

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

MARIANA RIBEIRO FACUNDO DE SOUZA
THIAGO ODIA MENEGHATI

**ESTUDO DOS IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA
DE UM EDIFÍCIO DE CONCRETO DEVIDO AO EMPREGO DA
MODELAGEM COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA - ESTUDO DE
CASO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2011

MARIANA RIBEIRO FACUNDO DE SOUZA
THIAGO ODIA MENEGHATI

**ESTUDO DOS IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA
DE UM EDIFÍCIO DE CONCRETO DEVIDO AO EMPREGO DA
MODELAGEM COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA - ESTUDO DE
CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Projeto Final 2, do Curso de Engenharia de Produção Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Curitiba, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: MSc. Amacin Rodrigues Moreira

CURITIBA
2011

FOLHA DE APROVAÇÃO

ESTUDO DOS IMPACTOS NO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DE CONCRETO DEVIDO AO EMPREGO DA MODELAGEM COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA - ESTUDO DE CASO

Por

MARIANA RIBEIRO FACUNDO DE SOUZA
THIAGO ODIA MENEGHATI

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Produção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 03 de dezembro de 2011, pela seguinte banca de avaliação:

Prof. Orientador – Amacin Rodrigues Moreira
UTFPR

Prof. Rogério Francisco Küster Puppi, Dr.
UTFPR

Prof. José Luiz Brandi, MSc.
UTFPR

RESUMO

Este estudo de caso apresenta uma análise comparativa dos impactos no dimensionamento de um edifício com subsolo, térreo (transição), sete pavimentos tipo e fundação superficial em sapatas isoladas, considerando a interação solo-estrutura através do uso do *software* TQS versão 14. São descritos os critérios de projeto e apresentada a sequência utilizada no processo de interação para análises das diferenças entre a modelagem tradicional de estruturas – apoios indeslocáveis –, e a modelagem com a interação solo-estrutura – apoios elásticos. Como objeto principal de discussão e análise, tem-se a comparação dos consumos de aço e concreto antes e após a aplicação do Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISE) disponibilizado pelo *software* utilizado. Também se analisa as distribuições de recalques, reações e transferência de esforços entre os componentes estruturais do edifício.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, TQS, modelagem.

ABSTRACT

This case study presents a comparative analysis of the impacts in the sizing of a building with underground floor, ground floor (with structure transition) and seven type floors based on a shallow foundation in isolated footing, considering the soil-structure interaction through a modeling using the TQS software. The project criterions are described and then presented the interact process to make analysis between the traditional form of structure modeling – fixed bearings –, and the soil-structure form of modeling – elastic bearings. As a main object of this discussion and analysis, the amount of steel and concrete used in the structure was compared, not considering, and then, considering the Soil-Structure Interacting System. The distribution of repressions, reactions and effort transferring among the structural components of the building, were also considered in this analysis.

Key-words: Soil-structure interaction, TQS, modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema de Referência do Indeslocável.	10
Figura 2 – Engastamento perfeito nos apoios.	14
Figura 3 – Imposição das rigidezes nos apoios.	14
Figura 4 – Cargas aplicadas e recalque no bloco.	15
Figura 5 – Bulbo de Pressões em regiões superficiais de solo.	17
Figura 6 – Bulbo de Pressões em regiões profundas de solo, ou após ocorrência de recalques.	18
Figura 7 – Casos de interação de solo-estrutura, CHAMECKI (1969).	25
Figura 8 – Tela de edição dos dados da sondagem antes dos lançamentos dos pontos.	31
Figura 9 – Tela de edição dos dados da sondagem após lançamento dos pontos. ...	32
Figura 10 – Tela de edição das características do solo.	33
Figura 11 – Tela de correção das referências dos projetos estrutural e geotécnico.	34
Figura 12 – Apresentação dos recalques após estabilização das deformações no solo.	38
Figura 13 – Apresentação das reações do solo na estrutura após estabilização das deformações no solo.	38
Figura 14 – Corte esquemático; área diferenciada representa região de análise – Pavimento Térreo.	41
Figura 15 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 62 antes da aplicação do SISE.	45
Figura 16 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 62 após a aplicação do SISE.	45
Figura 17 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 36 antes da aplicação do SISE.	46
Figura 18 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 36 após a aplicação do SISE.	46

Figura 19 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 02 antes da aplicação do SISE.	48
Figura 20 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 02 após a aplicação do SISE.	48
Figura 21 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 03 antes da aplicação do SISE.	49
Figura 22 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 03 após a aplicação do SISE.	49
Figura 23 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 04 antes da aplicação do SISE.	50
Figura 24 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 04 após a aplicação do SISE.	50
Figura 25 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 29 antes da aplicação do SISE.	52
Figura 26 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 29 após a aplicação do SISE.	52
Figura 27 – Localização da Viga 117 e posição dos cortes para detalhamento das armaduras antes da aplicação do SISE.	53
Figura 28 – Detalhamento das armaduras de aço da Viga 117 antes a aplicação do SISE.	54
Figura 29 – Localização da Viga 117 e posição dos cortes para detalhamento das armaduras após aplicação do SISE.	54
Figura 30 – Detalhamento das armaduras de aço da Viga 117 após a aplicação do SISE.	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de forma e rigidez.....	20
Tabela 2 – Associação entre Sapatas e Pilares.....	29
Tabela 3 – Dimensões das sapatas calculadas com base no método de ALONSO (1983), com capacidade de suporte do solo igual a 20tf/m ²	30
Tabela 4 – Elementos estruturais com maiores variações de reação após aplicação do SISE.	40
Tabela 5 – Variação nas quantidades de armaduras de aço nos elementos estruturais do térreo, antes e após aplicação do SISE.....	43
Tabela 6 – Correlação entre sapatas e pilares com maiores diferenças de carregamento após a aplicação do SISE.	44

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação entre carregamentos antes e após a aplicação do SISE...39	39
Gráfico 2 – Comparação das quantidades de concreto antes e após SISE.....42	42
Gráfico 3 – Comparação das quantidades de aço antes e após SISE.....42	42

1.	INTRODUÇÃO.....	9
2.	JUSTIFICATIVA.....	11
3.	OBJETIVOS	12
3.1	OBJETIVO GERAL.....	12
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
4.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
4.1	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	13
4.2	CONCEITOS INICIAIS	15
4.3	O ESTUDO DO SOLO.....	16
4.3.1	CÁLCULO DOS RECALQUES.....	18
4.3.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	21
4.3.3	MÉTODO DE ALONSO PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS COM BASE NO ENSAIO SPT	22
4.4	O ESTUDO DA ESTRUTURA.....	24
4.5	O ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	25
5.	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	27
5.1	IMPORTAÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL E ENTRADA DE DADOS GEOTÉCNICOS	28
5.1.1	CRITÉRIOS DE PROJETO	30
5.2	PROCESSAMENTO – MODELO CONJUNTO FUNDAÇÃO E ESTRUTURA .	35
6.	DISCUSSÃO E RESULTADOS.....	37
6.1	O COMPORTAMENTO REAL DA ESTRUTURA	37
6.2	COMPARAÇÃO ENTRE TOTAIS DE AÇO E CONCRETO	41
6.3	ANÁLISE DETALHADA EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS	43
6.3.1	ANÁLISE DAS VIGAS	53
	CONCLUSÕES	56
	REFERÊNCIAS.....	57

ANEXO I – SONDAGEM SPT DO TERRENO 59

1. INTRODUÇÃO

Usualmente, nos escritórios de cálculo estrutural, um projeto estrutural é concebido supondo uma estrutura de apoios indeslocáveis e o resultado do conjunto de reações e momentos fletores é resumido nas cargas atuantes em cada elemento de fundação. Estas cargas, por sua vez, são encaminhadas ao projetista de fundações que irá definir as dimensões dos elementos de fundação e calcular os recalques da estrutura no tipo de solo no qual se apoiará tal edificação. Estes serão comparados com os recalques admissíveis para o determinado tipo de infraestrutura e, a partir disso, define-se o projeto de fundações. No entanto, ao executar as estruturas *in loco*, verifica-se que tal processo não ocorre tão simplesmente – durante a aplicação das cargas da estrutura (peso próprio, acidental, vento) ocorre a deformação do solo que acaba por modificar a estrutura, rearranjando os esforços inicialmente previstos.

É neste sentido que o conceito da interação solo-estrutura deve ser levada em conta. O fato de cada projetista, o de estrutura e o de fundações, analisarem a edificação a partir de referenciais distintos, acaba por dificultar o melhor aproveitamento das estruturas. Enquanto o projetista da estrutura se preocupa apenas com o desenvolvimento da base do primeiro pilar para cima, o de fundações se ocupa do elemento de fundações para baixo, perdendo-se a noção de como a escolha do referencial é importante para a concepção do projeto, uma vez que ambos os referenciais até então considerados são deslocáveis. A estrutura deveria ser pensada como um todo e não ser pragmaticamente dividida em infra e superestrutura. O referencial mais coerente seria “num ponto abaixo da superfície do solo na profundidade onde se consideraria a camada indeslocável.” (IWAMOTO, R. K. , 2000, p. 1).

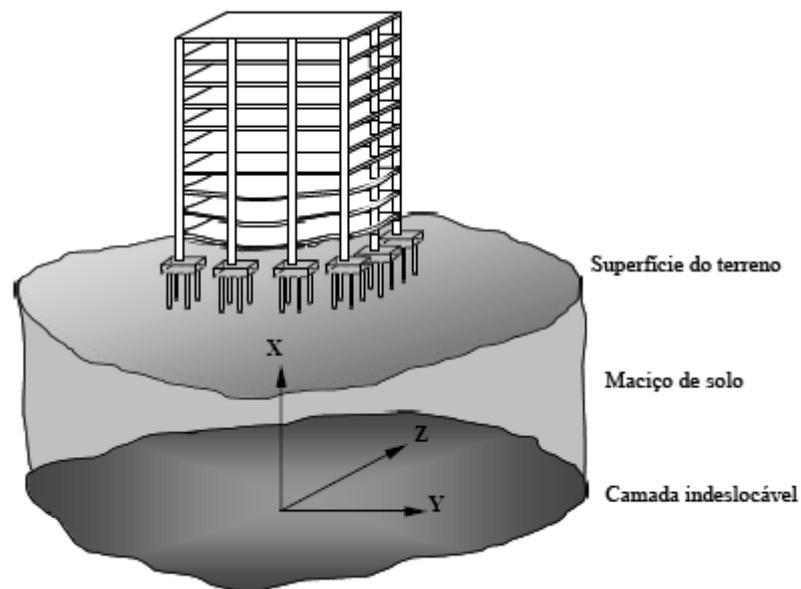


Figura 1 – Sistema de Referência do Indeslocável.
FONTE: IWAMOTO, R. K (2000), p. 2

Na figura 1, Iwamoto representa um único sistema de coordenadas para estrutura e fundação, localizado na camada de solo indeslocável, na qual as cargas do edifício não provocam deformações no solo. É possível dizer então, que ao longo do tempo, este referencial permanecerá sempre na mesma localização no espaço.

2. JUSTIFICATIVA

Muitas recomendações se tem feito em relação à aplicação de modelos mais realistas para representar a estrutura de um edifício e para seu correto dimensionamento. Porém, faltam informações sobre o impacto da utilização desta modelagem sobre o custo das estruturas e sobre o seu desempenho. Assim, os estudos de caso permitirão a avaliação e as conclusões nos casos práticos.

Através da modelagem de uma estrutura utilizando-se do processo iterativo de cálculos de recalque no solo em questão, poderá se fazer uma análise de como a consideração dos parâmetros de solo na determinação da rigidez de uma estrutura pode afetar a deformação da estrutura, bem como a assertividade de suas reações nos elementos de fundação.

O modelo tradicional de determinação de reações nos apoios da infraestrutura, partindo-se do pressuposto que tais apoios são indeslocáveis, pode de certa forma, superestimar ou subestimar as necessidades reais da determinada estrutura, quando se leva em conta que os recalques no solo calculados para estas reações podem ser muito inferiores ou muito superiores, subestimando a capacidade de resistência da estrutura como um todo.

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo Geral

Efetuar o estudo dos impactos no dimensionamento da estrutura de um edifício de sete pavimentos realizado em estrutura de concreto convencional, a partir da comparação entre os resultados das modelagens do projeto sem e com interação solo-estrutura, com base em módulo do *software* TQS.

3.2 Objetivos Específicos

Este estudo de caso visa à análise do que a determinação dos recalques e reações a partir do tratamento de um edifício de sete pavimentos como um bloco único, pode trazer de economias no custo da estrutura e na assertividade com relação ao seu desempenho, uma vez que a utilização dos parâmetros do solo causa uma modelagem mais real da estrutura como um todo.

Espera-se demonstrar através dos resultados dos processamentos de ambas as modelagens que as economias serão significativas nas seções de concreto e áreas de aço dos principais elementos estruturais.

Pretende-se demonstrar através de comparação das diferenças resultantes para esforços, recalques e tensões a partir da execução de um projeto de edifício utilizando-se interação solo-estrutura e não se utilizando desse recurso, que a forma tradicional de elaboração de projetos (considerando os apoios indeslocáveis) não representa o real comportamento de uma estrutura.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Interação solo-estrutura

A interação solo-estrutura pode ser, mesmo que muito simplesmente, definida como: a análise da interação do solo com a estrutura de forma integrada. Esta análise principia-se na redistribuição dos esforços na estrutura e na modificação dos recalques na fundação e dá-se através de processos iterativos.

Tais análises já foram implantadas e desenvolvidas sobre vários aspectos e a partir de vários métodos desenvolvidos por diversos autores.

CHAMECKI (1956), por exemplo, foi um pioneiro ao utilizar um processo iterativo na análise de uma interação solo-estrutura. Tal análise consistiu basicamente em se calcular reações nos apoios da estrutura considerando-os indeslocáveis; determinar os recalques devido às reações nos apoios sem considerar a rigidez da estrutura; determinar a rigidez do apoio impondo deslocamentos unitários nas coordenadas dos apoios da estrutura. Com isso, surge uma equação da qual se podem obter reações em determinadas coordenadas em função dos recalques das mesmas e de outras coordenadas. A proposta e a realização de um processo iterativo até que todas as reações e recalques atinjam uma convergência desejada.

Posteriormente, mas não menos importante, AOKI (1987), também considerou a rigidez da estrutura em processo iterativo, no entanto, sua proposta era obter os recalques não através da imposição dos recalques na base da estrutura, como propôs CHAMECKI (1956), mas sim através do cálculo das reações com a consideração do grupo de estacas. O modelo de estaqueamento consiste basicamente em se calcular, através de modelos matriciais e vetoriais, as reações e recalques de cada estaca e utilizar-se destes resultados para se determinar o recalque de cada bloco e assim sucessivamente. Ainda, o método proposto por AOKI (1987), calculava a rigidez no apoio dividindo as reações deste apoio por seu respectivo deslocamento. Estas rigidezes, por sua vez, são impostas nos respectivos apoios, que recalculados, mantendo-se os carregamentos originais da estrutura, fornecem resultados novos de reações e esforços, diferentes daqueles calculados

quando se considerou o apoio indeslocável. A iteração deste processo sucede-se até que ocorra uma convergência nos resultados de recalque ou de reação de dois processos iterativos consecutivos.

As figuras 2 e 3 são exemplos do comportamento da estrutura quando no engastamento perfeito e quando na imposição das rigidezes, respectivamente.

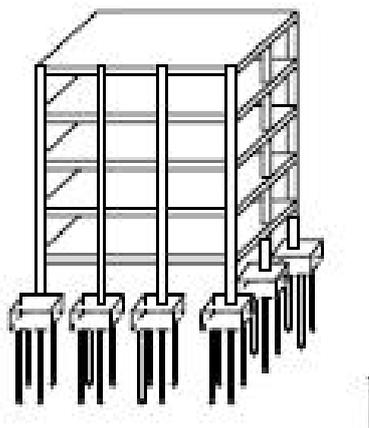


Figura 2 – Engastamento perfeito nos apoios.
FONTE: IWAMOTO, R. K (2000), p. 53

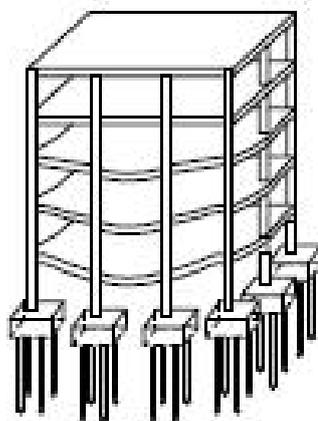


Figura 3 – Imposição das rigidezes nos apoios.
FONTE: IWAMOTO, R. K (2000), p. 53

A figura 4 demonstra o aparecimento de deslocamentos verticais, ou recalques (δ_x), bem como deslocamentos angulares (θ_y e θ_z) uma vez desconsiderado o engastamento perfeito nos apoios.

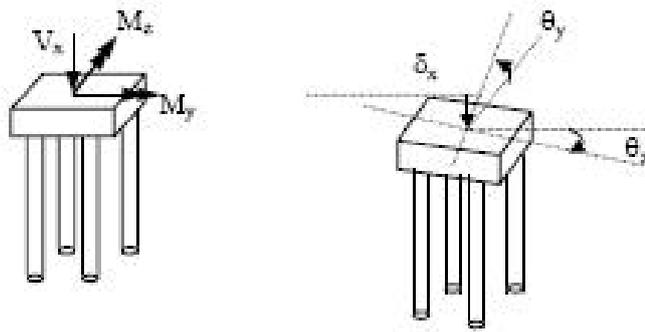


Figura 4 – Cargas aplicadas e recalque no bloco.
FONTE: IWAMOTO, R. K (2000), p. 53

Portanto, toda a análise solo-estrutura é delineada na análise das reações e recalques calculados nos apoios considerando-os indeslocáveis e o retorno das informações para a estrutura quando considerado o recalque que tal rigidez pode causar no solo. Esse processo ocorre a fim de fazer com que os projetos se tornem mais eficientes e mais confiáveis, uma vez que através da análise da estrutura e do solo como um único bloco, pode-se estimar a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, da maneira e da intensidade dos recalques diferenciais causados no solo. É a partir destes métodos iterativos que a metodologia deste trabalho se desenvolverá.

4.2 Conceitos Iniciais

Antes de compreender por completo o funcionamento da interação solo-estrutura e seu funcionamento no *software* TQS, programa aplicado para o estudo de caso, é importante compreender que o solo se trata de um meio compressível e cujos recalques variam de acordo com a origem e tipo de solo, granulometria e carregamento a qual este está sujeito. Também se faz necessário compreender o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno, para o estudo do conjunto solo-estrutura.

Ao se compreender a ligação da estrutura com o solo, suas deformações e deslocamentos, entende-se que as considerações de projetos estruturais, apoios indeslocáveis, fogem do comportamento real apresentado pela interação de esforços dos dois elementos. Geralmente na execução de projetos estruturais, os

deslocamentos são desconhecidos (dependentes dos parâmetros geomecânicos do solo e cargas da estrutura), esses são considerados como nulos, e seus efeitos negativos sobre a estrutura são compensados por fatores de correção ou, ainda, pelos fatores de segurança das mesmas.

4.3 O Estudo do Solo

O solo, bem como qualquer outro material, é composto de partículas e pode ser deformado, se aplicados esforços sobre ele. Os estudos de Boussinesq para a distribuição de tensões no interior do material, devido a aplicação de carga pontual em sua superfície foram de grande valia para o estudo da Mecânica dos Solos.

Mindlin associou então a linearidade das deformações do solo ao longo da profundidade, sendo as deformações cada vez menores quanto maior a camada de solo presente entre o ponto de aplicação e o ponto de análise, com base na distribuição das tensões obtidas por Boussinesq e com base em experimentos – Teoria da Profundidade, BARATA (1984).

De acordo com MINDLIN (1936), é possível dizer que a deformação do solo está ligada à teoria da elasticidade, uma vez que durante a realização de ensaios de compressão do solo parcialmente confinado é possível perceber certa linearidade entre o acréscimo de pressões e as deformações do material.

Apesar dos estudos de Mindlin, foi o Ensaio de Adensamento de Terzaghi, TERZAGHI (1948), que permitiu assimilar a Lei de Hooke com a forma de deformação dos solos. Este ensaio permite extrair o módulo de adensamento ao comprimir unidimensionalmente argilas saturadas confinadas, medindo a variação na altura do corpo de prova. É importante ressaltar que mesmo havendo semelhanças que permitam o solo ser analisado pela Teoria da Elasticidade, o solo não é considerado um material elástico.

Se ao invés de confinar o material, deixarmos duas superfícies paralelas em contato com outro material, aplicando esforços sobre o solo, conseguimos determinar o Coeficiente de Poisson, calculado a partir da razão entre as compressibilidades lateral e vertical do material. De acordo com BARATA (1984), o Coeficiente de Poisson é outro fator muito importante para a definição das

características do solo, bem como para a determinação de recalques – movimento vertical descendente de elemento estrutural devido à deformação de partículas de solo submetidas a carregamentos.

Para a realização do cálculo dos recalques de um elemento estrutural, também é necessário compreender que apenas determinada região do solo comprimida pelo elemento estrutural é necessária para a análise dos recalques e demais parâmetros do solo. O chamado Bulbo de Pressões é o conceito que resume uma região de solo abaixo do elemento estrutural em contato com o solo sujeita a esforços representativos. Tais esforços, ou pressões, aumentam da curva do bulbo para a região de contato entre solo e elemento estrutural, sendo máximas nessa segunda região.

Nas figuras 5 e 6, são apresentados os Bulbos de Pressão para carga na superfície e a determinada profundidade. Em ambos os casos, tendem, a uma profundidade “ $2B$ ”, tensões equivalentes a 10% das cargas “ p ” aplicadas.

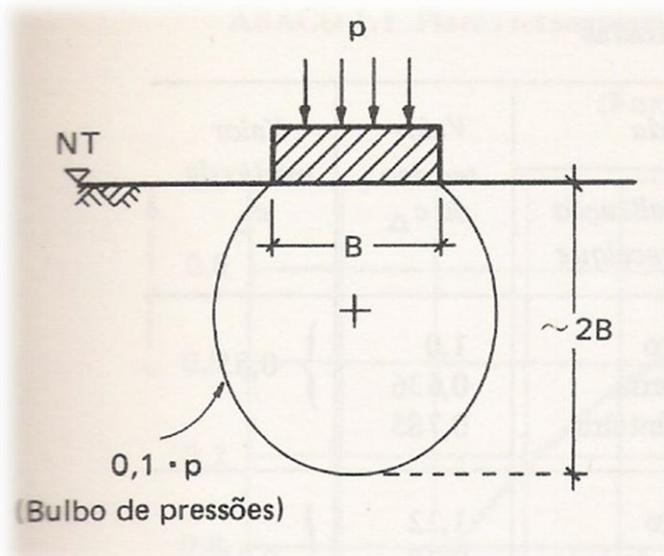


Figura 5 – Bulbo de Pressões em regiões superficiais de solo.

FONTE: BARATA (1984), p. 35

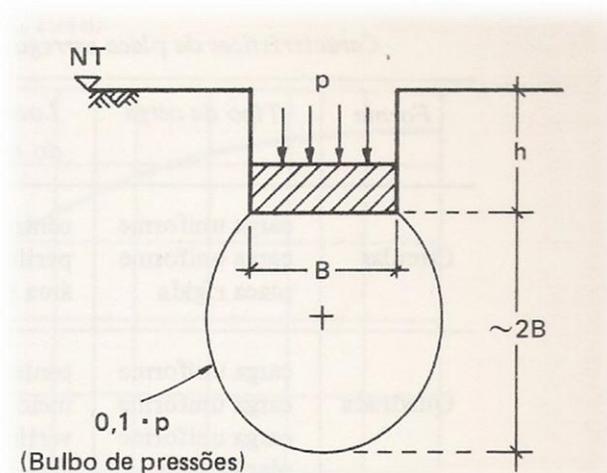


Figura 6 – Bulbo de Pressões em regiões profundas de solo, ou após ocorrência de recalques.
FONTE: BARATA (1984), p. 35

BARATA (1984) relata a Teoria da Profundidade, juntamente com o coeficiente de Mindlin como necessidades para a verificação de recalques no solo, pois aplicada uma mesma carga na superfície, as deformações são menores quanto mais longe da superfície estiver o material analisado – o que ocorrerá se o material de análise for o mesmo em toda a profundidade.

4.3.1 Cálculo dos Recalques

Com base nos estudos de Mindlin, BARATA (1984) demonstra então que é possível ser calculado o recalque na região superficial do solo e nas regiões superficiais e regiões de profundidade.

Antes de realizar o cálculo dos recalques, porém, é necessário compreender dois conceitos: módulo de adensamento e tensão de pré-adensamento.

Como a deformação do solo está intimamente ligado com a elasticidade dos materiais, MINDLIN (1936), é possível estabelecer certa correlação entre a elasticidade e o módulo de adensamento ou compressibilidade do solo. Este é dado pela variação volumétrica de determinada amostra sujeita a uma variação de pressão. Ou seja, como nos materiais elásticos a aplicação de uma força gera deformação, de forma análoga, uma variação de pressão, gera uma deformação no solo.

A deformação residual no material devido à aplicação sensível de carga é chamada de tensão de pré-adensamento. Usualmente ela é relacionada à plasticidade dos materiais.

A partir deste ponto, pode-se então apresentar os métodos de BARATA (1984) para o cálculo de recalques.

- a) Módulo de adensamento do solo é constante na profundidade para argilas pré-adensadas

Em regiões superficiais, os recalques dependerão da relação forma e rigidez do elemento estrutural em contato com o solo, pressão entre o elemento e o solo, Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do solo.

Analisando regiões de profundidade a relação permanecerá a mesma, porém sofrerá redução, pois toda expressão será multiplicada pelo Coeficiente de Mindlin, conforme BARATA (1984).

- b) Módulo de adensamento do solo é crescente na profundidade para areias e argilas saturadas

As considerações para este caso são similares, porém como é considerado um acréscimo de módulo de adensamento, uma vez que regiões mais profundas tendem a ser mais resistentes, que dependerá da profundidade analisada. Em regiões superficiais:

$$r = c_{\Delta} \cdot p \cdot \frac{B}{E_z + C \cdot B} \cdot (1 - \mu^2)$$

Em regiões de profundidade:

$$r = \lambda \cdot c_{\Delta} \cdot p \cdot \frac{B}{E_z + C \cdot (h + B)} \cdot (1 - \mu^2),$$

Sendo:

r: Recalque (cm)

c_{Δ} = Coeficiente dependente da forma e rigidez da sapata

p = Pressão média atuante uniformemente distribuída (kg/cm²)

B = Menor dimensão em planta da sapata (m)

E_z = Módulo de Elasticidade do Terreno (MPa)

C = Coeficiente angular da equação de 1º grau que define o aumento de E_z com a profundidade

μ = Coeficiente de Poisson

λ = Coeficiente de Mindlin

A tabela 1 mostra os valores dos coeficientes de forma e rigidez da sapata, de acordo com as fórmulas apresentadas anteriormente para o cálculo de recalques.

L/B	Valor de C_{Δ}
1,5	1,150
2,0	1,300
2,5	1,405
3,0	1,525
4,0	1,680
5,0	1,830
6,0	1,930
10,0	2,250
20,0	2,680

Tabela 1 – Coeficiente de forma e rigidez

Fonte: Barata (1984, p. 36)

Sendo:

L = Comprimento da sapata

Embora a fórmula para o cálculo dos recalques adotada pelo sistema TQS seja diferente do apresentado anteriormente, é importante perceber quais são os parâmetros relevantes para o cálculo dos mesmos. As características do solo são tão importantes quanto às cargas transferidas da estrutura para o solo. Portanto, faz-se necessária uma análise precisa dos parâmetros do solo, tentando traduzir da

forma mais real possível, como as partículas deste material são afetadas pelo acréscimo de pressão.

Logo, há a necessidade de se verificar a influência do acréscimo contínuo da carga sobre o solo, representado pela execução gradual da estrutura. A carga é aplicada sobre o terreno, conforme os elementos estruturais, de vedação, dentre outros, são realizados. Nessa fase ocorre a maior parte dos recalques rápidos, porém esta análise foge do escopo, porém é citado neste trabalho acadêmico como um ponto a ser analisado em pesquisas futuras.

4.3.2 Ensaios de Campo

Como pode ser notado, é necessário extrair alguns dados do solo, como o Módulo de Elasticidade característico do solo, Coeficiente de Poisson e Coeficiente de Mindlin para a análise dos recalques das sapatas, objeto deste estudo. Os demais elementos são tabelados ou advêm do projeto estrutural.

Como no Brasil, inclusive em Curitiba, o ensaio mais comumente utilizado para análise de solos é o SPT (*Standard Penetration Test*), é importante saber o seu funcionamento e os dados de saída do ensaio.

SCHNAID (2000, p. 9) descreve o ensaio SPT como:

“...medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750mm (...). O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.”

Como resultado do SPT têm-se um gráfico com o número de golpes necessários para a cravação de 300mm em intervalos de um em um metro x

profundidade do amostrador no terreno, em metros, conforme a NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Após a análise do material residual, é feita a classificação visual do mesmo, especificando o material, coloração (opcional) e designação. Ex: Argila, Cinza, Mole. No Anexo I pode ser verificado com mais detalhes, as características do solo, por meio do ensaio SPT realizado no terreno a ser analisado.

Esse ensaio, portanto, é largamente utilizado para a previsão de tensões admissíveis da região analisada, sendo as demais correlações realizadas de maneira empírica.

As entradas referentes ao solo serão unicamente aquelas extraídas dos relatórios SPT, sendo que as demais informações necessárias advêm do banco de dados do *software*, tendo como chave as características de camadas de solo descritas na sondagem.

Outros ensaios podem ser realizados no solo para obter características de interesse. Citam-se, por exemplo, os ensaios CPT e de adensamento, pouco utilizados nas estruturas em geral discutidas no capítulo.

4.3.3 Método de Alonso para dimensionamento de sapatas com base no ensaio SPT

ALONSO (1983) demonstra diversos métodos para se calcular as dimensões em planta da sapata, a partir das tensões de suporte no solo. Ao contrário das fundações profundas, as sapatas tem como característica principal o trabalho à flexão, tendo também, momentos bem menores por não haver engaste perfeito.

De acordo com o autor, as dimensões em planta podem ser calculadas a partir das cargas aplicadas na sapata, ou seja:

$$A = ab = \frac{P + pp}{\sigma_s}$$

Sendo:

A: Área da sapata (m²)

a: dimensão horizontal da sapata em planta (m)

b: dimensão vertical da sapata em planta (m)

P: carga aplicada pelo pilar (kN)

pp: peso próprio da sapata (kN)

σ_s : tensão de suporte do solo (MPa)

Porém, pelo fato de a carga aplicada na sapata ser muito superior ao peso próprio da mesma, o índice “pp” pode ser desconsiderado para efeitos de pré-dimensionamento.

Embora tais cálculos apresentem resultados práticos positivos, deve-se atender a algumas premissas básicas:

1. O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o do pilar;
2. A sapata não poderá apresentar nenhuma dimensão em planta (a ou b) inferior a 80cm;
3. Deve-se manter a relação entre a e b o mais próxima de 1 possível, sendo a relação máxima entre estas medidas igual a 2,5;
4. Deve-se manter sempre que possível o balanço das sapatas igual ao dos pilares, ou seja, a maior dimensão da sapata deve estar na mesma direção que a maior dimensão no pilar.

ALONSO (1983) demonstra ainda que é possível estimar com base no SPT a tensão admissível no solo, quando o valor do *Standard Penetration Test* é inferior a 20 golpes.

$$\sigma_s = \frac{N_{SPT}}{50}$$

Sendo:

σ_s : tensão de suporte do solo (tf/m²)

N_{SPT} : Número de golpes das 2^a + 3^a camada

Tais tensões, porém, só podem ser consideradas para profundidades aproximadamente iguais a 2 vezes a largura da sapata em planta, conforme visto no modelo do Bulbo de Pressões de BARATA (1984), apresentado no capítulo.

4.4 O Estudo da Estrutura

A análise da rigidez da estrutura, juntamente com o estudo dos recalques, permite apresentar quatro casos possíveis de interação solo-estrutura, CHAMECKI (1969).

O primeiro caso de CHAMECKI representa as estruturas infinitamente rígidas. Devido à continuidade parcial do solo, as distribuições de pressões de contato nos apoios do centro de uma estrutura são menores do que as distribuições de pressões nos apoios das extremidades, que são máximas. Logo, o solo tem maior tendência de se deformar mais no centro do que nas periferias. Este fato faz com que as estruturas de rigidez infinita, apresentem recalques uniformes, uma vez que a pouca deformação nas extremidades aliviam a deformação do centro, tornando o recalque uniforme. Os edifícios muito altos e com fechamento resistente nas paredes são um exemplo deste tipo de estrutura, conforme ilustrado na figura 7.

Já o segundo caso caracteriza a estrutura perfeitamente elástica que apresenta rigidez que não depende da velocidade de progressão do recalques. Os recalques diferenciais são menores do que os de rigidezes nulas. As estruturas de aço se comportam mais ou menos desta maneira. Na figura 7, para Estrutura Elástica, observa-se a configuração correspondente.

Os edifícios de concreto armado, por sua vez, se enquadram no terceiro caso e funcionam como uma estrutura conhecida como visco-elástica, cuja rigidez depende sim da velocidade de progressão dos recalques diferenciais. Se os recalques acontecerem durante um período de tempo curto, a estrutura funciona como elástica. No entanto, se a progressão destes recalques acontecer de forma muito lenta, a deformação ocorrerá como a de um líquido viscoso e seu comportamento tenderá ao do quarto caso, cuja estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Este tipo de estrutura se adapta às deformações do solo e não há modificação nas distribuições de pressão de contato ao longo da progressão dos recalques. Os edifícios de comprimento horizontal considerável e as estruturas isostáticas se assemelham a este comportamento, descrito também na figura 7.

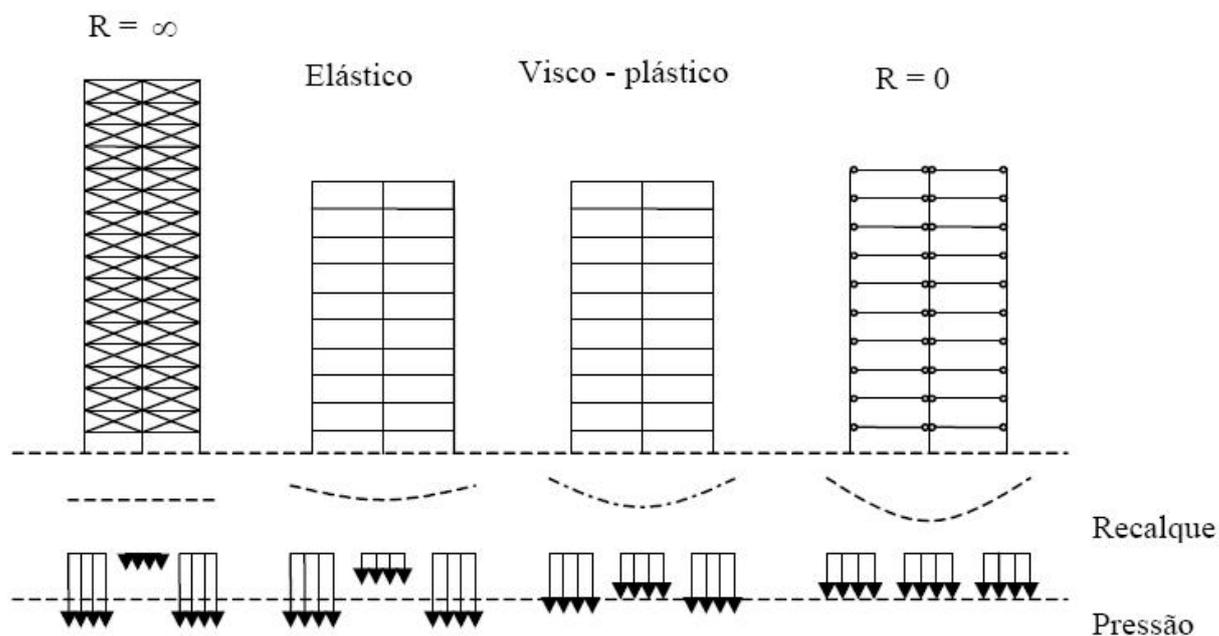


Figura 7 – Casos de interação de solo-estrutura, CHAMECKI (1969).
 FONTE: IWAMOTO, R. K (2000), p. 6

4.5 O estudo da interação solo-estrutura

Uma vez estabelecida a forma utilizada pelos modelos a fim de explorar mais os benefícios que a análise da interação solo-estrutura pode trazer a um projeto estrutural, pode-se frisar alguns efeitos desta interação para demonstrar quão importante é a análise do recalque a partir da rigidez da estrutura.

Ainda, pode-se citar a importância do número de pavimentos na rigidez de uma estrutura. Segundo GUSMÃO (1994), o aumento do número de pavimentos aumenta a rigidez da estrutura como um todo. No entanto, isto não representa um comportamento linear. GOSHY (1978) observou que os primeiros pavimentos apresentam influencia significativamente maior do que os últimos. Esta é uma observação que se espera comprovar no desenvolvimento deste trabalho, uma vez que o edifício que será analisado conta com sete pavimentos.

Devido à complexidade dos cálculos que envolvem a análise do mecanismo de influência mútua superestrutura – sistemas de fundação, a informática tem papel importantíssimo na aplicabilidade destes métodos de interação. Os programas

computacionais, por sua vez, cada vez mais potentes, vêm ao encontro com essa necessidade crescente no cotidiano do calculista estrutural: o de tornar os projetos mais eficazes, uma vez que a utilização dos métodos de consideração da interação solo-estrutura exige uma visão integrada dos diferentes materiais que compõe o sistema.

Dentro do campo da análise computacional, pode-se destacar a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) e do Método dos Elementos de Contorno (MEC). Geralmente, programas que utilizam esses métodos funcionam através da análise estática e tridimensional de problemas de interação solo-estrutura, sendo o solo tridimensional modelado através do MEC empregando a técnica alternativa de consideração do maciço do solo como não homogêneo, conforme pode ser verificado em Ribeiro e Paiva (2009). Esta técnica se baseia em relacionar as soluções fundamentais dos diferentes domínios de solo, permitindo que seja analisado como um único sólido. Já as estruturas que reagem com o solo são simuladas empregando os MEF. A maioria dos estudos realizados até hoje foram baseados na análise de fundações profundas, ao contrário da metodologia empregada neste trabalho, que se dará a partir da análise de fundações superficiais. Naqueles casos, as estacas são modeladas como uma linha de carga empregando um único elemento finito. Os pilares e vigas são simulados como elementos de barras, enquanto no caso de fundações superficiais os radiers e lajes são simulados como elementos triangulares planos.

Portanto, os programas computacionais têm participação incisiva na análise das interações, uma vez que a utilização dos métodos MEC/MEF no dia-a-dia de um escritório estrutural tornaria o processo demasiadamente oneroso devido ao tempo que se levaria nos processos iterativos, tornando a consideração da estrutura única no desenvolvimento dos projetos inviável.

Os programas computacionais mais utilizados hoje neste tipo de análise são o SAP 2000[®] e o TQS[®]. A versão 15 deste último *software* é o que será utilizado no desenvolvimento deste estudo de caso.

5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para tornar possível a análise da interação solo-estrutura, serão feitos dois estudos em paralelo, o primeiro, desconsiderando as deformações na camada de solo, analisando apenas os esforços internos da estrutura e no segundo serão verificados os esforços na estrutura considerando as deformações no solo.

Para este estudo de caso foi selecionado como modelo, uma estrutura convencional – com projeto estrutural já realizado –, de concreto armado, com lajes maciças, fundações rasas e sete pavimentos tipo, além de térreo e subsolo, estes, maiores que as projeções do tipo. A resistência característica do concreto utilizado na estrutura é de 30 MPa.

O solo de fundação do terreno em questão tem características argilosas com resistência elevada logo nas primeiras camadas (camadas resistentes por volta de 5 metros de profundidade e nível d'água de 0,80m que será rebaixado para execução do subsolo), conforme pode ser observado no Anexo I – Sondagem SPT do Terreno.

Uma primeira análise dos esforços internos na estrutura será feita a partir do projeto existente, sendo este, convertido para o *software* TQS, de acordo com as características padrões de estruturas de concreto armado, modelado tridimensionalmente e desconsiderando os recalques do solo.

Na segunda análise, a camada de solo será considerada como um terreno passível de recalques e deformações, devidas a ação das cargas da estrutura. Refeitos os cálculos de acordo com os parâmetros do solo fornecidos pelo SPT – ensaio fornece as características necessárias para a entrada de dados no *software* –, com o intuito de modelá-lo como um maciço único, para que com as cargas da estrutura, possam ser encontrados os recalques no maciço de solo.

Em ambos os casos, todos os elementos serão dimensionados a fim de verificar as alterações nos consumos de materiais.

Com as duas estruturas modeladas de forma diferentes, as variações de esforços serão analisadas, assim como serão:

1. Verificados os recalques e reações no solo;

2. Determinadas as quantidades totais de aço e concreto do projeto, identificando as variações nas quantidades de material na concepção da edificação com interação solo-estrutura;
3. Comparados alguns elementos estruturais, analisando as variações nas armaduras do pavimento térreo, verificando o que fora previamente estabelecido por GOSHY (1978): pavimentos mais próximos aos elementos de fundação estão passíveis de sofrer maiores recalques.

5.1 Importação do Projeto Estrutural e Entrada de Dados Geotécnicos

O propósito do Sistema de Interação Solo – Estrutura (SISEs) é tratar a estrutura da fundação de forma integrada à estrutura de concreto armado, ou seja, exatamente da forma que ela deve se comportar na realidade.

O Software TQS[®] (versão 14) oferece duas maneiras básicas para retratar essa situação. Pode-se processar um edifício tendo como elementos de fundação sapatas isoladas ou associadas ou processar um edifício com blocos e estacas. Ainda no primeiro caso, pode-se inserir sapatas isoladas à modelagem, mesmo tratando-se de um projeto que não tenha ainda a fundação definida e já inserida ao projeto estrutural. Este último foi o tratamento dado ao projeto deste estudo de caso. Com as cargas iniciais das bases dos pilares, fez-se uma estimativa simplificada das dimensões das sapatas através do método de ALONSO (1983). Essas dimensões serão utilizadas ao longo da modelagem, na etapa de inserção de sapatas isoladas.

A partir do método de ALONSO (1983), desconsiderando o peso próprio das sapatas, e adotando SPT médio na profundidade de projeto igual a 10 e ajustando as unidades de MPa para tf/m² (pelo projeto estrutural apresentar as cargas dos pilares em tf), tem-se:

$$A = ab = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{P}{20}$$

Foi dada preferência para dimensões quadradas, ou seja, $a=b$. Apenas nos casos em que não foi possível dimensionar sapatas quadradas (por haver sobreposição de sapatas), as mesmas foram dimensionadas retangulares, porém atendendo ao critério de dimensão máxima $a=2,5b$. Os resultados estão apresentados na tabela a seguir.

Sapata	Pilar	Sapata	Pilar
1	1	21	53
2	2	22	35
3	3	23	46
4	4	24	44
5	5	25	32
6	10	26	29
7	9	27	38
8	24	28	31
9	36	29	61
10	51	30	27
11	52	31	26
12	58	32	50
13	59	33	60
14	62	34	25
15	7	35	47
16	55	36	49
17	56	37	37
18	57	38	33
19	8	39	34
20	54	40	6

Tabela 2 – Associação entre Sapatas e Pilares.

Pilar	Fz (tf)	a (m)	b (m)	Pilar	Fz (tf)	a (m)	b (m)
P 1	43,11	1,5	1,5	P 36	0,45	0,8	0,8
P 2	42,57	1,5	1,5	P 37	157,59	2,9	2,9
P 3	44,64	1,5	1,5	P 38	154,80	2,5	3,2
P 4	40,77	1,5	1,5	P 44	75,42	1,5	2,6
P 5	57,42	1,7	1,7	P 46	89,82	1,8	2,6
P 6	44,82	1,5	1,5	P 47	132,75	2,6	2,6
P 7	13,59	0,9	0,9	P 49	126,45	2,6	2,6
P 8	18,27	1,0	1,0	P 50	88,65	2,2	2,2
P 9	9,81	0,8	0,8	P 51	11,70	0,8	0,8
P 10	7,92	0,8	0,8	P 52	7,92	0,8	0,8
P 24	12,33	0,8	0,8	P 53	25,11	1,2	1,2
P 25	134,28	2,6	2,6	P 54	22,32	1,1	1,1
P 26	95,31	2,2	2,2	P 55	13,86	0,9	0,9
P 27	83,25	2,1	2,1	P 56	14,76	0,9	0,9
P 29	178,11	2,5	3,6	P 57	15,93	0,9	0,9
P 31	53,91	1,7	1,7	P 58	10,35	0,8	0,8
P 32	84,33	1,8	2,4	P 59	7,38	0,8	0,8
P 33	182,61	3,6	2,6	P 60	99,81	2,3	2,3
P 34	45,54	1,6	1,6	P 61	58,86	1,8	1,8
P 35	27,72	1,2	1,2	P 62	2,25	0,8	0,8

Tabela 3 – Dimensões das sapatas calculadas com base no método de ALONSO (1983), com capacidade de suporte do solo igual a 20tf/m².

No ambiente do TQS e com o projeto estrutural já modelado, importa-se o projeto estrutural para o geotécnico. Na pasta Infraestrutura, insere-se o arquivo gerado anteriormente, no qual ocorreu a modelagem das sapatas. Deve-se, nesta etapa, editar os critérios de projeto.

5.1.1 Critérios de projeto

O primeiro critério editado é o SPT máximo, que como orientação do próprio software, usa-se o valor de cinquenta para máximo e um para mínimo. Na edição dos valores de sondagem do terreno só serão aceitos valores de SPT dentro deste intervalo. Estes valores definidos e orientados pelo próprio software advêm de

critérios e métodos utilizados pelo software para o cálculo dos Coeficientes de Reação Vertical e Horizontal no solo CRV e CRH. Na modelagem utilizando-se do recurso de inserção de sapatas isoladas, objeto deste estudo de caso, é utilizado o método do Valor Padronizado – Tipo de solo (Tensão Admissível). As outras edições dos valores utilizados neste método foram alterados na sequência e as demais tabelas com os valores de constantes não foram alterados.

Como forma de entrada dos dados geotécnicos, deve-se criar um arquivo de sondagem. Para tanto, deve-se editar os dados com as informações das sondagens do terreno em estudo, conforme o Anexo I.

A figura 8 ilustra a tela de edição de sondagem, na qual é possível indicar a profundidade do nível d'água e as resistências de penetração do amostrador padrão do SPT para as camadas de solo.

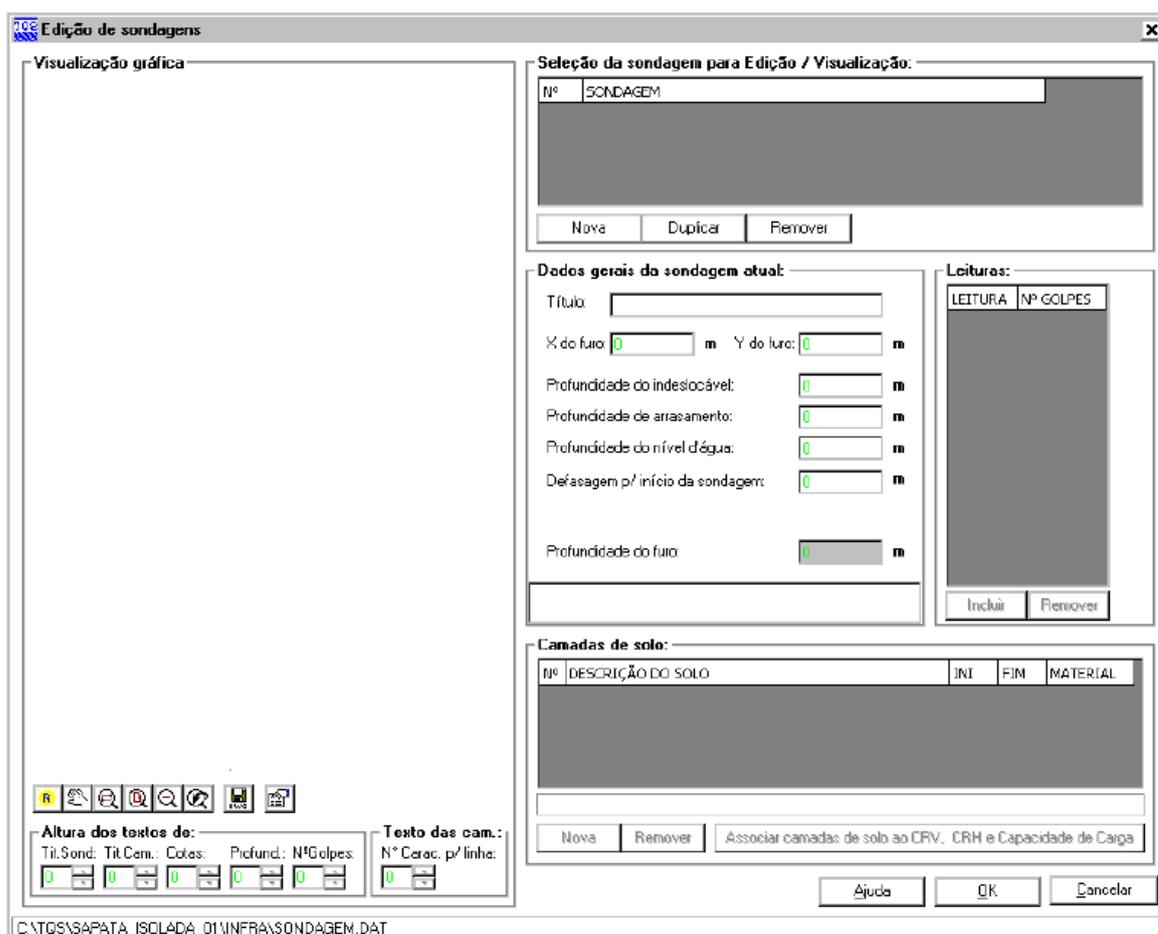


Figura 8 – Tela de edição dos dados da sondagem antes dos lançamentos dos pontos.

FONTE: TQS INFORMÁTICA LTDA. (2007), p. 16

Nesta etapa, não se informa somente os valores de SPT, mas também os dados dos tipos de camadas de solo ligados a cada número de SPT.

A figura 9 mostra a tela de edição de sondagem com os dados do furo já lançados no sistema.

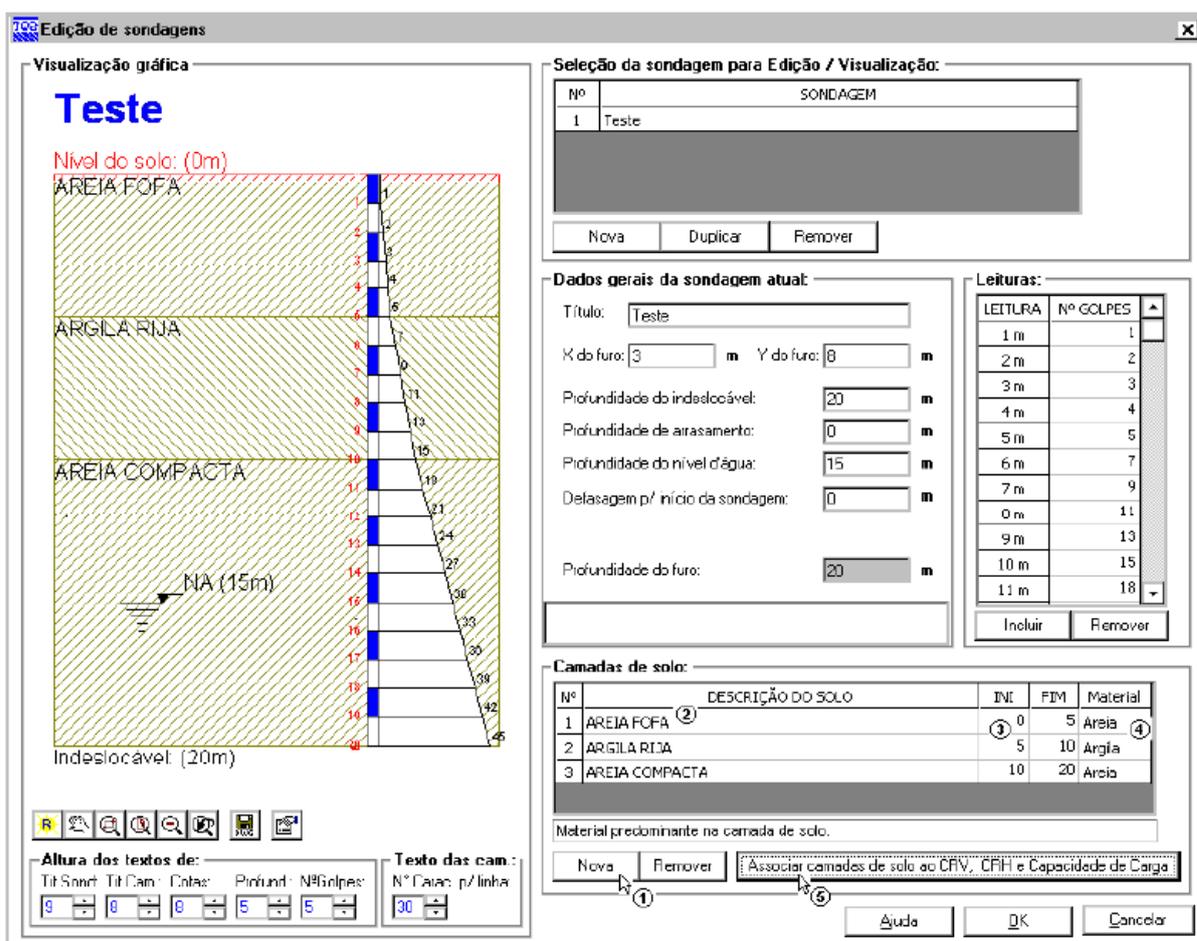


Figura 9 – Tela de edição dos dados da sondagem após lançamento dos pontos.

FONTE: TQS INFORMÁTICA LTDA. (2007), p. 16

É nesta etapa, portanto, que o software associa as tensões admissíveis com o tipo de solo no qual a estrutura se apoiará. Como se pode observar, cada trecho de solo é associado a um tipo de solo, conforme banco de dados com características de solo do próprio software (figura 10).

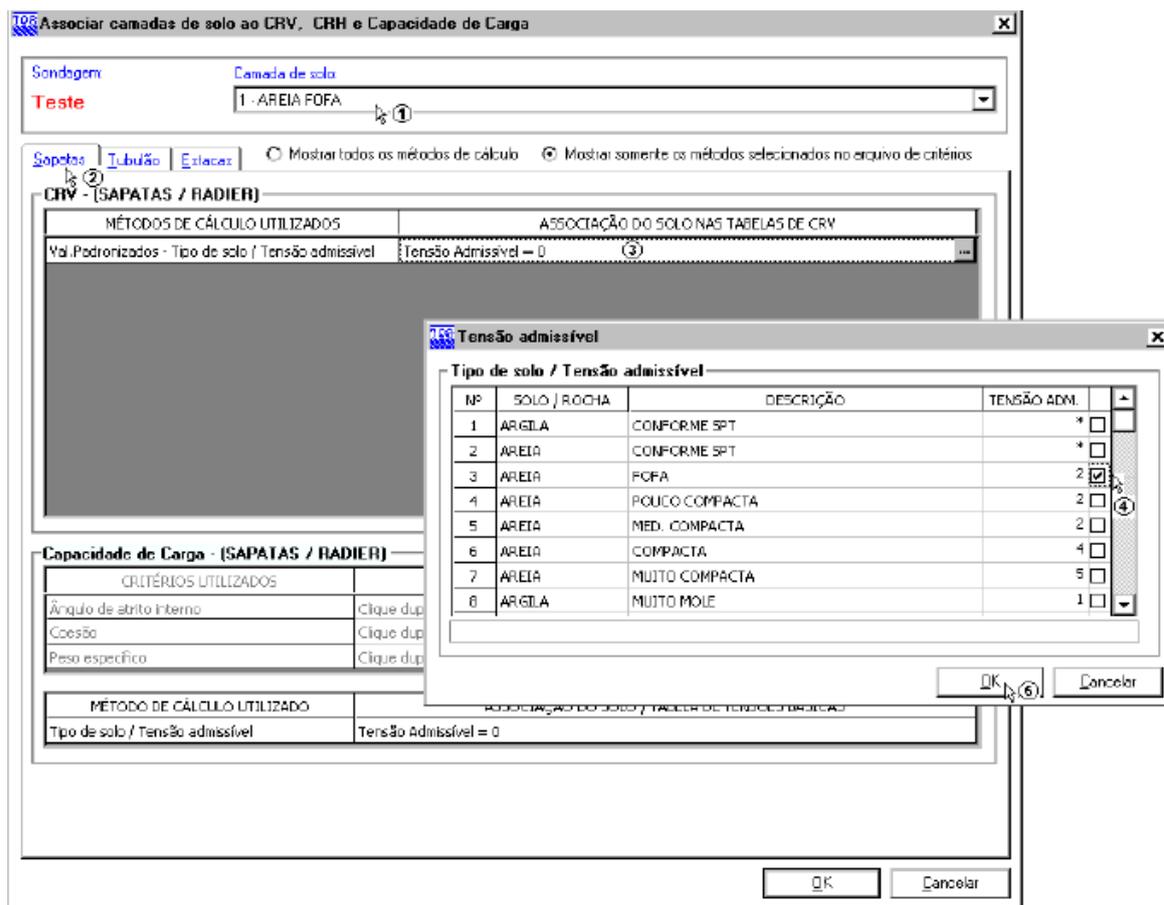


Figura 10 – Tela de edição das características do solo.
FONTE: TQS INFORMÁTICA LTDA. (2007), p. 16

Após a entrada dos dados do solo, deve-se associar as sapatas à estrutura. Para tanto, o software utiliza-se de um “Editor de Sapatas”. Quando se acessa o “Editor de Sapatas Isoladas”, no entanto, o programa lê os pilares e verifica se há alguma fundação associada a eles. Não encontrando, por sua vez, o editor verifica a existência de uma arquivo de dados de sapatas isoladas. Não existindo esse arquivo e com a inexistência de qualquer tipo de fundação associada, como no caso deste estudo de caso, o editor concede a possibilidade do usuário criar novas informações de sapatas, função esta do especialista em geotecnia que atribui tal definição.

Como primeiro passo para a inserção da fundação deve-se informar ao sistema a diferença entre o nível de referência geotécnico e o nível de referência estrutural (Δ). Nesta etapa, apesar do software indicar como padrão considerar sempre o ($\Delta=0$), devido a forma de execução das sapatas em obra, houve necessidade de subir a referência geotécnica em 40cm, ou seja, subir toda a

sondagem em quarenta centímetros, para que desta forma, o sistema reconheça que a base da sapata se apoiou em uma camada de solo 40cm abaixo do referencial estrutural. Tal diferença ocorreu pois o projeto de arquitetura e a referência de nível da sondagem adotaram referenciais diferentes 40cm entre si. Para o ajuste dessas diferenças de nível, recorre-se a edição de dados gerais, conforme pode ser visualizado na figura 11.

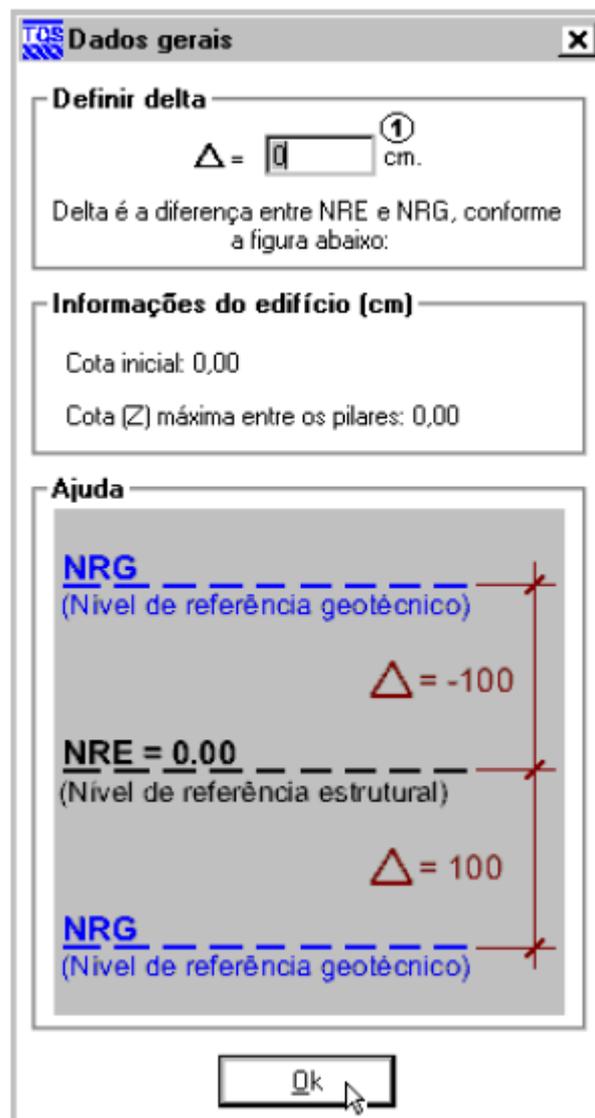


Figura 11 – Tela de correção das referências dos projetos estrutural e geotécnico.

FONTE: TQS INFORMÁTICA LTDA. (2007), p. 16

Como sequência do procedimento de criação da fundação para a estrutura, deve-se adicionar as sapatas a todos os pilares da estrutura. Os pilares encontram-

se disponíveis na tela “Adicionar Sapata”. As sapatas, portanto, foram criadas nas bases de cada pilar e suas dimensões são aquelas criadas a partir das cargas iniciais de cada pilar. O software já possui configuração para calcular a Cota de Assentamento da Sapata. O editor obtém a cota de onde nasce o pilar do projeto estrutural e soma a altura da sapata, indicada durante o lançamento das sapatas isoladas.

5.2 Processamento – Modelo Conjunto Fundação e Estrutura

Inicia-se, portanto, o processamento para cálculos das CRV's e CRH's das sapatas e a resolução dos pórticos da estrutura, após a entrada de todos os dados geotécnicos e associação de sapatas isoladas. É possível, nesta etapa, determinar os processamentos de cálculo que serão realizados pelo *software*. A fim de garantir a leitura adequada de todos os resultados e obter informações suficientes para se certificar da necessidade de realizar mais um processo iterativo, foram utilizadas todas as etapas como: Cálculo dos CRV's e CRH's, Desenhar Sondagens, Desenhar planta de fundações, Desenhar cortes, Desenhar CRV's e CRH's, Geração e Processamento de Pórticos Espaciais, Tratamento das Lajes como Modelo Estrutural de Grelhas, Emissão de resultados (gráficos e relatórios) e Verificação em ELU e ELS.

Após o processamento, os relatórios gerados pelo programa podem ser facilmente visualizados. Foi analisado basicamente a distribuição dos recalques e das tensões no solo.

Após o primeiro processamento e a interpretação dos resultados, exporta-se novamente o projeto estrutural para o geotécnico. Desta vez, as cargas nas bases dos pilares são geradas pelo primeiro processamento do modelo conjunto, que pelo rearranjo do solo, deverá apresentar um rearranjo de tensões, as quais serão transmitidas para toda a estrutura.

Para que estas novas tensões possam ser analisadas, entra-se com os dados geotécnicos, ou seja, todo o processo é repetido até o processamento do modelo conjunto. Através da leitura dos novos dados, percebe-se que ainda houve diferença significativa nos valores de deslocamento e, portanto, uma nova iteração

deve ser realizada. No desenvolvimento do estudo de caso houve a necessidade de realizar três iterações até que os valores de recalques estabilizassem na ordem de grandeza de 3mm. A partir da leitura dos três processos iterativos, parte-se para uma análise mais criteriosa dos resultados de todas as etapas de cada processamento a fim de analisar corretamente as vantagens da utilização do método SISE's a despeito do método convencional de modelagem estrutural.

6. DISCUSSÃO E RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir da comparação da modelagem do edifício sem e com interação solo estrutura, bem como a análise e discussão dos resultados obtidos através da utilização do SISE e das possíveis vantagens da utilização desse método, conforme os três pontos levantados no capítulo de metodologia deste trabalho.

6.1 O comportamento real da estrutura

Uma das evidências mais importantes do benefício de se usar o SISE's é a demonstração do real comportamento de uma estrutura. De acordo com CHAMECKI (1969), as estruturas de concreto armado são chamadas de estruturas visco-elástica e sua rigidez depende da velocidade de progressão dos recalques, ou seja, uma estrutura de concreto armado não se trata de uma formação de rigidez infinita, conforme propõe o método convencional de cálculo estrutural, o qual considera os apoios da estrutura indeslocáveis.

O SISE's deixa claro tal comportamento quando emite os relatórios de recalque e reações de apoio da estrutura. Consegue-se perceber que há um rearranjo da rigidez da estrutura a cada processo iterativo. As reações e os deslocamentos dos apoios migram de um pilar para o outro até a estrutura atingir a sua estabilidade.

Ainda, na distribuição dos recalques e das reações de apoio da estrutura pode-se verificar que as reações de apoios são ligeiramente menores nas sapatas as quais os deslocamentos são maiores. Nas figuras abaixo, a região retangular com gradiente de cor ilustra o terreno (figura 12), ou sapata (figura 13), e ao lado direito destas, está apresentada a escala para valores de recalques, em cm, e reações, respectivamente.

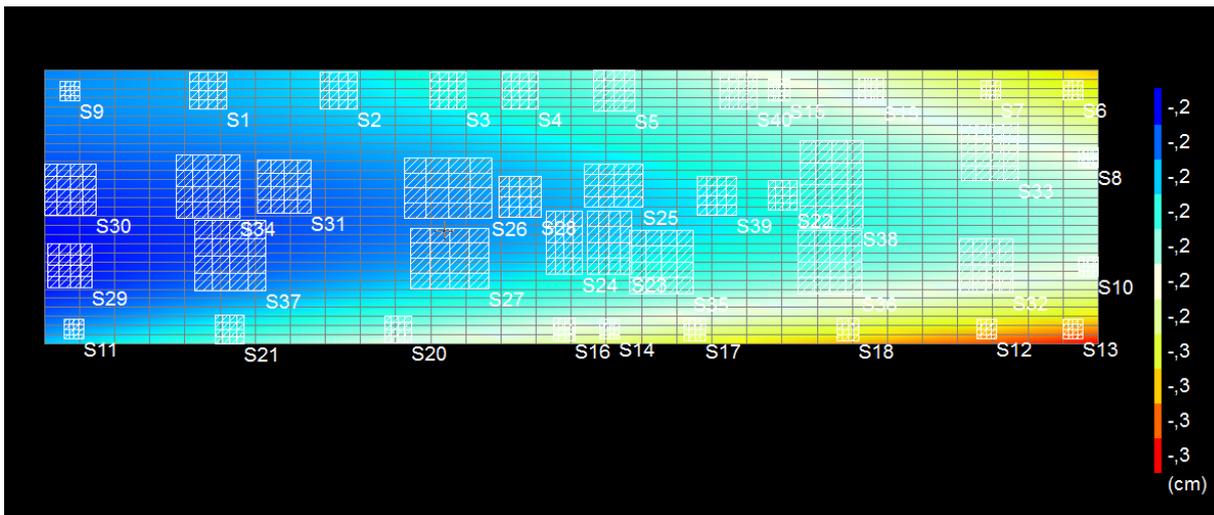


Figura 12 – Apresentação dos recalques após estabilização das deformações no solo.

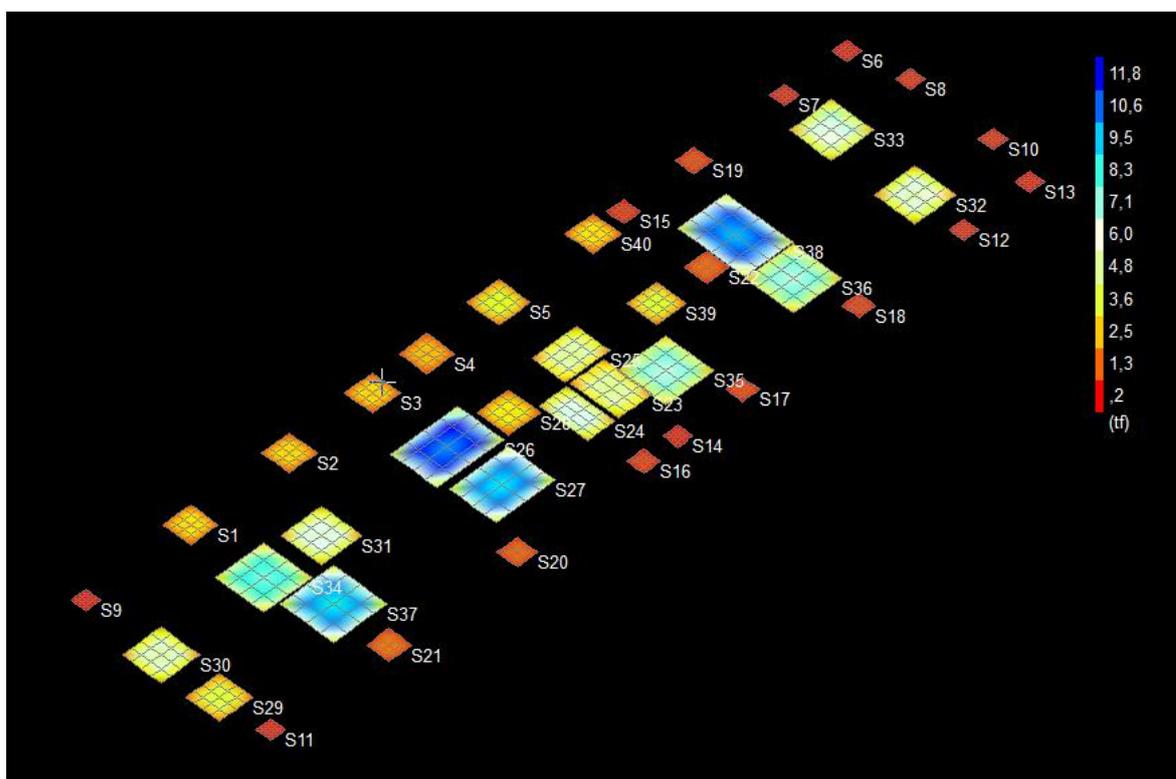


Figura 13 – Apresentação das reações do solo na estrutura após estabilização das deformações no solo.

Pode-se destacar como exemplo a Sapata 13 (com valores indicados na tabela 2), que se encontra na região de maior recalque da estrutura e apresenta reação de apoio igual a 9,4 tf, um dos menores valores de reações de apoio de toda a estrutura, conforme se pode observar no Gráfico 1.

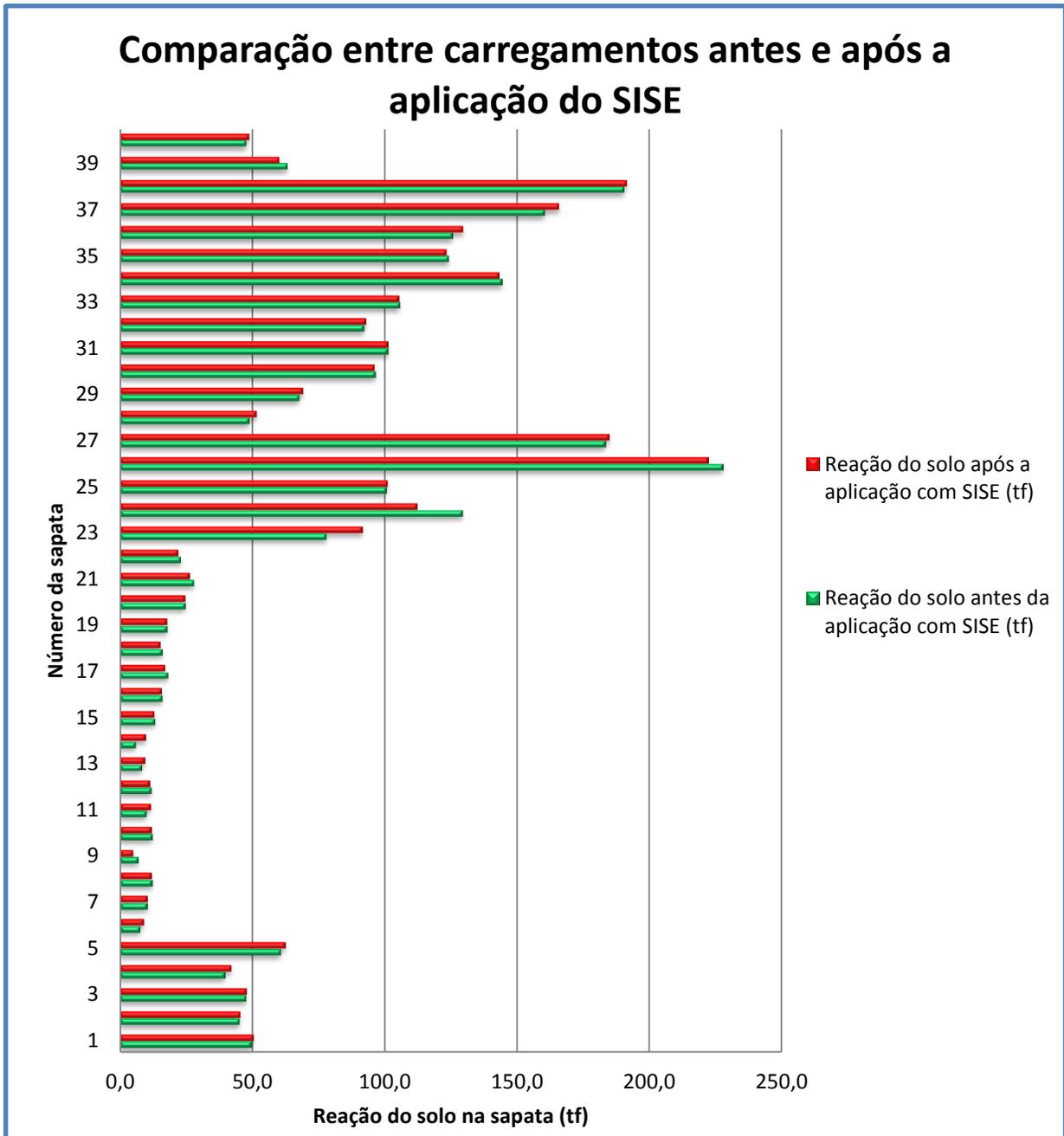


Gráfico 1 – Comparação entre carregamentos antes e após a aplicação do SISE.

Também é possível verificar as diferenças nos carregamentos antes e após a aplicação com SISE. Os valores de reação das sapatas com variações superiores a 5% foram selecionados e apresentados abaixo:

SAPATA	CARGA SEM SISE	CARGA COM SISE	Diferença % entre cargas
	Fz Máx. ELU (tf)	Fz Máx. ELU (tf)	com e sem SISE
4	39,7	42,1	-5,70%
6	7,7	9,0	-14,44%
9	6,9	5,0	+27,54%
11	9,9	11,7	-15,38%
13	8,2	9,4	-12,77%
14	5,9	9,7	-39,18%
17	18,1	17,0	+6,08%
21	28,0	26,3	+6,07%
23	77,9	91,6	-14,96%
24	129,4	112,2	+13,29%
28	48,8	51,5	- 5,24%

Tabela 4 – Elementos estruturais com maiores variações de reação após aplicação do SISE.

Pode-se perceber, portanto, que a diferença mais significativa dos resultados do projeto com e sem SISE se deve ao fato de que o método da interação solo-estrutura provoca um rearranjo da estrutura como um todo. Pode-se observar que os acréscimos e decréscimos das reações de apoio seguem um padrão de distribuição dos recalques no solo. Pode-se tomar como exemplo a sapata 24 – tabela 2 – que apresentou uma diminuição considerável de valor de reação uma vez que se encontra em uma região de valor considerável de recalque. No entanto, pode-se notar que as diferenças nos valores de reações de apoio foram bem uniformes, uma vez que a distribuição dos recalques nos resultados da última interação também foram uniformes.

Esperava-se que sapatas de menores geometrias, como a sapata 14, apresentassem uma redução de valor de reação, uma vez que quanto maior a pressão que a sapata causa no solo maior o deslocamento, e conseqüentemente, menor a reação. No entanto, há uma limitação nas dimensões das sapatas, pois, segundo ALONSO (1983) nenhuma sapata poderá apresentar qualquer dimensão em planta (a ou b) inferior a 80cm. O resultado, conforme pode-se verificar na tabela 3, foi o inverso do esperado, pois a limitação das dimensões em planta da sapata causou uma diminuição de pressão na região de recalque e conseqüentemente, um aumento na reação.

Observa-se, portanto, que os maiores impactos da variação de carga ocorrem nos elementos com menor reação, chegando a uma variação de 40%, analisando ainda o caso da sapata 14. Tal fato pode implicar em uma alteração sensível no dimensionamento desses pilares.

Esse aumento de reação nas sapatas de menor dimensão, por sua vez, hipoteticamente poderia, no caso da forma tradicional de elaboração de projetos de edifícios, aumentar o recalque no projeto geotécnico.

6.2 Comparação entre totais de aço e concreto

Ao se verificar os resumos estruturais na modelagem sem interação solo-estrutura e após a estabilização dos recalques (3ª interação), é possível notar diferenças significativas principalmente nas quantidades de aço do pavimento térreo Gráfico 3. De acordo com os conceitos estruturais, os pilares do pavimento térreo são os que nascem sobre as sapatas e sustentam as vigas e lajes do térreo, conforme Figura 14, e que devem demonstrar maiores variações de resultados, de acordo com GOSHY (1978).

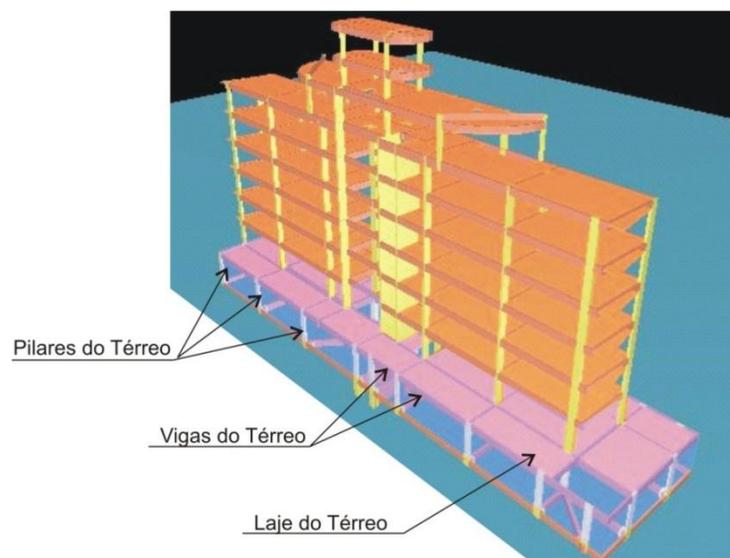


Figura 14 – Corte esquemático; área diferenciada representa região de análise – Pavimento Térreo.

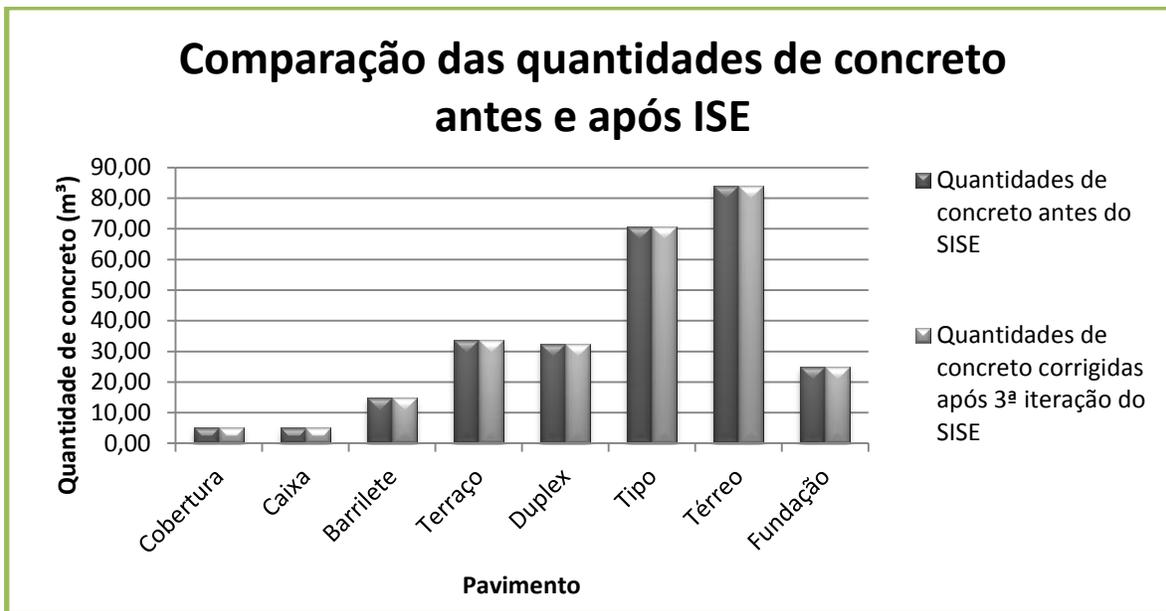


Gráfico 2 – Comparação das quantidades de concreto antes e após SISE.



Gráfico 3 – Comparação das quantidades de aço antes e após SISE.

Como se pode observar no gráfico 2, as variações nas quantidades de concreto são pouco significativas para esta análise, pois optou-se por manter as dimensões dos principais elementos estruturais, deixando a variável aço para comparação. As

quantidades de aço no térreo apresentam um decréscimo significativo na quantidade, no qual a análise se concentrou, conforme pode ser visualizado no gráfico 3. Como o *software* apresenta as quantidades separadas em pilares, vigas e lajes, foram comparadas as variações nas quantidades em cada elemento estrutural no pavimento em questão para verificar como se deu a reorganização dos esforços na estrutura.

	Aço (kg)			
	Pilares	Vigas	Lajes	TOTAL
Térreo Sem SISE	2409,05	6299,40	5915,60	14624,40
Térreo Com SISE	2130,30	6386,90	5907,90	14425,10
Variação (%)	11,57%	-1,37%	0,13%	1,36%

Tabela 5 – Variação nas quantidades de armaduras de aço nos elementos estruturais do térreo, antes e após aplicação do SISE.

A variação na quantidade de aço nos pilares do térreo demonstra como projetos realizados sem a iteração solo-estrutura, de certa forma, majora as quantidades de aço. A hipótese provável para tal é a consideração de que o sistema rígido tradicional traz como consequência valores maiores de esforços na estrutura.

6.3 Análise detalhada em elementos estruturais

Com base nos resultados apresentados no item 6.2, se fez uma análise mais detalhada dos elementos solicitados, identificando os pontos que sofreram maiores reduções nas quantidades de armadura de aço. Como referência, foram analisados os pontos com maiores variações de carga, conforme Tabela 5.

Como a quantidade de pilares de estrutura não coincide com a quantidade de sapatas – esta última sendo menor do que a primeira, devido aos pilares que nascem em transição –, para analisar os pilares, deve-se estabelecer uma correlação entre sapatas e pilares, conforme descrito na tabela 5.

SAPATA	PILAR	Diferença % entre cargas com e sem SISE
4	4	5,70%
6	10	14,44%
9	36	27,54%
11	52	15,38%
13	59	12,77%
14	62	39,18%
17	56	6,08%
21	53	6,07%
23	46	14,96%
24	44	13,29%
28	31	5,24%

Tabela 6 – Correlação entre sapatas e pilares com maiores diferenças de carregamento após a aplicação do SISE.

A partir destas informações, foram selecionados os pilares 62 e 36 para análise das diferenças no detalhamento das armaduras de aço, conforme pode ser verificados nos detalhamentos das armaduras – ver figuras 15 a 18.

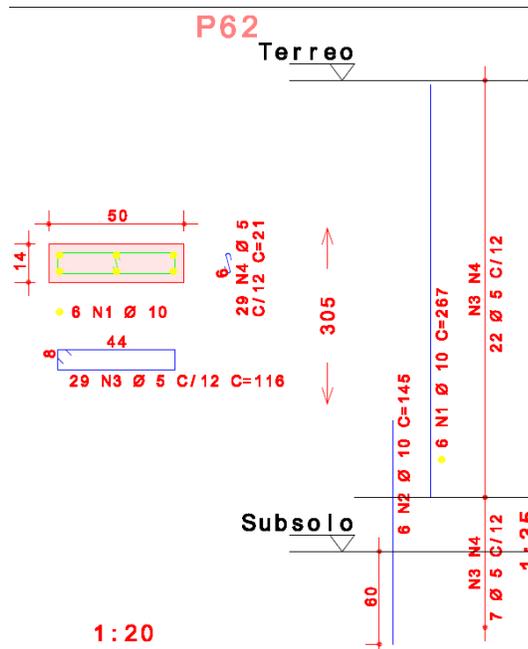


Figura 15 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 62 antes da aplicação do SISE.

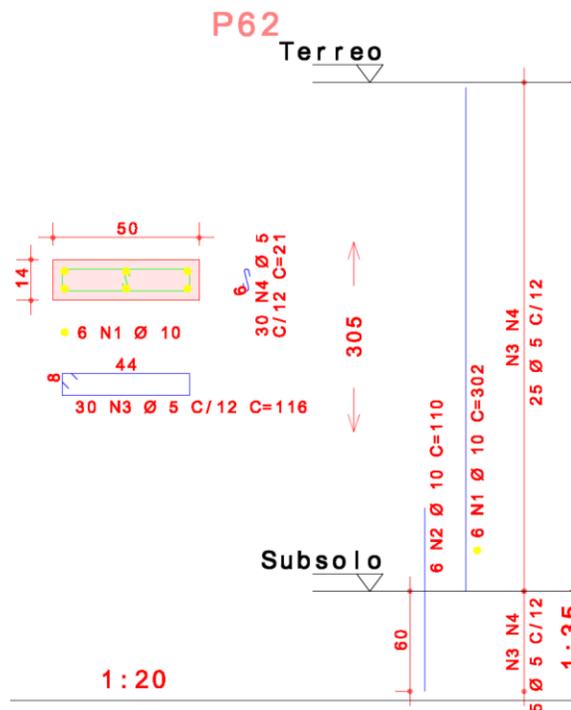


Figura 16 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 62 após a aplicação do SISE.

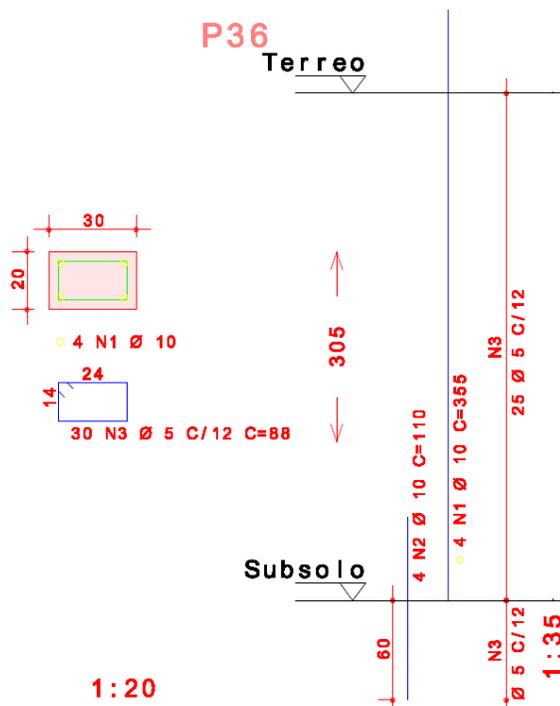


Figura 17 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 36 antes da aplicação do SISE.

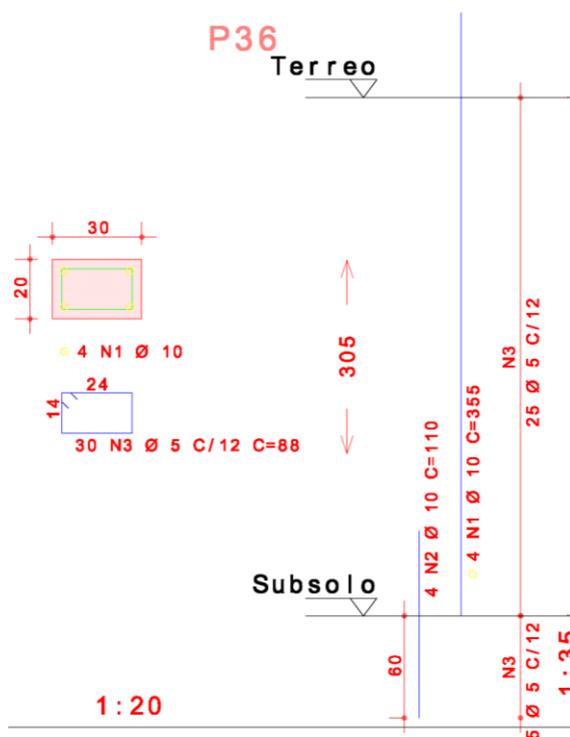


Figura 18 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 36 após a aplicação do SISE.

Analisando o detalhamento das armaduras dos pilares de divisa pode-se perceber que não há uma diferença significativa na variação da quantidade de aço. Isso se deve ao fato de que os pilares de divisa dessa estrutura, por suportar apenas o pavimento térreo, apresentam menor dimensão comparados aos demais. CHAMECKI (1969) afirma que as distribuições de pressão nos apoios de extremidade são maiores do que as distribuições de pressão no centro de uma estrutura, devido a continuidade parcial do solo. Portanto os pilares de extremidade tiveram suas seções majoradas em projeto, pois já se esperava maiores recalques nessas regiões periféricas.

Como princípio básico estrutural, o principal tipo de esforço ao qual um pilar está submetido é a compressão. Portanto, é possível dizer que o concreto é o principal responsável pela resistência dos esforços atuantes no elemento.

Tomando-se como exemplo ainda o pilar 62, de seção 14x50cm (figura 15) e reação antes do SISE de 5,9tf e após aplicação de SISE de 9,7tf (tabela 3), apresenta uma tensão de 14MPa. De acordo com os parâmetros de projeto, a resistência do concreto utilizado é de 30MPa (conforme descrito no item 5). Portanto, neste caso, o material que está resistindo a essa variação de reação é o concreto e não o aço.

Levando-se em consideração de que apesar dos elementos que sofreram maior variação de carga não apresentarem variação na área de aço, a redução na quantidade de aço apresentada nos pilares no pavimento térreo (conforme tabela 4) existe, portanto ela ainda deve ser investigada.

Uma análise aprofundada em cada elemento estrutural mostra que uma parte das diferenças se encontra nos pilares 2, 3 e 4, conforme pode ser visualizado nas figuras 19 a 24.

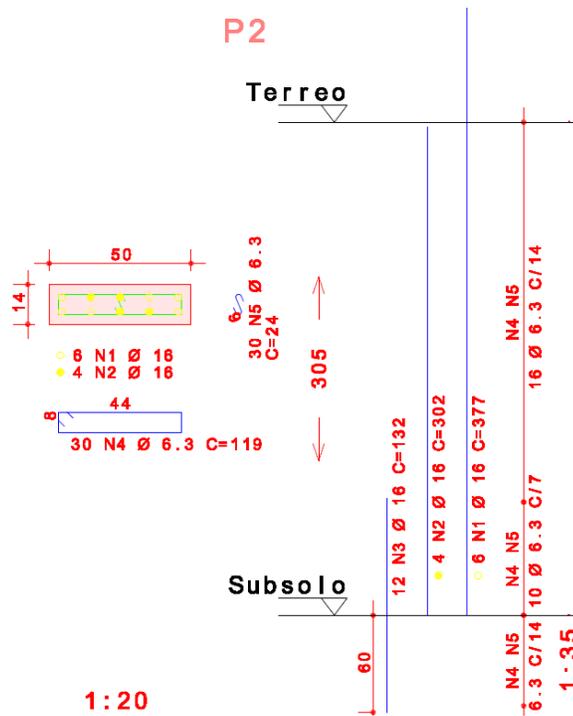


Figura 19 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 02 antes da aplicação do SISE.

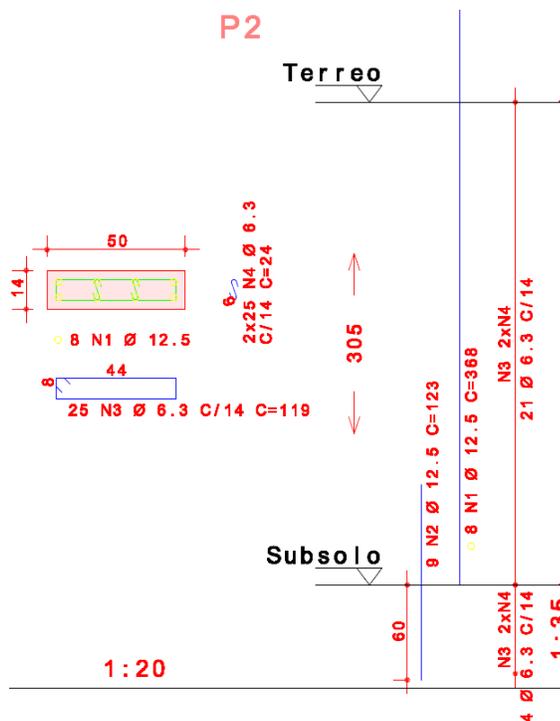


Figura 20 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 02 após a aplicação do SISE.

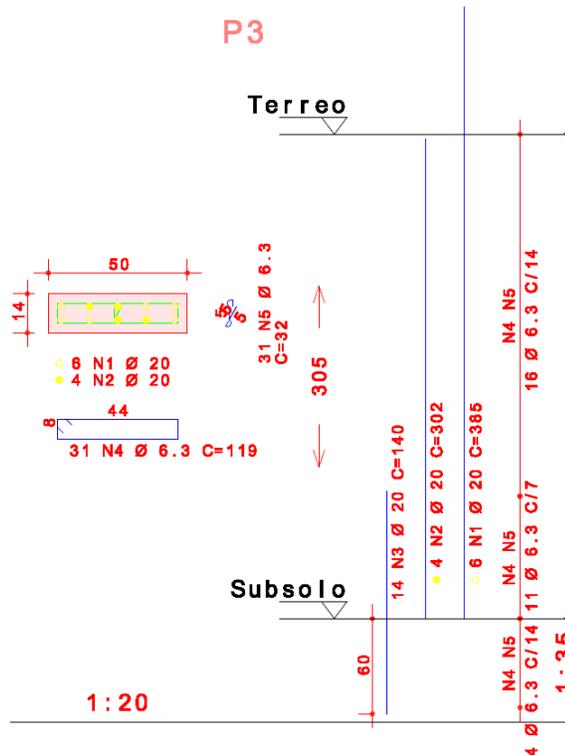


Figura 21 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 03 antes da aplicação do SISE.

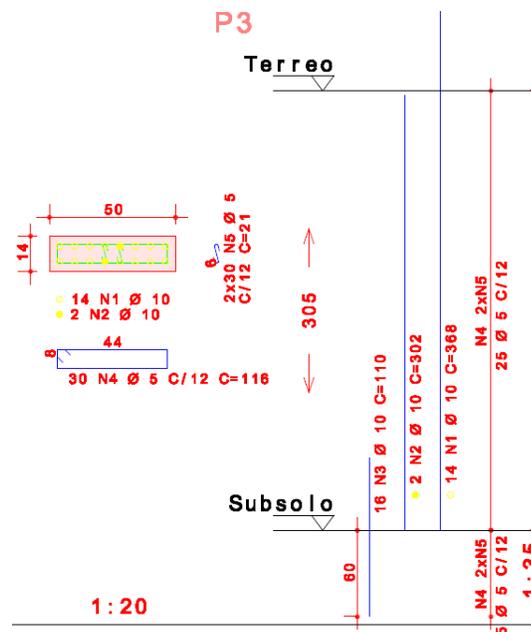


Figura 22 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 03 após a aplicação do SISE.

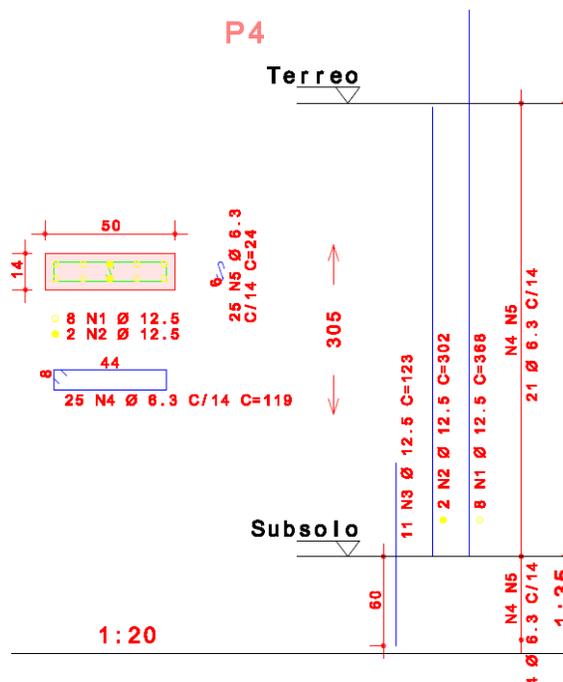


Figura 23 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 04 antes da aplicação do SISE.

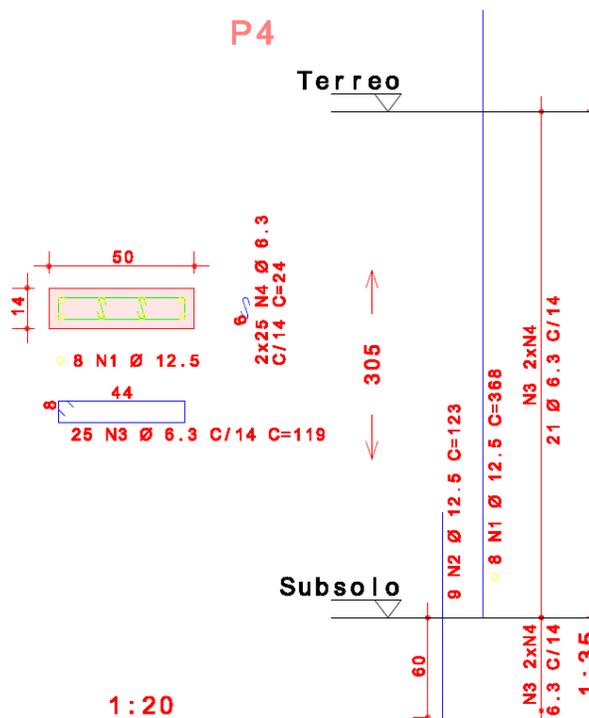


Figura 24 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 04 após a aplicação do SISE.

Em uma análise convencional podia-se esperar que os pilares 2, 3 e 4 apresentassem um aumento na área de aço por estarem localizados em uma região de menor recalque e devido à transferência de esforços dos pilares da região de maiores deslocamentos (fundos do terreno) para os pilares da região de menores deslocamentos (frente do terreno), conforme a figura 12.

No entanto, a existência do elemento P29, mais rígido, nas proximidades desses pilares, acabou por causar a transferência dos esforços para si, prevalecendo-se sobre o efeito esperado inicialmente.

A comprovação do maior índice de rigidez do P29 com relação aos P2, P3 e P4, pode ser demonstrada através de vários fatores, como sua maior seção de concreto, maior área de contato com o solo (maior área de base de sapata) e aumento na área de aço após aplicação do SISE. Essa última afirmação pode ser validada a partir da comparação entre as figuras 25 e 26.

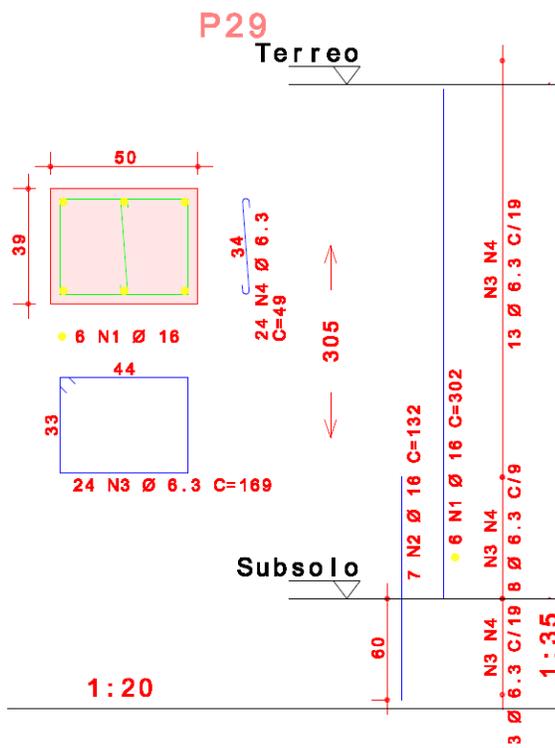


Figura 25 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 29 antes da aplicação do SISE.

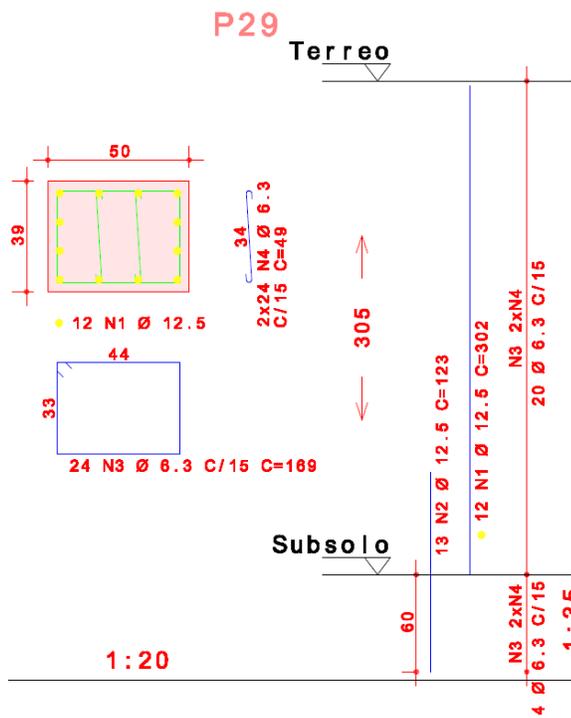


Figura 26 – Detalhamento das armaduras de aço do Pilar 29 após a aplicação do SISE.

6.3.1 Análise das vigas

Embora a quantidade de armadura nas vigas não tenha se alterado significativamente em sua totalidade, é necessário analisar um elemento de viga para verificar a possibilidade de as armaduras deste elemento terem sido modificadas após a aplicação do SISE.

Para análise, foi escolhida a viga 117 da lateral do prédio, que tem uma extensão praticamente igual à do terreno, passando por partes com maiores e menores resultados de recalques.

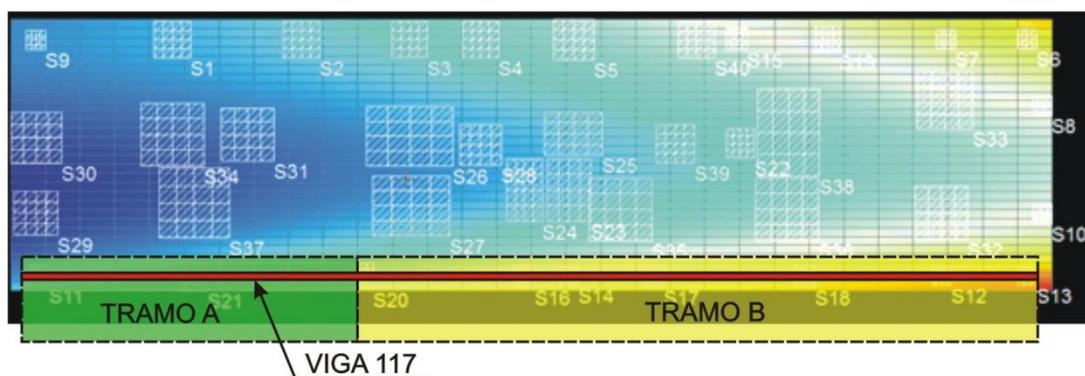


Figura 27 – Localização da Viga 117 e posição dos cortes para detalhamento das armaduras antes da aplicação do SISE.

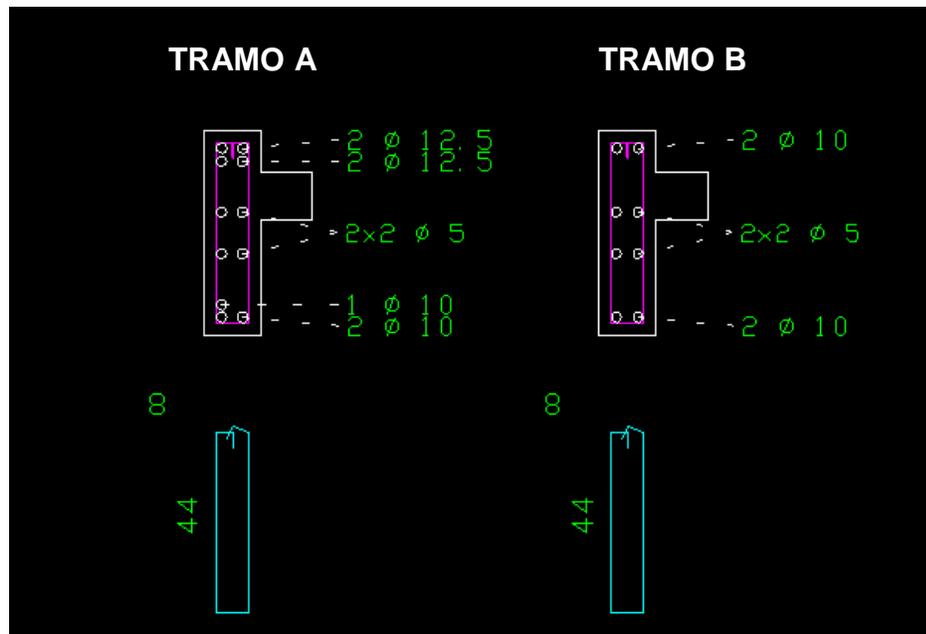


Figura 28 – Detalhamento das armaduras de aço da Viga 117 antes a aplicação do SISE.

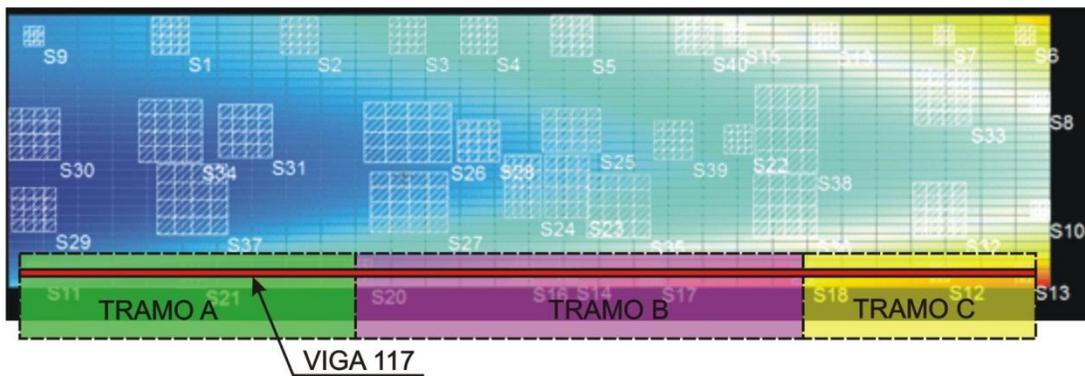


Figura 29 – Localização da Viga 117 e posição dos cortes para detalhamento das armaduras após aplicação do SISE.

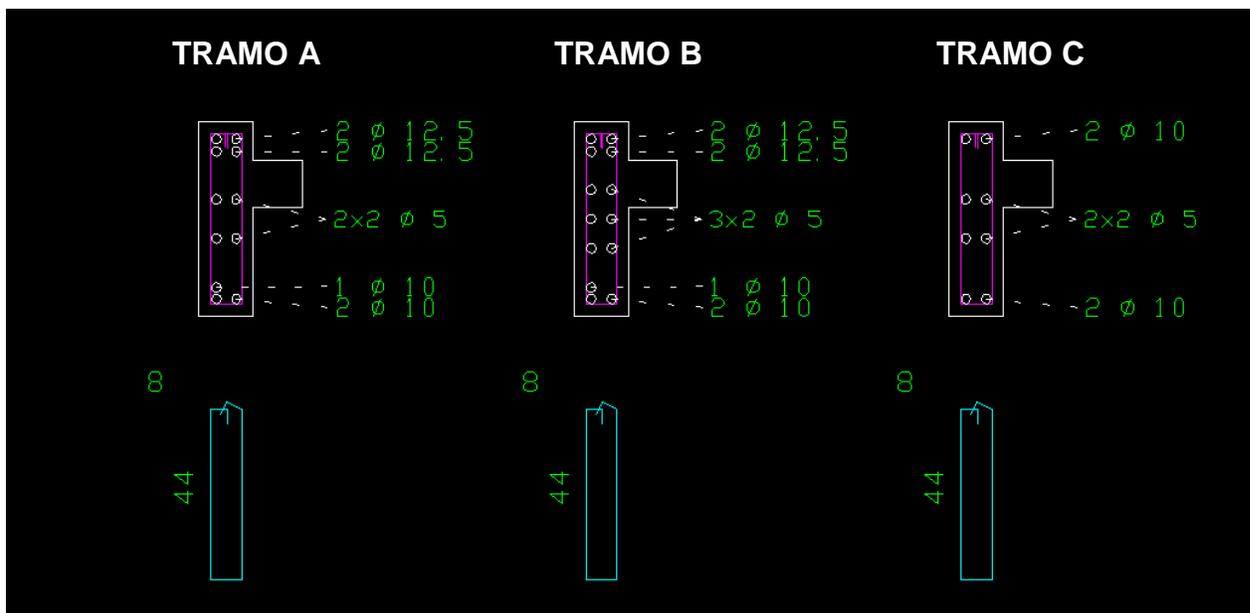


Figura 30 – Detalhamento das armaduras de aço da Viga 117 após a aplicação do SISE.

Conforme pode ser observado, após a interação solo-estrutura, houve um acréscimo de armadura longitudinal na região central da viga, mais conhecida como armadura de pele, que resiste aos esforços de torção. Tal fato fica evidente quando se leva em consideração que o recalque diferencial, que a princípio causaria uma flexão na viga tem seu efeito minimizado pela atuação da laje na estrutura. A resistência que a laje impõe sobre a flexão da viga causa um aumento considerável na torção do elemento analisado.

Apesar desse resultado, não se pode dizer que, de maneira geral, houve uma variação significativa na quantidade de aço das vigas da estrutura, pois a maioria dos esforços considerados na decalagem de uma viga, foram rearranjados dentro da estrutura.

Pela diferença pouco significativa na quantidade de aço nas lajes (tabela 4), essas não serão analisadas.

CONCLUSÕES

Este estudo de caso permitiu a demonstração das vantagens da utilização de um sistema para modelagem com Interação Solo-Estrutura no que diz respeito à representação de um modelo estrutural mais fiel a realidade. No entanto, só pode ser comprovada, neste estudo, a assertividade com relação ao desempenho da estrutura, visto o rearranjo de tensões, reações e deslocamentos. Em contrapartida, o trabalho não se mostrou suficiente para comprovar a possível economia de concreto e aço esperada.

Como visto no capítulo 6, a pequena diferença de 1,36% na quantidade de aço apresentada no pavimento térreo, bem como a quase nula variação nas quantidades de concreto, são insuficientes para sustentar a vantagem da utilização do SISE apenas para um fim de economia.

O SISE concede ao projetista estrutural, uma assertividade efetiva do detalhamento da armadura, uma vez que o sistema durante a modelagem, já considera o rearranjo de esforços causado pela acomodação da estrutura – modelo de comportamento real da estrutura. Não obstante no método de modelagem tradicional, a armadura final dos elementos não está considerando o rearranjo dos esforços característicos do comportamento da estrutura. Portanto, a utilização do Sistema de Interação Solo-Estrutura permite que o detalhamento final do projeto esteja mais compatível com a realidade, trazendo vantagens com relação a menor incidência de patologias prediais, ou seja, torna o projeto mais eficaz.

Por fim, coloca-se como sugestão para trabalhos futuros, o monitoramento *in loco* dos recalques da estrutura modelada com e sem SISE, para que possam ser validados os dados de deslocamentos verticais do edifício conforme a previsão do *software*. Ainda, como sugestões pode-se citar a utilização de outros padrões de edifício para estudos de caso, com ou sem comparação com cargas de modelo de vigas contínuas, bem como a utilização de outros tipos de fundações, como estacas. Pode-se também utilizar-se de informações de características do solo obtidas através de ensaios de placa.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgar Blücher. 1983.

AOKI, N. **Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão**. Recife: III Ciclo de Palestras sobre Engenharia de Fundações, ABMS/NR Nordeste. 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

BARATA, F.. E: **Propriedades Mecânicas dos Solos**. Rio de Janeiro: LTC. 1984.

CHAMECKI, S: **Structural rigidity in calculating settlements**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. v. 82, n. SM-1, p.1-19. 1956.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des foundations em tenant compte de l'interaction des structures et du sol**. Annales de l'ITBTP. N° 261. 1969.

GOSHY. B: **Soil-foundation – structure interaction**. Journ. Structural Division ASCE, v.104, ST-5, p. 749-761. 1978.

GUSMÃO. A. D: **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações**. Solos e Rochas. São Paulo. v. 17, n. 1, p. 47-55. 1994.

IWAMOTO, R. K: **Alguns aspectos da interação solo-estrutura – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda** - dissertação de mestrado. Universidade de São Carlos. 2000.

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

RIBEIRO, D. B. e PAIVA, J. B. : **An Alternative multi-region bem technique for three-dimensional elastic problem.** *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 33(4): 499-507. 2009

SCHNAID, F: **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos. 2000.

TERZAGHI, K. PECK, R. B: **Soil Mechanics in engineering practice.** John Wiley and Sons. Nova Iorque. 1. Ed. 1948.

TQS INFORMÁTICA LTDA: **SISEs – Sistema de Interação Solo-Estrutura – Manual de Exemplos.** TQS. São Paulo. 2007.

ANEXO I – SONDAGEM SPT DO TERRENO

São José dos Pinhais, 1 de Fevereiro de 2011

À
Darta Construções Cíveis Ltda



ESTACAS E
SONDAGENS
1984

Obra : R. Nunes Machado, 1128 Rebouças CURITIBA/PR

Certificado N°05/11

SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO

Prezados Senhores :

Temos a satisfação de lhes apresentar os resultados das sondagens à percussão no terreno acima referido. A pesquisa do sub-solo que foi realizada corresponde ao método de sondagem à percussão com circulação d'água como segue:

- 1 - As perfurações foram realizadas com tubos de revestimento de Ø 2.1/2".
- 2 - O ensaio de penetração padrão (SPT), com amostrador tipo Terzaghi-Peck de Ø 2" de Ø externo e Ø 1.3/8" de Ø interno foi realizado penetrando-se o amostrador em 45 centímetros a cada metro com um peso de 65 Kg, caindo a uma altura fixa de 75 centímetros.
- 3 - Contando-se separadamente o número de golpes necessários para penetração a cada trecho de 15 centímetros, apresentamos no ensaio de penetração, na primeira e segunda coluna os golpes necessários para penetração dos trinta centímetros iniciais e na segunda e terceira coluna os trinta centímetros finais que avaliam a resistência do solo.
- 4 - Na última coluna indicamos a profundidade das diversas camadas, de uma maneira absoluta, que poderá ser referenciada ao R.N. indicado na planta de situação, cujas cotas iniciais dos furos a elas se referem.
- 5 - A classificação realizada de acordo com a coleta de amostras semi-deformadas do amostrador tem suas profundidades indicadas nos círculos numéricos.
- 6 - Nos perfis individuais foi anotado ainda a existência ou não do nível d'água que ascende na perfuração. A correta verificação do nível d'água deverá ser feito através de um poço de maior diâmetro.
- 7 - Fazem parte dos desenhos anexos a planta de situação, com referência ao RN adotado e os perfis individuais.
- 8 - As amostras do solo ficarão à disposição até 05 (cinco) dias da data de entrega do certificado de sondagem em nossos escritórios.

Estas sondagens de simples reconhecimento são indispensáveis e suficientes, na maioria dos casos; entretanto, em função da natureza do solo ou da obra, deverão ser complementados por outros ensaios geotécnicos específicos para cada caso.

Nos colocamos à disposição de V.Sas., subscrevemo-nos com elevada estima e consideração.

Atenciosamente

Roberto Damiani Cardoso
Resp. Técnico N° 4849-DCrea 7° Reg.

Escoll - Engenharia de Solos e Concretos Ltda.
Rua David Campista, 200 - Afonso Pena - Fone/Fax: 3382-2124 - CEP:83045-060 - São Jose dos Pinhais - PR

São José dos Pinhais, 1 de Fevereiro de 2011

Cliente: Darta Construções Civas Ltda

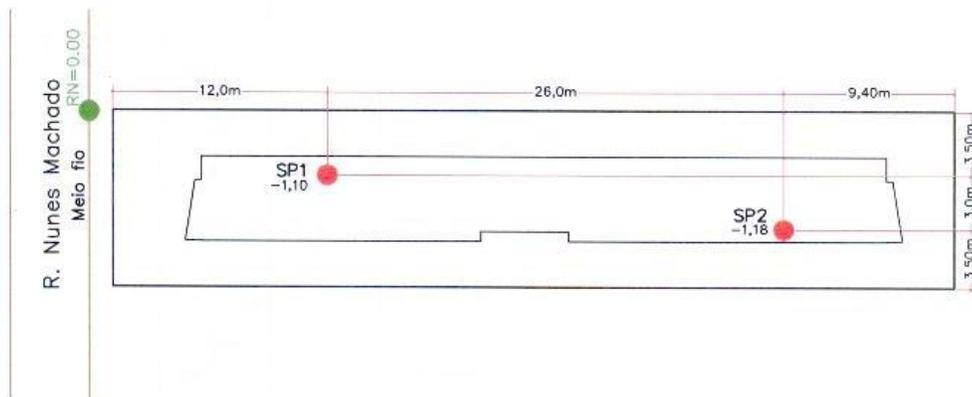
Obra: R. Nunes Machado, 1128

Certificado: N°.05/11



ESTACAS E
SONDAGENS
desde 1988

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM



Eng. Resp.
Roberto Damiani Cardoso

Desenhista
Carlos

Nº Desenho
05/11

Data
01/02/2011

Escala
Sem

José dos Pinhais, 1 de Fevereiro de 2011

Cliente : Darta Construções Civis Ltda

Obra : R. Nunes Machado, 1128

Bairro: Rebouças

Cidade: Curitiba

Certificado: N°.05/11



ESTACAS E
SONDAGENS
desde 1988

SONDAGEM N°. 1

Nível D' água : 0,80 m em 31/01/2011 Cota da Boca do Furo: -1,10 m Início : 28/01/2011 Ø Revestimento = 63.50mm
 Revestimento: 1,00 m Avanço a trado: 1,00 m Fim : 31/01/2011 Ø Amostrador = 34.90mm

COTAS (m)	AMOSTRA	ENSAIO PENETRAÇÃO			SOMA 2° + 3° (15cm)	GRAFICO DO N° DE GOLPES — Iniciais — Finais	Descrição dos Solos (Análise tátil / Visual)
		1° 15cm	2° 15cm	3° 15cm			
0,80	1	1	2	2	4		0,00 - 2,45m = ARGILA, CINZA, MOLE
	2	2	2	2	4		
	3	4	5	8	13		
	4	12	16	18	34		
	5	20	27	**	**		
5	6	23	31	**	**		2,45 - 5,30m = ARGILA ARENOSA, CINZA, RÍJIDA DURA
	7	22	30	**	**		
	8	23	33	**	**		
	9	25	39	**	**		
	10	28	48	**	**		
	11						

Eng. Responsável
Roberto Damiani Cardoso

Obs.: Não foi encontrada pressão d'água durante a sondagem.

Escala
1:100

José dos Pinhais, 1 de Fevereiro de 2011

Cliente : Darta Construções Cíveis Ltda

Obra : R. Nunes Machado, 1128

Bairro: Rebouças

Cidade: Curitiba

Certificado: N°.05/11



ESTACAS E SONDAGENS
DESDE 1968

SONDAGEM N°. 2

Nível D' água : 0,30 m em 31/01/2011 Cota da Boca do Furo: -1,18 m Início : 27/01/2011 Ø Revestimento = 63,50mm
Revestimento: 1,00 m Avanço a trado: 1,00 m Fim : 28/01/2011 Ø Amostrador = 34,90mm

COTAS (m)	AMOSTRA	ENSAIO PENETRAÇÃO			SOMA 2°+3° (15cm)	GRAFICO DO N° DE GOLPES — Iniciais — Finais	Descrição dos Solos (Análise tátil / Visual)
		1° 15cm	2° 15cm	3° 15cm			
0,30	1	1	1	1	2		0,00 - 1,45m = ARGILA, MARROM, MUITO MOLE
	2	1	1	2	3		1,45 - 2,45m = ARGILA, CINZA, MOLE
	3	4	6	8	14		2,45 - 3,45m = ARGILA POUCA ARENOSA, CINZA, RUA
	4	5	8	10	18		3,45 - 4,45m = ARGILA, CINZA, RUA
	5	5	23	28	**	**	4,45 - 5,30m = ARGILA SILTOSA C/ PEDREGULHOS, CINZA, DURA
10	6	22	**	**	**		5,30 - 8,20m = SILTE, CINZA, MUITO COMPACTO
	7	24	38	**	**		
	8	28	**	**	**		
	9	28	**	**	**		8,20 - 12,06m = SILTE ARENOSO, CINZA, MUITO COMPACTO
10	32	**	**	**			
11	37	**	**	**			
12	50	**	**	**			
	13						Limite da Percussão

Eng. Responsável
Roberto Damiani Cardoso

Obs.: Não foi encontrado pressão d'água durante a sondagem.

Escala
1:100