INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA DE GRUPO DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM ARGILA MOLE

Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki

2000

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro JESELAY HEMETERIO CORDEIRO DOS REIS

**Dissertação defendida e aprovada em 28-04-2000
pela Comissão Julgadora:**

Prof. Doutor NELSON AOKI(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)

Prof. Doutor MARCIO ROBERTO SILVA CORREA
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)

Prof. Doutor FRANCISCO DE REZENDE LOPES
(Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ)

JOSE CARLOS A CINTRA
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Quando se quer aprender, grandes tragédias são grandes lições.

Quando se quer aprender, as glórias enganam.

Quando se quer aprender, é preciso ver para crer.

Quando se quer aprender, é preciso sonhar para ver,

É preciso se descobrir e descobrir o mundo,

É preciso sonhar, ver e crer quando se quer aprender.

*À todos que, superando os obstáculos,
perseguiram e conquistaram um sonho.*

Ao Sr. Juvêncio Hemetério Neto e à Sra. Francisca Cordeiro da Silva.

AGRADECIMENTOS

A Deus que não se cansa em nos mostrar o caminho da verdade.

Aos meus pais pelo apoio em todos os momentos difíceis.

Ao Prof. Nelson Aoki com quem tive o prazer de conviver e aprender, por sua amizade, orientação acadêmica e profissional.

Ao Eng. Ferdinando Ruzzante por ter cedido os resultados do acompanhamento dos recalques dos três edifícios aqui analisados.

Ao Eng. Valério Almeida pela elaboração do programa de pórtico espacial e pela valiosa amizade.

Ao Prof. Msc. Paulo Gustavo Lins por sua amizade e relevantes sugestões na fase inicial deste trabalho.

Ao Eng. Floriano de Andrade Lima por sua amizade e companheirismo.

Ao geólogo Paulo Maurício Lopes por sua amizade e hospitalidade.

A todos os amigos da turma de Mestrado de 1997 com os quais tive a honra de conviver e trabalhar.

A CAPES pela bolsa de estudos.

Ao departamento de Geotecnia da EESC pela infraestrutura oferecida a pós-graduação, sem a qual, este trabalho não seria possível.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para esta dissertação. A todos, muito obrigado.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE SIMBOLOS	viii
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUÇÃO	1
2. MODELOS REOLÓGICOS UNIDIMENSIONAIS	4
2.1. Modelos reológicos básicos	5
2.1.1. Modelo elástico	5
2.1.2. Modelo Plástico	6
2.1.3. Modelo Viscoso	7
2.2. Modelos Reológicos Compostos	9
2.2.1. Modelo Elasto - plástico	9
2.2.2. Modelo Visco - elástico	13
3. ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	21
3.1. Interação solo - estrutura	22
3.2. Modelagem da superestrutura de edificações	24
3.3. Modelagem do maciço de solos	25
4. COMPORTAMENTO DO SOLO AO LONGO DO TEMPO	34
5. APLICAÇÃO DO MODELO REOLÓGICO DE KELVIN	44
5.1. Modelo reológico de Kelvin	47
5.2. Teorema da reciprocidade	50
6. APLICAÇÃO À UM GRUPO DE EDIFÍCIOS NA CIDADE DE SANTOS/SP	54
6.1 Caracterização geotécnica	54
6.2. Ajuste dos parâmetros do modelo de Kelvin	66
7. REANÁLISE DO GRUPO DE TRÊS EDIFÍCIOS	78
8. ANÁLISE PARAMÉTRICA	104
9. CONCLUSÕES	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
ANEXO 1	131

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	- Comportamento tensão – deformação – tempo (Modelo elástico)	05
FIGURA 2.2	- Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo elástico linear)	06
FIGURA 2.3	- Curva tensão – deformação - tempo para um material rígido plástico	07
FIGURA 2.4	- Representação física do modelo plástico	07
FIGURA 2.5	- Comportamento tensão - deformação - tempo para material viscoso perfeito.	08
FIGURA 2.6	- Representação física do modelo viscoso	08
FIGURA 2.7	- Representação física do modelo elasto - plástico perfeito	09
FIGURA 2.8	- Comportamento tensão deformação de um material elasto - perfeito	10
FIGURA 2.9	- Representação física do comportamento rígido - plástico perfeito	10
FIGURA 2.10	- Comportamento tensão deformação de um material rígido - plástico com encruamento	11
FIGURA 2.11	- Representação física do modelo bi - linear	12
FIGURA 2.12	- Curva de deformação em função do tempo (fluência)	13
	- Curva de tensão em função do tempo (relaxação)	13
FIGURA 2.14	- Representação física do modelo de Maxwell	14
FIGURA 2.15	- Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo de Maxwell)	15
FIGURA 2.16	- Representação física para o modelo de Kelvin	16
FIGURA 2.17	- Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo de Kelvin)	17
FIGURA 2.18	- Representação física para o modelo de Boltzmann	18

	- Modelo de WINKLER	20
FIGURA 3.2	- Fluxo da rotina para interação solo - estrutura (CHAMECKI, 1956)	23
FIGURA 3.3	- Tipos de carregamentos	26
FIGURA 3.4	- Solução de MINDLIN (1936)	27
FIGURA 3.5	- Integração de AOKI E LOPES (1975)	29
FIGURA 3.6	- Integração numérica (AOKI - LOPES, 1975)	30
FIGURA 3.7	- Consideração de grupos de carregamento	31
FIGURA 3.8	- Solo estratificado - modelo de STEINBRENNER	32
FIGURA 4.1	- Modelo de analogia água mola de TERZAGHI.	33
FIGURA 4.2	- Modelo de proposto por Wahls	38
FIGURA 4.3	- Adensamento de uma camada compressível drenada no topo (SHUKLA e CHANDRA - 1995)	38
FIGURA 4.4	- Recalques de longa duração (JANBU - 1994)	40
FIGURA 5.1	- Transformação de Laplace	46
FIGURA 5.2	- Módulo equivalente	49
FIGURA 6.1	- Locação dos pilares	57
FIGURA 6.2	- Locação dos furos de sondagem	58
FIGURA 6.3	- Perfil de sondagem 1	58
FIGURA 6.4	- Perfil de sondagem 2	59
FIGURA 6.5	- Perfil de sondagem 3	60
FIGURA 6.6	- Curva de distribuição para a constante elástica E considerando todos os valores ajustados	64
FIGURA 6.7	- Curva de Distribuição de Viscosidade η considerando todos os valores ajustados.	65
FIGURA 6.8	- Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco A	68
FIGURA 6.9	- Curva de Distribuição de Viscosidade η ajustados com as curvas do bloco A	68
FIGURA 6.10	- Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco B	69

FIGURA 6.11	- Curva de Distribuição de Viscosidade η ajustados com as curvas do bloco B	69
FIGURA 6.12	- Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco C	70
FIGURA 6.13	- Curva de Distribuição de Viscosidade η ajustados com as curvas do bloco C	71
FIGURA 7.1	- Curvas isorecalques – medidos x calculados considerando o efeito do grupo de edifícios (tempo – 938 dias)	76
FIGURA 7.2	- Curvas isorecalques – medidos x recalques calculados desconsiderando o efeito do grupo de edifícios (tempo – 938 dias)	79
FIGURA 7.3	- Curvas isorecalques - calculados – considerando o efeito de grupo x isolados (tempo – 938 dias)	80
FIGURA 7.4	- Curvas isorecalques - calculados – considerando o efeito de grupo x isolados (tempo – 938 dias)	81
FIGURA 7.5	- Curvas isorecalques - calculados com grupo de prédios com interação x sem interação (tempo – 938 dias)	82
FIGURA 7.6	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (39 dias)	83
FIGURA 7.7	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (160 dias)	84
FIGURA 7.8	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (221 dias)	85
FIGURA 7.9	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (349dia)	86
FIGURA 7.10	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (938 dias)	87
FIGURA 7.11	- Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (tempo infinito)	88
FIGURA 7.12	- Curvas isorecalques –medidos x calculados considerando o efeito do grupo de edifícios, a interação solo-estrutura e a	

	variabilidade do maciço de solos (938 dias).	89
	Recalques medidos e recalques calculados considerando o	
FIGURA 7.13	- efeito do grupo de edifícios, a interação solo-estrutura e a variabilidade do maciço de solos (tempo – 938 dias).	90
FIGURA 7.14	- Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional	91
FIGURA 7.15	- Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional	91
FIGURA 7.16	- Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pelo efeito do grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional	92
FIGURA 7.17	- Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pelo efeito do grupo de edifícios com interação solo –estrutura em relação ao calculado com interação solo – estrutura isolado	93
FIGURA 7.18	- Momento fletor no pilar 01A induzido pela interação solo estrutura	93
FIGURA 7.19	- Momento fletor no pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura em relação a calculo convencional	94
FIGURA 7.20	- Momento fletor no pilar 01A induzido pelo efeito de grupo em relação a calculo convencional	94
FIGURA 7.21	- Momento fletor no pilar 01A induzido pelo efeito de grupo em relação a calculo convencional	95
FIGURA 7.22	- Esforço normal no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional.	95
FIGURA 7.23	- Esforço normal ao longo do pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional.	96
FIGURA 7.24	- Esforço normal no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional.	97
FIGURA 7.25	- Esforço normal ao longo do pilar 12 A induzido pela	

	interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional.	97
FIGURA 7.26	- Momento fletor em z no pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura.	98
FIGURA 7.27	- Momento fletor em z no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura	98
FIGURA 7.28	- Momento fletor em z no pilar 01 induzido pela interação solo – estrutura em relação a calculo convencional.	99
FIGURA 7.29	- Momento fletor z no pilar 12A induzido pelo efeito de grupo.	99
FIGURA 8.1	- Modelo estrutural utilizado na análise paramétrica	102
FIGURA 8.2	- Reação de apoio em função do coeficiente de rigidez K_{es} (tempo infinito)	103
FIGURA 8.3	- Recalque máximo em função em função do tempo	103
FIGURA 8.4	- Recalque diferencial máximo em função do tempo	104
FIGURA 8.5	- Coeficiente de rigidez em função do recalque máximo induzido pela interação solo –estrutura.	104
FIGURA 8.6	- Efeito de construções vizinhas – carregamento simultâneo	106
FIGURA 8.7	- Efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo	106
FIGURA 8.8	- Efeito de construções vizinhas – terceiro prédio construídos entre dois prédios pré existentes	107
FIGURA 8.9	- Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente	107
FIGURA 8.10	- Modelo estrutural utilizado na análise paramétrica do efeito da vizinhança	108
FIGURA 8.11	- Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 5 m)	109
FIGURA 8.12	- Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 10 m)	110
FIGURA 8.13	- Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo	

	(distancia entre prédios: 15 m)	111
FIGURA 8.14	- Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 20 m)	112
FIGURA 8.15	- Recalque induzidos em função da distância	113
FIGURA 8.16	- Percentagem de recalques induzidos pelo prédio vizinho em relação aos recalques calculados convencionalmente	113
FIGURA 8.17	- Curva desaprumo x distância entre prédios	114
FIGURA 8.18	- Curva distorção angular x distância entre prédios	114
FIGURA 8.19	- Análise seqüencial ao longo do tempo	115
FIGURA 8.20	- Curva recalque – tempo no pilar mais carregado considerando a seqüência de carregamento	116
FIGURA 8.21	- Curva recalque tempo – Carregamento imediato x carregamento em etapas - (Pilar mais carregado)	116

LISTA DE TABELAS

TABELA 6.1	- Propriedades geométricas das fundações (Bloco A)	54
TABELA 6.2	- Propriedades geométricas das fundações (Bloco B)	55
TABELA 6.3	- Propriedades geométricas das fundações (Bloco B)	55
TABELA 6.4	- Constantes do modelo de Kelvin E e η	64
TABELA 6.5	- Constantes do modelo de Kelvin E e η considerando cada bloco isolado	67
TABELA 7.1	- Características do maciço de solos	74

LISTA DE SÍMBOLOS

- c_v - coeficiente de adensamento
 c_α - coeficiente de adensamento secundário
 e - índice de vazios do solo no tempo t
 e_0 - índice de vazios inicial do solo
 h - altura de carga hidráulica total disponível no sistema
 h_a - altura de carga altimétrica
 h_b - altura de carga piezométrica
 i, j - índices que identificam a posição da discretização
 l - comprimento do vão
 n - número de pavimentos
 n_1 - número de discretizações na direção x
 n_2 - número de discretizações na direção y
 s - variável auxiliar
 t - tempo
 u - pressão neutra
 u_0 - pressão neutra inicial
 u - deslocamento na direção x
 v - deslocamento na direção y
 w - deslocamento na direção z
 w_i - recalque imediato
 w_t - recalque total ou deslocamento na direção z
 w_v - recalque devido a fluência ou recalque visco-elástico
 w_A - recalque do ponto A, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 1
 w_{B1} - recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 1
 w_{B2} - recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 2
 w_C - recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 2
 z - profundidade
 E - módulo de elasticidade
 E_s - módulo de deformabilidade do solo
 $E(t)$ - função de relaxação

E_{oed} – módulo de deformabilidade oedométrico

F - módulo de compressibilidade

H_d – distância de drenagem

I – inércia da seção transversal de viga.

$J(t)$ – função de fluência

K – coeficiente de rigidez de mola

K_e – coeficiente de rigidez da superestrutura

K_{es} – coeficiente de rigidez relativa estrutura – solo

K_o - coeficiente de empuxo no repouso

K_s – coeficiente de rigidez do solo

K_x , K_y e K_z - coeficientes de condutividade hidráulica do solo nas direções x, y e z, respectivamente

P – carga concentrada aplicada atuante num meio sólido, elástico, semi-infinito

P_{ij} – parcela de carga que atua em cada área discretizada

S - grau de saturação do solo no tempo t

Q - carga aplicada no pilar

α - coeficiente de ajuste

ε – deformação específica

ε' – variação da deformação específica com o tempo

ε_i – deformação elástica imediata

ε_p - deformação plástica imediata

γ - peso específico do solo

γ_w - peso específico da água

η – coeficiente de viscosidade

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão normal

σ_y – tensão de escoamento

σ_z - tensão vertical induzida na profundidade z

σ_r - tensão radial induzida na profundidade z

τ – tensão cisalhante

$\Delta\sigma$ - acréscimo de tensão no instante t

$\Delta\sigma'$ - acréscimo de tensão efetiva no instante t

$\Delta\sigma_z$ - acréscimo de tensão devido ao carregamento do edifício, na profundidade z

Δu - acréscimo de pressão neutras

$\mathcal{L}$ - Laplaciano

RESUMO

REIS, J. H. C. *Interação solo - estrutura de grupo edifícios com fundações superficiais em argila mole*, Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho estuda-se a interação solo - estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais, em maciço de solos de argila mole. O comportamento ao longo do tempo da argila mole é analisado com o modelo reológico de Kelvin. Os parâmetros do modelo são determinados através do ajuste entre as curvas recalque – tempo do modelo e as curvas medidas em três prédios, construídos simultaneamente, na cidade de Santos / SP - Brasil. O estudo da interação solo – estrutura entre os edifícios do grupo e o maciço de solos utilizou a metodologia de CHAMECKI (1956), onde a superestrutura é modelada como pórtico espacial elástico linear e, o solo é modelado como meio elástico estratificado conforme AOKI e LOPES (1975). Estudos paramétricos demonstram a influência da rigidez da estrutura, do efeito de grupo entre as fundações superficiais, do processo construtivo e das construções vizinhas, na configuração final dos recalques.

PALAVRAS CHAVE: Interação solo – estrutura; adensamento; modelo de Kelvin; fundações superficiais; modelo AOKI e LOPES (1975), modelo CHAMECKI (1956), retroanálise, análise paramétrica.

ABSTRACT

REIS, J. H. C. *Soil – structure interaction of a group of buildings on shallow foundations in soft clay soils*, Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents a methodology for the soil - structure interaction analysis of a group of buildings on shallow foundations in soft clay soils. The long term behavior of clay is modeled by Kelvin's rheological model. Model parameters is evaluated by back-analysis of measured settlement – time curves. The soil – structure interaction is based on CHAMECKI (1956) model, where the superstructure is modeled is a spatial elastic linear frame and, the soil is modeled is an elastic linear stratified half space according to AOKI & LOPES (1975). Parametric studies shows the influence of the superstructure stiffness, the interaction among buildings foundations, and the effect construction steps in the final settlements configuration.

KEY WORDS: Soil – structure interaction; shallow foundation, settlements, Kelvin's model, AOKI & LOPES's model, CHAMECKI's model, back-analysis, parametric analysis.

1. INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios atuais da engenharia de fundações é a consideração do efeito da interação maciço de solos – estrutura no projeto de edifícios.

O objetivo de se estudar o solo e a estrutura como um sistema único, que trabalha em conjunto, é a determinação da grandeza dos recalques e sua influência na redistribuição de esforços solicitantes nos elementos estruturais que compõe o sistema.

Durante a vida útil de uma obra deve-se garantir sua estabilidade, funcionalidade e durabilidade. A importância da análise de interação estrutura - solo na segurança de uma obra é demonstrada com o fato de que a mesma estrutura, submetida à mesma carga externa, apresenta reações de apoio que variam com as condições particulares do maciço de solos em que ela se encontra implantada. Apesar disso, os projetistas consideram estas duas partes como independentes. Tradicionalmente, o calculista da superestrutura preocupa-se com a parte do sistema acima da superfície do terreno (considerada indeslocável) e, o projetista da fundação preocupa-se apenas com os elementos estruturais enterrados e o maciço de solos que o envolve. Desse modo, a não consideração da interação estrutura - solo pode conduzir a uma análise que não corresponde à realidade física de comportamento do conjunto superestrutura – elementos estruturais de fundação - maciço de solos.

O caso dos prédios inclinados na cidade de Santos/SP constitui um exemplo veemente da necessidade de uma análise integrada considerando a presença de camadas de solos adensáveis com o tempo. Nesse caso, os modelos convencionais de interação solo - estrutura podem não representar esta realidade por deficiências nos modelos constitutivos dos materiais ou pela não consideração de todos os fatores que interferem no problema. Entre estes

fatores destacam-se: (a) a rigidez relativa estrutura-solo; (b) a influência recíproca entre os elementos de fundações de um mesmo prédio; (c) a influência da fundação de um prédio sobre as fundações dos prédios vizinhos; (d) a influência das etapas de construção; e (e) a modificação no meio ambiente provocada pela execução de um reforço de estrutura ou de uma fundação vizinha, capaz de provocar uma redistribuição de esforços. Todos estes fatores influenciam o estado de tensões efetivas de um ponto do maciço de solos e a determinação deste estado de tensões ao longo do tempo é a questão fundamental a ser resolvida na análise da interação estrutura – solo na presença de camadas de solos adensáveis.

Além disso, os materiais que constituem os elementos estruturais e de solo, que compõem o sistema estrutura – maciço de solos, apresentam comportamento viscoso, de forma que a variação das deformações ao longo do tempo se deve: (a) à evolução das ações aplicadas às fundações (apesar do somatório de cargas verticais se manter constante); (b) ao próprio comportamento viscoso dos materiais que compõem o sistema estrutura - maciço de solos e c) ao fenômeno de adensamento.

Neste trabalho foram adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras: (a) a superestrutura é constituída por material elástico linear; (b) o maciço de solos é constituído por material elástico linear (camadas arenosas) e por material visco – elástico (camadas de argila mole).

Para previsão do comportamento mecânico ao longo tempo, das camadas de argila mole, adotou-se o modelo reológico de Kelvin. A aplicabilidade deste modelo foi verificada através da retroanálise de curvas recalque – tempo, medidas em um grupo de três edifícios vizinhos construídos simultaneamente na cidade de Santos, São Paulo.

Este trabalho está dividido em oito capítulos a começar por esta introdução.

O capítulo dois apresenta um resumo sobre a reologia dos materiais, onde são recordados os conceitos básicos sobre os modelos reológicos simples e suas características e como eles podem ser combinados para modelar as variáveis que interferem no comportamento dos materiais envolvidos no sistema estrutura- solo.

No capítulo três é feita uma descrição do sistema computacional utilizado para viabilizar este trabalho.

No capítulo quatro é feita uma revisão da bibliografia sobre alguns modelos utilizados para a previsão do comportamento do solo ao longo do tempo.

No capítulo cinco descreve-se o tratamento matemático dado ao modelo de Kelvin enfatizando a aplicação do princípio da correspondência (ou reciprocidade) e do papel da transformação de Laplace.

No capítulo seis apresentam-se os resultados da retroanálise das curvas recalque - tempo medidas, ajustadas através da função matemática do modelo de Kelvin, com o objetivo de certificar a utilidade do modelo.

No capítulo sete é feita uma reanálise considerando prédios isolados e em grupo. Efetuam-se análises convencionais e com consideração da interação. Discutem-se os efeitos da interação na redistribuição de esforços e na uniformização dos recalques, dando-se ênfase ao comportamento dependente do tempo.

No capítulo oito mostram-se os resultados da análise paramétrica do sistema, considerando-se o efeito da rigidez, dos prédios vizinhos e da seqüência construtiva.

Nas conclusões são feitas as considerações finais a respeito dos resultados obtidos, reafirmando a importância da interação estrutura - solo e do efeito de grupo nos resultados, validando a grande aplicabilidade do modelo de Kelvin na modelagem do comportamento ao longo do tempo das camadas de argila mole. Finalmente apresentam-se sugestões sobre possíveis pesquisas complementares.

2. MODELOS REOLÓGICOS UNIDIMENSIONAIS

Um corpo ao ser solicitado sofre deformações que dependem da natureza do material do qual é constituído e da magnitude desta solicitação. Estabelecer a relação tensão-deformação é uma tarefa que, na maioria das vezes, incorpora vários erros devido à complexidade do comportamento do material e a variabilidade da solicitação.

Entretanto, é possível estabelecer modelos mecânicos simples para o comportamento tensão - deformação dos materiais de forma que as soluções teóricas obtidas com estes modelos se aproximem do comportamento real do corpo.

PROENÇA (1986), defende que é difícil simular todas as situações de tensão - deformação passíveis de ocorrer em um corpo com um único modelo. propondo a utilização de vários modelos para um único material, escolhidos de maneira a simular o comportamento desejado em cada situação.

O modelo reológico de um determinado material é obtido a partir de uma combinação de modelos básicos de modo a obter a máximo grau de aproximação desejado com a realidade. Este modelo deve ser sempre representado por uma relação entre a tensão, a deformação e o tempo.

Neste capítulo serão descritos os modelos básicos (elástico, plástico e viscoso) e os modelos combinados que mais se aplicam ao estudo do comportamento do concreto e do solo.

Neste capítulo estudam-se os modelos básicos e os arranjos para formação de modelos reológicos compostos.

2.1. Modelos reológicos básicos

Os modelos reológicos básicos são aqueles que admitem que a tensão: (a) é linearmente dependente da deformação; (b) é constante com a deformação e (c) a tensão é linearmente dependente da velocidade de deformação.

2.1.1. Modelo elástico

No modelo elástico, um corpo ao ser solicitado por uma carga externa sofrerá deformações imediatas, que permanecem constantes enquanto durar o carregamento. Sendo totalmente reversíveis no descarregamento. Sua representação física é feita através de uma mola, onde as propriedades físicas do material são caracterizadas através do coeficiente de rigidez da mola K .

$$\sigma = K \varepsilon_e \quad (2.1)$$

FIGURA 2.1 – Comportamento tensão-deformação-tempo (Modelo elástico)

O coeficiente de rigidez K pode ser uma função constante ou não, dependendo do comportamento curva tensão - deformação de cada material. No caso da rigidez que caracteriza o material ser uma função constante, esta constante recebe o nome de **Módulo de Elasticidade E** e a equação (2.1) expressa a lei de Hooke no caso unidimensional.

$$\sigma = E \varepsilon_e \quad (\text{lei de Hooke}) \quad (2.2)$$

FIGURA 2.2 - Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo elástico linear)

2.1.2. Modelo Plástico:

No modelo plástico, aplicando-se um esforço externo a um corpo, este não sofrerá deformações até um determinado limite de tensão, denominado de tensão de escoamento σ_y , a partir do qual, o corpo sofrerá deformações plásticas ε_p que ocorrem de maneira ilimitada e irreversível (Figura 2.3).

$$\sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0 \quad (2.3)$$

$$\sigma = \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \varepsilon_p \quad (2.4)$$

FIGURA 2.3 - Curva tensão – deformação - tempo para um material rígido plástico

A representação esquemática do fenômeno da plasticidade é feita mediante um corpo sólido que escorrega sobre uma superfície plana, não inclinada, com atrito, onde chama a tensão necessária para romper o atrito, de tensão de escoamento (Figura 2.4).

FIGURA 2.4 - Representação física do modelo plástico

Neste caso, se o material sofrer acréscimos de tensão resultando em acréscimos de deformações permanentes, diz-se que o material apresenta um comportamento plástico com encruamento.

2.1.3. Modelo Viscoso

O comportamento viscoso ocorre quando um esforço externo, constante ou não, aplicado a um corpo provoca deformações que variam ao longo do tempo, sendo estas deformações irreversíveis quando o corpo for descarregado.

Analiticamente, diz-se que a tensão é proporcional à taxa de variação da deformação com o tempo $d\varepsilon/dt$, de modo que no instante de aplicação da tensão a deformação é nula.

$$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.5)$$

Onde: η é o coeficiente de viscosidade do material.

$$\text{Para } \sigma = 0 \quad \frac{d\varepsilon}{dt} = 0$$

Em um caso onde ocorra **tensão constante**, a velocidade de deformação é constante, portanto, a **deformação cresce linearmente com o tempo**. No **descarregamento**, ou seja, tensão igual zero, a velocidade de deformação é nula, logo a **deformação torna-se constante com o tempo** (Figura 2.5).

FIGURA 2.5 - Comportamento tensão - deformação - tempo para material viscoso perfeito.

A representação do fenômeno da viscosidade é feita através de pistão com êmbolo imerso num líquido viscoso, funcionando como amortecedor (Figura 2.6).

FIGURA 2.6 - Representação física do modelo viscoso

2.2. Modelos Reológicos Compostos.

Para reproduzir o comportamento dos diversos materiais, naturais ou não, é possível combinar os três modelos básicos vistos anteriormente. Estas combinações são agrupadas em quatro grandes categorias: *elasto - plástica*, *visco - elástica*, *visco - plástica* e *elasto - visco - plástica*.

Aqui serão mostrados os modelos mais simples e principais de cada categoria.

2.2.1. Modelo Elasto - plástico

O modelo reológico elasto - plástico é formado pela associação dos modelos elástico e plástico, representados por uma mola, com rigidez igual ao do módulo de elasticidade E e um bloco deslizando sobre superfície rugosa com uma tensão de escoamento σ_y , que uma vez ultrapassada, as deformações tornam-se irreversíveis.

O fator que define o tipo de arranjo a ser utilizado depende do material e da propriedade que se deseja estudar. Aqui serão apresentados os principais tipos.

* Arranjo em Série

O arranjo em série simula o modelo elástico, perfeitamente plástico, representado por um elemento de mola ligado em série com um elemento de atrito (Figura 2.7).

FIGURA 2.7 - Representação física do modelo elasto - plástico perfeito

Neste modelo, as tensões agem igualmente em ambos os elementos, tanto no mola, quanto no sólido e a deformação total é obtida pela soma da deformação elástica ϵ_e e da deformação plástica ϵ_p (Figura 2.8).

$$\text{se } \sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \epsilon = \epsilon_e \quad (2.6)$$

$$\text{se } \sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \epsilon = \epsilon_e + \epsilon_p \quad (2.7)$$

FIGURA 2.8 - Comportamento tensão deformação de um material elasto – plástico perfeito

* Arranjo em Paralelo

O arranjo em paralelo simula o modelo rígido plástico com encruamento. É representado por um elemento de mola ligado em paralelo com um elemento sólido.

FIGURA 2.9 - Representação física do comportamento rígido - plástico perfeito

Neste modelo, a deformação total é sempre igual à deformação plástica, em ambos os elementos.

$$\text{se } \sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0 \quad (2.8)$$

$$\text{se } \sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \varepsilon_p \quad (2.9)$$

A tensão total atuante no sistema é igual à soma das tensões que atuam na mola σ_m e no elemento de atrito σ_s .

$$\text{se } \sigma = \sigma_m + \sigma_s \quad (2.10)$$

A combinação das equações 2.2, 2.4 e 2.10, define uma função de encruamento.

$$\sigma = \sigma_m + \sigma_s \quad (2.11)$$

$$\sigma = H \cdot \varepsilon_p + \sigma_y \quad (2.12)$$

Portanto:

$$H = \frac{\sigma - \sigma_y}{\varepsilon_p} \quad \text{Onde H é denominado de } \mathbf{Raz\tilde{a}o \ de \ Encruamento}.$$

FIGURA 2.10 - Comportamento tensão deformação de um material rígido - plástico com encruamento

*** Arranjo Misto**

Além dos arranjos em série e em paralelo, pode-se utilizar as mais variadas disposições de elementos básicos para formação de um elemento composto. Estes arranjos são os chamados arranjos mistos, como por exemplo o utilizado para modelar o comportamento Bi - linear (Figura 2.11). Ver PROENÇA (1986).

FIGURA 2.11 - Representação física do modelo bi - linear

Onde:

$$\text{Para } \sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \varepsilon_e \quad (2.12)$$

$$\text{Para } \sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_e \quad (2.13)$$

e também,

$$\text{Para } \sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \sigma = E \cdot \varepsilon_e \quad (2.14)$$

$$\text{Para } \sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \sigma = \sigma_y + H \cdot \varepsilon_p \quad (2.15)$$

2.2.2. Modelo Visco - elástico

Semelhante aos arranjos elasto - plástico, o comportamento visco - elástico pode ser representado através de arranjos em série (Modelo de Maxwell), em paralelo (Modelo de Kelvin) ou mistos, do elementos **mola** e **amortecedor**.

Os modelos visco - elásticos são utilizados para modelar problemas de **fluência** (Figura 2.12), onde um corpo, ao receber uma solicitação constante, sofre deformações em função do tempo, e de **relaxação** (Figura 2.13), onde um corpo, sujeito a uma deformação constante, sofre um alívio de tensões, também em função do tempo.

FIGURA 2.12 - Curva de deformação em função do tempo (fluência)

FIGURA 2.13 - Curva de tensão em função do tempo (relaxação)

*** Arranjo em Série (Modelo de Maxwell)**

O modelo de Maxwell é representado pelo o arranjo em série de um elemento mola com módulo de elasticidade constante E e um elemento amortecedor de coeficiente de viscosidade η .

FIGURA 2.14 - Representação física do modelo de Maxwell

As tensões atuante na mola σ_m e no amortecedor σ_{eb} , são iguais.

$$\sigma_m = \sigma_{eb} = \sigma \quad (2.16)$$

Onde:

$$\sigma_m = E \cdot \varepsilon_e \quad (2.17)$$

$$\sigma_{eb} = \eta \frac{d\varepsilon_{eb}}{dt} \quad (2.18)$$

A deformação total é obtida pela soma das parcelas de deformação da mola ε_e e do amortecedor ε_{eb} .

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{eb} \quad (2.19)$$

A taxa de variação da deformação em função do tempo é igual à taxa de variação da deformação elástica ε_e somada à taxa de variação da deformação viscosa ε_{eb} .

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon_e}{dt} + \frac{d\varepsilon_{eb}}{dt} \quad (2.20)$$

A equação (2.20) combinada com as equações (2.17) e (2.18) definem a equação diferencial do modelo de Maxwell.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{Edt} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (2.21)$$

Um corpo cujo comportamento segue o modelo de Maxwell, no instante do carregamento, sofre uma deformação elástica instantânea. Terminado o carregamento o corpo começa a apresentar deformações que variam em função do tempo. Retirado o carregamento o corpo recupera instantaneamente as deformações elásticas, no entanto, as deformações viscosas permanecem constantes com o tempo, ou seja, são irreversíveis (Figura 2.15).

FIGURA 2.15 - Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo de Maxwell)

Em casos de relaxação, onde a deformação é constante, a solução da equação (2.21) é obtida impondo as seguintes condições de contorno:

O carregamento é instantâneo:

$$t = 0 \quad \Rightarrow \quad \epsilon = \epsilon_e \quad \sigma(0) = E \cdot \epsilon_e$$

$$\sigma(t) = E \epsilon_e \cdot e^{-\frac{E}{\eta} t} \quad (2.22)$$

* Arranjo em Paralelo (Modelo de Kelvin)

O modelo de Kelvin é representado pelo o arranjo em paralelo de uma mola com módulo de elasticidade constante E e um amortecedor de coeficiente de viscosidade η .

FIGURA 2.16 - Representação física para o modelo de Kelvin

A deformação total é igual à deformação no elemento de mola ε_e é igual a deformação do amortecedor ε_{eb} em qualquer tempo.

$$\varepsilon = \varepsilon_e = \varepsilon_{eb} \quad (2.23)$$

A tensão total é a soma da tensão atuante na mola σ_e com a tensão atuante no amortecedor σ_{mb} .

$$\sigma = \sigma_m + \sigma_{eb} \quad (2.24)$$

Onde:

$$\sigma_m = E \cdot \varepsilon \quad (2.25)$$

$$\sigma_{eb} = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.26)$$

A equação constitutiva para materiais cujo comportamento é descrito pelo modelo de Kelvin é obtida a da combinação da equações (2.24), (2.25) e (2.26).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_e + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.27)$$

Um corpo cujo comportamento é representado por este modelo, ao ser solicitado, não sofre deformações instantâneas. As deformações começam a surgir a partir do instante $t=0$, tendendo a um valor assintótico em $t=\infty$. Ao ser descarregado to, toda a deformação sofrida pelo corpo é recuperada (Figura 2.17).

FIGURA 2.17 - Comportamento tensão - deformação - tempo (modelo de Kelvin)

*Arranjo Misto

Um modelo visco-elástico em arranjo misto muito utilizado é o **Modelo Reológico de Boltzmann**, também conhecido como **Sólido Padrão**, isso porque este modelo caracteriza-se por apresentar uma deformação imediata, seguida de uma parcela de deformação variável com o tempo.

O modelo consiste no arranjo de uma mola elástica de módulo de elasticidade E_1 a um **Modelo de Kelvin** (arranjo paralelo de um êmbolo imerso em meio viscoso com coeficiente de viscosidade η e uma mola de módulo de elasticidade E_2).

FIGURA 2.18 - Representação física para o modelo de Boltzmann

A deformação total é obtida pela soma da deformação da ε_e e do elemento de Kelvin ε_{Kel} :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{Kel} \quad (2.28)$$

A tensão atuante na mola σ_m é igual a tensão no elemento de Kelvin σ_{Kel} :

$$\sigma = \sigma_m = \sigma_{Kel} \quad (2.29)$$

onde:

$$\sigma_m = E_1 \cdot \varepsilon_e \quad (2.30)$$

$$\sigma_{Kel} = E_2 \cdot \varepsilon_{Kel} + \eta \frac{d\varepsilon_{Kel}}{dt} \quad (2.31)$$

Combinando-se as equações (2.28), (2.29), (2.30) e (2.31) tem-se a equação diferencial constitutiva do modelo de Boltzmann.

$$\eta \frac{\partial \sigma}{\partial t} + (E_1 + E_2) \sigma = \eta E_1 \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + E_2 E_1 \varepsilon \quad (2.32)$$

O comportamento de fluência é obtido admitindo como condição de contorno que a tensão é constante com o tempo ($\bar{\sigma}$). Dessa forma, a solução da equação constitutiva é:

$$\varepsilon(t) = \bar{\sigma} \left[\frac{(E_1 + E_2)}{E_2 E_1} - \frac{e^{-\frac{E_2}{\eta} t}}{E_2} \right] \quad (2.33)$$

O comportamento de relaxação é obtido admitindo-se como condição de contorno que a deformação total é constante com o tempo ($\bar{\varepsilon}$), Dessa forma a solução da equação constitutiva é:

$$\sigma(t) = \bar{\varepsilon} \frac{E_2 E_1}{(E_1 + E_2)} \left[1 + \frac{E_1 e^{-\frac{E_1 + E_2}{\eta} t}}{E_2} \right] \quad (2.34)$$

3. ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O estudo de métodos para previsão do comportamento de sistemas solo - estrutura sempre foi alvo de preocupação da técnica de engenharia. Os primeiros trabalhos consideraram a influência da rigidez da superestrutura na configuração final dos recalques de edificações foram publicados por WINGATE (1938). Nestes trabalhos estudou-se a interação solo - estrutura de pórticos planos com fundações rasas sobre um maciço de argila mole.

A maioria dos trabalhos publicados sobre interação solo - estrutura considera o solo como meio de Winkler, ou seja, com comportamento elástico linear. Desta forma, são comuns análises de prédios sobre apoios elásticos (Figura 3.1).

FIGURA 3.1 - Modelo de Winkler.

POULOS (1975) desenvolveu uma técnica matricial para determinação dos recalques de fundações superficiais baseados considerando a influência da superestrutura.

O modelo foi deduzido a partir da equação dos deslocamento induzidos pela interação solo - estrutura:

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{\delta\} \quad (3.1)$$

e das cargas em função dos deslocamentos:

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad (3.2)$$

onde:

$\{\delta\}$ - vetor deslocamento dos pontos nodais do contado solo-estrutura.

$\{V\}$ - vetor das reações de apoio, considerando a interação solo-estrutura.

$\{V_0\}$ - vetor das reações de apoio, desconsiderando a interação solo-estrutura.

$[FM]$ - matriz de flexibilidade reações das fundações.

$[SM]$ - matriz de rigidez da superestrutura dos deslocamentos nos apoios.

Combinando-se a equação x.1 e x.2

$$\{V_0\} = (I + [FM][SM])\{V\} \quad (3.3)$$

A aplicabilidade da Metodologia de POULOS (1975) pode ser encontrada em GUSMÃO (1990), GUSMÃO FILHO (1995), MOURA (1995) e MENDONÇA (2000).

Outra forma de se considerar a interação solo - estrutura é através de modelos computacionais implementados em elementos finitos ou elementos de contorno. Nestes casos, a análise de edificações encontra alguns obstáculos como a compatibilidade entre diferentes tipos de elementos e os modelos adotados para o maciço de solos que são, geralmente, muito simplificados em relação à realidade.

Neste trabalho adotou-se a metodologia CHAMECKI (1956). Com este método, a solução do problema solo - estrutura é obtida de maneira iterativa. A superestrutura é analisada como sendo elástica linear com apoios indeslocáveis. A partir das reações de apoio calculam-se os recalques. Os recalques obtidos são impostos na superestrutura obtendo-se uma nova configuração dos esforços e consequentemente reações de apoio. Para esta reações são recalculados os recalques e novamente impostos na superestrutura. O processo repete-se até que haja convergência nos valores das reações de apoio ou dos recalques.

A análise da superestrutura foi feita com modelo matricial de pórticos tridimensionais e os recalques foram calculados com o modelo de AOKI e LOPES (1975). Para este estudo foi desenvolvido um programa automático em linguagem FORTRAN.

3.1. Interação solo - estrutura

A análise da interação solo - estrutura na realidade consistiu em duas análises independentes: a análise estrutural e a análise de recalques. A situação final foi obtida com a compatibilidade entre os deslocamentos impostos na superestrutura e os calculados pelo método AOKI e LOPES (1975) na base de cada pilar.

O sistema desenvolvido para a análise de interação solo estrutura pelo método de CHAMECKI (1956) possui concepção indicada na Figura 3.2.

3.2. Modelagem da superestrutura de edificações

Considera-se um pórtico espacial constituído de n andares de igual planta, sendo cada andar constituído de n_v vigas e n_p pilares, onde em cada andar possui a mesma quantidade de vigas e pilares, nas mesmas posições ao longo de todos os pavimentos.

Os pavimentos são admitidos como tendo rigidez infinita em seu plano e rigidez transversal igual a zero, de forma que possui apenas três graus de liberdade: duas translações e uma rotação.

São denominadas vigas todos os elementos horizontais com pilares na extremidade, não possuindo rigidez à torção.

São denominados pilares todos os elementos verticais situados entre os andares, nos quais, também não se considerou torção.

O modelo de pórtico espacial adotado foi construído com base em algumas considerações devido a limitação do programa utilizado. Estas considerações são:

Em todos os encontros de vigas deve ocorrer, também, o encontro com pilar, casos de vigas apoiadas em vigas, considerou-se um pilar com propriedades físicas e geométricas desprezíveis;

No caso das vinculações, pode-se restringir ou liberar os deslocamentos de todos os nós relativos ao início de cada pilar (térreo). A análise de interação foi feita considerando todos os apoios indeslocáveis com exceção da translação vertical;

As propriedades físicas e geométricas, para um mesmo elemento, são consideradas constantes ao longo de todos os pavimentos, podendo, em um mesmo pavimento, possuírem características diferentes;

Em casos de pilares com uma dimensão muito maior que a outra, onde as vigas se apoiavam em uma extremidade, modelou-se o pilar com dois pilares e uma barra com inércia da seção formada pela menor dimensão do pilar e o pé direito.

FIGURA 3.2 – Fluxo da rotina para interação solo - estrutura (CHAMECKI, 1956).

3.3. Modelagem do maciço de solos

O solo, considerado como meio tridimensional elástico, possui, nos pontos de ligação com a superestrutura seis graus de liberdade.

A relação tensão - deformações em um ponto de um elemento de solo qualquer é expressa por:

$$\{\sigma\} = [E] \{\varepsilon\} \quad (3.4)$$

onde :

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zy} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix}, \quad \{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zy} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad \text{e} \quad [E] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix}$$

Na forma canônica, a equação 3.4 resulta em um sistema de equações:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y) \quad (3.7)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (3.8), \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (3.9), \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (3.10)$$

Onde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.11)$$

O deslocamento de um ponto qualquer do um corpo tridimensional pode ser definido com três translações u , v , w paralelas aos eixos coordenados x , y e z , a partir das deformações unitárias:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (3.14)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.15)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad (3.16)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (3.17)$$

O estudo das tensões provocadas por uma sobrecarga em uma massa sólida tridimensional teve como marco inicial o trabalho de BOUSSINESQ(1886), onde se deduz a partir da teoria da elasticidade as tensões induzidas numa massa sólida devido à aplicação de uma carga concentrada sobre a superfície de um semi - espaço infinito, elástico linear, isotrópico e homogêneo (Figura 3.3a).

Vários autores deduziram por integração das equações de BOUSSINESQ (1886) a solução para as tensões induzidas considerando diversos casos de carregamento (Figura 3.3). Uma coletânea destas expressões podem ser encontradas em POULOS E DAVIS (1974).

FIGURA 3.3 – Tipos de carregamentos.

O caso mais geral de uma carga concentrada vertical aplicada em um ponto interno de uma massa sólida tridimensional, semi - infinita, isotrópica, homogênea e elástica linear (Figura 3.4), foi resolvido por MINDLIN (1936).

FIGURA 3.4 - solução de Mindlin (1936).

MINDLIN (1936) apresenta expressões para o estado de tensão em qualquer ponto do semi – espaço infinito:

$$\begin{aligned} \sigma_x = & \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c)-4\nu(z+c)]}{R_2^3} + \dots \right. \\ & \dots + \frac{3(3-4\nu)x^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2\nu)z - 2yc]}{R_2^5} + \frac{30cx^2z(z+c)}{R_2^7} + \dots \\ & \left. \dots + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{x^2}{R_2^2} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \sigma_y = & \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{3y^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c)-4\nu(z+c)]}{R_2^3} + \dots \right. \\ & \dots + \frac{3(3-4\nu)y^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2\nu)z - 2yc]}{R_2^5} + \frac{30cy^2z(z+c)}{R_2^7} + \dots \\ & \left. \dots + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \left(1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{y^2}{R_2^2} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$\sigma_z = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} + \dots \right. \\ \left. \dots + \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} + \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (3.20)$$

$$\tau_{yz} = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} + \dots \right. \\ \left. \dots - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right] \quad (3.21)$$

$$\tau_{zx} = \frac{-Px}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} + \dots \right. \\ \left. \dots - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right] \quad (3.22)$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Pxy}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{3(z-c)}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)(z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)}{R_2^7} + \dots \right. \\ \left. \dots + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \left(\frac{1}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \quad (3.23)$$

e o deslocamento vertical:

$$w = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{(3-4\nu)}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \dots \right. \\ \left. \dots + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.24)$$

Neste trabalho, apesar de se tratar apenas de fundações rasas, optou-se pela determinação das tensões e dos recalques através do modelo de AOKI e LOPES (1975).

O modelo de AOKI E LOPES (1975) determina as tensões no interior do maciço de solos através de integração numérica das equações (3.18) a (3.23) e o recalque pela integração numérica da equação (3.24). O maciço de solos é considerado como meio tridimensional, elástico, estratificado, semi - infinito. Como este modelo é baseado nas equações (3.18) a (3.24) para carga interna a meio sólido, o carregamento superficial é obtido, como caso particular, bastando somente a consideração de $c=0$.

O modelo AOKI e LOPES (1975) admite carregamento uniformemente distribuído ao longo da base da sapata (Figura 3.5). No entanto, a integração sugerida pelo modelo pode ser feita para qualquer caso de carregamento.

FIGURA 3.5 – Integração de AOKI e LOPES (1975).

Um carregamento espacial aplicado na superfície do terreno provoca um recalque total obtido integrando-se a equação 3.24:

$$w_t = \int_0^{l_1} \int_0^{l_2} w dx dy \quad (3.25)$$

As tensões totais, também, são obtidas pela integração das equações (3.18) a (3.23).

$$\sigma_t = \int_0^{l_1} \int_0^{l_2} \sigma dx dy \quad (3.26)$$

Para geometrias de carregamentos mais complexas pode-se fazer a integração numérica.

Através das equações (3.25) e (3.26) percebe-se que esta integração pode ser feita considerando todo e qualquer carregamento do meio. Aqui, considerou-se apenas o carregamento vertical nas sapatas, admitindo-se sua distribuição no solo através de um diagrama de pressões de contato uniformemente distribuído (Figura 3.4). O método não considera diretamente a influência da rigidez da placa de fundação na determinação da forma do diagrama de pressões de contato.

Em termos práticos, o método consiste em se discretizar a superfície carregada em trechos nos quais pode-se considerar a ocorrência de uma carga concentrada, de forma que as contribuições das cargas de cada discretização no valor total dos recalques são consideradas através da superposição dos efeitos (Figura 3.6).

$$w_t = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} w_{i,j} \quad (3.27)$$

FIGURA 3.6 – Integração numérica (AOKI e LOPES, 1975).

O método AOKI e LOPES (1975) além de permitir a consideração de qualquer geometria de carregamento, permite também a consideração do carregamento de outras sapatas (Figura 3.7)

FIGURA 3.7 – Consideração de grupos de carregamento.

Dessa forma pode-se generalizar a equação 3.27:

$$w_i = \sum_{l=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sum_{k=1}^m w_{i,j,k} \quad (3.28)$$

A carga concentrada atuante em cada discretização é definida por:

$$P_{ij} = \frac{Q}{n_1 n_2} \quad (3.29)$$

Sendo:

i, j índices que identificam a posição da discretização;

Q a carga aplicada por pilar;

n_1 o número de discretizações na direção x ;

n_2 o número de discretizações na direção y .

A estratigrafia do maciço de solos é modelada através da técnica de STEINBRENNER, onde o encurtamento de cada camada é determinado através da diferença entre o deslocamento do topo da camada e do deslocamento da base. O encurtamento total do maciço de solos é definido como sendo a soma dos encurtamentos de todas as camadas (superposição dos efeitos). Desta forma, por

exemplo, considerando um maciço de solos formado por duas camadas de solos sobre um meio indeformável, calcula-se o deslocamento até infinito do topo e da base da camada 1, considerando meio 1. A diferença entre os dois será o encurtamento da camada 1. Calcula-se o deslocamento até infinito do topo e da base da camada 2, considerando meio 2. A diferença entre o deslocamento do topo e da base da camada 2 será o encurtamento da camada 2. O encurtamento total do maciço de solos será a soma dos encurtamentos das camadas 1 e 2 (Figura 3.8).

FIGURA 3.8 - Solo estratificado - modelo de STEINBRENNER.

$$w_{AB} = w_A - w_{B1} ; \text{ considerando meio 1} \quad (3.30)$$

$$w_{BC} = w_{B2} - w_C ; \text{ considerando meio 2} \quad (3.31)$$

$$w_{AC} = w_{AB} + w_{BC} \quad (3.32)$$

onde:

w_A – recalque do ponto A, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 1;

w_{B1} – recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 1;

w_{B2} – recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 2;

w_C – recalque do ponto B, considerando o semi - espaço infinito homogêneo 2.

4. COMPORTAMENTO DO SOLO AO LONGO DO TEMPO

A previsão do comportamento do solo ao longo do tempo é um dos problemas mais desafiantes na mecânica dos solos. Seu estudo, na grande maioria dos casos, se baseia na utilização de modelos reológicos mecânicos ou empíricos.

De maneira geral os modelos utilizados na prática da geotecnia consideram três tipos de recalques: recalque imediato ou elástico; recalque por adensamento primário, que ocorre devido à expulsão de água dos vazios do solo, e recalque por adensamento secundário, devido à fluência do esqueleto sólido que ocorre após a dissipação de todas as pressões neutras.

Esta divisão do recalque total em três tipos de recalque, dependendo do fenômeno que os originam, fez com que a mecânica dos solos avançasse estudando cada parcela independentemente das outras.

Tradicionalmente, o modelo mais utilizado para a previsão do adensamento primário de solos saturados é o de Terzaghi (1923). Este modelo baseia-se em um dispositivo mecânico de analogia água - mola (Figura 4.1). O modelo consiste num cilindro indeformável preenchido por água. Em seu interior está instalado um pistão suportado por uma mola de compressibilidade linear. O cilindro possui uma válvula de controle de saída de água.

FIGURA 4.1 - Modelo de analogia água mola de TERZAGHI.

Na analogia proposta por TERZAGHI (1923), o cilindro representa uma massa de solo confinada, a mola representa o esqueleto sólido e a válvula a permeabilidade do material.

Para estabelecer a equação de adensamento, TERZAGHI (1923) considera válida a equação diferencial que traduz a variação do fluxo de água no solo:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial(e.S)}{\partial t} \quad (4.1)$$

onde:

K_x , K_y e K_z são os coeficientes de condutividade hidráulica do solo nas direções x, y e z, respectivamente;

h é a carga hidráulica total disponível no sistema;

e_0 é o índice de vazios inicial do solo;

S é o grau de saturação do solo em cada tempo t;

e é índice de vazios do solo em cada tempo t.

A solução do modelo apresentado por TERZAGHI (1923) é restrita aos casos de deformações infinitesimais, ou seja, onde as deformações são muito pequenas em relação à espessura total da camada compressível. Além disso, o modelo considera, ainda, que o fluxo é unidimensional e o solo saturado ($S=1$), o que simplifica a equação (4.1) para a equação diferencial do fluxo unidimensional:

$$K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4.2)$$

A partir da equação 4.2, o modelo se desenvolve sob três hipóteses básicas:

- É válida a lei de Bernoulli (conservação da energia)

$$h = h_a + h_p = h_a + \frac{u}{\gamma_w} = h_a + \frac{u_o + \Delta u}{\gamma_w} \quad (4.3)$$

onde:

h_a é a carga altimétrica ;

h_b é a carga piezométrica;

u é a poropressão em um tempo t ;
 u_o é a poropressão inicial;
 Δu é o acréscimo de pressões neutras;
 γ_w o peso específico da água.

- A relação tensão - deformação é linear

$$a_v = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (4.4)$$

onde:

a_v é o índice de compressibilidade.

- É válido o princípio das tensões efetivas

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta \sigma_v = \sigma'_v + u = \text{const} \quad (4.5)$$

onde:

σ_v é a tensão total aplicada ao sistema;
 σ_{v0} é a tensão geostática inicial;
 $\Delta \sigma_{sv}$ é o acréscimo de tensão induzida pelo carregamento externo;
 σ'_v é a tensão efetiva inicial em um instante t ;
 u é a poropressão em um instante t .

Substituindo-se as expressões (4.3), (4.4) e (4.5) na equação (4.2), obtém-se a equação diferencial do adensamento unidimensional de Terzaghi:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.6)$$

onde:

c_v é o coeficiente de adensamento;

u é a poropressão em um instante t ;
 z é a coordenada vertical;
 t é o tempo.

As solução da equação diferencial (4.6) é obtida fazendo-se, ainda as seguintes considerações simplificadoras:

- Peso específico da argila compressível é desprezado;
- O comportamento da argila é isotrópico;
- A drenagem ocorre no topo e na base.

Por sua vez o adensamento secundário só ocorre após cessadas todas as pressões neutras, sendo usualmente determinado, admitindo-se uma variação linear do deslocamento ao longo do tempo:

$$c_{\alpha_e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (4.7)$$

ou em função da deformação específica:

$$c_{\alpha_e} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log t} = \frac{\Delta H / H}{\Delta \log t} = \frac{c_{\alpha_e}}{1 + e_0} \quad (4.8)$$

onde:

Δe é a variação do índice de vazios

e_0 é o índice de vazios inicial

ΔH é a variação do recalque num tempo t

H altura inicial da camada ou do corpo de prova

c_{α} é o coeficiente de adensamento secundário.

No entanto, a realidade física mostra que o recalque primário e o recalque secundário ocorrem simultaneamente, pois a fluência (adensamento secundário) ocorre a partir do instante em que aparecem tensões efetivas.

TAYLOR (1948) propôs um modelo visco - plástico, cuja representação física é feita através da associação em paralelo de um elemento de atrito com encruamento e um elemento amortecedor.

BARDEN (1965) fez uma adaptação do modelo de analogia mecânica TERZAGHI (1925), representando o comportamento do esqueleto sólido por um arranjo com os três elementos reológicos básicos: um elemento de mola associado em série com um elemento de atrito, este elemento foi associado em paralelo com um elemento amortecedor. Neste a transferência de carga para o esqueleto sólido se dava segundo a expressão:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u + p_v \quad (4.9)$$

onde:

$\Delta\sigma$ é o acréscimo de tensão em um instante t ;

$\Delta\sigma'$ é o acréscimo de tensão efetiva em um instante t ;

Δu é a poropressão em um instante t ;

p_v é a tensão absorvida pelo elemento amortecedor, denominada de tensão viscosa.

Estudando as argilas da COSIPA, GONÇALVES E SOUTO (1994) verificaram que a teoria de adensamento de TERZAGHI não oferecia bons resultados, principalmente na avaliação do *coeficiente de adensamento* c_v .

A análise dos ensaios oedométricos da argila da COSIPA através do modelo de BARDEN (1965) revelou que para acréscimos de carga muito pequenos, 24 horas de carregamento não foram suficientes para que ocorresse sequer 70 % dos recalques, embora o adensamento primário já estivesse terminado, uma vez que as pressões neutras já haviam se dissipado. Isto se explica porque, para incrementos muito pequenos de carga, parte da poropressão é transferida imediatamente para a tensão viscosa. Isto pode, também, explicar porque no início do processo de adensamento os recalques variam muito pouco, apesar de parte das dissipação das pressões neutras já terem sido dissipadas.

Os estudos nas argilas da COSIPA mostraram que quando o solo sofre deformação lenta, fica com estrutura mais rígida a cada incremento de carga, o que demonstra um comportamento elasto-visco-plástico.

GONÇALVES E SOUTO (1994) verificaram, também, que a utilização da teoria de adensamento de TERZAGHI para solos normalmente adensados, com relações de incrementos de carga iguais a um, apresenta bons resultados. Para os solos pré - adensados, com relações de incrementos de carga menores que um, deve-se utilizar o modelo de BARDEN (1965), pois nesta situação o fenômeno viscoso comanda o comportamento do solo.

Uma outra maneira de se abordar o comportamento dos solos ao longo do tempo é através de modelos obtidos a partir da associação de modelos reológicos básicos. A vantagem da utilização destes modelos está no fato do tratamento numérico ser facilitado. A desvantagem advém do fato de que, na maioria das vezes, estes modelos não explicam de maneira satisfatória o comportamento físico do material.

WAHLS (1962) propôs um modelo para previsão do recalque ao longo do tempo, onde a representação física do solo é feita por uma cadeia em série de um elemento visco-elástico misto, formado por um elemento de amortecedor associado em série com um elemento de Kelvin (Figura 3.2).

FIGURA 3.2 - Modelo de proposto por Wahls

SHUKLA e CHANDRA (1995) propuseram a utilização do modelo de Kelvin. O modelo proposto se aplica ao caso de adensamento de argila mole normalmente adensada, drenada apenas no topo (Figura 3.3).

FIGURA 3.3- Adensamento de uma camada compressível drenada no topo (SHUKLA e CHANDRA - 1995)

A desvantagem deste procedimento de modelagem é a determinação dos parâmetros do modelo para cada tipo de solo, uma vez que os maciços de solos, de maneira geral, apresentam grande variabilidade.

Para evitar este problema, muitos autores devolveram modelos empíricos para previsão do comportamento mecânico dos solos ao longo do tempo. Os modelos empíricos não possuem a pretensão de explicar fisicamente o mecanismo de processamento das deformações ao longo do tempo. Eles consistem no simples ajuste de uma função matemática às curvas medidas

Assim, muitos autores procuraram desenvolver modelos onde o comportamento dependente do tempo do maciço de solos fosse obtido diretamente, sendo que a maioria adota modelos considerando o comportamento das argilas unidimensional.

YIN e GRAHAM (1989) desenvolveram um modelo elástico-visco-plástico, no qual, também admitem que o comportamento do solo ao longo do tempo é unidimensional. A aplicabilidade do modelo foi testada através de ensaios oedométricos do tipo relaxação, tensão constante e deformação constante.

Segundo JANBU (1994), na maioria dos solos, a intensidade da fluência é menor na fase inicial de carregamento, admitindo uma função logarítmica para o adensamento secundário. Definindo o coeficiente de adensamento secundário como uma função constante do logaritmo do tempo. Dessa forma, como a escala

logarítmica diminui sua magnitude a cada ciclo, a intensidade ou velocidade das deformações, também, diminui (Figura 3.5).

VYALOV e ROMAN (1985) representaram a curva deslocamento tempo por uma função hiperbólica, admitindo que a deformação é uma função da tensão aplicada e do tempo. Os autores utilizam o modelo para se fazer extrapolação dos resultados de ensaios oedométricos de curta duração.

FIGURA 3.5 - Recalques de longa duração (JANBU - 1994)

VARGAS E MORAES (1989) analisaram leitura de recalques, ao longo do tempo, em três edifícios da cidade de São Paulo com fundações em areia argilosa fofa a densa.

Segundo os autores o modelo que melhor representou os recalques lidos consiste na soma de duas parcela de recalques:

A primeira parcela é devida a uma deformação elástica não linear com a profundidade expressa pela equação:

$$w_i = \frac{1}{\alpha} \int_0^{\infty} \frac{\sigma_z - \sigma_r}{K_0 \gamma z - \sigma_r} dz \quad (4.10)$$

Onde:

w_i é o recalque imediato

σ_z é a tensão vertical induzida na profundidade z pelo edifício

σ_r é a tensão radial induzida na profundidade z pelo edifício

z é a profundidade

K_o é o coeficiente de empuxo em repouso

γ é o peso específico do solo

α é um coeficiente de ajuste.

A segunda parcela é devida à compressibilidade visco - elástica do maciço, calculada pela expressão:

$$w_v = \int_0^{\infty} \frac{\Delta \sigma}{F} dz (1 - e^{-\eta F t}) \quad (4.11)$$

Onde:

w_v é o recalque devido à fluência ou recalque visco-elástico;

$\Delta \sigma_z$ o acréscimo de tensão devido a carga do edifício na profundidade z ;

z é a profundidade;

F é módulo de compressibilidade;

η é o coeficiente de viscosidade do solo

Portanto o recalque total s_t é obtido por:

$$w_t = w_i + w_v \quad (4.12)$$

Um dos modelos reológicos empíricos mais conhecidos é o modelo de MITCHELL (1973). Este modelo considera a velocidade de deformação, mantida a tensão constante, como uma função logarítmica.

A compressibilidade dos solos em função do tempo aparece no fenômeno da interação solo - estrutura, como principal agente de desequilíbrio, pois a maneira como os recalques evoluem e se estabilizam determina a importância ou a gravidade dos danos causados por estes recalques à superestrutura.

A revisão bibliográfica mostra que a maioria dos trabalhos publicados sobre o uso de modelos reológicos compostos para a previsão do comportamento de solos ao longo do tempo utilizam o modelo de Kelvin isolado ou em combinação com outros. Tal fato se deve, provavelmente, à facilidade na determinação dos parâmetros físicos deste modelo.

5. APLICAÇÃO DO MODELO REOLÓGICO DE KELVIN

TER-MARTITROSYAN(1992) estabeleceu que as funções de fluência na engenharia de solos constituem funcionais do tipo:

$$f(\varepsilon, \sigma, t) = 0 \quad (5.1)$$

Uma relação tensão-deformação-tempo, pode ser resolvida com o argumento de que a deformação é obtida a partir do produto:

$$\varepsilon(\sigma, t) = \phi(\sigma) \cdot \psi(t) \quad (5.2)$$

Onde: $\phi(\sigma)$ = função de tensão e $\psi(t)$ = função de tempo.

A função $\psi(t)$ deve obedecer a algumas condições de contorno básicas:

a) no instante inicial inicial, deve ser nula:

$$\bullet \text{ Para } t = 0 \Rightarrow \psi(t) = 0 \quad (5.3)$$

(b) quando t tender a infinito, sua variação em função do tempo é igual a zero:

$$\bullet \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\partial \psi(t)}{\partial t} = 0 \quad (5.4)$$

(c) no instante inicial $t=0$, sua variação em relação ao tempo tende para o infinito:

$$\bullet \lim_{t \rightarrow 0} \frac{\partial \psi(t)}{\partial t} = \infty \quad (5.5)$$

(d) Quando t tender a infinito, a função $\psi(t)$ torna-se constante.

$$\bullet \lim_{t \rightarrow \infty} \psi(t) = cte \quad (5.6)$$

A função $\phi(\sigma)$ deve ser constante com o tempo, no entanto, para a maioria dos casos de carregamento, ela varia com a profundidade:

$$\phi(\sigma) = \int_0^z \sigma(z) dz \quad (5.7)$$

Neste trabalho utilizou-se o modelo de Kelvin que atende às condições deste funcional.

5.1. - Modelo reológico de Kelvin

O modelo de Kelvin e Voight, como já foi comentado no capítulo 2, é um modelo reológico mecânico obtido da associação em paralelo de um elemento de mola de constante elástica E e de um elemento amortecedor de coeficiente de viscosidade η constante. A relação de compatibilidade de deslocamento entre o elemento de mola e o elemento amortecedor definem a equação diferencial deste modelo:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (5.8)$$

que pode ser reescrita da forma:

$$\dot{\varepsilon} + \left(\frac{E}{\eta} \right) \varepsilon = \frac{\sigma}{\eta} \quad (5.9)$$

onde:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (5.10)$$

Um material cujo comportamento é representado por este modelo, ao ser solicitado, apresenta deformação instantânea nula. Portanto, as deformações variam de zero no instante inicial a um valor constante a tempo infinito. Ao ser descarregado toda a deformação sofrida é recuperada (Figura 2.18).

Este modelo pode ser generalizado para vários materiais e no caso particular de sua aplicação aos solos, deve-se sempre resguardar o fato de que, muitas vezes, ele não descreve corretamente o fenômeno de compressibilidade do maciço, sendo sua aplicabilidade indicada apenas nos casos onde a preocupação é a determinação do recalque ao longo do tempo.

Cabe, ainda, dizer que modelos mais precisos podem ser obtidos através da combinação em série ou em paralelo, de vários elementos básicos de Kelvin e Voight, principalmente se estas combinações considerarem parâmetros diferentes em cada elemento.

Estudando o comportamento típico de curvas de fluência ou de relaxação (Figuras 2.13 e 2.14) nota-se que é possível definir uma função que, em qualquer tempo, estabelece uma relação tensão – deformação linear do tipo:

$$\sigma(t) = \varepsilon_o E(t) \quad (5.11)$$

$$\varepsilon(t) = \sigma_o J(t) \quad (5.12)$$

onde, $E(t)$ e $J(t)$ são chamadas de função de deformabilidade ou função de fluência que devem atender aos requisitos do funcional sugerido por MARTITROSYAN(1992).

Se ocorrer uma variação de tensão ($d\sigma$) no instante (t') a expressão (5.9) escrita de forma integral será:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t - t') \frac{d\sigma}{dt'} dt' \quad (5.13)$$

Analogamente, caso ocorra uma variação de deformação ($d\varepsilon$) no instante (t') a expressão (5.10) escrita de forma integral será:

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t-t') \frac{d\varepsilon}{dt'} dt' \quad (5.14)$$

Como a relação tensão deformação é linear em cada tempo, fica válido o princípio da superposição dos efeitos. Este princípio estabelece que a deformação em um determinado instante pode ser obtida pela soma das deformações provocadas por cargas externas independentes, nesse mesmo instante.

Para o caso onde o processo começa em um tempo qualquer diferente de zero, pode-se generalizar as expressões (5.12) e (5.13):

$$\varepsilon(t) = \sigma(t).J(t-t') + \int_0^t J(t-t') \frac{d\sigma}{dt'} dt' \quad (5.15)$$

De forma análoga, caso a variação se aplique à deformação:

$$\sigma(t) = \varepsilon(t).E(t-t') + \int_0^t E(t-t') \frac{d\varepsilon}{dt'} dt' \quad (5.16)$$

Em casos de acréscimos de tensões constantes em cada instante de tempo, pode-se estabelecer:

$$\varepsilon(t) = \sigma_o J_c(t) + \sigma_1 J_c(t - t_1) + \sigma_2 J_c(t - t_2) + \dots \quad (5.17)$$

Onde:

$\sigma_o, \sigma_1, \sigma_2$ são as tensões provocadas por cada estágio de carregamento;

J_c é a função de fluência (constante durante todo o evento);

$t_1, t_2, \dots$ são os instantes de carregamento.

O princípio da superposição aplicado no caso de sucessivas deformações:

$$\sigma(t) = \varepsilon_o E_c(t) + \varepsilon_1 E_c(t - t_1) + \varepsilon_2 E_c(t - t_2) + \dots \quad (5.18)$$

Onde:

$\varepsilon_o, \varepsilon_1$ e ε_2 são as deformações impostas ao sistema em instante de tempo;

E_c é a função de relaxação (constante durante todo o evento);

$t_1, t_2, \dots$ são os instantes de imposição das deformações.

5.2. Teorema da reciprocidade

O teorema da reciprocidade estabelece que é possível se obter a solução de um problema visco-elástico (dependente do tempo), a partir da solução elástica (independente do tempo), fazendo-se uma transformação de Laplace na função de deformabilidade $J(t)$ ou $E(t)$.

Em termos práticos o que se pretende é transformar uma função não-linear em uma função linear através de artifício algébrico (no caso a transformada de Laplace). De forma que, resolvida a função linear, opera-se a transformação inversa, obtendo-se a solução do problema real (Figura 5.1).

FIGURA 5.1 – Fluxo de transformação

A forma de se aplicar a transformada de Laplace depende do tipo de problema que se deseja formular.

A equação diferencial de deformações visco-elásticas do modelo de Kelvin (equação 5.8) pode ser manipulada convenientemente da forma:

$$E.\varepsilon + \eta\varepsilon' = \sigma \quad (5.19)$$

Pode-se aplicar a transformação de Laplace diretamente sobre a equação diferencial (5.19) resultando:

$$E.L(\varepsilon) + \eta L(\varepsilon') = L(\sigma) \quad (5.20)$$

Sabendo-se que $\varepsilon(0)=0$, tem-se:

$$L(\varepsilon') = sL(\varepsilon) - \varepsilon(0) = sL(\varepsilon) \quad (5.21)$$

e também que:

$$L(\sigma) = \frac{\sigma}{s} \quad (5.22)$$

Substituindo a igualdade 5.21 e 5.22 em 5.20, obtém-se a equação subsidiária:

$$E.L(\varepsilon) + \eta sL(\varepsilon) = \frac{\sigma}{s} \quad (5.23)$$

Desta forma, explicita-se o Laplaciano de ε :

$$L(\varepsilon) = \frac{\sigma}{s(E + \eta s)} \quad (5.24)$$

Que pode ser convenientemente fatorado em:

$$L(\varepsilon) = \frac{\frac{\sigma}{E}}{s} - \frac{\frac{\eta\sigma}{E}}{E + \eta s} \quad (5.25)$$

Resultando a solução da equação subsidiária:

$$\mathcal{L}^{-1}(\varepsilon) = \frac{\frac{\sigma}{E}}{s} - \frac{\frac{\sigma}{E}}{\frac{E}{\eta} + s} \quad (5.26)$$

A equação real é definida fazendo-se a transformação inversa, sabendo-se que:

$$\mathcal{L}^{-1}\left(\frac{1}{s}\right) = 1 \quad (5.27)$$

$$e^{-\mathcal{L}^{-1}\left(\frac{1}{\frac{E}{\eta} + s}\right)} = e^{-\frac{E}{\eta}t} \quad (5.28)$$

Portanto, tem-se que $\mathcal{L}^{-1}(\varepsilon)$ é:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} \cdot 1 - \frac{\sigma}{E} e^{-\frac{E}{\eta}t} \quad (5.29)$$

Finalmente a solução da equação diferencial do modelo visco-elástico de Kelvin, tendo como condição de contorno: tensão constante com o tempo e deformação imediata igual a zero, será:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \quad (5.30)$$

Comparando com a equação 5.12, tem-se então que a função de fluência para o modelo é:

$$J(t) = \left(\frac{1 - e^{-\frac{E}{\eta}t}}{E} \right) \quad (5.31)$$

Neste trabalho, utilizou-se uma variação do processo de linearização. Esta variação permite que a solução de um problema não linear seja obtida pela superposição das soluções de vários problemas lineares. Sendo, portanto, o resultado deste procedimento, vários problemas lineares equivalentes a um problema não linear.

Em termos práticos, a aplicação desta técnica a um problema visco-elástico consiste em se resolver um problema elástico linear equivalente em cada instante de tempo (Figura 5.2).

Figura 5.2 – Módulo equivalente

A Figura 5.2 refere-se a uma barra de comprimento inicial L_o e seção transversal A , carregada com uma força normal N com encurtamento variando ao longo do tempo ΔL_t . Utilizando-se a lei de Hooke, o encurtamento em cada instante de tempo é:

$$\Delta L_1 = \frac{NL_o}{AE_1} \quad (5.32)$$

$$\Delta L_2 = \frac{NL_o}{AE_2} \quad (5.33)$$

$$\Delta L_t = \frac{NL_o}{AE_t} \quad (5.34)$$

com $t = 1, 2, \dots$

Comparando-se as equações (5.32), (5.33) e (5.34) com a equação (5.12):

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (5.35)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\Delta L_t}{L_o} \quad (5.36)$$

$$J(t) = \frac{1}{E(t)} \quad (5.37)$$

Portanto, conhecida a função de fluência $J(t)$ como na equação (5.31), pode-se obter um módulo equivalente $E(t)$ em cada instante de tempo. A superposição dos deslocamentos calculados em cada instante de tempo, resulta na curva de deslocamentos em função do tempo.

6. APLICAÇÃO A UM GRUPO DE EDIFÍCIOS NA CIDADE DE SANTOS/SP

A aplicabilidade do modelo de Kelvin para a previsão dos recalques ao longo do tempo foi verificada através de ajustes de curvas recalque – tempo teóricas à curvas recalque - tempo medidas em um grupo de três edifícios, construídos simultaneamente, na cidade de Santos/SP.

6.1 Caracterização geotécnica

A cidade de Santos/SP localiza-se sobre um subsolo constituído por sedimentos quaternários cujo perfil geológico da orla consiste na alternância entre camadas de areia e camadas argila orgânica, sendo este pacote de solos assentado sobre um maciço cristalino formado por rochas de gnaiss e granito (TEIXEIRA, 1994).

MASSAD (1999) discute a importância da formação das argilas sedimentares da Baixada Santista na determinação e avaliação de suas propriedades físicas. Defende que devido a oscilações no nível do mar ocorreram pelo menos duas seqüências de sedimentação, intercaladas por intensos processos erosivos que deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos, Pleistocênico e Holocênico, com propriedades geotécnicas distintas.

MASSAD (1985) classifica os depósitos de argila em:

- a) Depósitos recentes (manguesais), material não consolidado com N_{spt} nulo;
- b) Argilas SFL (sedimentos fluvio-lagunares), material formado a 7000 anos atrás com N_{spt} de 0 a 2, levemente sobre – adensado.
- c) Argilas ATs (argilas transicionais), solos muito sobre - adensados com tensão de pré - adensamento da ordem de 300 a 500 kPa e N_{spt} variando de 5 a 25.

Os sedimentos holocênicos são constituídos de argilas SFL entremeados por camadas contínuas de areia com espessura constante até a profundidade de 18 m. Suas propriedades em algumas regiões são homogêneas e uniformes, em outros são heterogêneas.

Os sedimentos pleistocênicos ocorrem abaixo do holocênicos e são constituídos de camadas de areia com 6 m a 7 m de espessura e camadas de argilas média a rija situadas geralmente a uma profundidade de 20 a 25 m.

Os sedimentos holocênicos são constituídos de argilas SFL entremeados por camadas contínuas de areia com espessura constante. Suas propriedades em algumas regiões são homogêneas e uniformes, em outros são heterogêneas.

Desta forma MASSAD (1999) destaca que as argilas médias e as argilas moles estão ligadas a SFL enquanto que as argilas rijas correspondem às ATs. As argilas muito moles correspondem aos Mangues. Destaca-se, também, o fato dos SFL serem materiais mais arenosos.

Em resumo, MASSAD (1999) classifica os sedimentos da seguinte forma:

Mangue Argiloso: $N_{spt}=0$

Mangue Arenoso: $N_{spt}=1/60$ a $1/40$

Argilas de SFL: $0 \leq N_{spt} \leq 4$

ATs: $5 \leq N_{spt} \leq 25$

Segundo TEIXEIRA (1994) a camada de sedimentos superior é formada por areias uniformes ($0.1 \text{ mm} < \phi < 0.2 \text{ mm}$) mediantemente compactas (número de golpes do SPT variando de 9 a 30 golpes) com a possibilidade de se encontrar bolsões de areia fofa, principalmente em camadas próximas da superfície. A espessura mínima desta camada de areia pode chegar a 7 m. As camadas de argila podem ser encontradas com espessuras de até 16 m. As camadas de argilas transicionais podem ser encontradas em profundidades de até 45 m; no entanto, a espessura destas camadas não ultrapassam 5 m.

Quanto às características mecânicas dos sedimentos marinhos, TEIXEIRA (1994) conclui que em todos os tipos de sondagens e investigações feitas no local as argilas são classificadas como muito moles; no entanto, apresentam resistência a compressão simples entre 60 kN/m^2 a 150 kN/m^2 , faixa de resistência de argilas médias a rijas.

Apesar da aparente homogeneidade existem muitas variações nas propriedades das argilas a depender do local onde estas se localizam.

GONÇALVES (1992) realizando ensaios nas argilas da COSIPA, encontrou valores de índice de compressão variando de 0,78 a 0,98, enquanto o índice de vazios inicial variou de 2.11 à 4.98. A tensão de pré - adensamento variou entre 57 kPa a 135 kPa. O coeficiente de adensamento, de $0,47 \times 10^{-4}$ a $7,68 \times 10^{-4}$ cm²/s.

TEIXEIRA (1994) mostra valores da tensão de pré-adensamento variando de 100 kPa a 300 kPa, enquanto o índice de compressão varia de 0,4 a 1,2, sendo o peso específico das argilas ensaiadas em torno de 16 kN/m³.

TEIXEIRA (1994) também comenta sobre provas de carga em placas realizadas na região, concluindo que, para provas de cargas executadas em placas de 0,80 m de diâmetro e 1,5 m de profundidade a curva tensão x deslocamento apresentou comportamento linear até a tensão de 70 kPa, com recalques totais de 9,0 mm e residuais de 3,0 mm.

MACHADO (1956), ao estudar curvas recalques em tempo em quatro edifícios em Santos, encontrou valores para o módulo de deformabilidade do material em torno de 12 MPa, sendo o coeficiente de adensamento em torno de 4,45 m²/ano.

Neste trabalho, estudou-se o comportamento ao longo tempo de um grupo de três edifícios vizinhos, construídos simultaneamente, com estrutura em concreto armado. Os três prédios localizam-se na esquina da rua Luiz de Camões com a rua Pêrsio Queiroz Filho.

Cada edifício constitui-se de uma estrutura de doze andares, em concreto armado com f_{ck} de 20 MPa e possui aproximadamente 450 m² de área construída por pavimento. Os blocos, encontram-se afastados 10 m em relação aos blocos vizinhos e 13 metros em relação à rua. Todos os blocos foram construídos com fundações em sapatas, assentadas a 2 metros abaixo do nível do terreno, na camada de areia compacta com pressão admissível variando de 220kPa a 270 kPa (Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3).

Todos os prédios possuem 12 pavimentos tipo. O bloco A possui 22 pilares, o bloco B possui 25 pilares, e o bloco C possui 28 pilares (Figura 6.1).

TABELA 6.1 – Propriedades geométricas das fundações (Bloco A)

Bloco A				
Pilar				
01A	3.60	52.70	2.70	3.60
02A	13.80	52.70	2.70	3.60
03A	0.00	49.70	4.00	3.40
04A	6.90	49.70	3.00	3.60
05A	10.50	49.70	3.00	3.60
06A	17.40	49.70	4.00	3.40
07A	0.00	42.80	2.70	3.30
08A	17.40	42.80	2.70	3.30
09A	0.75	35.45	2.50	6.00
10A	16.65	35.45	2.50	6.00
11A	0.00	29.90	3.00	2.40
12A	6.90	29.90	3.30	3.90
13A	10.50	29.90	3.30	3.90
14A	17.40	29.90	4.00	2.40
15A	3.60	26.90	2.80	3.70
16A	13.80	26.90	2.80	3.70
17A	6.90	42.80	4.75	4.00
18A	10.50	42.80	4.75	4.00
18A	6.90	38.00	4.75	4.00
20A	10.50	38.00	4.75	4.00
21A	6.90	35.20	4.75	3.50
22A	10.50	35.20	4.75	3.50

TABELA 6.2 – Propriedades geométricas das fundações (Bloco B)

Bloco B				
Pilar				
01B	0.00	3.10	3.60	2.80
02B	0.00	10.00	3.90	2.30
03B	0.00	13.80	3.60	2.80
04B	3.70	0.00	2.60	3.40
05B	3.70	16.90	2.60	3.40
06B	6.90	5.00	4.00	5.80
07B	6.90	11.90	4.00	5.80
08B	11.90	1.10	3.50	4.50
09B	11.90	15.80	3.50	4.50
10B	16.90	1.10	2.40	3.40
11B	16.90	15.80	2.40	3.40
12B	19.70	5.00	6.00	6.70
13B	19.70	11.90	6.00	6.70
14B	22.90	0.00	2.60	3.40
15B	22.90	16.90	2.60	3.40
16B	26.60	3.10	3.40	2.60
17B	26.60	7.20	2.10	3.20
18B	26.60	9.70	2.10	3.20
19B	26.60	13.80	2.60	3.40
20B	11.90	5.00	3.90	2.80
21B	11.90	7.60	4.20	1.50
22B	11.90	10.60	3.70	4.60
23B	16.90	5.00	3.90	3.60
24B	16.90	7.60	3.20	1.30
25B	16.90	10.60	3.70	4.60

TABELA 6.3 – Propriedades geométricas das fundações (Bloco C)

Bloco C				
Pilar				
01C	36.60	2.70	2.70	3.00
02C	36.60	5.90	2.00	2.40
03C	36.60	9.70	2.00	2.40
04C	36.60	12.90	2.70	3.00
05C	39.50	0.00	2.30	2.40
06C	39.50	15.60	2.30	2.40
07C	42.30	4.00	3.00	3.90
08C	42.30	7.80	3.00	3.60
09C	42.30	11.60	3.00	3.90
10C	47.30	0.50	3.20	4.20
11C	47.30	15.10	3.20	4.20
12C	52.40	0.50	2.20	3.20
13C	52.40	15.10	2.20	3.20
14C	55.20	4.00	2.40	3.90
15C	55.20	7.80	2.40	3.60
16C	55.20	11.60	2.40	3.90
17C	58.10	0.00	2.30	2.40
18C	58.10	15.60	2.30	2.40
19C	61.00	2.70	2.90	2.50
20C	61.00	5.90	2.00	2.40
21C	61.00	9.70	2.00	2.40
22C	61.00	12.90	2.90	2.50
23C	47.30	4.90	3.90	3.00
24C	47.30	7.90	3.20	1.80
25C	47.30	11.60	3.60	4.00
26C	51.60	4.90	3.90	3.00
27C	51.60	7.90	3.00	1.80
28C	51.60	11.60	3.60	4.00

FIGURA 6.1 – Planta de localização dos pilares.

A caracterização do maciço de solos do local foi feita a partir de três furos de sondagem de simples reconhecimento com ensaio de SPT (Figura 6.2).

FIGURA 6.2 - Localização dos furos de sondagem.

O perfil geotécnico dos três furos são mostrados na figuras 6.3, 6.4 e 6.5.

FIGURA 6.3 – Perfil de sondagem 1.

FIGURA 6.4 – Perfil de sondagem 2.

FIGURA 6.5 – Perfil de sondagem 3.

De acordo com as figuras 6.4, 6.5 e 6.6 têm-se que os três edifícios estão sobre um maciço de solos formado por três camadas de solos uniformes de areia e argila. A primeira camada constitui-se de uma areia fina mediantemente compacta com N_{SPT} variando entre 20 e 8 golpes. Esta camada de areia possui cor cinza e espessura aproximada de 10 m.

A segunda camada constitui-se de uma camada de argila marinha muito mole, N_{SPT} variando de 0 a 2 golpes. A espessura da camada de argila é de aproximadamente 9 m, sendo a sua cor preta.

A terceira camada constitui-se de uma areia mediantemente compacta a muito compacta, cor cinza escura, N_{SPT} chegando até 60; no entanto, nenhuma das sondagens caracterizam o impenetrável, uma vez que todas pararam com N_{SPT} em torno de 18. Neste trabalho foi considerado que o impenetrável ocorre no fim das sondagens.

6.2. Ajuste dos parâmetros do Modelo de Kelvin

Na mecânica dos solos tradicionalmente admite-se que o material que apresenta comportamento variável ao longo do tempo é o material argiloso. Desta forma, aqui, também, é feita esta consideração. Todo o deslocamento variável ao longo do tempo é admitido como sendo devido apenas à compressibilidade da argila.

A curva recalque – tempo teórica foi obtida a partir da equação 3.14 onde a deformação na direção vertical é:

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (6.1)$$

Onde:

w é o recalque ou componente vertical do deslocamento.

z é direção vertical

ε é a deformação específica vertical.

A componente vertical do deslocamento (recalque) é obtida por integração da equação (6.2):

$$w = \int_0^{-h} \varepsilon_z \cdot dz \quad (6.2)$$

Onde:

h é a profundidade

Considerando que o recalque seja variável no tempo:

$$w(t) = \int_0^{-h} \varepsilon(t)_z \cdot dz \quad (6.3)$$

Como:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(z)}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \quad (6.4)$$

tem-se que:

$$w(t) = \int_0^{-h} \frac{\sigma(z)}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \cdot dz \quad (6.5)$$

Admitindo-se que E e η são constantes com a profundidade tem-se:

$$w(t) = \frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \cdot \int_0^{-h} \sigma(z) dz \quad (6.6)$$

Comparando-se a equação (6.6) com a equação (5.31)

$$w(t) = J(t) \cdot \int_0^h \sigma(z) dz \quad (6.7)$$

Onde:

$J(t)$ é a função de fluência;

$\int_0^h \sigma(z) dz$ é a área do diagrama tensão – profundidade.

O ajuste foi feito ajustando-se as curvas recalque tempo medidas à uma função do tipo (6.8) através da técnica de mínimos quadrados:

$$w(t) = A * (1 - e^{-b*t}) \quad (6.8)$$

Igualando-se as expressões (6.7) e (6.8), tem-se:

$$A = \frac{\int \sigma(z) \cdot dz}{E} \quad (6.9)$$

Obtendo-se, desta forma o módulo de deformabilidade:

$$E = \frac{\int \sigma(z) \cdot dz}{A} \quad (6.10)$$

Igualando-se os termos do segundo membro das equações (6.7) e (6.8), obtém-se o módulo de viscosidade:

$$\eta = \frac{E}{b} \quad (6.11)$$

As curva ajustadas são mostradas no Anexo 1.

Os resultados médios calculados a partir de todos os parâmetros ajustados

são mostrados na Tabela 6.4.

TABELA 6.4 – Determinação das Constantes E e η .

	Módulo de Deformação	Coefficiente de Viscosidade
Média	5,38 MPa	$5,1 \times 10^{+3}$ MPa .dia
Desvio Padrão	0,96 MPa	$1,0 \times 10^{+3}$ MPa .dia
Variância	18 %	20 %

A curva de distribuição de frequência dos valores das constantes de deformabilidade **E** e de viscosidade η ajustadas estão mostradas nas figuras 6.6 e 6.7.

FIGURA 6.6 – Curva de distribuição para a constante elástica **E** considerando todos os valores ajustados.

FIGURA 6.7 – Curva de Distribuição de Viscosidade η considerando todos os valores ajustados.

Observando os histogramas das Figuras 6.6 e 6.7, percebe-se que o histograma referente aos valores encontrados para o módulo de deformabilidade considerando todos os valores de E ajustados não é de todo simétrico, isso se explica pelo fato da maioria dos valores encontrados serem maiores que a média. No entanto, os valores menores que a média, apesar de serem poucos, apresentaram grandes diferenças.

O histograma referente aos valores do coeficiente de viscosidade mostra que a distribuição deste valores se ajusta à distribuição normal, contudo, ocorreram poucos valores próximos à média. A maioria dos valores foram: a média menos o desvio padrão ou a média mais o desvio padrão.

Estas variações encontradas para o valores ajustados podem ser explicados pela variabilidade do maciço de solos, que apesar de ser aparentemente homogêneo,

apresenta variações tanto em propriedades físicas, quanto geométricas (Figuras 6.3, 6.4 e 6.5).

Analisando os parâmetros ajustados com os dados de cada prédio isoladamente, percebe-se que os resultados obtidos para média e desvio padrão tanto do módulo de deformabilidade, quanto do coeficiente de viscosidade, apresentaram valores com uma dispersão menor.

Os valores do prédio A e do prédio C apresentaram média do módulo de deformabilidade em torno 5,7 MPa, com uma variância de 14% no prédio A e 17% no prédio C. No prédio B, a variância dos valores do módulo de deformabilidade foi de 15%, no entanto, a média entre estes valores foi de 4,7 MPa; uma diferença de aproximadamente 20% no valor médio, o que explica o fato do histograma com todos os valores não se ajustar perfeitamente a curva normal.

Com relação ao coeficiente de viscosidade, os valores obtidos com as curva dos prédios A e C apresentaram variância de 13 %, no entanto, para os valores do Prédio B, a variância foi de 23%. Explicando o fato da variância de 20% entre todos os valores (Tabela 6.5).

A curva de distribuição dos valores do módulo de deformabilidade traçada com os valores ajustados somente com as curvas recalque - tempo do bloco A, mostram que grande parte dos valores encontrados foram maiores que a média. Houve apenas três ocorrências de valores menores que a média. Como estes três valores foram em torno de 20% menores que a média, eles equilibraram os valores acima da média, que embora, tenham ocorrido em maior número, suas diferenças em relação a média chegou apenas a 14 %. O valor de 5,77 MPa para a média foi condicionado pelas ocorrências em torno da média, que também condicionou a variância de 14 % (Figura 6.7).

A curva de distribuição dos valores do coeficiente de viscosidade ajustados com para os dados do bloco A mostra uma maior uniformidade nesses valores, se comparada com a curva de distribuição do módulo de deformabilidade, apesar da variância nos dois casos serem de aproximadamente iguais (Figura 6.8).

Para o bloco B, a curva de distribuição dos valores do módulo de deformabilidade, ajustados somente em suas curvas recalque – tempo, mostra uma uniformidade entre seus valores, ocorrendo oito casos maiores e oito casos menores

que a média. A variância ficou em torno de 15 %, aproximadamente, o mesmo valor que o bloco A, no entanto, a média ficou foi de 4822,6 MPa, 20 % menor que a média obtida com todos os valores (Figura 6.9).

TABELA 6.5 - Determinação das Constantes E e η considerando cada bloco isolado.

		Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de viscosidade (MPa.dia)
	Média	5,77	4822,6
	Desvio Padrão	0,83	625,1
	Variância	14 %	13 %
		Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de viscosidade (MPa.dia)
	Média	4,70	4524,0
	Desvio Padrão	0,73	1056,8
	Variância	15 %	0.23 %
		Módulo de deformabilidade (MPa)	Coefficiente de viscosidade (MPa.dia)
	Média	5,68	5973,6
	Desvio Padrão	0,95	756,4
	Variância	17 %	13 %

A metodologia de determinação dos parâmetros do modelo de Kelvin através de retroanálise de curvas recalque - tempo medidas, mostrou-se viável. No entanto, uma utilização deste modelo em projetos ou para previsões antes do início do evento, é necessário que se estabeleçam relações destas constantes com parâmetros de ensaios, sejam eles de campo ou de laboratório. Sendo necessário, ainda, a previsão do recalque no tempo infinito.

FIGURA 6.8 – Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco A.

FIGURA 6.9 – Curva de Distribuição de Viscosidade η ajustados com as curvas do bloco A.

FIGURA 6.10 – Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco B.

FIGURA 6.11 – Curva de Distribuição de Viscosidade η ajustados com as curvas do bloco B.

A curva distribuição dos valores do coeficiente de viscosidade ajustados com os dados do bloco B mostra a grande variabilidade destes valores, esta variabilidade, já demonstrada com o valor variância (23 %), perde sua importância quando considerados todos os valores ajustados (Figura 6.11).

A curva de distribuição dos valores do módulo de deformabilidade traçada

com os valores ajustados somente com as curvas recalque - tempo do bloco C mostra, também, que a maioria dos valores encontrados foram maiores que a média (Figura 6.12).

A curva distribuição dos valores do coeficiente de viscosidade mostra um maior número de ocorrências próximas à média. Apenas quatro valores ficaram fora da faixa média $\pm$ desvio padrão. A variância de 13 %, também demonstra a uniformidade dos valores em torno da média (Figura 6.13).

FIGURA 6.12 – Curva de distribuição do módulo de deformabilidade E ajustados com as curvas do bloco C.

FIGURA 6.13 – Curva de Distribuição de viscosidade η ajustados com as curvas do bloco C

MASSAD (1982) divulga o método gráfico de Asaoka para acompanhamento e extrapolação de recalques por adensamento. Neste trabalho, o autor demonstra a aplicabilidade do método com a interpretação de curvas recalque - tempo medidas em intervalos de tempo regulares. As curvas recalque - tempo utilizadas para ilustrar o método foram medidas em dois casos específicos da experiência brasileira em aterros sobre solos moles.

No entanto, fica demonstrado no trabalho que o método gráfico de Asaoka

é aplicável a qualquer curva recalque - tempo onde a solução matemática, exata ou aproximada, possa ser expressa por uma função exponencial do tipo:

$$y = (a + be^{c^*x}) \quad (6.12)$$

Como o recalque calculado pelo modelo de Kelvin é representado matematicamente pela equação 6.4, esta equação pode ser reescrita da forma:

$$w(t) = \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \int_0^h \frac{\sigma(z)}{E} . dz . \quad (6.13)$$

Aplicando o limite para tempo infinito na equação 6.13, tem-se:

$$w(\infty) = \int_0^h \frac{\sigma(z)}{E} . dz \quad (6.14)$$

Substituindo a equação 6.14 na equação 6.13, tem-se que o recalque em um tempo t qualquer pode ser considerado como uma fração do recalque em tempo infinito.

$$w(t) = w(\infty) . \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right) \quad (6.15)$$

Igualando-se as equações 6.15 e 6.12, temos que:

$$a = b = w(\infty) \quad (6.16)$$

$$c = -\frac{E}{\eta} \quad (6.17)$$

6.3. Verificação da consistência dos dados ajustados

MASSAD (1982) deduz matematicamente que:

$$c = - \frac{2,47 \cdot c_v}{H_d^2} \quad (6.18)$$

Portanto, admitindo conhecido o módulo de deformabilidade E , é possível se obter o coeficiente de viscosidade η igualando-se a equação 6.15 à equação 6.16.

$$-\frac{E}{\eta} = - \frac{2,47 \cdot c_v}{H_d^2} \quad (6.19)$$

Portanto, isolando-se η na equação 6.17:

$$\eta = \frac{EH_d^2}{2,47 \cdot c_v} \quad (6.20)$$

O módulo de deformabilidade E drenado pode ser obtido a partir do módulo oedométrico.

$$E' = \frac{(1 - 2\nu')(1 + \nu')}{(1 - \nu')} E_{oed} \quad (6.21)$$

Onde:

ν' é o coeficiente de Poisson;

E_{oed} é o módulo oedométrico.

O coeficiente de Poisson que melhor se ajustou foi 0,4.

7 – REANÁLISE DO GRUPO DE TRÊS EDIFÍCIOS

A avaliação do desempenho do grupo de três edifícios ao longo do tempo foi feita através de uma reanálise com os parâmetros ajustados para o modelo de Kelvin.

Foram realizadas três tipos de abordagens:

- (a) **Abordagem 1 ou abordagem convencional:** consistiu no cálculo do pórtico espacial com apoios indeslocáveis. Os recalques foram calculados a partir de suas reações de apoio, sem ter sido feita nenhuma correção referente à interação, como acontece na prática.
- (b) **Abordagem 2:** consistiu na análise de interação solo estrutura considerando que cada prédio é isolado.
- (c) **Abordagem 3:** consistiu na análise de interação solo estrutura considerando a influência recíproca do grupo de edifícios.

Em todas as análises foi admitido o maciço de solos formado por três camadas horizontais descritas na tabela 7.1.

TABELA 7.1 – Características do maciço de solos.

Profundidade da camada (m)	Descrição das camadas
0 à 12,00	Areia fina argilosa, mediantemente compacta
12,00 à 21,00	Argila marinha, mole
21,00 à 31,00	Areia fina argilosa, mediantemente compacta

As fundações foram consideradas todas assentadas a dois metros de profundidade.

A modelagem da superestrutura foi feita de acordo com a metodologia descrita no item 3.2. Foram consideradas apenas as cargas permanentes (peso próprio de lajes, vigas, pilares, alvenaria, revestimento e piso).

O comportamento do maciço ao longo do tempo é considerado devido apenas à camada de argila, de forma que considerou-se uma rigidez muito alta para as camadas de solo arenoso e rigidez da camada de argila variando de acordo com o modelo de Kelvin.

Os parâmetros de deformabilidade e de viscosidade do modelo de Kelvin adotados na reanálise foram os valores médios determinados entre todos os valores ajustados nas curvas recalque – tempo medidas (Tabela 6.1).

Também foram realizadas análises considerando a variabilidade do maciço de solos. O maciço de solos sob cada prédio foi modelado com as propriedades médias ajustadas a partir de suas respectivas curvas.

A maioria das análises correspondem ao tempo de 938 dias, que é o instante da última leitura realizada nos três prédios.

A figura 7.1 mostra a comparação entre recalques medidos e recalques calculados considerando o efeito do grupo de edifícios e da superestrutura (tempo – 938 dias). A importância da consideração das edificações vizinhas na previsão de recalques é demonstrada comparando-se os recalques calculados considerando o grupo e os calculados considerando cada bloco como independente. Pode-se observar que os recalques calculados considerando a influência do grupo de edifícios são maiores que os calculados considerando cada bloco isolado. Por outro lado, o efeito de grupo diminui com o aumento da distância entre os pontos onde os recalques foram calculados e os blocos vizinhos.

A melhor aproximação entre os valores dos recalques calculados com análise solo – estrutura e influência do grupo de edifícios ocorreram nos valores dos recalques dos prédios A e C. Com relação ao prédio B, os recalques calculados mostraram-se menores que os recalques medidos.

Os recalques calculados que menos se aproximaram dos recalques medidos, ocorreram nos pilares da periferia do bloco B. Isto demonstra a necessidade da consideração de todo o ambiente de carregamento.

FIGURA 7.1 – Curvas isorecalques – medidos x calculados considerando o efeito do grupo de edifícios (tempo – 938 dias).

A Figura 7.2 mostra a comparação entre os recalques calculados com interação solo – estrutura considerando que cada prédio é isolado com os recalques medidos. A diferença entre os recalques medidos e calculados foi 16% maiores de

quando se considerou o grupo. A diferença maior ocorre nos pilares periféricos adjacentes aos prédios vizinhos, já nos pilares centrais e periféricos nos lados opostos aos vizinhos, esta diferença foi menos significativa. Destacando-se, portanto, a importância da consideração do grupo de edifícios para previsão dos recalques nos pilares periféricos.

O efeito do grupo de edifícios na configuração dos recalques é mostrado comparando-se os valores dos recalques calculados considerando os prédios isolados e em grupo (Figura 7.3).

Nas fundações de pilares periféricos adjacentes aos pilares periféricas dos prédios vizinhos ocorrem recalques maiores que os calculados em análises convencionais. Isto é provocado por uma concentração de tensões na região de encontro entre os prédios.

Nos pilares periféricos, não adjacentes a prédios vizinhos, geralmente, ocorrem recalques menores que os recalques calculados convencionalmente. No entanto, podem ocorrer casos onde os prédios vizinhos provocam aumentos de recalques em todos os pontos do prédio.

Os pilares centrais, geralmente, mantêm seus recalques aproximadamente constantes. Em alguns casos, ocorrem pequenas diferenças para mais, principalmente na região do bloco B, onde houve um aumento em todos os pilares do prédio.

A interação solo - estrutura provoca uma tendência de uniformização dos recalques; isto fica evidente ao compararem-se os recalques calculados com procedimento convencional com os recalques calculados considerando o efeito da rigidez da superestrutura. O mecanismo de transferência de carga entre os pilares provoca recalques maiores que os determinados convencionalmente nos pilares periféricos. Nos pilares centrais, o mecanismo de transferência de carga produz recalques menores que os calculados sem interação. A Figura 7.4 mostra esta comparação nos recalques determinados no tempo infinito.

O aumento dos recalques nos pilares periféricos não ocorre proporcionalmente à diminuição dos recalques nos pilares centrais. A diminuição dos recalques nos pilares centrais é muito mais evidente que seu

aumento nos pilares periféricos. Isto é provocado por um efeito da análise tridimensional, onde a carga de um pilar central não se distribui de maneira proporcional entre os pilares periféricos. O mecanismo de transferência de cargas depende do tipo da superestrutura, de forma que setores da superestrutura que possuem maior rigidez atraem mais cargas. Consequentemente, os recalques calculados nessa região serão maiores que os previstos em análises convencionais (Figura 7.4).

Outro ponto importante, é o fato do valor do recalque de uma fundação não ser condicionado apenas pela carga que chega nesta fundação, e sim pelo estado de tensões à que o maciço está submetido. Este estado de tensões, depende de todas as cargas, em todos os pilares, inclusive de prédios vizinhos. Isto explica a ocorrência de casos onde se verifica um aumento na carga do pilar, sem que o mesmo provoque variações significativas no valor do recalque. Nestes casos, diz-se que o valor do recalque é fortemente condicionado pela carga do pilar vizinho (caso de pilar de pequena rigidez que recebe menos carga, próximo a pilar com rigidez elevada que recebe mais carga).

O efeito da interação solo - estrutura na configuração final dos recalques mostra-se como um benefício, por promover a tendência de uniformização dos recalques e consequentemente menores recalques diferenciais e distorções.

Os recalques calculados considerando a interação solo –estrutura sem o efeito de grupo quando comparados com os recalques calculados na análise convencional, apresentam um maior erro na aproximação, evidenciando a influência da superestrutura nos valores dos recalques. Em alguns pilares, a previsão dos recalques sem a consideração da interação solo estrutura resultou em valores iguais aos da análise considerando a superestrutura. Nestes casos, fica demonstrada a importância do efeito de grupo de sapatas.

FIGURA 7.2 – Curvas isorecalques – recalques medidos x recalques calculados desconsiderando o efeito do grupo de edifícios (tempo – 938 dias).

FIGURA 7.3 – Curvas isorecalques calculados – considerando o efeito de grupo x isolados (tempo – 938 dias).

FIGURA 7.4 – Curvas isorecalques calculados com grupo de prédios com interação x sem interação (tempo – 938 dias).

FIGURA 7.5 – Curvas isorecalques calculados com prédios isolados com interação x sem interação (tempo – 938 dias).

As figuras 7.6 a 7.11 mostram a configuração dos recalques calculados ao longo do tempo no bloco A, considerando-o como isolado. Percebe-se que nos

primeiro dias os recalques calculados, considerando a interação com a superestrutura, e calculados na forma convencional, não possuem diferenças significativas. Somente a partir do primeiro ano é que se começa a perceber o efeito da interação solo estrutura.

FIGURA 7.6 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (39 dias).

FIGURA 7.7 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (160 dias).

FIGURA 7.8 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (221dias).

FIGURA 7.9 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (349 dias).

FIGURA 7.10 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (948 dias).

FIGURA 7.11 – Curvas isorecalques, Bloco A isolado - com interação x sem interação (tempo infinito).

Analisando a influência da variabilidade do maciço de solos na configuração final dos recalques do grupo de edifícios, tem-se que a aproximação entre os resultados calculados e medidos melhora consideravelmente, com a diferença média baixando de 16% para 8% (Figura 7.12)

FIGURA 7.12 – Curvas isorecalques – recalques medidos x recalques calculados considerando o efeito do grupo de edifícios, a interação solo - estrutura e a variabilidade do maciço de solos (tempo – 938 dias).

Os recalques diferenciais máximos e as distorções devidas ao efeito de grupo, foram da ordem de 0,20 %. Em alguns casos, chegou de 0,35 %. Os desaprumos máximos induzidos até 938 dias, foram 0.02 % no bloco A e C. No prédio B não ocorreram desaprumos significativos (Figura 7.13).

FIGURA 7.13 – recalques medidos e recalques calculados considerando o efeito do grupo de edifícios, a interação solo - estrutura e a variabilidade do maciço de solos (tempo – 938 dias).

As Figuras 7.14 e 7.15 mostram a variação do diagrama de esforço normal ao longo do tempo no pilar 01A, considerando cada prédio isolado e em grupo respectivamente.

FIGURA 7.14 - Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional.

FIGURA 7.15 - Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional.

Comparando-se os esforços normais calculados considerando cada prédio isolado com os esforços calculados convencionalmente, percebe-se uma diferença no tempo infinito em torno 25 % em relação aos valores do cálculo convencional.

Percebe-se, também, a diminuição da influência da interação solo - estrutura nos esforços dos pavimentos superiores (Figura 7.16).

FIGURA 7.16 – Esforço normal ao longo do pilar 01A induzido pelo efeito do grupo de edificios em relação ao cálculo convencional.

Comparando-se os esforços normais calculados com interação solo estrutura e o efeito do grupo de edificios com os calculados convencionalmente, tem-se que a diferença é superior a 27 % diminuindo, também, nos pavimentos do topo. Isto demonstra que o esforço normal do pilar 01A (pilar localizado na periferia no lado oposto ao prédios vizinhos) aumentou, principalmente nos pavimento inferiores (Figura 7.17).

FIGURA 7.17 – Esforço normal ao longo do pilar 01 A induzido pela interação solo – estrutura e pelo efeito de grupo em relação ao cálculo convencional.

A Figura 7.18 mostra o diagrama de momento fletor ao longo do tempo do pilar 01A.

FIGURA 7.18 – Momento fletor em z no pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura.

FIGURA 7.19 – Momento fletor em z no pilar 01 A induzido pela interação solo – estrutura em relação a calculo convencional.

A interação - solo estrutura provocou uma diferença de 360% no valor do momento fletor do primeiro pavimento. Esta diferença diminui nos pavimentos superiores chegando a ser aproximadamente 35% no 11º pavimento (Figura 7.19).

A figura 8.20 mostra o diagrama de momento fletor induzido pelo efeito de grupo ao longo do pilar 01A.

FIGURA 7.20 – Momento fletor z no pilar 01A induzido pelo efeito de grupo.

O momento induzido pelo efeito de grupo no pilar 01A chegou a 740% quando comparado com o cálculo convencional.

FIGURA 7.21 – Momento fletor z no pilar 01A induzido pelo efeito de grupo.

As Figuras 7.22 e 7.23 mostram a variação do diagrama de esforço normal ao longo do tempo no pilar 12A, considerando cada prédio isolado e em grupo respectivamente.

FIGURA 22 – Esforço normal no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional.

FIGURA 7.23 - Esforço normal ao longo do pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional.

No pilar 12A, os esforços normais calculados considerando cada prédio isolado foram até 23 % menores que os esforços calculados convencionalmente. Quando considerado o grupo de edifícios esta diferença foi de 20%. Em todos os casos, o valor máximo induzido ocorreu no primeiro pavimento (Figura 7.24 e 7.25).

As Figuras 7.26 e 7.27 mostram a variação do diagrama de momento fletor ao longo do pilar 12 A, considerando cada prédio isolado e em grupo respectivamente.

Os momentos calculados considerando cada prédio isolado chegaram a ser 345 % maiores que os momentos calculados convencionalmente. Quando considerado o efeito de grupo, os momentos induzidos foram da ordem de 290 % maiores que os calculados convencionalmente. Como nos demais pilares, o valor máximo induzido ocorreu no primeiro pavimento (Figura 7.28 e 7.29).

FIGURA 24 – Esforço normal no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura em relação ao cálculo convencional.

FIGURA 7.25 - Esforço normal ao longo do pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura e pelo grupo de edifícios em relação ao cálculo convencional.

FIGURA 7.26 – Momento fletor em z no pilar 01A induzido pela interação solo – estrutura.

FIGURA 7.27 – Momento fletor em z no pilar 12 A induzido pela interação solo – estrutura.

FIGURA 7.28 - Momento fletor em z no pilar 01 A induzido pela interação solo – estrutura em relação a calculo convencional.

FIGURA 7.29 – Momento fletor z no pilar 12 A induzido pelo efeito de grupo.

8 – ANÁLISE PARAMÉTRICA

O desempenho final de uma edificação é função do fenômeno de interação solo - estrutura, onde a rigidez da superestrutura é a variável de maior influência.

A rigidez da superestrutura é uma grandeza de difícil avaliação. Sua influência nos valores dos esforços e dos recalques depende de vários outros fatores tais como: Influência do grupo, carregamento, seqüência construtiva e etc.

Desta forma, faz-se necessário um estudo paramétrico para avaliar a função de cada uma destas variáveis no desempenho de uma obra, qualificando e quantificando cada agente.

Gusmão Filho (1995) propõe uma metodologia de análise paramétrica aplicada à interação solo – estrutura de edifícios. Essa metodologia foi aplicada a pórticos planos apoiados sobre meio elástico. Neste trabalho, o autor destaca a importância da rigidez relativa do sistema e a seqüência de carregamento.

No capítulo anterior, percebe-se que outro fator de grande importância é o ambiente de carregamento ou efeito de grupo das construções vizinhas (edificações, aterros, escavações, etc), principalmente se aplicados em solos de alta compressibilidade (argila mole).

Assim, a influência dos principais fatores que interferem no desempenho de edifícios com fundações em solos moles são analisados através de um estudo paramétrico, no qual se considerou os efeitos da:

- Rigidez da estrutura;
- Prédios vizinhos;
- Etapas construtivas da superestrutura.

8.1. Efeito da Rigidez

MEYERHOF (1953) define como rigidez relativa, a relação entre a rigidez do solo e a rigidez da superestrutura.

$$K_{es} = \frac{K_e}{K_s} \quad 8.1$$

A rigidez da superestrutura é quantificada através do conceito de viga equivalente, onde um pórtico pode ser representado por uma viga de rigidez igual ao somatório das rigidezes a flexão de todas as barras que constituem o pórtico.

$$K_e = n \sum \frac{EI}{l^4} \quad 8.2$$

A rigidez do maciço de solos é representado pelo módulo de deformabilidade da camada compressível.

$$K_s = E_s \quad 8.3$$

Onde:

K_s - rigidez do solo

K_e - rigidez da Superestrutura

K_{es} - rigidez relativa estrutura – solo.

n - número de pavimentos

l – comprimento dos vãos

I – inércia da seção transversal de cada viga.

E – módulo de elasticidade da superestrutura

E_s – módulo de deformabilidade do solo.

No estudo da influencia da rigidez da superestrutura na interação admitiu-se uma estrutura de doze pavimentos e 12 pilares de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$, com pé direito 3,20 m, vãos variando de 5 a 8 metros e pavimento tipo formado por 7 vigas, carregadas uniformemente por 35 kN/m. As fundações em sapatas de 2,0 m x 2,0 m,

foram assentadas na cota 2,0 m de um maciço de solos formado por três camadas (Figura 8.1).

É considerado que a superestrutura possui comportamento elástico linear, onde o efeito da rigidez foi verificado com vigas de seção transversal 20x40, 20x60, 20x80, 20x100 centímetros.

O maciço de solos possui as mesmas propriedades do maciço utilizado na reanálise do grupo de três edifícios (Tabela 7.1), ou seja, meio estratificado tridimensional, onde apenas a camada de argila possui comportamento variável ao longo do tempo.

FIGURA 8.1 – Modelo estrutural utilizado na análise paramétrica.

A rigidez da superestrutura provoca um rearranjo das cargas provenientes da superestrutura. No entanto, este rearranjo não ocorre de maneira indefinida. O aumento da rigidez, a partir de um certo limite, não afeta na configuração das cargas.

A transferência de esforços ocorre dos pilares mais carregados, para os pilares menos carregados (Figura 8.2), no entanto, esta distribuição, não apresenta nenhuma proporcionalidade. Isso é um efeito do pórtico tridimensional.

Os recalques dependem das cargas impostas pela superestrutura, no entanto, podem ocorrer casos onde as cargas variam sem que os recalques se alterem. Os

recalques dependem do estado de tensão ao qual o maciço de solos esta submetido. Em casos onde as cargas variam, no entanto, o estado de tensão do maciço permanece inalterado, os recalques não variam. De modo geral, o aumento da rigidez torna o estado de tensão mais uniforme.

A variação dos recalques em função do aumento da rigidez ocorre no sentido de sua maior uniformização. Ou seja, quanto maior a rigidez menores os recalques diferenciais (Figura 8.3, Figura 8.4).

FIGURA 8.2 – Reação de apoio em função do coeficiente de rigidez K_{es} (tempo infinito)

FIGURA 8.3 – Recalque máximo em função em função do tempo.

FIGURA 8.4 – Recalque diferencial máximo em função do tempo.

Figura 8.5 mostra os recalques induzidos em função da rigidez relativa entre o solo e a superestrutura. Percebe-se à medida que se aumenta a rigidez relativa, aumentam os recalques induzidos, no entanto, isto ocorre até um valor limite, a partir do qual, o aumento da rigidez relativa não provoca nenhuma alteração na configuração dos recalques.

FIGURA 8.5 – Coeficiente de rigidez em função do recalque máximo induzido pela interação solo –estrutura.

A média dos recalques absolutos permanece aproximadamente constante, no entanto, o desvio padrão diminui drasticamente com o aumento da rigidez da superestrutura.

A análise ao longo do tempo mostra que o aumento da rigidez da superestrutura acelera a redistribuição de esforços. Comparando-se as variações de esforços em função do tempo, percebe-se que existe um valor limite de rigidez, a partir do qual, estas variações são nulas. Desta forma, quanto maior a redistribuição a rigidez da superestrutura, mais rápido o sistema atingirá sua configuração final de esforços.

O aumento da rigidez provoca uma aceleração nos recalques, ou seja quanto maior a rigidez, mais rápido eles se estabilizam.

Percebe-se que as grandes variações de valores de momentos fletores podem não ser reais ao se considerar o efeito da relaxação das tensões na superestrutura devido a fluência do concreto.

8.2. Efeito de Prédios Vizinhos

A influência das construções vizinhas na configuração dos recalques e desaprumos de prédios foi discutido pela primeira vez por COSTA NUNES (1956), que distinguiu quatro tipos de movimentos característicos devidos a carregamentos vizinhos de acordo com a época de construção.

O primeiro caso se aplica a prédios vizinhos construídos simultaneamente, de cujas tensões induzidas por seus carregamentos se superpõe na região entre os prédios, provocando nesta região uma concentração de tensões e, conseqüentemente, maiores recalques, induzindo o tombamento dos prédios em sentidos contrários (Figura 8.6).

O segundo caso se aplica a prédios vizinhos construídos em tempos diferentes. Neste caso o prédio construído primeiro provoca o pré - adensamento do solo sob sua base. O prédio construído posteriormente provoca no maciço um crescimento de tensão que se superpõe as tensões devido o primeiro prédio induzindo um aumento em seus recalques. Como o prédio construído

posteriormente, foi executado sobre o solo pré - adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão maiores, que os do lado adjacente, de forma que o tombamento dos prédios ocorrerá no mesmo sentido (Figura 8.7).

FIGURA 8.6 - Efeito de construções vizinhas – carregamento simultâneo.

FIGURA 8.7 – Efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo.

O terceiro caso ocorre quando se constrói um novo prédio, entre dois prédios já existente. O prédio construído posteriormente provoca acréscimos de

tensão no maciço, induzindo recalques nos prédios pré – existentes e consequentemente seus tombamentos em sentidos contrários. Como o diagrama de tensões do maciço é simétrico em relação ao prédio construído posteriormente, este não sofrerá desaprumos (Figura 8.8).

FIGURA 8.8 - Efeito de construções vizinhas – terceiro prédio construídos entre dois prédios pré existentes.

O quarto caso, ocorre quando se constrói dois novos prédios vizinhos a um outro já existente. O prédio construído primeiro provocará o pré - adensamento do maciço, de forma que os novos prédios, ao serem construídos, sofrerão tombamento em sentidos contrários. O diagrama de tensões será simétrico em relação ao prédio pré – existente, de modo que este não sofrerá desaprumos (Figura 8.9).

FIGURA 8.9 - Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente.

O estudo paramétrico aqui desenvolvido considerou apenas a primeira situação, ou seja, dois prédios construídos simultaneamente.

A influência de prédios vizinhos é determinada através da análise estruturas idênticas, descritas no item anterior com vigas carregadas uniformemente com 35 kN/m e $K_{es} = 2,1$, correspondente à viga de 60 cm de altura. Foram considerados afastamentos entre os blocos de 5, 10, 15 e 20 metros. O estudo paramétrico mostrou que quanto maior a distância entre os prédios, menores os recalques induzidos pelas construções vizinhas (Figura 8.10).

FIGURA 8.10 – Modelo estrutural utilizado na análise paramétrica do efeito da vizinhança.

Os resultados foram analisadas comparando-se os valores dos esforços e dos recalques calculados considerando o grupo de prédios com os valores calculados na análise convencional.

As Figuras 8.11, 8.12, 8.13 e 8.14 mostram curvas isovalores de recalques calculados para tempo infinito e distância entre os prédios de 5.0 m, 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente.

Os recalques dos pilares periféricos do lado adjacente ao vizinho sofreram um acréscimo no recalque absoluto de 58% a 60%. Nos pilares centrais o acréscimo do recalque foi de 23% a 24% e nos pilares periféricos do lado oposto ao vizinho foi de 10% a 12%. Mostrando que para a distância entre prédios de 5 m, os recalques de todos os pilares aumentaram. Percebe-se que estes efeitos diminuem com o aumento da distância entre os prédios. A partir de 15 m, para o exemplo estudado, percebe-se que não mais ocorre o aumento dos recalques em todos os pilares. Esse aumento só ocorre nos pilares periféricos adjacentes ao prédio vizinho. Nos pilares periféricos do lado oposto ocorre uma redução no valor dos recalques.

FIGURA 8.11– Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 5 m).

FIGURA 8.12– Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 10 m).

FIGURA 8.13 – Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 15 m).

FIGURA 8.14 – Curva isorecalques calculados - isolados x em grupo (distancia entre prédios: 20 m).

A Figura 8.15 mostra a relação entre a distância entre os prédios e o recalques induzidos. De maneira geral, os recalques induzidos pela vizinhança diminuem à medida que a distância entre os prédios aumenta.

FIGURA 8.15– Recalque induzido em função do tempo

A Figura 8.16 mostra o percentual de recalques induzidos pelo prédio vizinho em relação aos recalques calculados convencionalmente.

FIGURA 8.16 – Percentagem de recalques induzidos pelo prédio vizinho em relação aos recalques calculados convencionalmente

A Figura 8.17 mostra que os desaprumos também diminuem com o aumento da distância entre os prédios.

FIGURA 8.17 – Curva desaprumo x distância entre prédios.

FIGURA 8.18 – Curva distorção angular x distância entre prédios.

8.3. Etapas Construtivas

A influência das etapas construtivas foi feita através de uma análise seqüencial de carregamento do pórtico espacial descrito no item 8.1.

O esquema da análise seqüencial levando em consideração os recalques ocorridos ao longo do tempo é mostrado na Figura 8.19.

FIGURA 8.19 – Análise seqüencial ao longo do tempo

Figura 8.20 – Curva recalque – tempo no pilar mais carregado considerando a seqüência de carregamento.

A análise dos recalques, considerando a seqüência de carregamento ao longo do tempo, mostra que os recalques sofrem uma aceleração durante todo o período de carregamento, após o qual, inicia-se o processo de estabilização dos recalques (Figura 8.20).

A Figura 8.21 mostra que para tempo infinito, a consideração de carregamento instantâneo apresenta resultados que se aproximam dos obtidos com consideração da seqüência construtiva.

FIGURA 8.21 – Curva recalque tempo – Carregamento imediato x carregamento em etapas - (Pilar mais carregado).

9 – CONCLUSÕES

Com a crescente utilização de projetos de edificações com estruturas mais leves e mais esbeltas, a análise da interação solo - estrutura torna-se cada vez mais necessária, principalmente quando possuem fundações em maciço de solo mole.

A adoção de um modelo para previsão do comportamento ao longo do tempo de maciço de solos moles é uma tarefa complexa devido à grande quantidade de parâmetros físicos e a complexidade dos modelos. A utilização de funções simples é limitada pelas dificuldades encontradas na determinação dos parâmetros que levem em consideração a variabilidade das propriedades físicas e geométricas do maciço.

Em casos reais, outro grande obstáculo encontrado é a identificação das variáveis que comandam a evolução dos recalques ao longo do tempo. Destacou-se aqui apenas a influência da rigidez da superestrutura, a seqüência construtiva e a influência de construções vizinhas. No entanto, existem outros fatores que podem influenciar na configuração final dos recalques de edifícios como, por exemplo: tempo de construção, fluência do material da superestrutura, possíveis intervenções de reforço, redistribuição de esforços nas vigas, etc.

A metodologia de ajuste do modelo de Kelvin para retroanálise das curvas recalque tempo medidas, mostrou-se válida, uma vez que parâmetros do modelo apresentaram pequena dispersão e os recalques calculados na reanálise do grupo de edifícios mostraram-se compatíveis com os recalque medidos.

A reanálise do grupo de prédios com o modelo de solo construído a partir dos parâmetros médios encontrados na retroanálise obteve uma diferença entre os recalques calculados (valor médio 46.8 mm) e medidos (valor médio 43.8 mm) da

ordem de 16 % com desvio padrão de 10 mm. Sendo as maiores diferenças encontradas na região do bloco B.

A modelagem do maciço de solos para cada bloco com os parâmetros médios obtidos do ajuste de suas curvas individualmente resultou em diferenças médias entre os recalques calculados (valor médio 45.4 mm) e medidos (valor médio 43.8 mm) da ordem de 8 % com desvio padrão de 6 mm. Isso demonstra a grande importância da consideração da variabilidade do maciço de solos.

Cabe ressaltar a falta de leitura dos recalques nos pilares internos de todos os prédios, que por serem os pilares mais carregados, poderiam melhorar ainda mais os valores ajustados.

Com relação aos desaprumos, verifica-se que os valores calculados foram menores que os valores medidos. Isso ocorreu também com relação a distorções. De maneira geral, a estrutura calculada apresenta um desempenho melhor que a estrutura real, tendo como base de comparação os recalques calculados e medidos.

Através da análise paramétrica verificou-se a grande influência da rigidez, principalmente nos valores dos recalques diferenciais e das construções vizinhas.

A importância do processo construtivo é maior para previsões a curto prazo. Em previsões a longo prazo, a consideração de carregamento instantâneo se mostrou válida.

A uniformização dos recalques provocada pela interação - solo estrutura fica demonstrada ao comparar os recalques calculados com procedimento convencional com os recalques calculados considerando o efeito da rigidez da superestrutura. O mecanismo de transferência de carga entre os pilares provoca recalques maiores que os determinados convencionalmente nos pilares periféricos, e recalques menores que os calculados sem interação nos pilares internos.

No entanto, para o grupo de três prédios estudados, conclui-se que seu desempenho é comandado pelo efeito de grupo, ficando claro que sua avaliação necessita da consideração de todo o ambiente de carregamento.

O estudo da interação solo – estrutura é sempre dificultado pela ausência de dados de instrumentação em modelo real.

Com relação aos dados de instrumentação de longa duração existentes, estes consistem apenas do acompanhamento de recalques. A avaliação destes recalques,

na maioria das vezes, é prejudicada pela falta de informações a respeito de variáveis importantes para a compreensão do problema, tais como: reações de apoio reais, extensão ambiente de carregamento, cronograma de construção, deslocamentos da superestrutura, etc.

Em alguns casos, houve uma diferença significativa das cargas na fundação calculadas pelo método convencional e calculadas considerando a interação solo estrutura, no entanto, os valores dos recalques não apresentaram grandes diferenças . Isto se deve ao fato dos recalques dependerem diretamente do estado de tensão ao qual o maciço de solos é submetido, que nesses casos, apesar da variação das cargas, não sofreu grandes alterações.

A metodologia de CHAMECKI (1956) mostrou-se uma ferramenta eficaz e bastante simples para análise de interação solo - estrutura. Alguns problemas surgiram com referência à garantia da convergência do processo iterativo. Esta convergência pode ser garantida com elaboração de um modelo de análise iterativo e incremental.

O modelo de AOKI & LOPES (1975) mostrou-se uma técnica de grande versatilidade para cálculo de recalques e tensões. Sua principal vantagem consiste na possibilidade de integração numérica dos deslocamentos e tensões provocadas por todos os carregamentos de um ou mais prédios. Outro ponto importante, é a facilidade do seu tratamento matemático e computacional, podendo-se, assim generalizá-lo, com a integração das tensões em função da profundidade.

Para complementar este trabalho sugerem-se estudos do comportamento do sistema solo - estrutura ao longo tempo considerando, além da fluência do solo, a fluência do concreto.

Desta forma, torna-se necessário o desenvolvimento de metodologias para análise de interação solo - estrutura que considerem a não linearidade física e geométrica, tanto da superestrutura, quanto do maciço de solos.

Faz-se necessário também, o monitoramento ao longo tempo de casos reais. Esses monitoramentos devem contemplar, além da medida de recalques, a medida de esforços, especialmente as reações nos pilares.

Em caso de fundações profundas deve-se avaliar a influência do bloco de coroamento e sua contribuição na absorção das cargas de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO , U. R.(1991). “Previsão e controle das fundações”. Editora Edgard Blücher LTDA. P, p.142.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. (1975) “Estimating stress and settlements due to deep foundation”. V conf. Panam. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, 1975. Vol 1. .p. 377-386.
- AOKI, N.; ANGELINO NETO, C. (1994) “Fundações profundas na baixada santista”. *Solos do Litoral de São Paulo*. ABMS/NRSP
- AOKI, N; VELLOSO, D.A. (1975). " An Aproximate Methodod to Estimate the Bearing Capacity of Piles ". V conf. Pnam. Soil Mechanics e Foundation Engineering, Buenos Aires, 1975. Vol 1. .p. 367-376.
- BROMS, B. B. E SCHWAB, E. F.(1977). “Pressure-settlement-time relationship by screw plate tests in situ”. IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 281-288..
- BROWN, P. (1977). “Struture-foundation interaction and soil creep”. IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 439-442.
- BROWN, P. T.; LEE, K. I. (1972). “Structure - foundation interaction analysis”. *J. of The Structural Division. ASCE*. Vol 98. No.ST11. november 1980. p.2413-2431.
- CHAMECKI, S. (1956). “ Consideração da rigidez no calculo de recalques de fundações. I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre/RS. Vol 1, Porto Alegre/RS
- CHAMECKI, S. (1958). “Uma síntese da reologia”. II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Campina Grande/PB Vol I, p.139-158. Campina Grande/PB

- CHAMECKI, S. (1958). “Novo conceito de recalque diferencial admissível”. II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Campina Grande/PB Vol I, p.3-4. Campina Grande/PB
- CHAMECKI, S.(1969).”Calcul des tassements progressifs des fondations”. *Annales de l’Institut Technique de Bâtiment et de Travaux Publics*. No. 261, França. p. 1320-1334.
- CLEMENTE, J. M. L. (1990) “Nonlinear analysis of settlement and load distribution in pile groups”. *Computers & Structures*. Vol 36. No. 2. 1990. p. 203-211.
- GOMES, R. A . M. P. (1997). “ Análise de túneis considerando o comportamento dependendo do tempo na interação maciço-suporte”. *Revisão Bibliográfica*. Departamento de Geotecnia - EESC/USP.p.81.
- GONÇALVES, H. H. S.; SOUTO,E. B.(1994). “Análise, através de modelos visco-elástico, dos ensaios de laboratório, para previsão dos recalques de uma argila.” *Solos e rochas*. Vol 17, No. 1. Abril 1994. p. 3-12.
- GUSMÃO, A. D. (1990). *Estudo da interação solo estrutura e sua influência em recalques de edificações*. 165 p. Dissertação (Mestrado) - COPPE/UFRJ.
- GUSMÃO, A . D. (1994). “Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações.”. *Solos e Rochas*. Vol 17, No. 1. Abril 1994. p. 47-55
- GUSMÃO FILHO, J. A . (1995). “*Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife*”. Tese de concurso para professor Titular da Escola de Engenharia da UFPE. .p. 251.
- HACHICH, W. (1997). “O renivelamento dos edifícios em santos”. *Revista Técnica/Pine*. No. 28 .May/jun 97. P . 38-43.
- HERTZBERG, R. W. (1989). *Deformation and Fracture Mechanics of Engineering Materials*. 3^a. edition. John Wiley & Sons. Toronto, Canada.
- JANBU, N. (1994). “In situ creep behaviour obtained from long-term settlement observations”. XIII ICSMFE, 1994, New Delhi,India. Vol 2. p. 767-770.
- JONES, G. A .(1977). “Prediction of time for consolidation from sounding”. IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 135-136..
- KAUSEL, E. ROESSER, J. M. CRISTIAN, T. (1976). “Nonlinear behaviour in soil-structure interaction”. *J. The Geotechnical Engineering Division*. Vol 102. No. GT11. Nov 1976. p. 1159-1171.

- KOMORNIK, A. ; MAZURIK, A. (1977). “ Restrained settlements of masonry Building”. IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 613-617..
- LADANYI, B.; LUNNE, T. VERGOBBI, P.; LHUILLIER, B. (1995). “ Predicting creep settlements of foundation in permafrost from the results of cone penetration tests”. *Canadian Geotechnical Jr.* Vol 32. No. 5. October 1995. p. 835-847.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V. e ALBIERO, J. H. (1997). “Redistribuição de cargas entre pilares de edifício”, XXVIII JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, vol. 4. São Carlos-SP, 1995. p. 1545-1554.
- LI, C. Q. (1994). “formulation of time - dependent structural serviceability”. *Computers & Structures*. Vol 52. No. 2. 1994. p. 219-227
- LIANG, Y. R; MA, F. (1992). “A unified elasto-viscoplasticity model for clays : Part I: Theory”. *Computers and Geotechnics*. Vol. 13. No.2. 1992. p. 71-87.
- LIANG, Y. R; MA, F. (1992). “A unified elasto-viscoplasticity model for clays : Part II: Verification”. *Computers and Geotechnics*. Vol. 13. No.2. 1992. p. 71-87.
- MACHADO, J. (1958) “Estudo comparativo de recalques calculados e observados em fundações diretas em Santos/SP”. II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Campina Grande/PB Vol I, p.21-36.
- MANDOLINI, A. ; VIGGIANI, C. (1997). “Settlement de piled foundations”. *Géotechnique..* Vol 47. No.4. 1997 . p.791-816
- MASSAD, F. (1982) “Método gráfico para o acompanhamento da evolução dos recalques com o tempo”. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Vol II, p.321-331. Olinda/PE
- MASSAD, F. (1994) “Propriedades dos sedimentos Marinhos”. *Solos do Litoral de São Paulo*. ABMS/NRSP
- MIYAHARA, f.; ERGATOUDIS, J. G. (1976). “Matrix analysis of structure-foundation interaction”. *J. of The Structural Division. ASCE*. Vol 102. No.ST1. January 1976. p.251-265.
- MITCHELL, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior..* University of California, Berkeley. John Wiley & Sons.

- MOURA, A . R. L. U. (1995), “*Interação solo-estrutura em edifícios*”, Recife 1995, Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia - UFPE.
- MUNAIAR NETO, J. (1994). “*Modelos de comportamento viscoelástico e viscoplásticos na análise de estruturas planas*”. Dissertação (Mestrado). EESC/USP. 141. p.
- MUNAIAR NETO, J.; PROENÇA, S P. B. (1995). “Um modelo constitutivo elasto-viscoplástico: formulação e análise da resposta numérica”. XVI CILAMCE, Curitiba- PR, 1995, vol 1. p .488-497.
- NOORZAEI, J.; VILADKAR, M. N.; GODBOLE,P. N.(1993). “Influence of strain hardening soil-structure interaction of framed structures”. *Computers & Structures*. Vol 55. No. 5. June 1995.p. 789-807.
- NOVA, R.; MONTRASIO, L.(1991). “Settlements of shallow foundations on sand”. *Géotechnique*.. Vol 41. No.2. 1997 . p.243-256
- ORTIGÃO, J. A. R. (1993). *Introdução à mecânica dos solos no estado crítico*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.
- PAPADOPOULOS, B. P.; ANAGNOSTOPOULOS, A G.(1977). “Differential settlemente in nonhomogeneous soils”. IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 687-690.
- PENNA, A . S. D. (1978). “Comportamento dos solos argilosos da cidade de São Paulo/SP”. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro .Setembro 1978. Vol I, p.261-274.
- PIMENTA, P . M. (1995). “*Fundamentos da Teoria das Estruturas*”. EPUSP - São Paulo. .p. 325.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1974). *Elastic solutions soil and rock machanics*, John Willey & Sons.
- PRATES Jr., N. P.; CAMPOS FILHO, A. (1993). “Análise Elasto-viscoplástica de peças de concreto estrutural através do método dos elementos finitos.”. XV CILAMCE, Montevideo - Uruguay, 1993, vol 1. p .87-96.
- PROENÇA, S. P. B. (1986).*Noções Básicas de Reologia*. Publicação 045/86 - EESC/USP. p. 27
- RUSSELL, D.; HIRD, C. C. (1990). “A benchmark for soil-strutuctura interface elements”. *Computers and Geotechnics*. Vol. 10. No.2. 1990. p. 139-147

- SCHNAID, F.; SILLS, G. C.; SOARES, J. M.; NYIRENDA, Z. (1997). "Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests". *Canadian Geotechnical Jr.* Vol 34. No. 2. April 1997. p. 315-327.
- SEKIGUCHI, H. (1977). "Rheological characteristics of clays". IX ICSMFE. Tókyo - Japan, 1977. vol 1. p. 289-290
- SHUKLA, S. K.; CHANDRA, S.(1995). "Time -dependent settlement response of granular fill on soft soil". *Soils and Foundations.* Vol 35. No. 4. December 1995. p.105-108.
- TAYLOR, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*, John Wiley, 1948.
- TEIXEIRA, A . H. (1958). "Estudo de uma propriedade da relação teórica recal-tempo". II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Vol 1, p.237-244. Campina Grande/PB
- TEIXEIRA, A. H. (1994). " Fundações rasas na baixada santista". *Solos do litoral de São Paulo.* ABMS/NRSP. Páginas 137-154
- TERMAAT, R. J.; KOEHORT, B. A. N. (1994). "Creep modelling according to Adachi-Oka practice". XIII ICSMFE, 1994, New Delhi, India. Vol 2. p. 771-774.
- TER-MARTITROSYAN, Z. G.(1992). Rheological parameters of soils and design of foundations. BALKEMA PUBLISHERS (1992).
- TERZAGHI, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, 1ª Edition.
- TOKIMATSU, K.; MIZUMO, H.; KAKURAI, M. (1996). "Building damage associated with geotechnical problems". *Soils and Foundations - Japanese Geotechnical Society.* Special issue. January 1996. p. 219-234.
- VAN IMPE, W. F.; GOOSSENS, D. (1991). "Long term settlements of a pile group foundation in sand, overlaying a clayed layer". X ECSMFE. Florence. 1991. Vol 1. p.425-452.
- VARGAS, M. (1997). *Introdução a mecânica dos solos.* São Paulo. Mcgraw-Hill
- VARGAS, M.; LEME DE MORAES, J. T. (1989), "Long term settlements of tall buildings on sand". XII ICSMFE. Rio de Janeiro. 1989. Vol 1. p.765-768.
- VILADKAR, M. N. NOORZAEI; GODBOLE, P. N. (1994) "Behaviour of infinite elements in na elasto-plastic domain". *Computers & Structures.* Vol 51. No. 4 1994. p. 337-356.

- VYALOV, S. S.; ROMAN, L. T. (1991). "Prediction of long-term creep of soils by methods of time analogies". X ECSMFE. Florence. 1991. Vol 1. p.285-286.
- WHALS, H. E.(1962). " Analusis of primary and secondary consolidation". *J. Soil Mechanics and Foundations Division*. Vol 88. No. SM6 .December 1962. p. 207-229.
- YANG, Y. B.; KUO, S. R.; LIANG, M. (1996) " A simplified procedure for formulation of soil-structure interaction problems". *Computers & Structures*. Vol 60. No. 4. 1996. p. 513-520
- YIN, J. H.; GRAHAM, J. (1989) "Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays". *Canadian Geotechncal Jr*. Vol 26. No. 3. May 1989. p. 199-209.
- YIN, J. H.; GRAHAM, J. (1996). "Elastic visco-plastic modelling of one-dimensional consolidation." *Géotechnique*.. Vol 46. No.3. 1996 . p.515-527
- ZAPATA, M. A .; BAZANT, Z. P. (1986). "Creep deflections in slab buildings and forces in shores during construction".*J. of The ACI*. Vol. 83.sep/oct 1986. p. 719-726.
- ZEEVAERT, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company. New York, USA.

ANEXO 1

Curvas recalque – tempo
Medidas x Ajustadas (modelo de Kelvin)

A01

A02

$$w = 4.14 * (1 - e^{-0.0016 * t})$$

A03

$$w = 4.77 * (1 - e^{-0.0014 * t})$$

A04

$$w = 4.95 * (1 - e^{-0.0015 * t})$$

A05

$$w = 5.04 * (1 - e^{-0.0015 * t})$$

A06

$$w = 5.04 * (1 - e^{-0.0013 * t})$$

A07

$$w = 5.58 * (1 - e^{-0.0014 * t})$$

A08

$$w = 6.12 * (1 - e^{-0.0013 * t})$$

A09

$$w = 6.48 * (1 - e^{-0.0012 * t})$$

A10

A11

A12

$$w = 7.11 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

A13

$$w = 7.65 * (1 - e^{-0.001 * t})$$

A14

$$w = 8.1 * (1 - e^{-0.0008 * t})$$

B01

$$w = 6.5 * (1 - e^{-0.0016 * t})$$

B02

$$w = 7.74 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

B03

$$w = 8.82 * (1 - e^{-0.00084 * t})$$

B04

$$w = 6.3 * (1 - e^{-0.0014 * t})$$

B05

$$w = 7.74 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

B06

B07

B08

$$w = 8.01 * (1 - e^{-0.0013 * t})$$

B09

$$w = 9.7 * (1 - e^{-0.00085 * t})$$

B10

$$w = 8.37 * (1 - e^{-0.0013 * t})$$

B11

$$w = 9.90 * (1 - e^{-0.0009 * t})$$

B12

$$w = 8.10 * (1 - e^{-0.0013 * t})$$

B13

B14

B15

$$w = 10.25 * (1 - e^{-0.00064 * t})$$

B16

$$w = 8.91 * (1 - e^{-0.00011 * t})$$

C01

C02

C03

$$w = 6.57 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

C04

$$w = 6.57 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

C05

$$w = 6.39 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

C06

$$w = 7.02 * (1 - e^{-0.00092 * t})$$

7

C07

$$w = 6.48 * (1 - e^{-0.00090 * t})$$

C08

$$w = 6.65 * (1 - e^{-0.0009 * t})$$

C09

$$w = 6.48 * (1 - e^{-0.0009 * t})$$

C10

$$w = 6.3 * (1 - e^{-0.0009 * t})$$

C11

$$w = 6.05 * (1 - e^{-0.001 * t})$$

C12

$$w = 5.31 * (1 - e^{-0.0011 * t})$$

C13

$$w = 6.12 * (1 - e^{-0.00070 * t})$$

C14

$$w = 7.1 * (1 - e^{-0.0007 * t})$$

C16

$$w = 5.67 * (1 - e^{-0.00075 * t})$$

C17

$$w = 4.68 * (1 - e^{-0.00095 * t})$$