria somente no primeiro pavimento.

Tabela 5.5 - Valores dos recalques absolutos, recalque médio dos pilares e recalques diferenciais para cada modelo estudado.

Modelo	Recalque (cm)			Recalque Médio (cm)	Recalque diferencial máximo (cm)
	P1-P3-P7-P9	P2-P4-P6-P8	P5		
Rígido	8,85	13,8	28,06	13,18	19,21
Com interação	10,63	13,55	19,62	12,79	8,99
Com interação utilizando parede	10,89	14,26	14,47	12,93	3,58

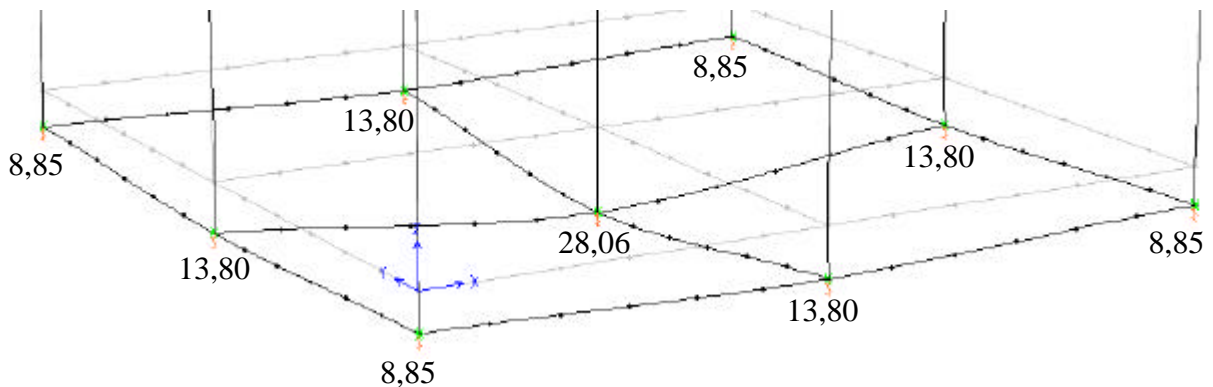


Figura 5.6 – Deformada de recalque sem interação (valores em centímetros).

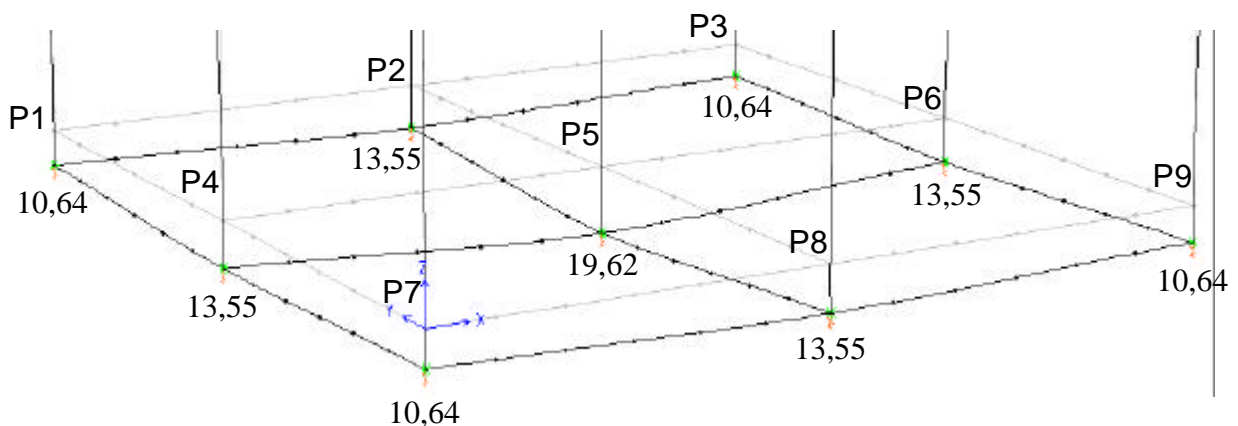


Figura 5.7 – Deformada de recalque com interação e sem parede (valores em centímetros).

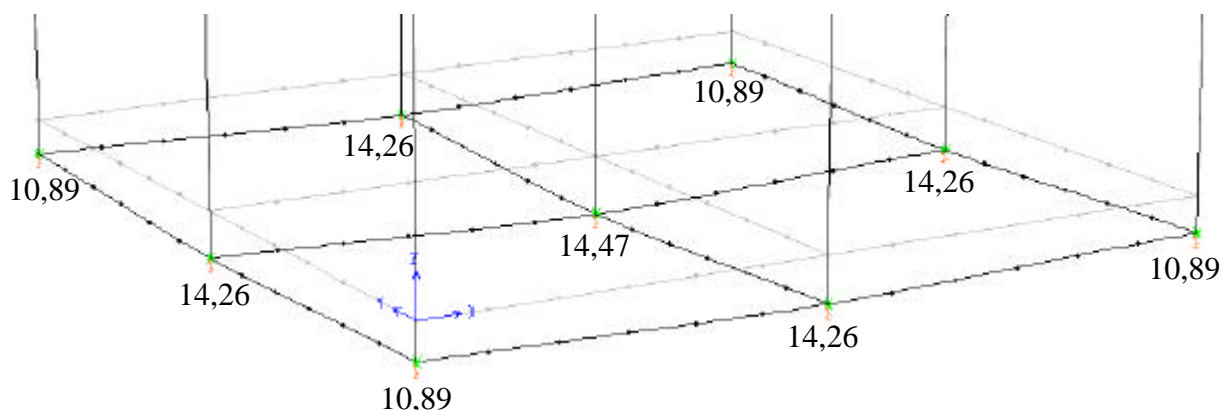


Figura 5.8 – Deformada de recalques com interação e com parede (valores em centímetros).

5.3.2 Esforço normal nos pilares

Na Tabela 5.6 são mostrados os valores dos esforços normais nos pilares do primeiro pavimento. Nota-se que houve uma transferência de esforços para os pilares externos, como previsto, em função da ISE. Essa redistribuição foi ainda mais significativa após a inclusão das paredes no primeiro pavimento.

Tabela 5.6 - Valores dos esforços normais nos pilares para cada modelo estudado.

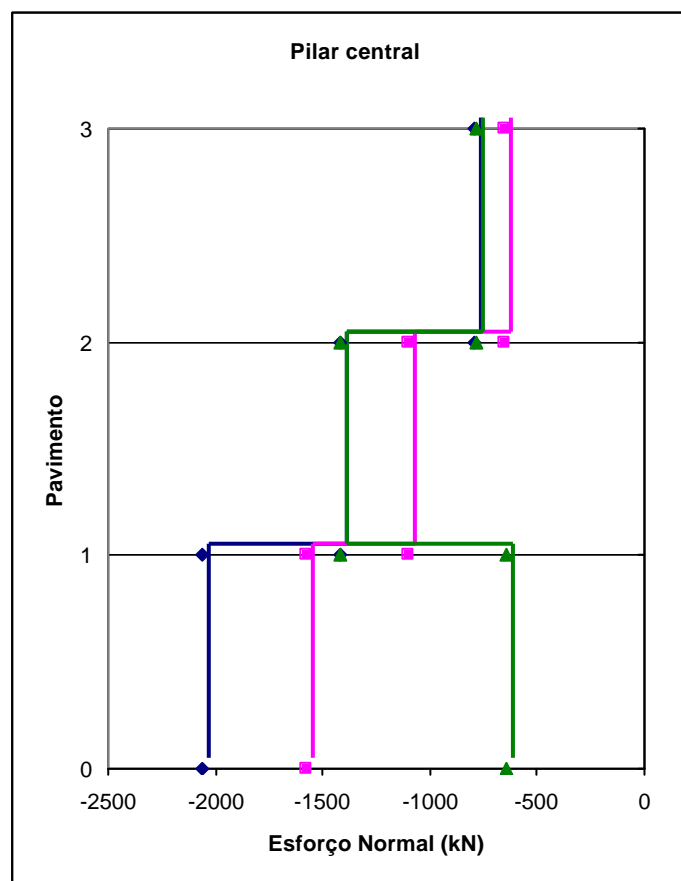
Modelo	Esforço Normal (kN)		
	P1-P3-P7-P9	P2-P4-P6-P8	P5
Rígido	866,86	1349,58	2064,23
Com interação	1000,48	1336,79	1580,92
Com interação utilizando parede	1019,02	1030,78	639,95

A partir da Tabela 5.7 e da Figura 5.9, nota-se que o modelo que considera a interação solo-estrutura reduziu os valores do esforço normal no pilar central em comparação ao modelo que não considerou a flexibilidade da fundação, ratificando a teoria de que os pilares mais carregados tendem a sofrer um alívio de cargas, enquanto que os menos carregados tendem a receber mais cargas. É interessante notar que no modelo que introduziu as paredes de alvenaria no primeiro pavimento houve uma significativa diminuição de esforço normal no pilar central desse mesmo pavimento. Isto pode ser explicado pela redistribuição de cargas axiais na própria

parede, que foi modelada de forma que seus nós (externos) compartilham os nós das vigas e dos pilares que a cercam (ver Figura 5.10). Esta teoria foi confirmada através de um outro modelo realizado, como mostram as Figuras 5.11 e 5.12.

Tabela 5.7 – Valores dos esforços normais no pilar central para cada modelo.

Modelo	Esforço Normal (kN)		
	Pav. 1	Pav. 2	Pav. 3
Rígido	2064,23	1415,31	788,89
Com interação	1580,92	1100,97	649,63
Com interação utilizando parede	639,95	1420,26	786,44



- (1) ——— Modelo utilizando base rígida
- (2) ——— Modelo utilizando a ISE sem parede
- (3) ——— Modelo utilizando a ISE com parede

Figura 5.9 – Esforços normais no pilar central de cada modelo.

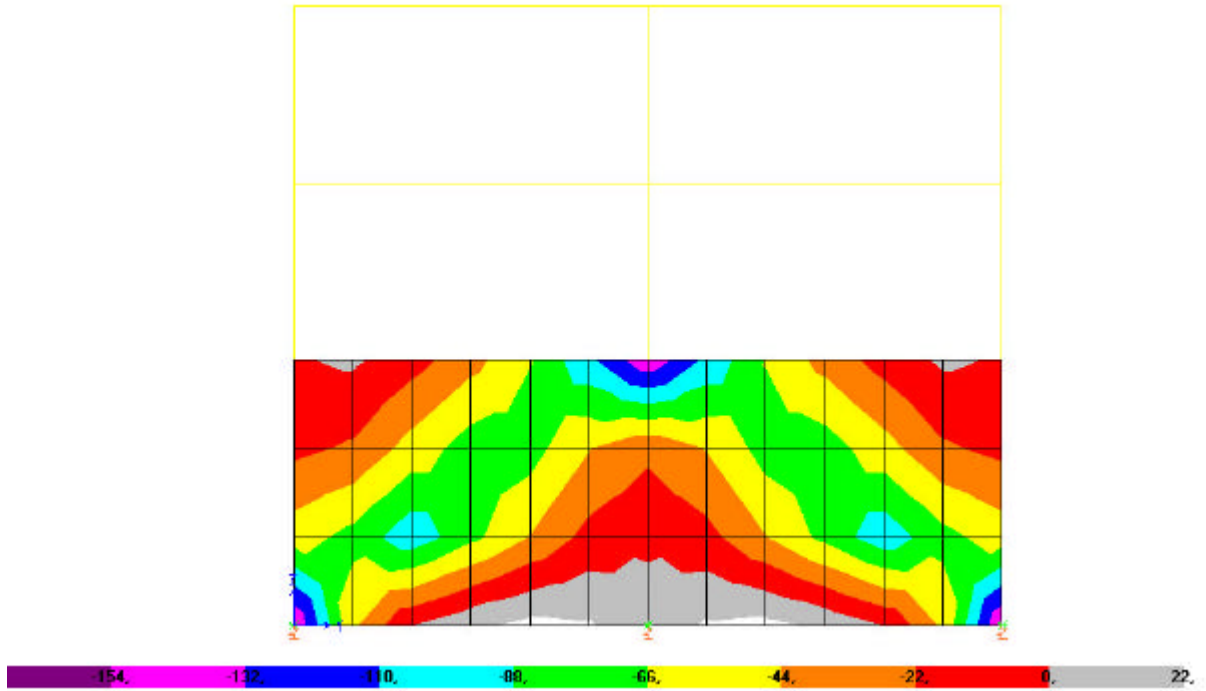


Figura 5.10 – Distribuição de esforço axial na parede de alvenaria do modelo do exemplo 2 (kN).

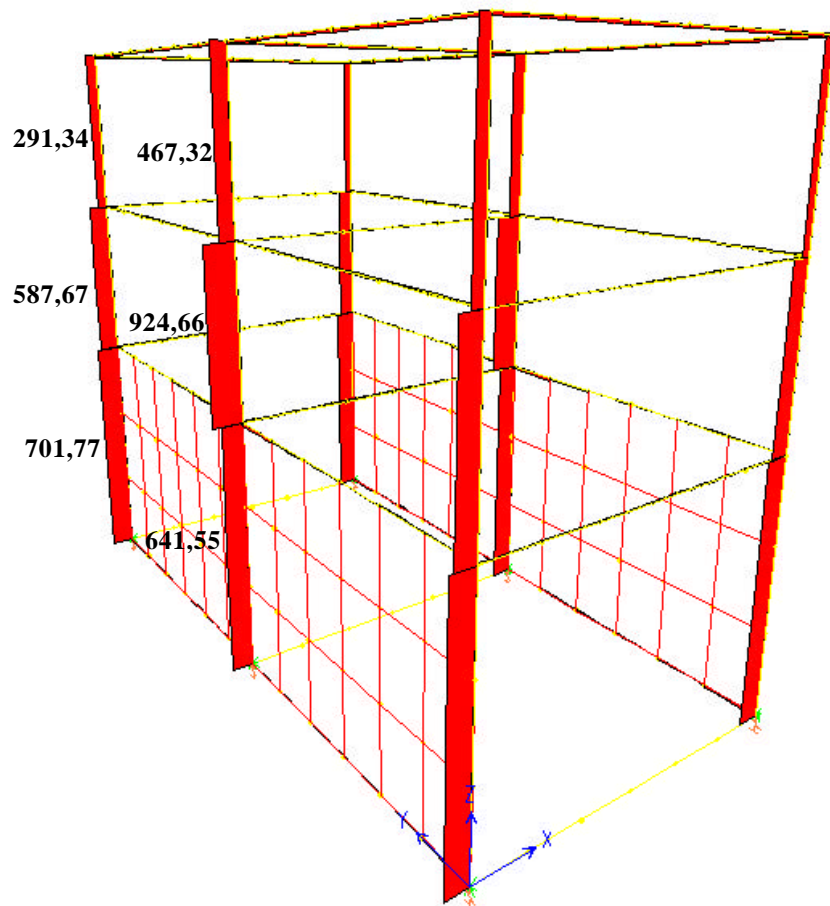


Figura 5.11 – Modelo feito para confirmar o efeito de alívio de carga normal no pilar central do primeiro pavimento quando se utiliza parede (kN).

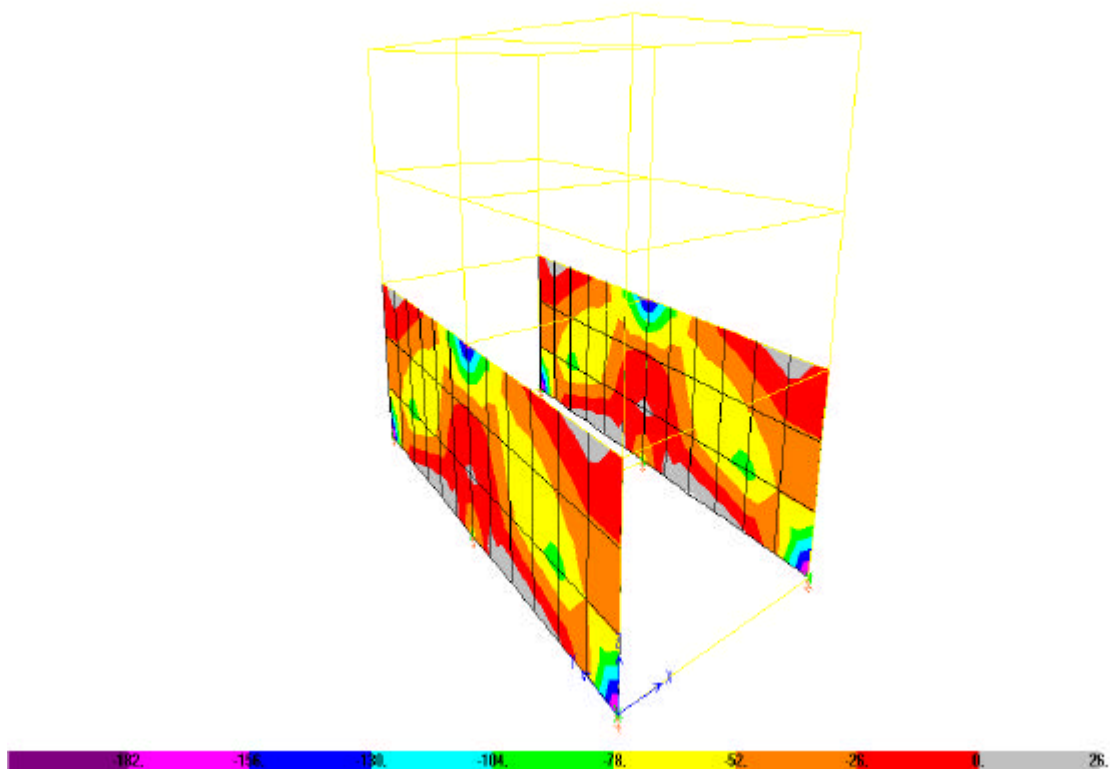


Figura 5.12 – Distribuição de esforço axial na parede de alvenaria do modelo utilizado para ratificar a redistribuição do esforço axial na parede (kN).

5.3.3 Momento fletor

Neste item serão comentados os diagramas de momento fletor no pórtico plano interno da estrutura, para verificar as mudanças nos seus valores.

Houve uma diminuição dos momentos fletores no centro das vigas (no engaste das vigas com o pilar central) quando se considerou a fundação como flexível, e, por conseguinte, os valores do momento no meio dos vãos e nos cantos das vigas aumentaram, além do aparecimento de momento na viga de fundação. No modelo que utilizou parede no primeiro pavimento, ocorreram valores bastante parecidos nas duas vigas superiores com os valores do modelo que considera os apoios indeslocáveis, devido à rigidez imposta pelas paredes. Mas no pavimento onde foi colocada a parede houve um decréscimo expressivo nos valores dos momentos fletores.

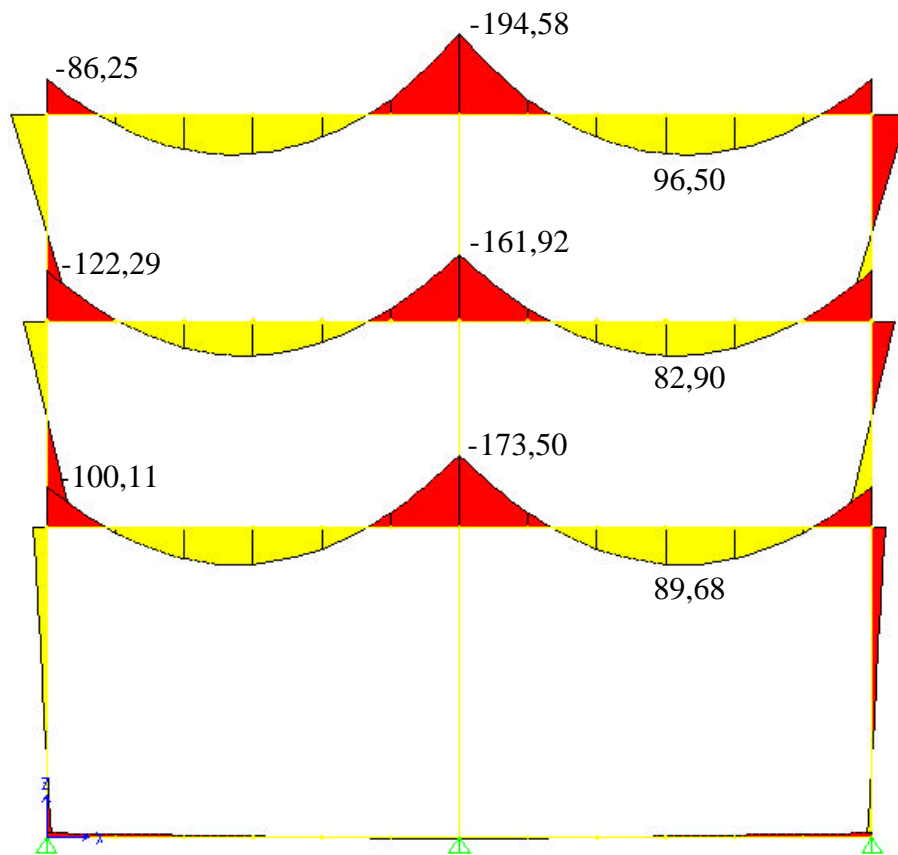


Figura 5.13 – Momento fletor (kN) nas vigas do pórtico plano central com base rígida.

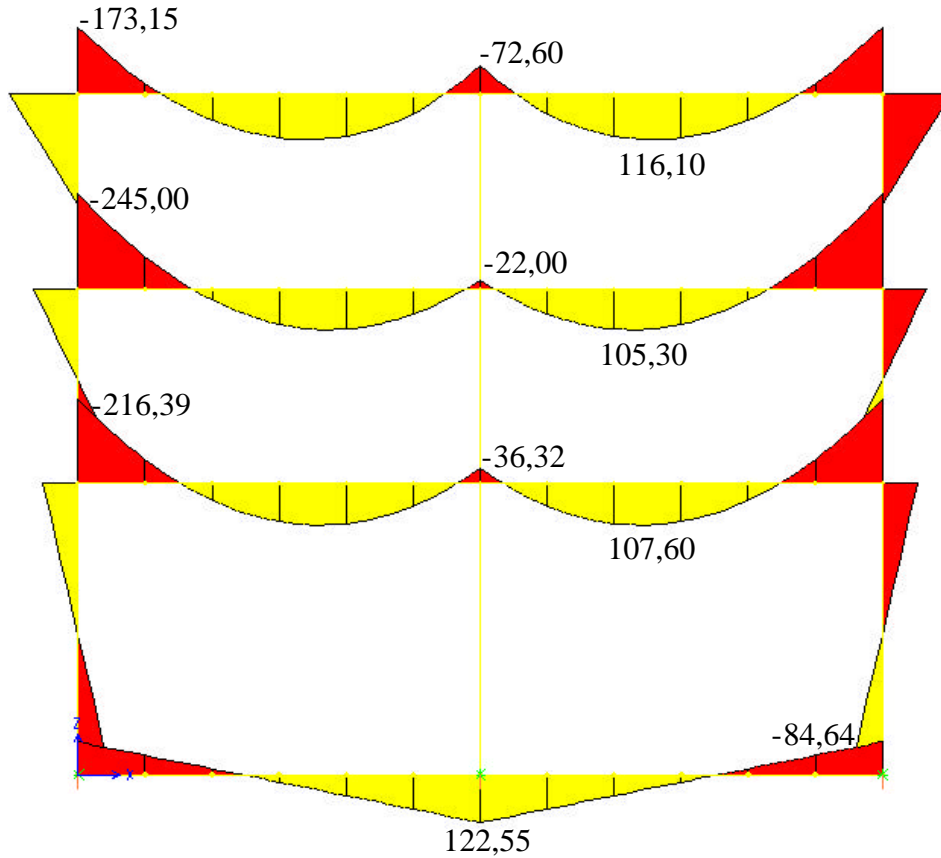


Figura 5.14 – Momento fletor (kN) das vigas no pórtico plano central considerando a ISE.

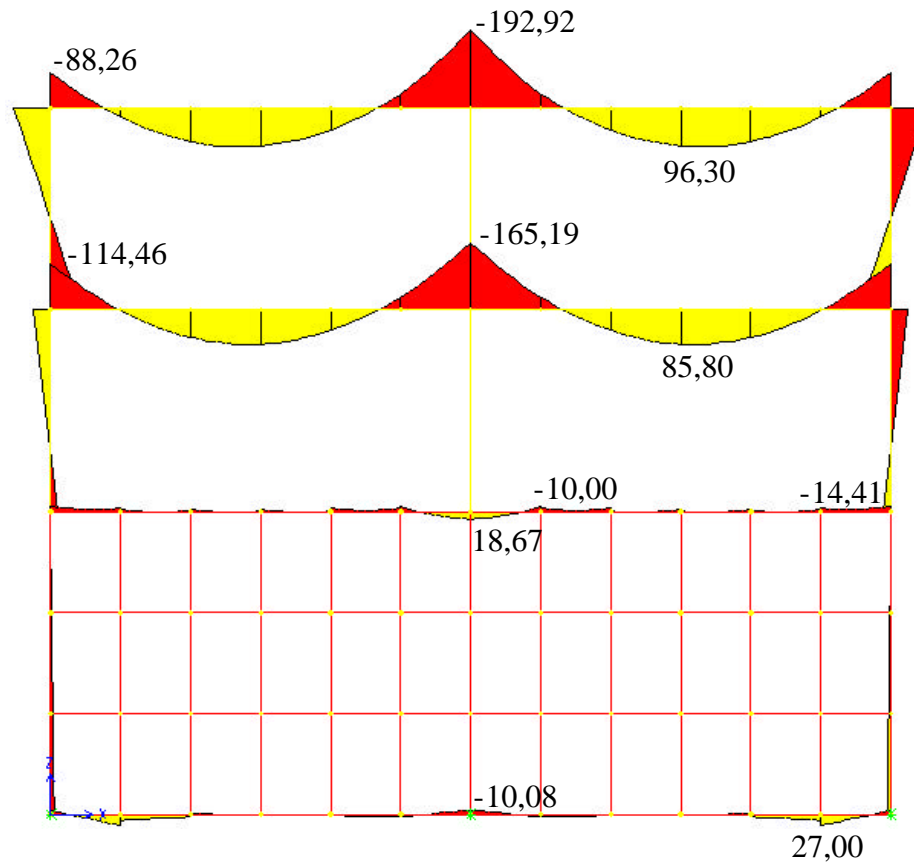


Figura 5.15 – Momento fletor (kN) no pórtico plano central considerando a ISE e utilizando parede no primeiro pavimento.

5.3.4 Rotação (ϕ)

A rotação (ϕ) é determinada pelo ângulo formado entre a viga e o plano horizontal (ver Figura 5.16).

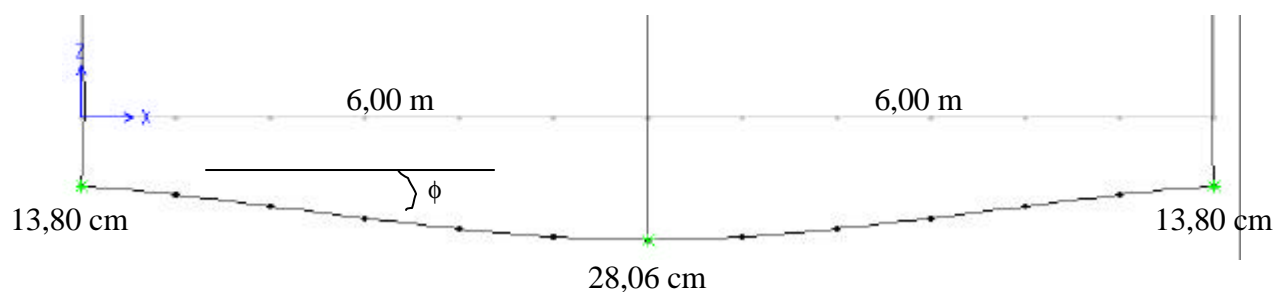


Figura 5.16 – Rotação da viga de fundação do pórtico plano central do modelo que não considera a flexibilidade da fundação.

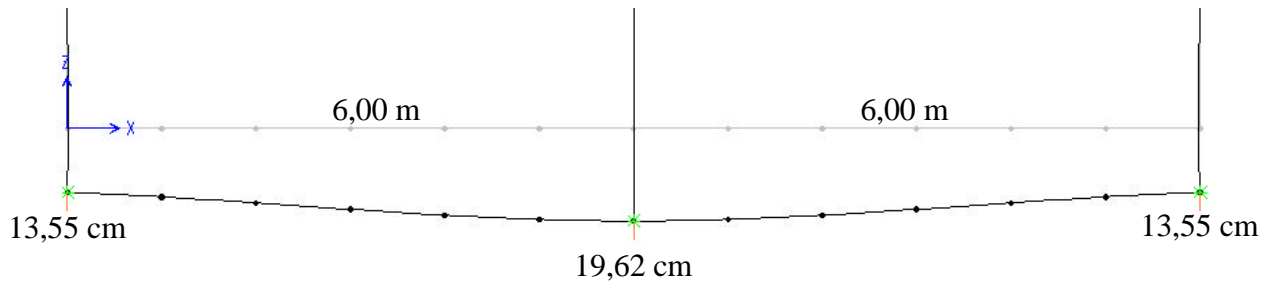


Figura 5.17 – Rotação da viga de fundação do pórtico plano central levando-se em consideração a ISE.

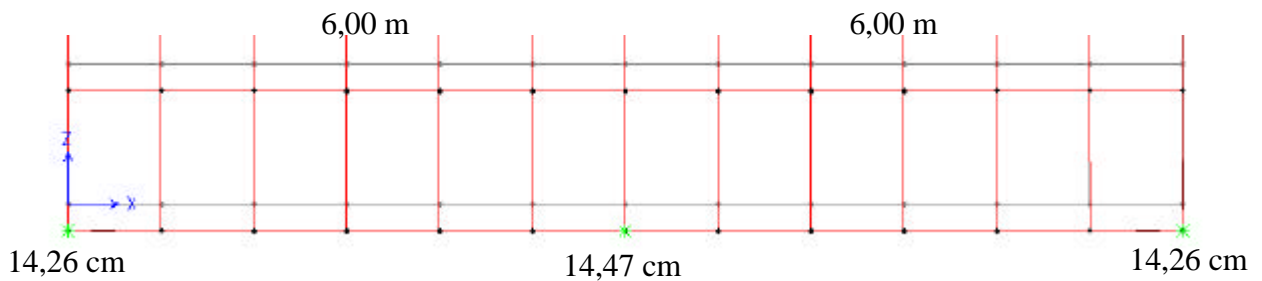


Figura 5.18 – Rotação da viga de fundação do pórtico plano central levando-se em consideração a ISE e utilizando paredes de alvenaria.

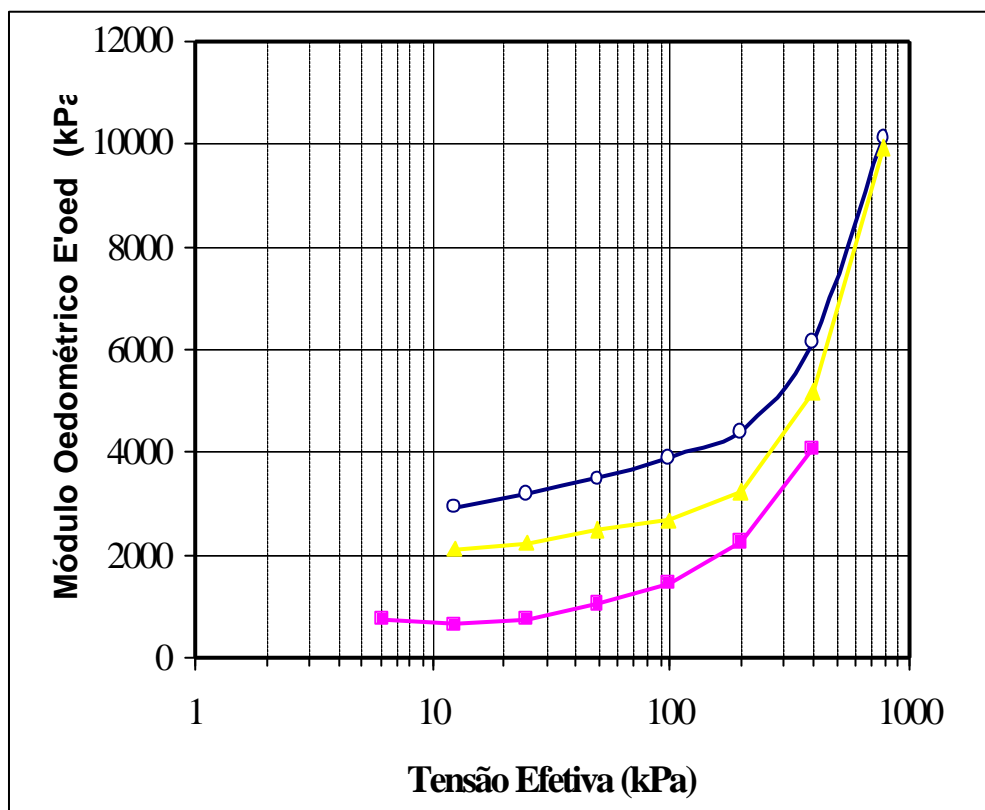
Tabela 5.8 – Valores da rotação para cada modelo.

Modelo	Rotação (tg f)
Rígido	$2,38 \times 10^{-2}$
Com interação	$1,01 \times 10^{-2}$
Com interação utilizando parede	$0,035 \times 10^{-2}$

Torna-se visível a partir da Tabela 5.8 o quanto a fundação flexível influencia os valores dos recalques diferenciais, fazendo com que haja uma suavização da deformada. Isso é evidenciado ainda mais quando se introduz a parede de alvenaria.

5.4 Exemplo 3

Neste exemplo, é avaliada a estrutura real em concreto armado de um edifício residencial com o pavimento térreo e 3 pavimentos tipo, como mostram as Figuras 5.20, 5.21 e 5.22. Para a determinação das características do solo de fundação, foram realizados o ensaio Oedométrico (Figura 5.19) e o SPT para obtenção do módulo de elasticidade do solo e os recalques nas sapatas. A partir desses ensaios, obteve-se o valor do Módulo Oedométrico igual a 3,00 MPa e, posteriormente encontrou-se o Módulo de Young igual a 2,20 MPa.



- (1) — Amostra retirada a 1 metro de profundidade
- (2) — Amostra retirada a 2 metros abaixo do nível da fundação
- (3) — Amostra retirada a 6 metros de profundidade

Figura 5.19 – Ensaio Oedométrico.

Para cálculo dos recalques pelos métodos convencionais, foram utilizados quatro métodos, o da Teoria da Elasticidade, o de Terzaghi e Peck, o de Meyerhof e o de Burland e Burbidge, de acordo com o capítulo 3, e utilizou-se a média aritmética dos quatro modelos, como resumido na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Recalques estimados em cada método convencional utilizado.

Recalques calculados convencionalmente (cm)					
Pilar	Teoria da Elasticidade	Terzagui e Peck	Meyerhof	Burland e Burbidge	Médio
1	7,28	11,28	5,87	4,29	7,18
2	7,51	8,18	4,63	3,93	6,06
3	7,90	8,78	4,87	4,14	6,42
4	5,40	8,19	4,36	3,18	5,28
5	11,85	16,93	8,92	7,27	11,24
6	11,61	17,43	8,74	7,12	11,23
7	9,75	17,32	8,98	6,50	10,64
8	8,68	9,54	5,09	4,85	7,04
9	10,74	9,87	5,15	5,58	7,83
10	12,12	12,32	6,67	6,61	9,43
11	9,84	12,55	6,54	5,76	8,67
12	11,79	10,59	3,39	6,13	7,98
13	7,83	9,46	5,20	4,58	6,77
14	5,27	8,98	4,85	3,51	5,65
15	4,07	7,00	3,75	2,71	4,38
16	12,74	11,79	6,11	6,62	9,32
17	12,50	12,72	6,88	6,82	9,73
18	6,87	9,82	5,18	4,22	6,52
19	10,61	11,40	6,22	5,92	8,54
20	11,50	12,41	6,74	6,42	9,27
21	8,01	8,82	4,70	4,47	6,50
22	7,13	12,63	6,57	4,75	7,77

Para a discretização da estrutura foi utilizado o modelo tridimensional completo (Figura 5.22), com as vigas e colunas consideradas como elementos de barra e as lajes como cascas. A discretização do sistema de fundação foi considerada seguindo o esquema estrutural real que utiliza sapatas isoladas.

Foram avaliados os efeitos da interação solo-estrutura no comportamento da superestrutura e da fundação.

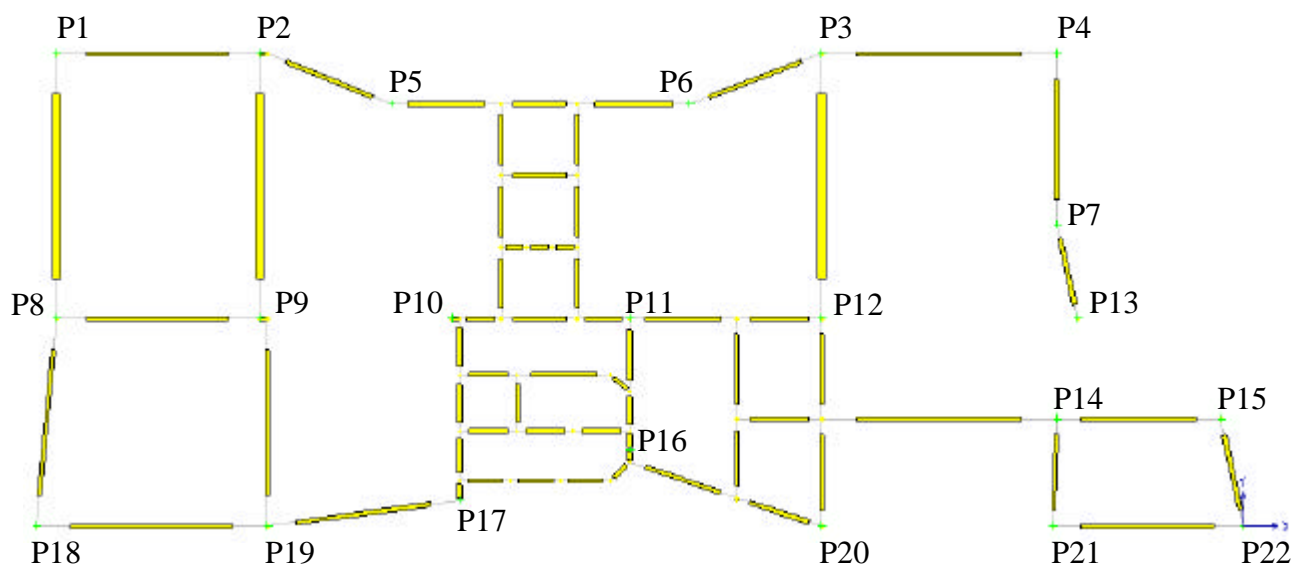


Figura 5.20 – Esquema estrutural das cintas do edifício.

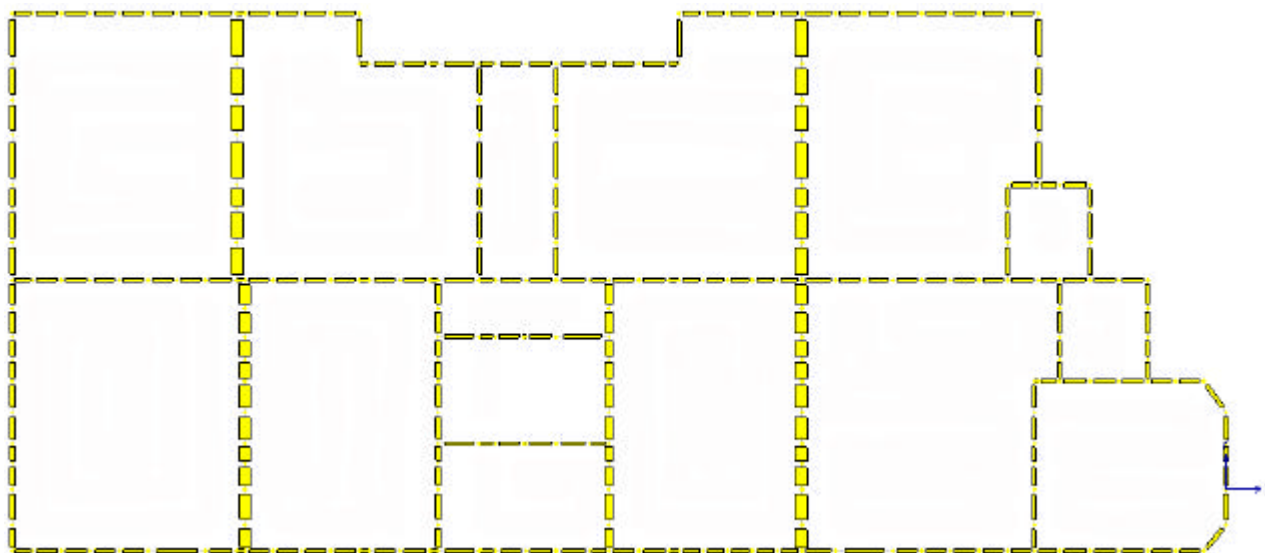


Figura 5.21 – Esquema estrutural do teto tipo do edifício.

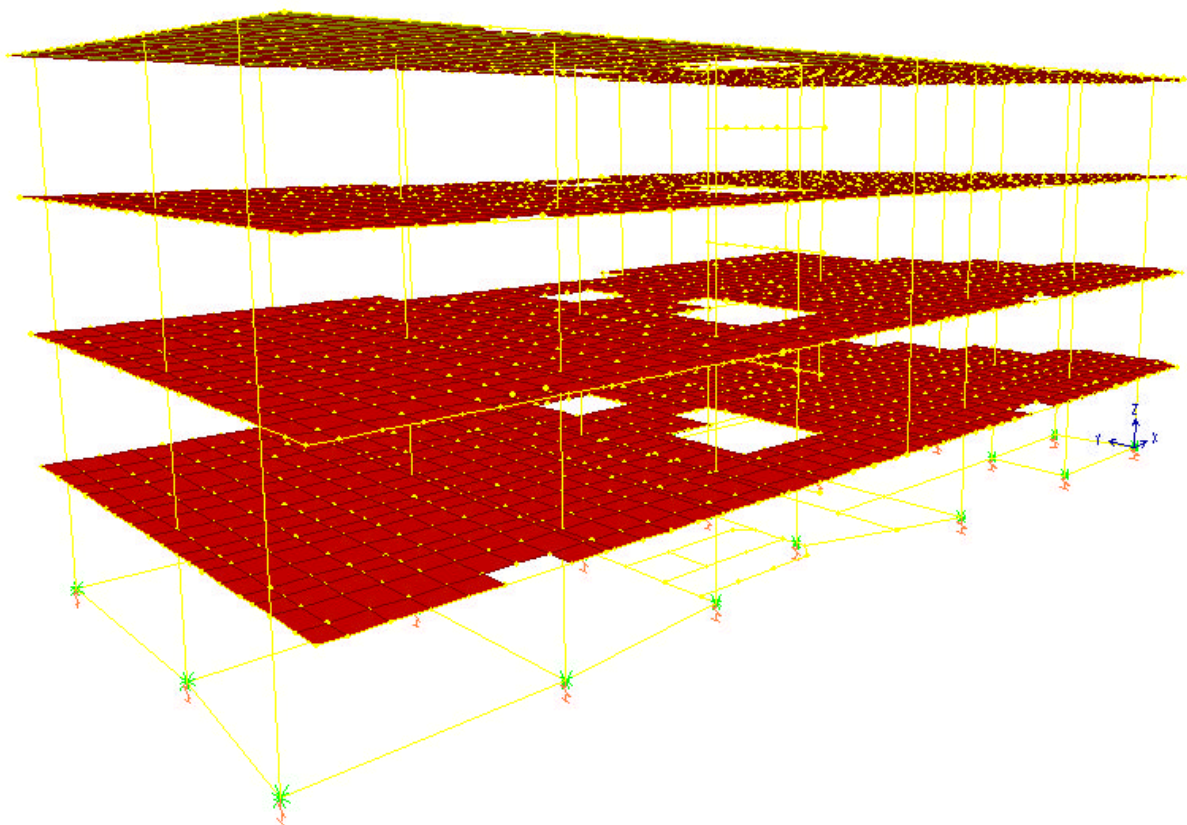


Figura 5.22– Vista tridimensional do modelo do prédio.

Na Tabela 5.10, encontram-se as dimensões dos pilares, as cargas transmitidas à fundação, a área e as dimensões da base da sapata.

Tabela 5.10 – Dimensões dos pilares e das sapatas, e suas respectivas cargas e coeficientes de mola.

Pilar	Seção dos pilares (cm)	Carga (t _f)	Área Sapata (m ²)	Menor Dimensão da Sapata – B (m)	Maior Dimensão da Sapata – L (m)	Coefficiente de mola K _m (t/cm)
1	30x20	31,66	3,65	1,35	2,70	4,41
2	40x20	48,37	8,00	2,00	4,00	7,98
3	40x20	50,94	8,00	2,00	4,00	7,93
4	30x20	23,48	3,65	1,35	2,70	4,45
5	60x20	59,58	5,29	2,30	2,30	5,30
6	60x20	58,38	5,29	2,30	2,30	5,20
7	40x20	37,32	3,06	1,75	1,75	3,51
8	50x20	59,82	9,92	3,15	3,15	8,50
9	60x20	93,91	16,00	4,00	4,00	11,99
10	60x20	90,10	11,56	3,40	3,40	9,55
11	40x20	58,12	7,29	2,70	2,70	6,70
12	60x25	103,15	16,00	4,00	4,00	12,93
13	40x20	46,22	7,29	2,70	2,70	6,83
14	20x20	20,17	3,06	1,75	1,75	3,57
15	20x20	15,58	3,06	1,75	1,75	3,56
16	20x60	111,47	16,00	4,00	4,00	11,96
17	20x60	92,96	11,56	3,40	3,40	9,55
18	20x20	34,57	5,29	2,30	2,30	5,30
19	20x50	73,06	9,92	3,15	3,15	8,56
20	20x50	79,24	9,92	3,15	3,15	8,55
21	20x50	55,18	9,92	3,15	3,15	8,49
22	20x30	27,29	3,06	1,75	1,75	3,51

5.4.1 Recalques

O resultado que relacionamos logo após a inserção da interação solo-estrutura na análise estrutural é o recalque.

Quando se considera uma estrutura cujos apoios são indeslocáveis, somente os nós dos andares acima sofrerão deslocamento, devido às deformações ocorridas nas peças da estrutura, como por exemplo, a deformação axial dos pilares. Apesar disso, o cálculo estrutural convencional estima os valores dos recalques utilizando esta teoria. No entanto, quando se considera uma fundação flexível e o maciço de solo subjacente, esses deslocamentos tornam-se maiores em função do

aparecimento dos recalques, mesmo havendo a redistribuição das tensões na estrutura.

Com a ajuda da Tabela 5.11 pode-se comparar os demais valores de recalques desse edifício.

Tabela 5.11 – Valores dos recalques absolutos nos apoios nos dois modelos, e seus respectivos valores médios.

Pilar	Recalque (cm)			
	Sem interação	Diferencial	Com interação	Diferencial
1	<u>7,18</u>	2,80	<u>7,80</u>	1,13
2	<u>6,06</u>	1,68	<u>7,99</u>	1,32
3	<u>6,42</u>	2,04	<u>7,98</u>	1,31
4	<u>5,28</u>	0,90	<u>7,31</u>	0,64
5	11,24	6,86	8,85	2,18
6	11,23	6,85	8,85	2,18
7	10,64	6,26	7,82	1,15
8	<u>7,04</u>	2,66	<u>7,92</u>	1,25
9	7,83	3,45	8,46	1,79
10	9,43	5,05	9,06	2,39
11	8,67	4,29	9,06	2,39
12	7,98	3,60	8,59	1,92
13	<u>6,77</u>	2,39	<u>7,55</u>	0,88
14	5,65	1,27	7,25	0,58
15	<u>4,38</u>	0,00	<u>6,67</u>	0,00
16	9,32	4,94	9,38	2,71
17	9,73	5,35	9,44	2,77
18	<u>6,52</u>	2,14	<u>7,69</u>	1,02
19	<u>8,54</u>	4,16	<u>8,79</u>	2,12
20	9,27	4,89	9,08	2,41
21	<u>6,50</u>	2,12	<u>7,32</u>	0,65
22	7,77	3,39	6,91	0,24
Média:	7,88	3,50	8,17	1,50

Analisando a Tabela 5.11 constata-se a suavização da deformada de recalque sofrida pela estrutura ao se utilizar a interação solo-estrutura. Realmente, a maioria dos pilares externos (valores sublinhados na tabela) recebeu um acréscimo de carga que resultou num assentamento maior. É interessante ressaltar que as médias dos recalques nos dois modelos são bastante parecidos, porém as médias dos recalques diferenciais estimados através do cálculo convencional é cerca de duas vezes maior do que a do modelo que considera a ISE (obs. chama-se de recalque diferencial a diferença entre recalques absolutos de cada apoio e o menor valor do recalque obtido em um apoio).

5.4.2 Esforços normais

Os esforços normais ratificam as verificações feitas nas deformadas de recalques sobre a redistribuição das cargas. De maneira geral os pilares externos (sublinhados na Tabela 5.12) sofreram aumento de cargas, enquanto os internos sofreram alívio. Em poucos pilares isto não ocorreu, devido a complexidade da redistribuição das tensões na estrutura. Percebeu-se, também, pouca diferença na média dos esforços normais entre os dois modelos, que se encontrou em torno dos 4%. Com relação à média dos esforços diferenciais ocorridos nos dois modelos, uma maior diferença ocorreu, na faixa dos 37%.

Tabela 5.12 – Valores dos esforços normais nos pilares do pavimento térreo nos dois modelos, e seus respectivos valores médios.

Pilar	Esforço Normal (t_f)			
	Sem interação	Diferencial	Com interação	Diferencial
1	<u>31,58</u>	16,70	<u>32,32</u>	9,66
2	<u>48,29</u>	33,41	<u>59,37</u>	36,71
3	<u>50,93</u>	36,05	<u>58,67</u>	36,01
4	<u>23,84</u>	8,96	<u>29,33</u>	6,67
5	59,60	44,72	45,05	22,39
6	58,38	43,50	44,06	21,40
7	36,19	21,31	30,78	8,12
8	<u>59,71</u>	44,83	<u>65,58</u>	42,92
9	93,97	79,09	100,60	77,94
10	89,96	75,08	80,48	57,82
11	57,60	42,72	55,00	32,34
12	103,45	88,57	106,43	83,77
13	<u>45,73</u>	30,85	<u>48,65</u>	25,99
14	21,45	6,57	22,92	0,26
15	<u>14,88</u>	0,00	<u>22,66</u>	0,00
16	111,90	97,02	106,02	83,36
17	93,05	78,17	87,81	65,15
18	<u>34,57</u>	19,69	<u>39,14</u>	16,48
19	<u>73,11</u>	58,23	<u>74,37</u>	51,71
20	79,42	64,54	75,02	52,36
21	<u>54,70</u>	39,82	<u>61,26</u>	38,60
22	27,39	12,51	23,65	0,99
Média:	55,17	42,83	57,69	35,03

O estudo realizado através do procedimento proposto nesta dissertação contribuiu para mostrar a influência da interação solo-estrutura nos cálculos estruturais utilizando um programa comercial.

Com a comparação entre as análises feitas com e sem interação solo-estrutura percebeu-se a ocorrência de uma redistribuição das cargas aplicadas na fundação. Ficou confirmado que os pilares que tendem a sofrer maiores assentamentos transferem parte de seus carregamentos para pilares próximos com menores recalques.

É importante notar que não somente os pilares, mas também as vigas das estruturas recebem esforços adicionais, em decorrência dos deslocamentos nodais. Os momentos podem sofrer mudanças bruscas na peça, principalmente nos primeiros pavimentos, pois, quanto mais baixo o pavimento, maior a sua contribuição na absorção dos recalques diferenciais.

Quando falamos sobre interação solo-estrutura, a ocorrência dos recalques é o efeito que mais rapidamente nos vem a mente, e pode-se inferir que os recalques diferenciais são a principal causa das mudanças de comportamento da superestrutura. Com relação a esse efeito, verificou-se que os recalques diferenciais verticais diminuíram com a consideração da ISE, conforme os exemplos do capítulo 5.

A introdução das paredes de alvenaria nos mostrou a grande influência que estas proporcionam na rigidez global da estrutura, contribuindo para o decréscimo dos recalques diferenciais. Da maneira que as estruturas foram modeladas, foi constatado que as cargas nos pilares envolvidos por paredes diminuem, devido à redistribuição acarretada.

Torna-se evidente a importância de se considerar a redistribuição de cargas na edificação, oriundas dos recalques nos apoios dos pilares, na prática de projetos. Essa redistribuição não deve ser ignorada, para não comprometer o conforto, a durabilidade, ou até mesmo a segurança da obra.

Este trabalho foi realizado utilizando-se algumas simplificações. A não verificação dos deslocamentos horizontais foi uma delas, na qual os nós da fundação admitiram somente deslocamentos verticais. Outra simplificação foi que os carregamentos horizontais não foram incorporados nos esquemas estruturais. A avaliação de modelos estruturais que inserem esses efeitos é vista como interessante para trabalhos futuros.

Outro fator que pode ser incluído nas análises é a modificação da morfologia de algumas peças, para obter um aumento da rigidez entre nós que apresentaram recalque diferencial acentuado.

Recomenda-se ainda, a realização da mesma análise feita nesta dissertação, mas com a utilização de fundações profundas e a introdução da análise incremental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.) (1988). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. Report by ACI Committee 336, Journal of the A.C.I., May-june, pp. 377-324; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- ANTUNES, H.M.C.C.; IWAMOTO, R.K. (2000). *A importância da Consideração da Interação Solo-Estrutura para Edifícios de Múltiplos Andares*. REIBRAC, 42 – IBRACON, pp. 1-11.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. (1975). *Estimating Stresses and Settlement Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity*. Proceedings, 5th. Panamerican CSMFE, Buenos Aires, Vol. 1, pp. 377-386; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 — Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- BJERRUM, L. (1963). *Interaction Between Structure and Soil*. Proc. of European CSMFE, Wiesbaden, pp. 135-137; **apud** GUSMÃO FILHO, J. A. (2002).
- BOROWICKA, H (1936). *Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slab on the Distribution of Pressures over the Contact Surface*. Proceeding, 1st. ICSMFE, Harvard, Vol. 2, pp. 144-149; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- BOWLES, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. 4th Edition, McGraw-Hill International Editions, 1004 p.
- BROWN, P. T.; YU, S. K. R. (1986). *Load sequence and structure–foundation interaction*. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, Nº 3, pp. 481-488; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).

- BURLAND; WROTH (1974). *Settlements of Buildings and Associated Damage*. Proc. of Conference on Settlements of Structures, pp. 611-654, Cambridge; **apud** GUSMÃO FILHO, J. A. (2002).
- BURLAND et al., (1977). Behaviour of foundations and structures. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, N° 9, Tokyo, 1977. *Proceedings*. Japan, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2, pp. 495-546; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- CHAMEKI, S. (1956). *Structural Rigidity in Calculating Settlements*. JSMFD, ASCE, Vol. 82, N° 1 (January); **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- CHAMEKI, S. (1969). *Calcul des Tassements Progressifs des Foundations en Tenant Compte de l'interaction des Structures et du Sol*. Annales de l'ITBTP, N° 261; **apud** IWAMOTO, R. K. (2000).
- CHANDRASHEKHARA K.; JOSEPH ANTONY S. (1996). *Interaction Analysis of Strip Footing Resting on a Non-Homogeneous Elastic Medium*. Computers and Structures 60, pp. 79-86.
- CHANDRASHEKHARA K.; JOSEPH ANTONY S. (1993). *Theoretical and Experimental Investigation of Framed Structures-Layered Soil Interaction Problems*. Computers and Structures 48, pp. 263-271.
- CHOI, C.-K.; KIM, E.-D. (1985). *Multistory frames under sequential gravity loads*. Journal of Structural Engineering, Vol. 111, n° 11, pp. 2373-84; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- DE MELLO, V. F. B. (1971). *The Standart Penetration Test- State of the Art Report*. Proceedings, 4th. PanAmerican CSMFE, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 1-86; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).

- DUTTA, S. C.; ROY R. (2002). *A critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil-Foundation-Structure System*. Computers and Structures 80, pp. 1579-1594.
- ELLIS, E. A.; SPRINGMAN, S. M. (2001). *Modeling of Soil-Structure Interaction for a Piled Bridge Abutment in Plane Strain FEM Analyses*. Computers and Geotechnics 28, pp. 79-98.
- FENG, Y. T.; OWEN, R. J. (1996). *Iterative solution of coupled FE/BE discretizations for plate–foundation interaction problems*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39, pp. 1889-1901; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- FERRO, N. C. P.; VENTURINI, W. S. (1995). *Estudos de Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edifícios Considerando-se a Ligação Elástica com o Semi-espaço Infinito*. XXVII Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estrctural, Tucumán, Argentina; **apud** IWAMOTO, R. K. (2000).
- FONTE, A. O. C. et al. (1994). *Interação solo–estrutura em edifícios altos*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Nº 10, Foz do Iguaçu, 1994. *Anais*. São Paulo, ABMS. Vol. 1, pp. 239-46; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- FONTE, F. L. F. (2000). *Análise de Interação Solo-Estrutura em Edifícios*. Recife. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco.
- FONTE, F. L. F.; FONTE, A. O. C. *Análise de Interação Solo-Estrutura para Diferentes Soluções de Fundação Superficial em Edifícios*. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto.
- FRANTZISKONIS, G.; BREYSSE, D. (2002). *Influence of Soil Variability on Differential Settlements of Structures*. Computers and Geotechnics.

- FRAZER, R. A.; WARDLE, L. J. (1976). *Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundations*. Géotechnique 26, N° 4, pp. 613-630.
- GEORGIADIS, M. (1993). *Settlements and rotation of footings embedded in sand*. Soils and Foundations, Vol. 33, N° 1, pp. 169-175; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- GOMES, N. S. (1983). *A resistência das paredes de alvenaria*. São Paulo, (Tese de mestrado), Politécnica da Universidade de São Paulo, **apud** THOMAZ, E. (1989).
- GOSCHY, B. (1978). Soil-Foundation-Structure Interaction. Journal Structural Division ASCE, Vol. 104, St-5, pp. 749-761; **apud** IWAMOTO, R. K. (2000).
- GUSMÃO, A. D. (1990). *Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*. Rio de Janeiro. Tese (Mestrado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (2002). *FUNDAÇÕES, Do conhecimento geológico à prática da engenharia*. Editora universitária - UFPE.
- GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). *Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações*. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná.
- GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). *Construction Sequency Effect on Settlements of Buildings*. XIII ICSMFE, New Delhi, India, pp. 1803-1806.
- GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1995). *Soil-Structure Interaction on Building Damage*. X ECSMFE, Guadalajara, México. Vol 2, pp.1139-1149.
- GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1990). *Um Caso Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações*. IX COBRAMSEF, Salvador, Bahia.

- GUSMÃO, A. D.; LOPES, F. R. (1990). Um Método Simplificado para Consideração da Interação Solo-Estrutura em Edificações. IX COBRAMSEF, Salvador, Bahia.
- HOLANDA Jr, O. G. (2002). *Influência de Recalques em Edifícios de Alvenaria Estrutural*. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- HOLANDA Jr, O. G. (1998). *Interação Solo-Estrutura para Edifícios de Concreto Armado sobre Fundações Diretas*. São Carlos. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- IWAMOTO, R. K. (2000). *Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos andares com Fundação Profunda*. São Carlos. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- JIN, S., LUTES, L. D.; SARKANI, S. (2000). *Response Variability for a Structure with Soil-Structure Interactions and Uncertain Soil Properties*. Probabilistic engineering Mechanics 15, pp. 175-183.
- KRIPKA, M.; SORIANO, H. L. (1992). *Sistema para análise incremental construtiva de edificações*. In: Congresso Ibero Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para a Engenharia, 13., Porto Alegre, 1992. *Anais*. Porto Alegre, UFRGS, Vol. 1, pp. 381-90; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- LEE, I. K.; BROWN, P. T. (1972). Structure–foundation interaction analysis. *Journal of the Structural Division*, Vol. 98, N° ST11, pp. 2413-31; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- LEI, X. (2001). *Contact Friction Analysis with a Simple Interface Element*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 190, pp.1955-1965.
- LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. (1991). *On the Influence of Soil-Structure Interaction in the Distribution of Foundation Loads and Settlements*. X ECSMFE Deformation of Soil and Displacements of Structures, Vol II. Florence, Italy, pp. 475-479.

- MANG, H. A. et al. (1989). *On the mechanical inconsistency of symmetrization of unsymmetric coupling matrices for BEFEM discretizations of solids*. Computational Mechanics, Vol. 4, pp. 301-308; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- MARTINS, C. H. (1998). *Contribuição da Rigidez Transversal à Flexão das Lajes na Distribuição dos Esforços em Estruturas de Edifícios de Andares Múltiplos, em Teoria de Segunda Ordem*. São Carlos. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- MELLO, V. F. B. (1975). *Deformação como base fundamental de escolha da fundação*. Revista geotecnia nº 12, Lisboa; **apud** THOMAZ, E. (1989).
- MEYERHOF, G. G. (1953). Some Recent Foundation Research and its Application to Design. The Structural Engineer, Vol. 31, pp. 151-167; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- MOSLEH, A.; AL-SHAMRANI, A. M.; FAISAL A.; AL-MASHARY, A. M. *Soil-Structure Interaction Effects on Soil Settlements and Structural Forces*. ASCE, Department of Civil Engineering, King Saud University, Riyadh, Saudi Arabia.
- NADJAI, A.; JOHNSON, D. (1996). *Elastic analysis of spatial shear wall systems with flexible bases*. The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 5, pp. 55-72; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- NADJAI, A.; JOHNSON D. (1998). *Elastic and Elasto-Plastic Analysis of Planar Coupled Shear Walls with Flexible Bases*. Computers and Structures 68. pp. 213-229.
- NOORZAEI J.; VILADKAR M. N.; GODBOLE P. N. (1993). *Elasto-Plastic Analysis for Soil-Structure Interaction in Framed Structures*. Computers and Structures 55, pp. 797-807.

- NOORZAEI J.; VILADKAR M. N.; GODBOLE P. N. (1993). *Non-Linear Soil-Structure Interaction of Plane Frames – A parametric Study*. Computers and Structures 49, pp. 561-566.
- NOORZAEI J.; VILADKAR M. N.; GODBOLE P. N. (1994). *Influence of Strain Hardening on Soil-Structure Interaction of Framed Structure*. Computers and Structures 55, pp. 789-795.
- NOUR, A.; SLIMANI, A.; LAOUAMI, N. (2002). *Foundation Settlement Statistics Via Finite Element Analysis*. Computers and Geotechnics 29, pp. 641-672.
- ONU, G. (1996). *Equivalences in the Soil-Structure Interaction*. Computers and Structures 58, pp. 367-380.
- PALMER, L. A.; BARBER, E. S. (1940). *Soil displacement under a loaded circular area*. Highway Research Board, Vol. 20, pp. 279.
- PEREIRA DA SILVA, R. (1985). *Maçonnerie armée: cas des maçonneries de produits creux sollicités parallèlement à leur plan*. Paris, mai, (Tese de doutorado) – École Nationale des Ponts et Chaussées; **apud** THOMAZ, E. (1989).
- POLSHIN, D. E.; TOKAR, R. A. (1957). *Maximum Allowable non-Uniform Settlement of Structures*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London; **apud** GUSMÃO FILHO, J. A. (2002).
- POULOS, H. G. (1975). *Settlement Analysis of Structural Foundation Systems*. Proceedings, 4th. South-East Asian Conf. On Soil Engineering, Kuala Lumpur, Vol. 4, pp. 52-62; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- QIAN, J. et al. (1996). *Dynamic cross-interaction between flexible surface footings by combined BEM and FEM*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 509-526; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).

- RAMALHO, M. A. (1990). *Sistema para análise de estruturas considerando interação com meio elástico*. São Carlos. 389 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (1991). *Interação Solo-Estrutura para Edifícios sobre Fundação Direta*. In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 25, Porto Alegre, 1991. Anais, Porto Alegre, UFRGS, Vol. 2, pp. 433-444; **apud** IWAMOTO, R. K. (2000).
- RAO, P. S. et al. (1995). *Representation of soil support in analysis of open plane frames*. Computers & Structures, Vol. 56, Nº 6, pp. 917-925; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- SADECKA, L. (2000). *A Finite/Infinite Elements Analysis of Thick Plate on Layered Foundation*. Computers and Structures 76, pp. 603-610.
- SCHULTZE, E. (1966). *Druckverteilung und Setzungen*. Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, W. Ernst and Sohn, Berlin; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- SKEMPTON, A. W.; MCDONALD, D. H. (1956). *The Allowable Settlement of Buildings*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 3, Vol. 5, pp. 727-68; **apud** GUSMÃO FILHO, J. A. (2002).
- SIQUEIRA, E. F. N. (1998). *Propagação de Ondas em 2D com O MEC: Descontinuidade Temporal de Fluxo e Acoplamento com o MEF para o Tratamento da Interação Solo-Estrutura*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio De Janeiro, Brasil.
- TERZAGUI, K. (1955). Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol. Nº 4, pp. 297-326; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).

- THOMAZ, E. (1989). *Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação*. Co-edição: IPT/EPUSP/PINI, São Paulo.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996). *Fundações*. 2ª Edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- VESIC, A. S. (1961). *Beams on Elastic Subgrade and Winkler's Hypothesis*. Proceedings, 5th. ICSMFE, Paris, pp. 845-850; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- VESIC, A. S. (1961). *Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Soil*. Proceedings, ASCE, Vol. 87, N° EM6, pp. 35-51; **apud** VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (1996).
- VILADKAR, M. N. et al. (1992). *Space frame–raft–soil interaction including effect of slab stiffness*. Computers & Structures, Vol. 43, N° 1, pp. 93-106; **apud** HOLANDA Jr, O. G. (1998).
- VILADKAR M. N.; GODBOLE P. N.; NOORZAEI J. (1994). *Modelling of Interface for Soil-Structure Interaction Studies*. Computers and Structures 52, pp. 765-779.
- YANG, Y. B.; KUO, S. R.; LIANG, M. T. (1996). *A Simplified Procedure for Formulation of Soil-Structure Interaction Problems*. Computers and Structures 60, pp. 513-520.
- ZEEVAERT, L. (1975). *Interaccion de la Estructura de Concreto con la Masa del Suelo*. IMCYC, Vol. XIII, N° 73.
- ZEEVAERT, L. (1980). *Interaccion Suelo-Estructura de Cimentación*. México: Editorial Limusa, S. A., 256p.