

# RENIVELAMENTO DO EDIFÍCIO NÚNCIO MALZONI COM 2.2° DE DESAPRUMO

## The pumbling of 2.2° tilted Núncio Malzoni Building

Carlos Eduardo Moreira Maffei\*

Heloisa Helena Silva Gonçalves\*\*

Paulo de Mattos Pimenta\*\*\*

**RESUMO** – O Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, localizado na cidade de Santos, apresentava uma inclinação de 2,2° devida a recalques diferenciais. Após uma cuidadosa análise da estrutura do prédio, foi elaborado e executado um projeto para reaprumá-lo. Foram executadas novas fundações e uma estrutura de transição, após o que o prédio foi forçado a retornar à sua posição original por meio da utilização de macacos hidráulicos. O trabalho apresenta a análise do comportamento do solo e da estrutura durante todo o processo, que foi cuidadosamente monitorado.

**ABSTRACT** – Santos subsoil presents a thick layer of marine clay and due to differential settlements near 100 buildings are tilted. One of them, Edifício Núncio Malzoni was tilted 2,2° and after careful analysis made in order to verify structural safety, a recovering design was made to put it into vertical position. New foundations and a transition structure were made; then, the building was forced to the original position, by means of hydraulic jacking. This paper presents design details and soil and structure behaviour during all the work, carefully monitored.

### 1 – INTRODUÇÃO

A Baixada Santista é formada por nove municípios, dentre os quais Santos é o maior e mais importante. A cidade de Santos com cerca de 650 000 habitantes, é uma das mais antigas do Brasil, sendo classificada entre as primeiras em qualidade de vida no país, atraindo inúmeras pessoas de idade. Além de estar no nível do mar e possuir uma topografia plana, seu jardim, ao longo de toda a orla marítima é muito admirado pela beleza e extensão; segundo o Guinness Book é o maior jardim do mundo. Atualmente a cidade apresenta estrutura de primeiro mundo, com rede de esgoto em 97% da área habitada e 95% de ruas pavimentadas. No entanto, Santos tem um grave problema a ser resolvido: “ O que fazer com cerca de 100 prédios inclinados?”

Em 1940 teve início a construção das grandes obras na região para unir o porto de Santos, que é o maior da América Latina, à cidade de São Paulo, capital do estado, que fica a 80km de distância. Nesta época a única informação geológica existente sobre as baixadas litorâneas estava no tratado “Geologia do Brasil”, que descrevia as baixadas como “planícies holocênicas em plena fase de crescimento, por entre ilhas granítico-gneissica”. As planícies de Santos e São Vicente eram descritas como “dunas e vasas”. As areias acumuladas pelo vento elevam-se pouco acima do mar, enquanto as planícies lodosas, não obstante serem revestidas de vegetação (mangais), são integralmente alagadas nas marés altas. Os grandes bananais de Santos eram protegidos por diques artificiais.

---

\*Maffei Eng.; Prof. Titular da Escola Politécnica da USP

\*\*Prof. Associado., Escola Politécnica da USP

\*\*\*Prof. Titular da Escola Politécnica da USP

Com as sondagens executadas na década de 40, Vargas esboçou o primeiro perfil geológico da Baixada Santista, mostrado na figura 1. Segundo Vargas (1994), na década de 40 também teve início a construção de grandes edificações na orla marítima, área nobre da cidade. As primeiras sondagens mostraram a existência de uma camada superficial de areia (SPT entre 9 e 40) com aproximadamente 10m de espessura, na qual a tensão admissível máxima aplicada era de até 250kN/m<sup>2</sup>, limitada devido às camadas subjacentes. Abaixo da camada de areia o subsolo é constituído por camadas intercaladas de argila orgânica mole e areia argilosa, de origem sedimentar. A figura 2 apresenta o perfil geotécnico na região da orla marítima (Teixeira, 1994).

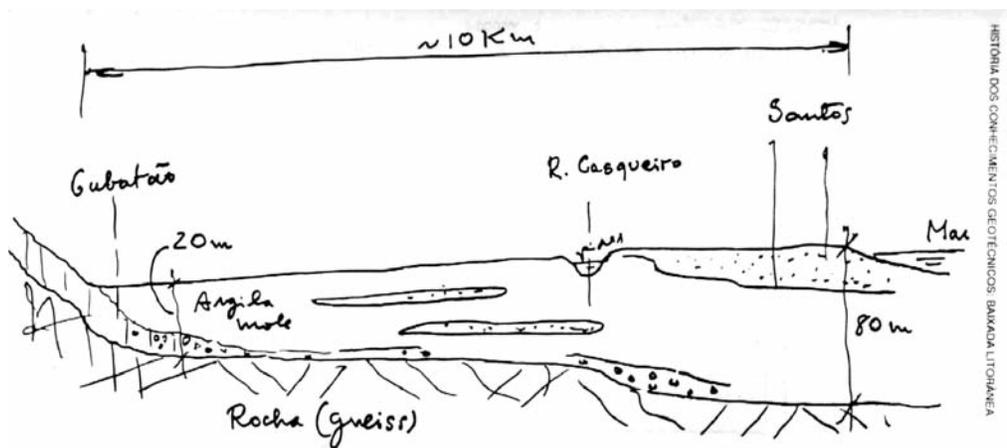


Fig. 1 – Esboço de corte geológico da Baixada Santista, desenhado por Vargas.

Comprar um apartamento em frente ao mar, em Santos, foi e ainda é o sonho de muitos. Como o espaço físico em frente à praia é limitado, os empreendedores começaram a construir prédios cada vez mais altos, com fundações diretas apoiadas a profundidades variáveis entre 1,5m e 2m. Os recalques calculados pelos projetistas das fundações eram admitidos como aceitáveis. A solução adotada pela maioria era unir as sapatas com vigas de rigidez de 1,5m de altura e 0,50m de largura, formando praticamente um radier, para que o prédio se comportasse como corpo rígido.

Em 1954 e 1958, Machado publicou os primeiros trabalhos comparando os recalques observados com os previstos em prédios construídos em Santos (Machado, 1954 e 1958). Os recalques observados já atingiam valores de até 70cm e os recalques diferenciais de pilares de um mesmo prédio já chegavam a 40cm (Machado, 1961). Alguns prédios começaram a recalcar desde a construção das primeiras lajes. Depois de algumas rupturas de pilares periféricos, estes começaram a ser projetados com cerca de 20% a mais do que o calculado.

A maioria dos prédios altos foi construída na orla marítima, entre os anos de 1960 e 1975, isto é, após pleno conhecimento sobre as inclinações que estavam ocorrendo nos prédios mais antigos. Segundo os projetistas e consultores, na época ficaria caro executar fundações profundas; enquanto o custo de uma fundação costumava variar entre 5 e 7% do valor total da obra, as fundações profundas que deveriam ter sido utilizadas em Santos custariam cerca de 14%. As estruturas dos edifícios assim construídos têm se comportado satisfatoriamente, sendo raras as trincas que surgem, devido à rigidez conferida pelas estruturas das fundações. Em alguns casos, quando os edifícios são muito compridos, as vigas de rigidez executadas com as dimensões citadas, não conferem à estrutura a rigidez suficiente e aparecem trincas inclinadas na alvenaria. Independentemente do surgi-

mento de trincas, as estruturas dos prédios inclinados correm risco de colapso, como foi demonstrado por estudos realizados por Maffei e Pimenta em 1985.

Teixeira (1959a, 1959b e 1959c) publicou três artigos, sobre os trabalhos executados pela Geotécnica S/A, na cidade de Santos. Os artigos apresentam os resultados de ensaios de laboratório, executados a partir de amostras “indeformadas”, as quais caracterizavam devidamente as propriedades geotécnicas da argila marinha, e dados de recalques obtidos em cinco edifícios construídos na orla.

Foi observado, tanto por Machado, como por Teixeira, que os recalques medidos encontravam-se “entre” os máximos e mínimos teóricos, ou seja, o recalque mínimo observado, era superior ao calculado; e, portanto subestimado; porém o recalque máximo medido era inferior ao teórico. Os recalques eram calculados admitindo-se a argila normalmente adensada.

Em 1965, após uma importante série de palestras, realizadas no Instituto de Engenharia de São Paulo, com o objetivo de discutir o problema das fundações na cidade de Santos, foi formulado um conjunto de recomendações à Prefeitura, na tentativa de evitar problemas com as futuras construções. Participaram do evento alguns dos engenheiros que mais haviam trabalhado na Baixada Santista (Vargas et al., 1965). As opiniões dos especialistas foram bastante divergentes, devido a interesses econômicos.

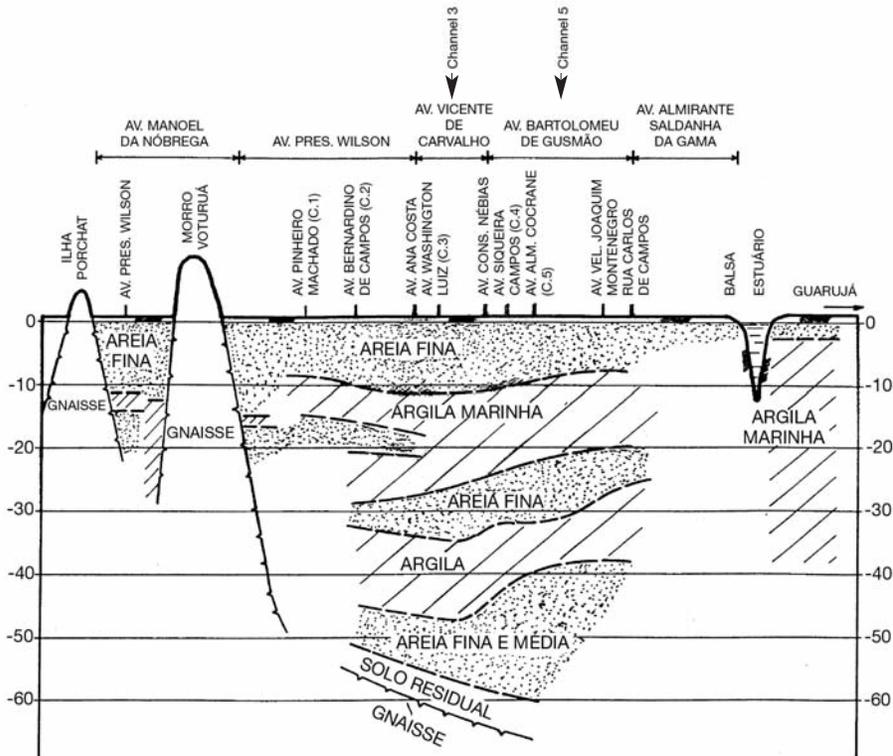
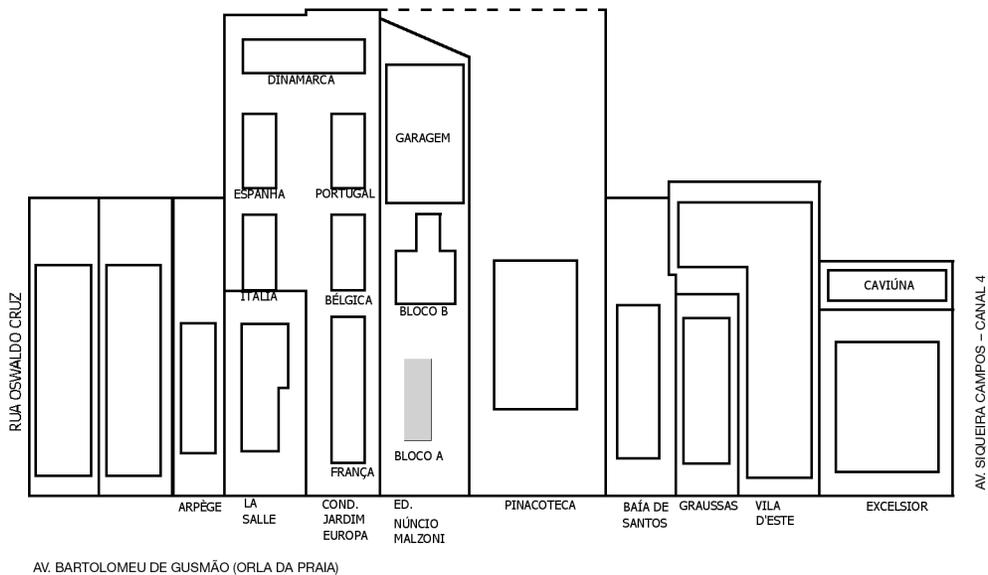


Fig. 2 – Perfil geotécnico simplificado da orla marítima (Teixeira, 1994).

Apesar das inúmeras reuniões, discussões e textos técnicos sobre o assunto, os prédios altos continuaram a ser construídos com fundações diretas rasas. Havia um consenso de que prédios com até nove andares poderiam ter fundações em sapatas, pois os recalques seriam pequenos. Esta hipótese, porém, só é verdadeira se nenhum edifício for construído nas proximidades.

Atualmente, o maior desafio para os geotécnicos é conseguir prever, com precisão razoável, os recalques que ainda podem ocorrer nos edifícios, que, infelizmente, continuam a inclinar. Outra dificuldade é conscientizar os profissionais de que há necessidade de considerar a interação solo-estrutura, para que seja possível avaliar a segurança das estruturas dos prédios inclinados. Pode ser que em alguns casos não compense financeiramente re-aprumar, ou mesmo somente executar novas fundações para impedir a continuação dos recalques dos prédios; em outros, apesar de compensar financeiramente, os proprietários poderão não possuir os recursos disponíveis para tomar qualquer providência.

A região mais crítica em relação ao número de prédios inclinados e ao grau de inclinação se encontra entre os canais 3 e 5 (figura 2). Na quadra, cujas plantas dos edifícios estão apresentadas na figura 3, estão localizados dois dos edifícios que foram interditados pela Prefeitura Municipal, e foram reforçados: o edifício Excelcior (1977), que após 12 anos de construção já havia sofrido um recalque diferencial de 1,60m, e, o Núncio Malzoni (1995), que após 28 anos de construção apresentava um recalque diferencial máximo de 70cm. A foto dos prédios desta quadra está apresentada na figura 4. O perfil geotécnico representativo da região (figura 5) foi determinado a partir de 7 sondagens realizadas no terreno do Condomínio Núncio Malzoni. Atualmente, todos os edifícios desta quadra, com fundação direta, continuam inclinando com velocidade de recalque absoluto entre 20µ /dia e 30µ /dia, devido ao processo de adensamento secundário, que está ocorrendo na camada superior de argila (Gonçalves et al., 2002).



**Fig. 3** – Esquema em planta da quadra onde está localizado o Núncio Malzoni.

O Condomínio Núncio Malzoni é constituído por dois blocos de 17 pavimentos e tem como vizinhos o Condomínio Jardim Europa do lado esquerdo e uma casa de dois pavimentos, onde funciona a Pinacoteca da Cidade, do lado direito. Na foto apresentada na Figura 4, o Bloco A do Núncio Malzoni (último edifício à direita) já está no prumo. O sobrado ao lado direito do edifício já existia quando os dois condomínios foram concluídos, o Núncio Malzoni em 1967 e o Jardim Europa em 1968. O Condomínio Jardim Europa é constituído por seis blocos com 15 andares, sendo que em 1964 somente dois deles, o França e o Bélgica, estavam concluídos. Os prédios do Núncio Malzoni e do Jardim Europa começaram a se inclinar uns em relação aos outros logo após a cons-

trução, mas os recalques do Núncio Malzoni começaram a ser acompanhados apenas em 1971. Tanto os edifícios do Condomínio Núncio Malzoni como os do Jardim Europa têm fundação em sapatas apoiadas entre 1,5m e 2m de profundidade, na camada de areia compacta que está sobreposta à espessa camada de argila marinha mole, o que provoca grandes recalques por adensamento. Como já foi mencionado, para evitar distorções nas estruturas dos edifícios de Santos, é hábito dos projetistas interligarem as sapatas por vigas de rigidez; no Edifício Núncio Malzoni estas vigas têm 0,50m de largura por 1,5m de altura.

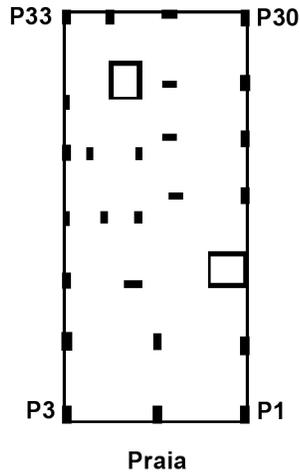


**Fig. 4** – Foto mostrando o Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, após o reaprumo.

A Figura 6 apresenta uma planta do bloco A, com a locação dos pilares externos e a Figura 7 as curvas de evolução dos recalques destes pilares, no período compreendido entre 1971 e o final das obras de recuperação do edifício, em 2000. Segundo documentação, o projetista previa um recalque de 70cm para os edifícios do Condomínio Núncio Malzoni.

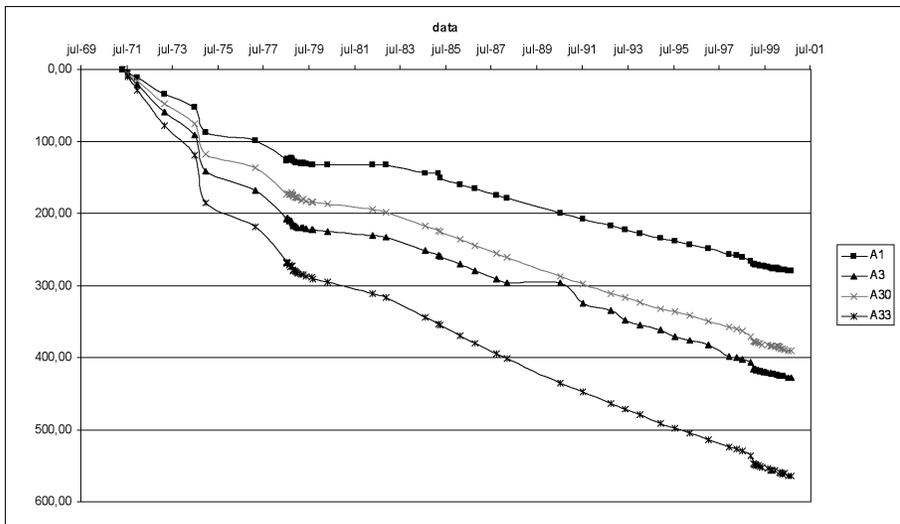
Em 1978, numa primeira tentativa para diminuir os recalques diferenciais, foram executadas estacas-raiz com 25cm de diâmetro e comprimento superior a 50m, em todas as sapatas do lado mais recalçado do Bloco A, lado esquerdo de quem olha para o edifício. Além disso foram aumentadas as tensões efetivas do lado direito, através de rebaixamento do lençol. Como não foi encontrada nenhuma cópia deste projeto de reforço, as informações disponíveis foram fornecidas verbalmente por alguns engenheiros e moradores do edifício que acompanharam as obras. Segundo os moradores, as sapatas do lado direito do edifício começaram a ficar descoladas do solo, fazendo com que o processo de rebaixamento do lençol fosse interrompido e realizado re-aterro sob as sapatas. Porém, não houve nenhuma inversão do movimento de inclinação do edifício. Pode-se observar através das curvas apresentadas na Figura 7 uma diminuição nas velocidades de recalque, logo após a execução do primeiro reforço; após alguns meses (no final de 1979) houve o retorno das velocidades de recalque aos valores anteriores, entre 8mm/ano e 13mm/ano.





**Fig. 6** – Planta com a posição dos pilares do bloco A do Condomínio Núncio Malzoni.

diagonal do prédio. Através das leituras de recalque mostradas na Figura 7 obtém-se valores diferenciais muito menores que os reais, pois o monitoramento do edifício começou a ser realizado quatro anos após a conclusão da obra.



**Fig. 7** – Evolução dos recalques dos quatro pilares externos com o tempo, medidos a partir de 1971.

Para avaliar o grau de segurança do edifício, foi realizada uma análise estrutural antes da elaboração de qualquer projeto. Diante dos resultados encontrados, foram propostas as seguintes alternativas aos proprietários dos apartamentos:

- Reforçar os elementos estruturais, de tal modo a que a estrutura do prédio suportasse por mais alguns anos o aumento de inclinação.
- Reforçar os elementos estruturais já parcialmente comprometidos, pela inclinação do edifício, e executar uma sub-fundação para interromper a evolução dos recalques.
- Reaprumar o edifício.
- Demolir o edifício e construir um novo.

Após a análise custo-benefício, os proprietários optaram pela terceira alternativa, embora o custo das duas primeiras soluções correspondesse a cerca de 30% a 40% da solução adotada. A simples melhoria das condições de segurança estrutural do edifício, ou a interrupção do processo de inclinação deste, não ajudaria a valorizar os apartamentos, os quais já estavam avaliados em cerca de apenas 10% do valor de um apartamento similar, com 240 m<sup>2</sup> de área privativa, 30 anos de construção, em frente à praia, naquela região.

## **2 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO**

A região da Baixada Santista é constituída por rochas gnáissicas e graníticas, que afloram em alguns pontos formando colinas e ilhas. O subsolo de Santos, na região da orla marítima, é constituído por uma camada de areia com 7m a 12m de espessura, compacta a medianamente compacta (SPT entre 9 e 40), sobre uma camada de argila orgânica mole com espessura de 10m a 20m (SPT entre 0 e 2), uma camada de areia argilosa de pequena espessura (entre 3m e 5m), outra camada de argila marinha (SPT entre 3 e 5), e finalmente o solo residual a aproximadamente 50m de profundidade. A rocha está localizada a mais de 70m de profundidade.

Os valores de SPT, determinados para as camadas de areia e argila, estão de acordo com os que se encontram publicados na bibliografia, para a região. A primeira camada de argila é a camada SFL (sedimentos flúvio-lagunares) e a camada mais profunda é conhecida como AT (argilas transicionais). Estas classificações foram realizadas por Massad (1985) após analisar as características geotécnicas destas argilas, em conjunto com a formação geológica da Baixada Santista.

Até 1985, todos os recalques eram calculados admitindo-se as camadas de argila mole normalmente adensadas, mas somente a camada mais superficial de argila era considerada responsável pela ocorrência dos recalques. Segundo os artigos disponíveis, os técnicos concluíam que os valores de recalques assim calculados eram corretos e a velocidade de recalque no campo era muito maior que a prevista através de ensaios de laboratório. Estas conclusões são discutíveis; passados mais de 30 anos esses prédios continuam recalcando.

Em 1985, Massad verificou que a argila superficial, SFL, está levemente sobre-adensada e a AT, mais profunda, fortemente sobre-adensada. Se os recalques devidos ao adensamento primário dos edifícios construídos nas décadas de 60 e 70, forem calculados admitindo-se um valor de razão de sobre adensamento igual a 1,15 (argila SFL), obter-se-ão valores consideravelmente inferiores aos calculados considerando a argila normalmente adensada. Neste caso, os valores dos coeficientes de adensamento seriam ainda maiores dos que os que têm sido utilizados, e os recalques por adensamento primário corresponderiam a cerca de 50% dos recalques totais já ocorridos, medidos em campo.

Para comparar os recalques calculados com os observados deve-se considerar também o histórico da região, levando-se em consideração a época de cada construção e a interferência entre elas, o que dificulta ainda mais a análise.

## **3 – ANÁLISE DA SEGURANÇA**

### **3.1 – Interação solo-estrutura**

A segurança de uma estrutura somente pode ser avaliada a partir de modelos apropriados, cuja escolha depende da compreensão do seu comportamento. Assim, considera-se importante apresentar os aspectos de segurança estrutural relacionados com a interação solo-estrutura.

O comportamento das estruturas face a recalques é variável de edifício para edifício, porque depende da rigidez e resistência da estrutura e do maciço, e da origem dos recalques. Portanto, é preciso considerar o comportamento mais realístico possível da interação solo-estrutura, através da não-linearidade física da estrutura e da não-linearidade geométrica, quando necessário.

Na verificação da estrutura é importante atentar para o fato seguinte: a segurança estrutural somente estará garantida se forem atendidos os coeficientes de segurança estabelecidos na norma, os quais correspondem ao risco de ruína que a sociedade aceita como satisfatório.

Ao se considerar a interação solo-estrutura, o solo deve, sempre, ser representado como meio contínuo e não como barras ou molas, porque não se podem desprezar as tensões de cisalhamento que garantem a continuidade. O meio contínuo deve ser considerado da maneira menos restritiva possível, no que diz respeito à sua reologia e à sua geometria.

Os esforços nas estruturas, devidos a recalques, podem ser classificados de acordo com a origem destes: recalques causados pelo carregamento ou recalques induzidos pelo maciço.

No primeiro caso, supondo a estrutura infinitamente flexível, os recalques em cada pilar são, em geral, diferentes, porque, comumente, é adotada a mesma tensão nas sapatas, independentemente de suas dimensões e da proximidade das outras sapatas; de qualquer forma, seria muito difícil adotar as dimensões e a geometria das sapatas de forma a se obterem recalques iguais. Como a estrutura tem determinada rigidez, há uma redistribuição de esforços à custa de esforços solicitantes adicionais que carregam os pilares que recalcariam menos provocando maior uniformidade dos recalques.

Se a estrutura for infinitamente rígida, a redistribuição ocorre de tal maneira que os recalques ficam uniformes, à custa de esforços devidos à restrição às distorções, os quais já devem estar previstos no cálculo da estrutura. As estruturas, normalmente, são calculadas adotando-se apoios indeslocáveis nas fundações, o que implica em determinada distribuição de esforços solicitantes para a qual a estrutura é dimensionada, ou armada, no caso do concreto armado. A redistribuição, que provoca acréscimo de carga nos pilares da periferia, precisa ser levada em conta no cálculo dos elementos estruturais.

Entretanto, se a estrutura dispuser de vigas de rigidez, como boa parte das estruturas em Santos, as distorções são por elas “absorvidas”, de modo que a estrutura, calculada com apoios indeslocáveis nas fundações, não sofre solicitações adicionais, não havendo redistribuição de esforços; os pilares da periferia não ficam mais carregados do que o previsto. É interessante comentar que os reforços usualmente feitos nos pilares de extremidade nas estruturas nos prédios em Santos, em edifícios que apresentam vigas de rigidez, são eficientes, mas não por causa da redistribuição de esforços devida às distorções, mas para resistir aos esforços devidos à inclinação, como se verificará adiante.

Em resumo, não havendo vigas de rigidez a estrutura deve ser calculada para resistir à redistribuição de esforços; havendo vigas de rigidez não há solicitações adicionais na estrutura.

No segundo caso, os deslocamentos do solo, provocados por escavações ou outra ação qualquer, independente do carregamento, induzirão esforços na estrutura que dependerão da magnitude e distribuição desses deslocamentos. Se, por exemplo, os deslocamentos do solo corresponderem a uma translação, não há esforços na estrutura, seja ela flexível ou rígida. Se, ao contrário, os deslocamentos do solo não são uniformes, a estrutura infinitamente flexível acompanha os deslocamen-

tos, sem redistribuição de esforços, enquanto a estrutura infinitamente rígida apresenta movimento de corpo rígido, à custa de significativas solicitações adicionais devidas à redistribuição de esforços.

Deve ser mencionada uma característica muito importante das estruturas de concreto armado, sujeitas a distorções provocadas por recalques diferenciais. Como a seção de armadura varia ao longo das vigas, o momento resistente é variável, o que facilita a formação de rótulas plásticas com distorções muito pequenas, tornando-se a estrutura isostática como se fosse uma auto-defesa. Ao se tornar isostática deixam de ocorrer solicitações adicionais devidas aos deslocamentos impostos, atingindo-se o colapso apenas depois que se esgotarem as capacidades de rotação das rótulas plásticas, o que acontece apenas depois de distorções significativas. Portanto, as estruturas de concreto armado adaptam-se facilmente a recalques diferenciais, desde que devidamente armadas, de preferência sub-armadas, de modo a manter o equilíbrio entre esforços solicitantes e resistentes, como previsto no projeto.

Entretanto, no caso de prédios inclinados que apresentam vigas de rigidez, o colapso não se relaciona com distorções, porque as vigas impedem que elas ocorram na estrutura. Assim, o prédio apresenta movimento de corpo rígido de translação (afundamento) e de rotação (adernamento). Como o movimento é de corpo rígido, existe uma tendência de julgar que a estrutura do prédio irá entrar em colapso devido ao tombamento, quando a resultante das cargas encontrar-se fora do núcleo central.

Liminarmente, é preciso comentar que o núcleo central de uma figura discreta, como é aquela constituída por sapatas, não é o mesmo de uma figura contínua. Ademais, quando a resultante atingir a fronteira do núcleo central, a extremidade mais distante começará a levantar-se; ainda deve ser considerada a possibilidade de equilíbrio, adotando-se o contacto sapatas-solo como material não resistente à tração.

É fácil demonstrar que a estrutura do prédio entra em colapso por instabilidade antes de tombar. Como a direção da gravidade continua a mesma, independentemente da inclinação do prédio, aparecem esforços transversais que obrigam a estrutura a trabalhar de forma não prevista, como uma viga em balanço, sujeita aos esforços transversais mencionados. Assim, as vigas e os pilares ficam submetidos a solicitações adicionais significativas não previstas, formando-se rótulas plásticas até a ocorrência de um mecanismo. A estrutura somente tombaria se as solicitações da “estrutura em balanço”, engastada nas fundações, pudessem ser resistidas, o que deveria ter sido previsto em projeto. Deve ser mencionado, inclusive, que, dependendo do arranjo estrutural, das dimensões e armação das vigas e pilares, o colapso pode ser do tipo “brusco” ou do tipo “avisado”. Pelo fato do colapso se dar por instabilidade, e não por perda de resistência de determinada seção, ele se dará em tempo relativamente curto, depois que a estrutura apresentar quadro crítico de fissuramento e trincamento.

Do exposto, conclui-se, portanto, que o problema estrutural associado a um prédio inclinado é estrutural (mesmo porque não há ruptura do solo), em função dos esforços adicionais causados pelo fato da gravidade não se “inclinarem” com o prédio, e não em função de distorções, que não existem.

É importante distinguir inclinação (ou rotação) de distorção. Enquanto a primeira não solicita a estrutura, senão pelo fato de aparecerem carregamentos transversais, a segunda solicita a estrutura através de deslocamentos impostos. Para se perceber a diferença, toma-se um exemplo simples. Considere-se uma viga contínua com dois vãos de comprimentos iguais a “L” com três apoios simples, livres de rotação, nos quais se aplicam os seguintes recalques: zero no primeiro apoio; 0,05L no segundo; 0,10L no terceiro. Não há, evidentemente, esforços solicitantes na viga, embora, em

cada vão, os recalques diferenciais sejam iguais a 1:20. se os recalques aplicados forem: zero no primeiro apoio; 0,05L no segundo apoio e zero no terceiro, a viga estará sujeita a distorções de 1:20 que provocarão esforços elevadíssimos.

A distinção entre inclinação e distorção se faz necessária quando se pretende aplicar tabelas ou critérios que limitam os valores de distorção, como o critério de Bjerrum, muito utilizado na prática de engenharia. O conhecimento da distinção mencionada impede a aplicação indevida de valores-limite de distorções a estruturas que apresentam movimento de corpo rígido, nas quais não há distorções, e sim rotação.

É importante recomendar que se considere, na verificação estrutural dos prédios inclinados, a não-linearidade física do concreto armado e a não-linearidade geométrica da estrutura, em vista da flexibilidade da “estrutura em balanço”. Face ao comportamento não-linear da estrutura, a aplicação de reforços de fundação deve ser feita a partir da verificação estrutural tendo em vista o histórico de aplicação das cargas, para pré-tensionar o reforço ou para reverter o adernamento. Impedir a progressão dos recalques não é suficiente para garantir a segurança estrutural dos prédios, que já podem estar precisando de reforços.

Do exposto, conclui-se que o colapso dos prédios inclinados não tem relação com a velocidade de recalques e não depende apenas do valor da inclinação. O colapso ocorre pela formação de rótulas plásticas que levam a um mecanismo, dependendo, portanto, da relação entre os esforços solicitantes (que são função do valor da inclinação e do arranjo e dimensões da estrutura) e os esforços resistentes (que são função do dimensionamento). Assim, um prédio que se encontra estável e apresenta pequena inclinação pode apresentar coeficiente de segurança muito menor que outro, com maior inclinação.

### 3.2 – Avaliação do comprometimento da estrutura

De acordo com o exposto, para se avaliar o comprometimento da estrutura é suficiente verificar se a distribuição de esforços resistentes equilibra, com os coeficientes de segurança de norma, os esforços solicitantes devidos às ações usuais acrescidos dos esforços adicionais devidos ao carregamento transversal resultante da componente da gravidade, como se explicita na Figura 8.

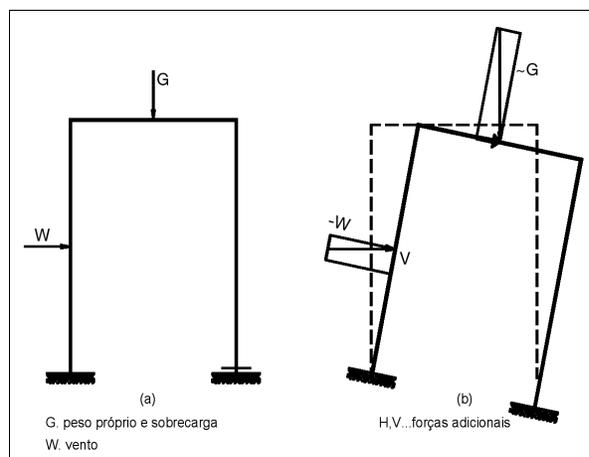
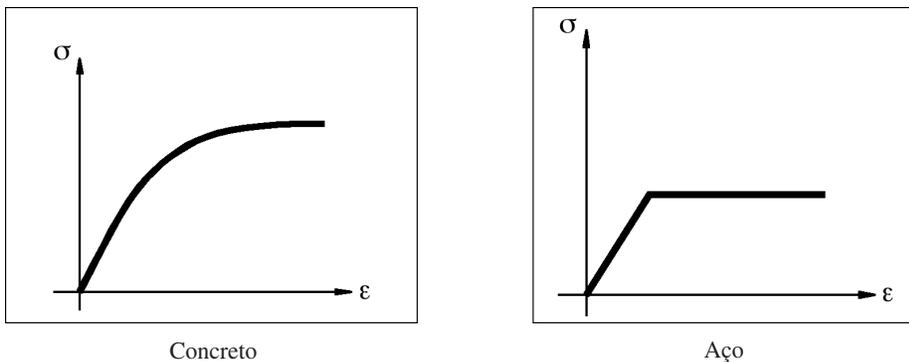


Fig. 8 – Esquemas estruturais – (a) Como calculado e (b) após inclinado.

Parece claro que, adotadas as mesmas premissas utilizadas para o dimensionamento, os coeficientes de segurança seriam menores do que os normatizados, partindo-se do pressuposto de que a estrutura tenha sido dimensionada rigorosamente de acordo com as normas. No entanto, é preciso diferenciar a metodologia da verificação da estrutura daquela utilizada na fase de dimensionamento, conforme se procura explicitar a seguir.

Na fase de dimensionamento ainda não são conhecidas as dimensões das peças estruturais e muito menos a armadura das mesmas, a qual é, praticamente, o objetivo do dimensionamento. Assim, adotam-se hipóteses simplificadoras, como a linearidade física do concreto armado. A partir da adoção de um sistema estrutural de transferência de esforços obtém-se uma distribuição de esforços solicitantes para a qual são determinadas as dimensões e armadura dos elementos estruturais. Ademais, na estruturas calculadas até alguns anos atrás, como as de interesse do presente artigo, ainda não se considerava de modo mais realístico o comportamento das lajes. Assim, mesmo considerando carregamentos iguais, dois engenheiros poderiam calcular a mesma estrutura adotando diferentes armações nas mesmas peças estruturais, de acordo com a maneira de cada um adotar o sistema estrutural. Decorre, portanto, que não se pode verificar uma estrutura redimensionado-a de acordo com o sistema estrutural que o verificador idealize.

Na fase de verificação, não somente as dimensões dos elementos da estrutura estão determinadas, como, principalmente, as suas armaduras. Cabe ao engenheiro então, verificar se a distribuição de esforços resistentes correspondente, é capaz de equilibrar, com os coeficientes de segurança de norma, os carregamentos e ações potenciais, também fixados em norma e, no caso, ainda, acrescidos do carregamento lateral causado pela inclinação da estrutura, fazendo-se uso, inclusive, de fatores atenuantes permitidos pelas normas. Naturalmente, no estado-limite último poderão ser consideradas acomodações plásticas desde que verificados o esgotamento da capacidade das rótulas e as limitações em serviço. A metodologia de verificação deve considerar a reologia do concreto e do aço com suas características não – lineares, conforme ilustra a Figura 9. Desnecessário dizer que na fase de dimensionamento não é possível considerar tal reologia porque não se conhecem de antemão as dimensões do concreto e da armação.



**Fig. 9** – Curvas não-lineares simplificadas dos materiais.

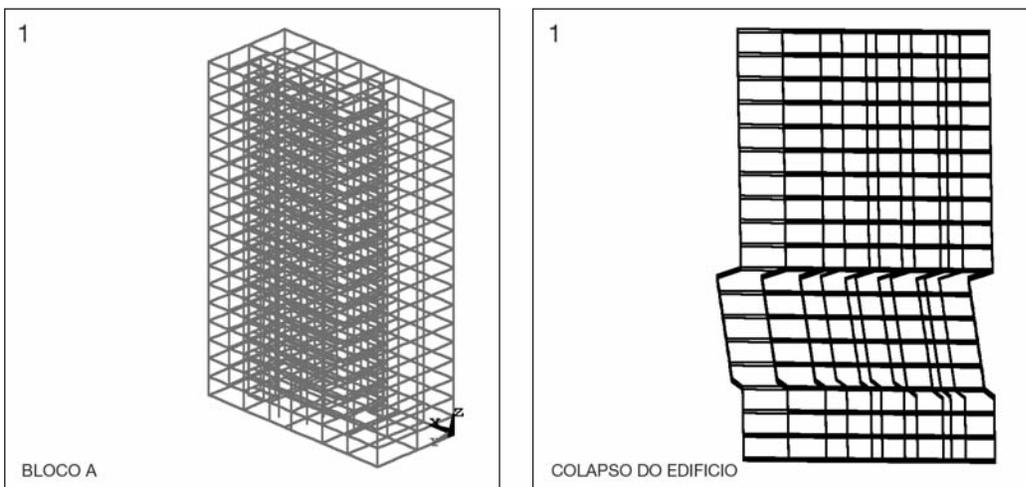
As estruturas dos blocos do Condomínio Núncio Malzoni foram verificadas considerando a metodologia acima descrita, através de um programa de computador intitulado PORCA (Pórticos de Concreto Armado) desenvolvido pelo Prof. Dr. Paulo de Mattos Pimenta, o qual considera, ainda, a não – linearidade geométrica (Pimenta et al., 1998). Todos os elementos estruturais (vigas e pilares) foram subdivididos em 5 regiões, a fim de introduzir as características geométricas da seção transversal – concreto e armadura -, considerando a colaboração das lajes e da sua armação.

Para considerar a rigidez do solo foram consideradas barras equivalentes sob as sapatas e vigas de rigidez. Introduzidos os dados no computador, o programa fornece os esforços solicitantes e as deformações extremas no concreto e no aço, destacando-as quando ultrapassam os limites prescritos pela norma. Assim, a estrutura foi sendo inclinada “no computador” até atingir um limite, definido pela formação de um mecanismo, o qual ocorreria em doze anos mantendo as velocidades de recalque que eram aproximadamente constantes há cerca de 20 anos. Na Figura 10 observa-se a representação dos pórticos espaciais considerados e o mecanismo de colapso. Embora não fosse possível afirmar com exatidão a vida útil da estrutura, porque as hipóteses de cálculo, ainda que menos restritivas, são idealizações do comportamento real, concluiu-se que este tempo era limitado, muito menor do que de outras estruturas sem os mesmos vícios. Como o programa permite “bloquear” as acomodações plásticas, imaginou-se que os bloqueios corresponderem a reforços que poderiam ser realizados; reprocessando com a imposição de bloqueios chegou-se a mais de 50 anos de vida útil, adotando-se reforços em determinadas regiões, os quais foram pré-dimensionados para efeito de orçamento. Com a finalidade de verificar os resultados dos processamentos foram realizadas leituras de deformações na armadura, pelo método do alívio de tensões, em vários pilares e vigas considerados representativos.

Durante a fase de verificação foram elaborados estudos e pré-dimensionadas as seguintes variantes:

- Reforço de fundações para estabilização dos recalques;
- Reaprumo do edifício;
- Demolição e reconstrução de outro edifício.

Deve-se ressaltar que no caso de estabilização dos recalques seriam necessários alguns reforços em regiões localizadas para garantir a segurança estrutural. Feita a análise, com os dados necessários, os proprietários decidiram pelo reaprumo. Esta decisão foi baseada em dois fatos principais: o primeiro era a certeza de que a solução seria definitiva, independentemente do comportamento da argila orgânica e de monitoramento futuro; o segundo foi a esperança de revalorização do patrimônio, o que de fato ocorreu. O último apartamento do Bloco A que havia sido vendido antes do reaprumo, alcançou R\$36.000,00 ou U\$ 12.000,00 e após o reaprumo os apartamentos estavam avaliados em, no mínimo R\$400.000,00 ou U\$ 133.333,00.



**Fig. 10** – Representação dos pórticos espaciais considerados e o mecanismo de colapso.

#### 4 – ESCOLHA DA SOLUÇÃO

Para resolver problemas de inclinação de edifícios, provocada por recalques diferenciais em camadas de argila mole, existem inúmeras soluções possíveis. Estas soluções convencionais foram analisadas, considerando os seguintes aspectos:

- Tempo limitado para intervenção;
- Histórico de soluções anteriores utilizadas em Santos sem sucesso;
- Desconhecimento da duração e intensidade do recalque que ainda estava por ocorrer.

Entre as soluções analisadas para re-aprumar o edifício, foram consideradas:

- Carregamento do lado menos recalçado;
- Sangria;
- Injeções para expandir o solo;
- “Subfundação”.

As três primeiras alternativas foram descartadas, em função dos aspectos acima mencionados, além de algumas considerações, descritas a seguir.

A implantação de um carregamento, além de complicada, mostrou-se pouco eficiente ao se analisarem os resultados de alguns processamentos nos quais tanto o edifício quanto o maciço foram representados, do ponto de vista da reologia, de maneira simplificada. Deve-se atentar para o fato de que do lado menos recalçado a razão de sobre-adensamento aumenta à medida que a argila sofre um alívio de tensões devido à inclinação do edifício. Além disso, o fato da argila recalcar e da camada de areia superior acompanhar este movimento não implica, necessariamente que o prédio também o fará.

A sangria pode ser bem sucedida se muito bem controlada, pois é necessário que a remoção de material em cada elemento de área seja proporcional ao recalque que se pretende impor a fim de se induzir um movimento de corpo rígido da estrutura, o que foi considerado como operação complexa e onerosa.

Além disso, fazendo-se uma retrospectiva dos reforços de fundação e tentativas de reaprumo que ocorreram em Santos nos últimos 30 anos, tem-se exemplos muito conhecidos (Edifício Morena, Edifício Excelcior, Edifício Núncio Malzoni) nos quais nenhuma das duas alternativas deu bons resultados

Foi estudada, em conjunto com o saudoso Eng. Carmo Yassuda, a aplicação de injeções no maciço a fim de provocar um levantamento controlado de forma a nivelar o prédio; a concepção havia sido referida em um artigo por ele pesquisado, mas os estudos mostraram a inviabilidade do procedimento.

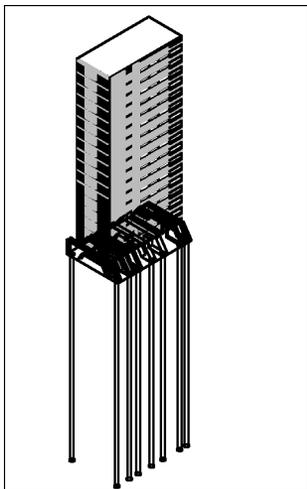
Estas soluções, assim como outras que possam interferir no comportamento dos prédios vizinhos, devem ser bem avaliadas pois, em Santos, o problema nunca se restringe a um edifício isolado, mas, a um conjunto de edifícios cujas cargas se sobrepõem, o que inviabiliza inúmeras soluções convencionais. Soluções que eliminem a interferência de um prédio sobre o outro também não resolvem o problema, pois a estrutura dos edifícios inclinados está acomodada e dificilmente retornará ao lugar apenas pela erradicação ou aceleração do movimento de recalque na camada de argila orgânica. Além disso, soluções que pressupõem um certo comportamento da argila orgânica com relação a recalques futuros é arriscada, principalmente quando se tem uma limitação de tempo, já que até os dias de hoje, não se tem um modelo que represente suficientemente bem o comporta-

mento da argila da região, o que torna insegura a previsão da evolução dos recalques e dos valores limites que podem ser atingidos. Sabe-se, porém, através de várias medidas de campo, que prédios construídos há quarenta anos continuam recalcando com velocidades aproximadamente constantes nos últimos trinta anos.

Feita a análise acima, foi resolvido conceber uma solução que fosse definitiva, segura e independente do comportamento da argila, como se expõe a seguir.

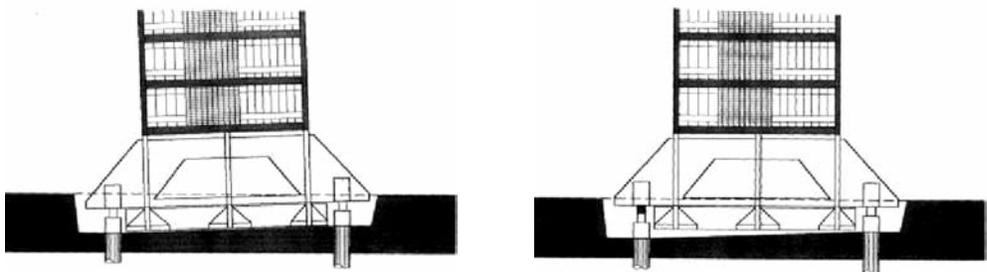
O projeto de reaprumo do bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, desenvolvido na Maffei Engenharia (Maffei et al., 2001), tinha como premissa transferir as cargas do edifício para novas fundações e colocá-lo novamente no prumo. Foram executadas estacas escavadas com profundidade mínima de 55m e construídas vigas de transição tipo Vierendeel em concreto armado; o edifício foi colocado no prumo através da utilização de macacos hidráulicos. A perspectiva apresentada na Figura 11 é uma ilustração da solução executada.

## 5 – CARACTERÍSTICAS DO PROJETO



Os pilares do prédio foram incorporados a sete vigas de transição tipo Vierendeel que se apoiaram nas fundações profundas, executadas nos dois lados do prédio, conforme pode ser observado na própria Figura 11.

A Figura 12 apresenta através de uma seção transversal, de forma esquemática, a concepção do projeto de reaprumo, notando-se que entre as novas fundações e as vigas de transição foram instalados macacos hidráulicos para colocar o edifício no prumo.



**Fig. 12** – Esquema de colocação de macacos.

As sete vigas principais, tipo Vierendeel, foram concebidas de modo a manter a circulação no andar térreo, com um pé-direito de 2,50m; assim, o banzo superior, sujeito à flexo-compressão (ver Figura 13), foi dimensionado com 1,30m de altura e o banzo inferior (ver Figura 15), tracionado, foi dimensionado com 0,50m. Nas extremidades das vigas, na projeção dos blocos, foram projetadas abas formando um bloco transversal à viga para instalação dos macacos e dos calços.

Como os pilares do prédio não estavam alinhados em uma mesma seção transversal, alguns pilares foram incorporados nas vigas principais e outros foram incorporados em vigas secundárias longitudinais de 1,30m altura e que se apoiavam no banzo superior das vigas principais. A Figura 13 apresenta a planta das vigas de transição, notando-se que a incorporação dos pilares nos banzos superiores foi projetada e realizada através do envolvimento dos pilares pelas vigas.

Para a escolha das novas fundações foram considerados os seguintes condicionantes:

- As cargas elevadas transferidas pelas vigas de transição, alcançando 7000kN.
- O subsolo da região, formado por camadas alternadas de areia e argila mole até grandes profundidades (cerca de 55m), a partir de onde começa o solo de alteração.
- A falta de espaço para equipamento, principalmente do lado esquerdo do edifício, para o qual o mesmo estava inclinado. Deve-se lembrar que as hastes dos equipamentos atingem grandes alturas e a inclinação do prédio limitava a distância mínima entre o equipamento e a lateral esquerda do edifício.
- A impossibilidade de vibração durante a execução das fundações.
- A preocupação em minimizar o rebaixamento do lençol freático, para evitar aceleração dos recalques.

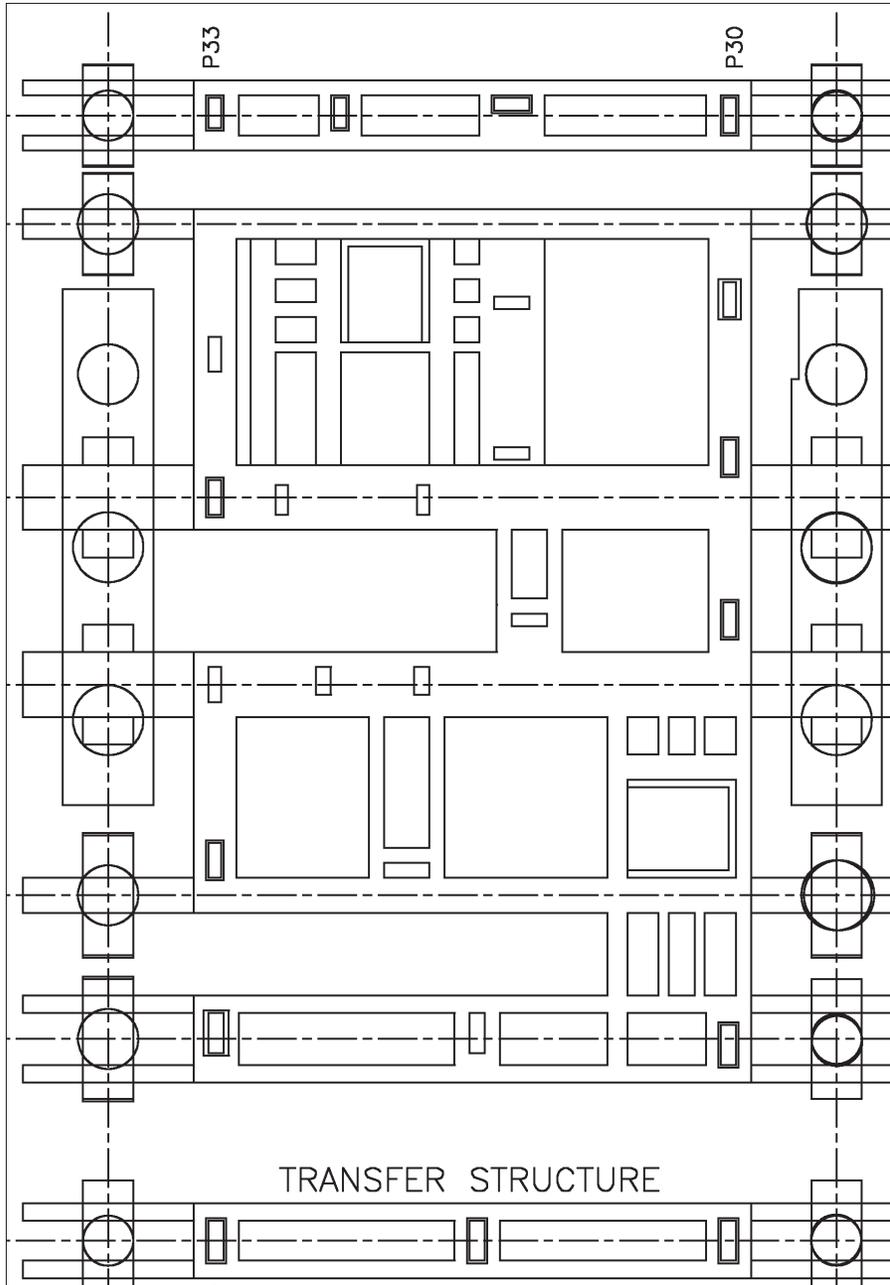
Foram escolhidas como novas fundações estacas escavadas com o uso de lama betonítica e diâmetro variável entre 1m e 1,8m. Seriam executadas 14 estacas, uma em cada extremidade das 7 vigas transversais de transição. Embora não seja usual a utilização de camisas metálicas para a execução deste tipo de estaca, neste caso foram utilizadas camisas metálicas com 6m de comprimento no lado direito do edifício, e, 12m no lado esquerdo, para garantir que durante a escavação não houvesse desmoronamento da camada de areia sob as sapatas existentes. As estacas ficariam muito próximas das antigas fundações e qualquer perda de material poderia provocar um desconfinamento das sapatas. Como a entubadeira que seria utilizada para cravar as camisas tinha 1,50m de diâmetro o projeto foi modificado e os estacões de 1,80m foram substituídos por estacões de menor diâmetro. Foram executados 16 estacões com diâmetro variável entre 1,00m e 1,40m, conforme se observa na Figura 14. O comprimento mínimo das estacas foi de 55m e verificou-se, através do controle durante a concretagem, que não houve grande perda de concreto na região da argila mole. Sobre as estacas foram construídos blocos que receberiam o apoio dos macacos e dos calços. Na Figura 15 está apresentada a planta com os blocos e as vigas de transição.

Tendo em vista que o problema de corrosão das armaduras é recorrente em Santos, antes do início dos trabalhos os pilares foram recuperados.

Merecem destaque as análises realizadas para o dimensionamento das vigas principais, para as ligações entre vigas e pilares e para a verificação do deslocamento admissível entre apoios consecutivos, uma vez que há necessidade de descarregar o macaco para a inserção de chapas metálicas, quando termina o seu curso; a carga é transferida para os calços, que permitem um pequeno deslocamento.

A análise convencional foi complementada com análise através de elementos finitos utilizando-se o programa ANSYS, que permitiu avaliar o comportamento das vigas, conforme mostra a Figura 16, na qual se pode verificar que o banzo superior trabalha predominantemente à compressão e o banzo inferior como um tirante, de modo que o comportamento do conjunto se aproxima ao de um arco atirantado. Como o concreto trabalha de modo muito eficiente à compressão, o elemento crítico é o tirante, razão pela qual a tensão de trabalho no aço foi reduzida e colocada toda a armação possível no espaço disponível, porque não se admitiu que pudesse haver fissuração na peça, que é enterrada.

A ligação entre os pilares e as vigas foi feita de maneira simples, apicoando o concreto dos pilares abraçados pelas vigas. A tensão de trabalho é da ordem de  $800\text{kN/m}^2$ , e foi suposto que a própria retração do concreto das vigas em torno do pilar garantiria a ligação; de fato, a retração foi tão importante que apareceram fissuras nas vigas, esquematizadas na Figura 17; as fissuras foram tratadas antes da aplicação dos macacos. O procedimento acima foi utilizado pelo receio de aplicação de produtos químicos, para garantia da aderência entre o concreto velho e o concreto novo, muito sensíveis a prazos de concretagem.



**Fig. 13** – Planta das vigas de transição. Banzos superiores.

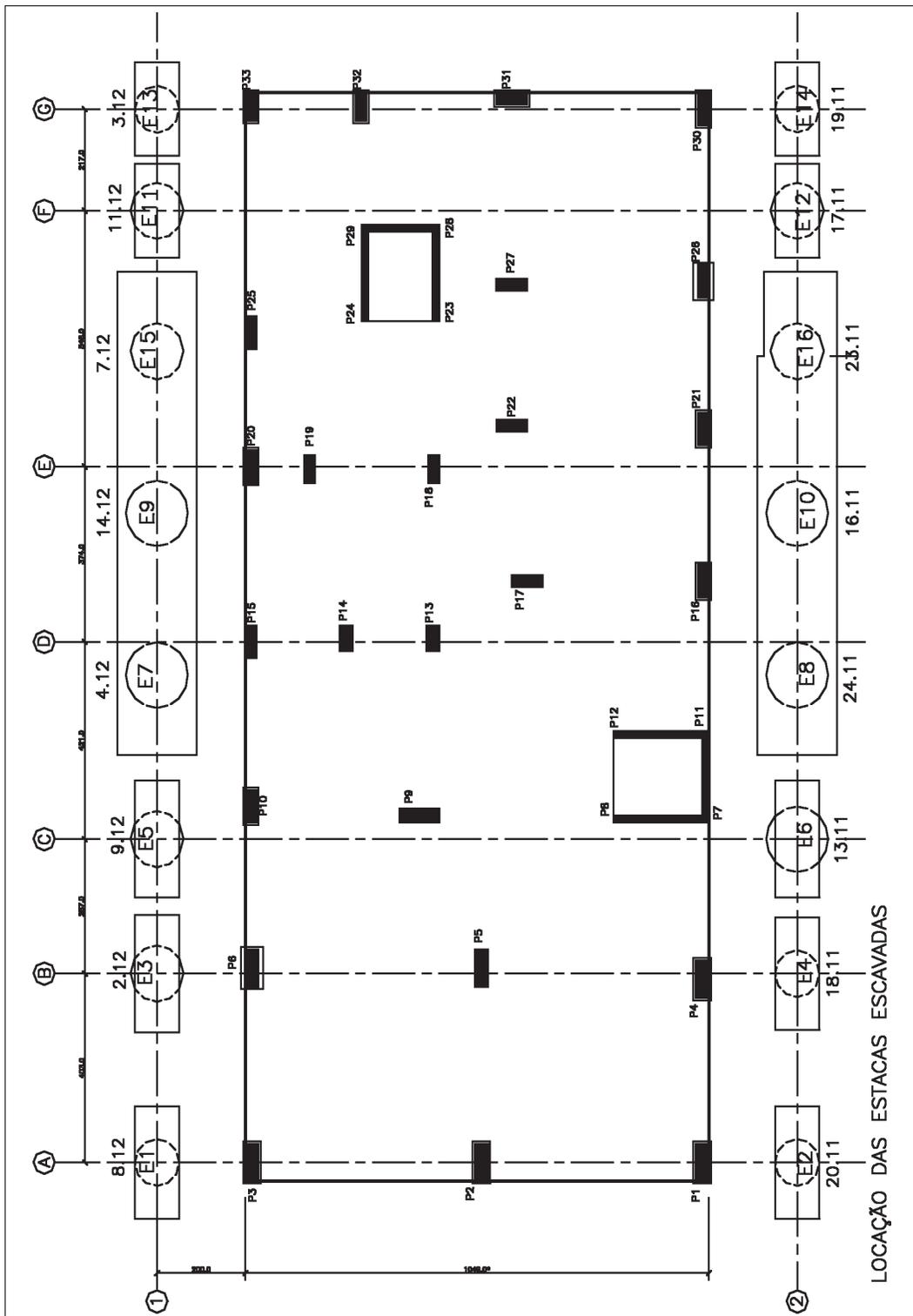


Fig. 14 – Planta com a localização das estacas, dia e mês de execução, 1998.



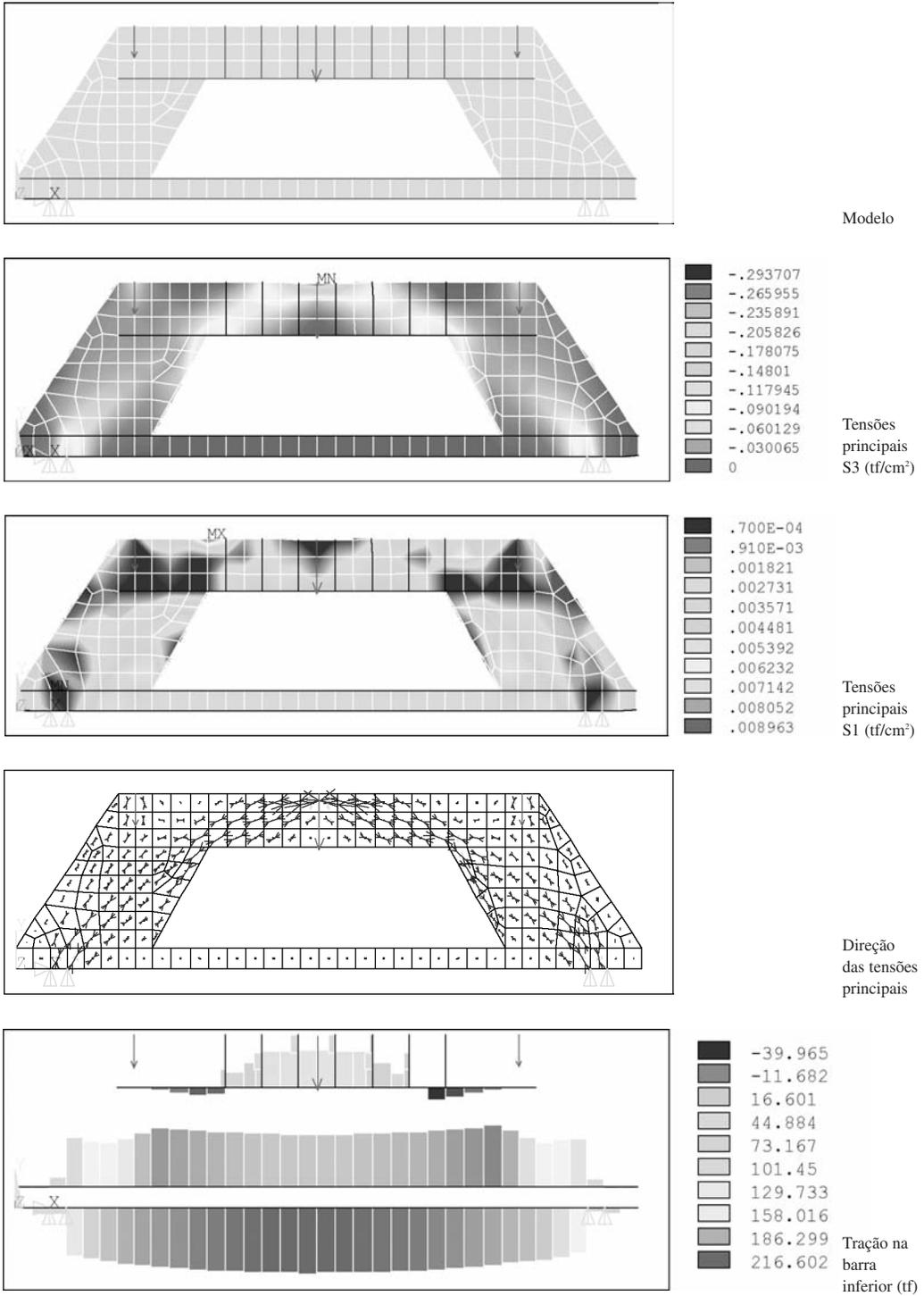
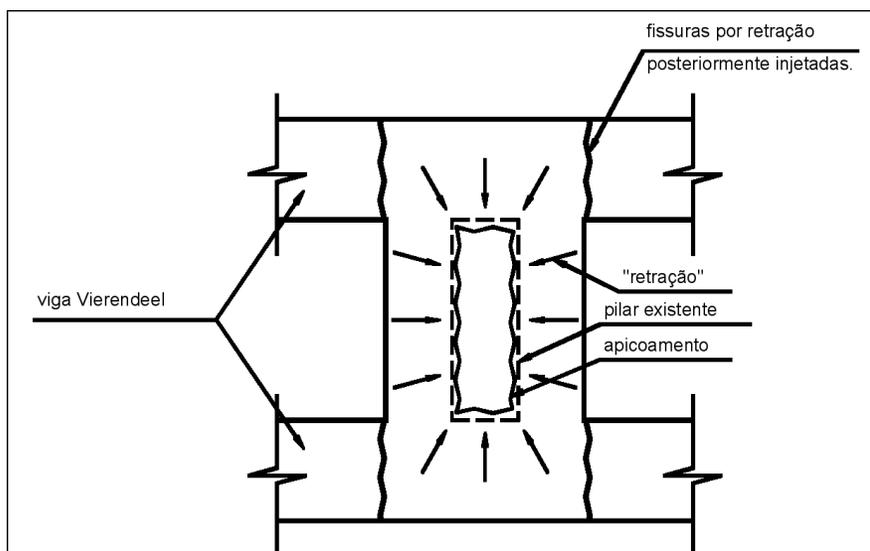


Fig. 16 – Visualização dos resultados do processamento de uma das vigas principais.



**Fig. 17** – Detalhe da incorporação dos pilares.

Os deslocamentos relativos admissíveis entre apoios consecutivos para não se formarem fissuras nas alvenarias foram estimados, através de análise da estrutura, em 2mm. Assim, a cada descarregamento de um macaco, impunha-se um deslocamento ascendente de 2mm, calçavam-se as abas das vigas e descarregava-se o macaco, não se observando deslocamento descendente maior do que 2mm em relação à posição anterior ao descarregamento.

## **6 – RECALQUES OCORRIDOS DURANTE A EXECUÇÃO DAS OBRAS DE REFORÇO**

### **6.1 – Recalques ocorridos durante a execução das fundações**

Para evitar ao máximo o aumento de recalque diferencial durante a execução das estacas, foi estudada uma seqüência de execução dos serviços que era aferida, monitorando os deslocamentos durante os trabalhos. Iniciaram-se as cravações pelas camisas do lado direito e a cada operação os recalques eram medidos. Os acréscimos de recalque nos pilares externos ocorridos durante a execução dos estacões estão apresentados em forma de gráfico na Figura 18.

Através da observação dos resultados de recalques e das datas de execução de cada estaca (Figura 14) pode-se concluir que foi importante iniciar a execução dos estacões pelo lado menos recalcado, pois, o lado direito apresentou um recalque inicial superior ao do lado esquerdo. As curvas mostram que inicialmente os recalques diferenciais diminuíram, e só voltaram a aumentar quando foram iniciadas as cravações das camisas do lado esquerdo. Quando foi executada a estaca junto ao pilar 33, que era o mais recalcado, houve uma aceleração da velocidade de recalques no fundo do prédio; chegou-se à conclusão de que os efeitos da execução da estaca acrescidos ao do peso das máquinas e dos silos que estavam localizados entre os dois blocos, nos fundos do bloco A, eram os causadores desta aceleração. No dia 3 de dezembro, os silos foram transferidos para a lateral direita do bloco A, próximos à frente do edifício. A aceleração dos recalques nos fundos do prédio diminuiu e os trabalhos puderam continuar. A colocação dos silos junto ao pilar 1 não provocou alteração da evolução dos recalques neste pilar.

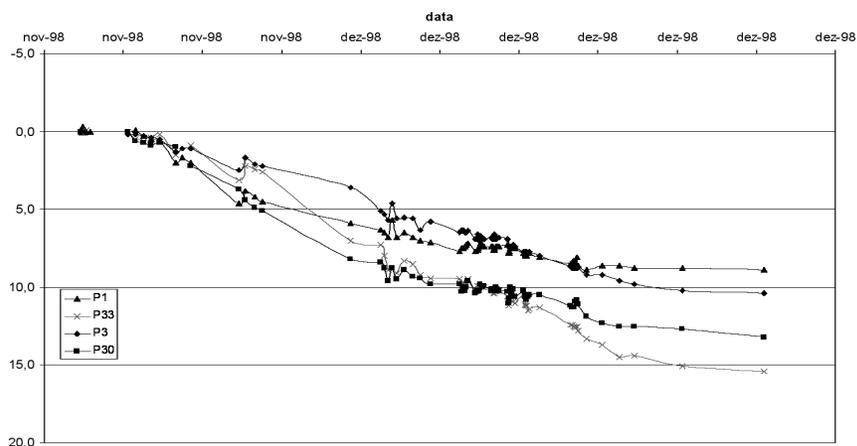


Fig. 18 – Recalques dos quatro pilares externos durante a execução dos estacões.

## 6.2 – Recalques ocorridos durante a execução das estruturas de transição

Concluídos os estacões foram executados os blocos das estacas e para viabilizar a escavação foi realizado o rebaixamento do lençol freático da região. A escavação foi realizada rente às sapatas existentes e até pouco abaixo da cota de apoio das mesmas.

Em outubro de 1999 foi iniciada a construção das vigas principais, tipo Vierendeel, indicadas na Figura 15, seguindo uma seqüência pré-estabelecida, devido ao elevado peso de cada uma das sete vigas principais. A primeira viga a ser executada foi a da frente; as outras foram concretadas de maneira intercalada. As vigas secundárias, longitudinais, foram executadas após o término das principais.

Através da Figura 19, na qual está apresentada a evolução dos recalques nos pilares extremos, desde o início dos trabalhos de recuperação do edifício, observa-se a influência da construção de cada uma das vigas principais no desenvolvimento dos recalques nestes pilares.

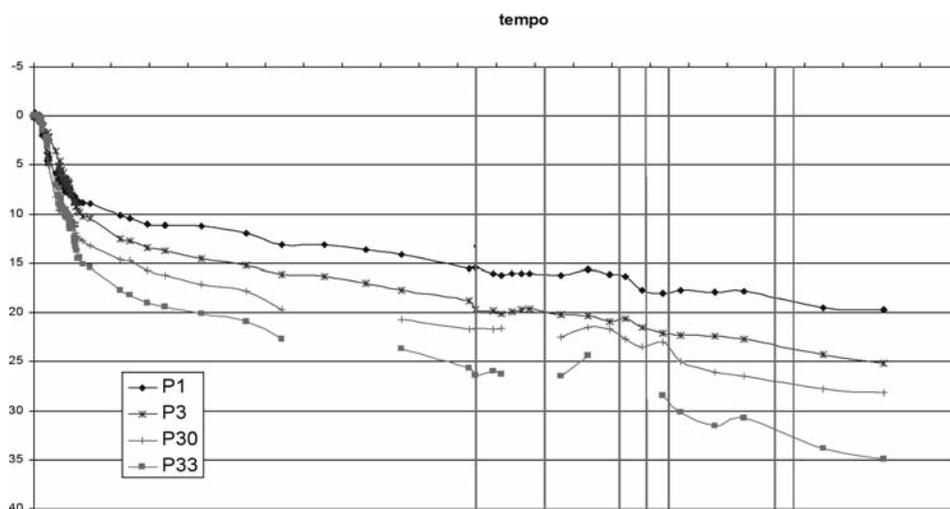


Fig. 19 – Recalques dos quatro pilares externos durante a execução das vigas.

### 6.3 – Análise dos recalques ocorridos durante a obra

Os acréscimos dos recalques devidos a cada uma das fases do reforço estão resumidos na tabela 1 e os acréscimos dos recalques diferenciais na tabela 2.

**Tabela 1** – Acréscimo dos recalques ocorridos nos pilares externos em cada uma das etapas de construção dos novos elementos estruturais.

Pilar	Estações (mm)	Blocos (mm)	Vigas (mm)	Total do reforço (mm)
1	4,2	3,98	5,4	13,58
3	8,9	5,2	6,6	20,7
30	6,4	6,1	7,1	19,6
33	10,7	6	10,1	26,8

**Tabela 2** – Acréscimo dos recalques diferenciais entre os pilares externos em cada uma das etapas de construção dos novos elementos estruturais.

Pilares	Estações (mm)	Blocos (mm)	Vigas (mm)	Total do reforço (mm)
1-3	4,7	1,22	1,2	7,12
1-30	2,2	2,12	1,7	6,02
1-33	6,5	2,02	4,7	13,22
3-30	1,8	0,9	0,5	3,2
30-33	4,3	0,1	3	7,4
3-33	1,8	0,8	3,5	6,1

Analisando os resultados obtidos, resumidos nas tabelas acima, pode-se concluir que:

- A fase da obra mais crítica em relação ao aumento dos recalques diferenciais, tanto entre os pilares 1 e 33, como entre o lado esquerdo e direito do edifício, foi a de execução dos estações.
- Os recalques ocorridos no fundo do edifício foram superiores aos da frente em todas as fases.
- As velocidades médias dos recalques dos pilares 1 e 33, durante todo o reforço foram de 7,1mm/ano e 14mm/ano, valores muito próximos aos que ocorriam anteriormente.
- Após a execução dos estações e construção das vigas, antes da colocação do prédio sobre os macacos, as velocidades de recalque já eram de 1,9mm/ano e 8,9mm/ano nos pilares 1 e 33, muito inferiores às que ocorriam anteriormente às obras de reforço, inferindo-se, portanto, que os estações foram solicitados mesmo antes de serem incorporados ao prédio.

## 7 – CORREÇÃO DO EDIFÍCIO

Toda a obra foi executada sem que os moradores precisassem desocupar o imóvel. Para que os serviços de luz, água e telefone dos apartamentos não fossem interrompidos durante o levantamento do prédio, as ligações elétricas, hidráulicas e de telefonia na parte inferior do edifício foram substituídas por tubos flexíveis.

Para corrigir a inclinação do edifício foram utilizados 14 macacos hidráulicos com capacidade entre 5000kN e 9000kN. Cada macaco foi colocado entre a viga e o bloco da fundação correspondente. Dos dois lados de cada macaco foram construídos pilaretes para a colocação dos calços. Além de garantir a segurança do prédio os calços tinham como objetivo servir de apoio para as vigas enquanto o curso de cada macaco era abaixado, para permitir a continuidade dos serviços. Isto se fez necessário porque o curso dos macacos variava entre 5cm e 15cm e o prédio foi levantado em até 80cm, junto ao pilar 33.

Após os macacos terem sido colocados em carga, foi realizada a escavação do terreno a fim de que as sapatas ficassem totalmente livres, sem contato com o terreno, evitando sucção da areia (Figura 20). As estacas-raiz ligadas às sapatas do lado esquerdo, que haviam sido executadas em 1978 estavam íntegras ao menos no trecho visível, junto às sapatas e foram cortadas logo abaixo das mesmas.

As sapatas não foram desligadas da estrutura do prédio após a liberação das mesmas, para que pudessem trabalhar em conjunto com as vigas de transição e com as vigas de rigidez, aumentando a rigidez da parte inferior do edifício. A rigidez do conjunto foi eficiente, porque o prédio não apresentou nenhuma trinca durante o reaprumo.

Durante a elevação do prédio, as operações foram acompanhadas por instrumentação adequada nas vigas e nos blocos das fundações.

Nas Figuras. 21 e 22 estão apresentadas algumas curvas representativas do desenvolvimento dos recalques das estacas em função da distância à frente do edifício, durante as operações de correção do prumo do edifício, até a finalização do reaprumo em 6 de fevereiro de 2001.

Embora alguns macacos tenham sido carregados com o dobro da carga de projeto, durante o macaqueamento, o recalque máximo das estacas foi inferior a 1cm. Não foi possível obter as curvas “carga-deslocamento” das estacas, porque houve uma variação muito grande das cargas medidas durante o macaqueamento. Além disso, as cargas e os deslocamentos não foram lidos concomitantemente.



**Fig. 20** – Sapatas escavadas.

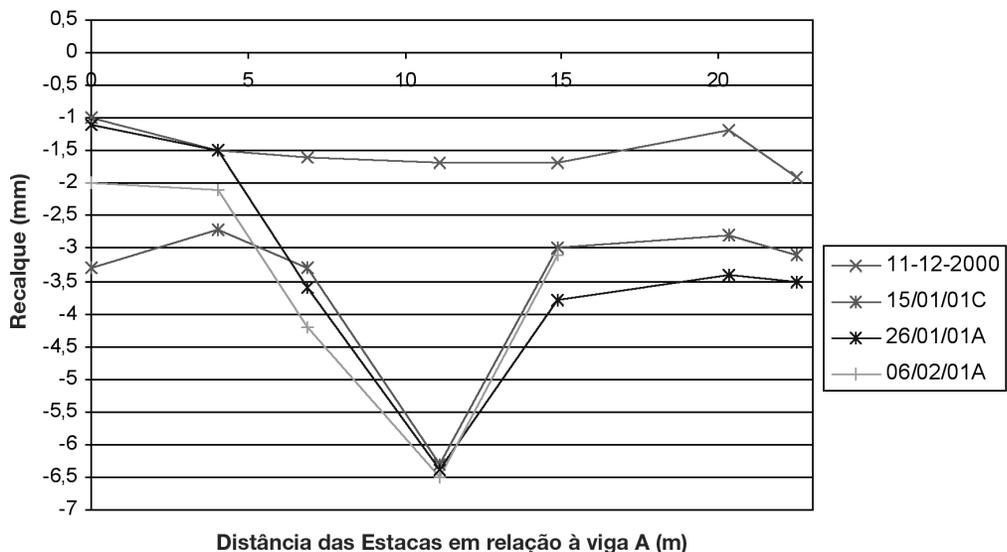
Na Figura 23 está apresentado o gráfico de levantamento do lado esquerdo do prédio, para cada uma das sete transversais, em função do tempo.

Entre os meses de outubro e dezembro de 2000 foram realizadas algumas operações preliminares com os macacos, a fim de se verificar a reação da estrutura, pois os macacos utilizados não podiam ser controlados através da fixação de curso, tendo sido necessário efetuar o controle através do tempo de aplicação da pressão em cada bomba do sistema. Observe-se que cada conjunto de 2 a 3 pilares era ligado em uma mesma bomba, tornando mais difícil de determinar o tempo mais eficiente de aplicação da pressão, que não provocasse distorção na estrutura. O prédio começou a ser erguido no dia 2 de janeiro de 2001 e no dia 26 de janeiro as laterais do edifício já estavam alinhadas, tendo sido feito então o restante do alinhamento entre o fundo e a frente. Observe-se através do gráfico que houve dias em que o prédio foi erguido 15cm; estes valores estavam vinculados ao curso do macaco. Quando era atingido o valor máximo do curso, eram colocados os calços, abaixado o curso e, o processo prosseguia.

A Figura 24 apresenta a elevação do lado esquerdo do prédio, em função da distância à frente do mesmo, durante o reaprumo. Pode ser observado nesta figura, que o edifício foi erguido com movimento de corpo rígido, motivo pelo qual não surgiram trincas na estrutura durante todo o processo. As leituras de 11 e 30 de maio de 2001, realizadas após a retirada dos macacos hidráulicos, coincide com a leitura de 06 de fevereiro de 2001, realizada após a última operação com os macacos hidráulicos, não tendo ocorrido recalque posterior à obra de reaprumo.

Na Figura 25 podem ser observados os macacos instalados entre a estrutura de transição e os blocos de fundação, antes e durante o processo de macaqueamento. A fotografia do lado direito da figura mostra alguns calços já instalados. Na Figura 26 estão as fotos do edifício, antes e após os trabalhos de reaprumo.

Finalmente, após o reaprumo do edifício alguns pilares foram removidos entre os banzos superiores e inferiores para permitir uma mudança na arquitetura do prédio, sem que tivessem ocorrido recalques ou fissuras.



**Fig. 21** – Recalques das estacas do lado esquerdo durante e após o reaprumo do prédio em função da distância à viga A

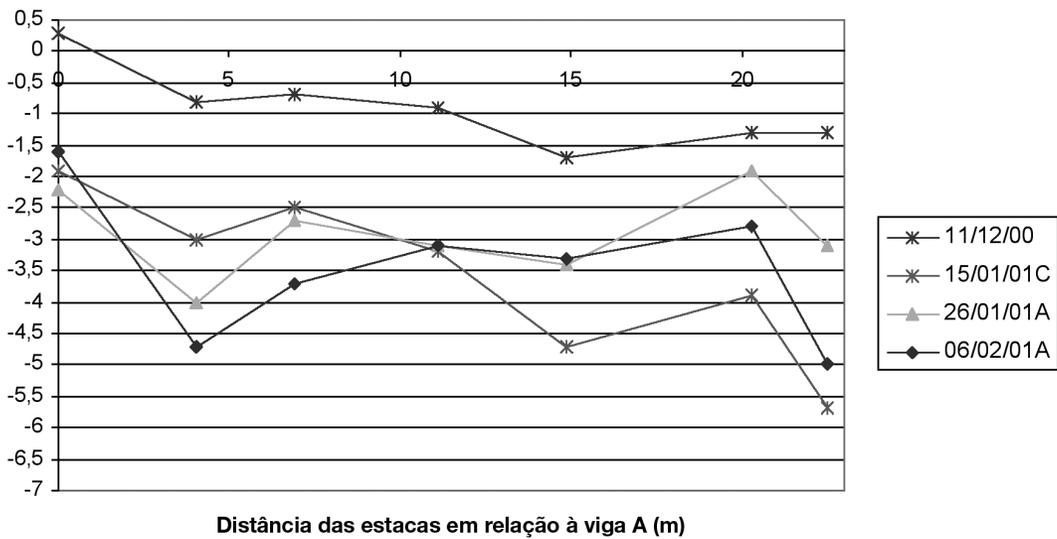


Fig. 22 – Recalques das estacas do lado direito em função da distância à viga A.

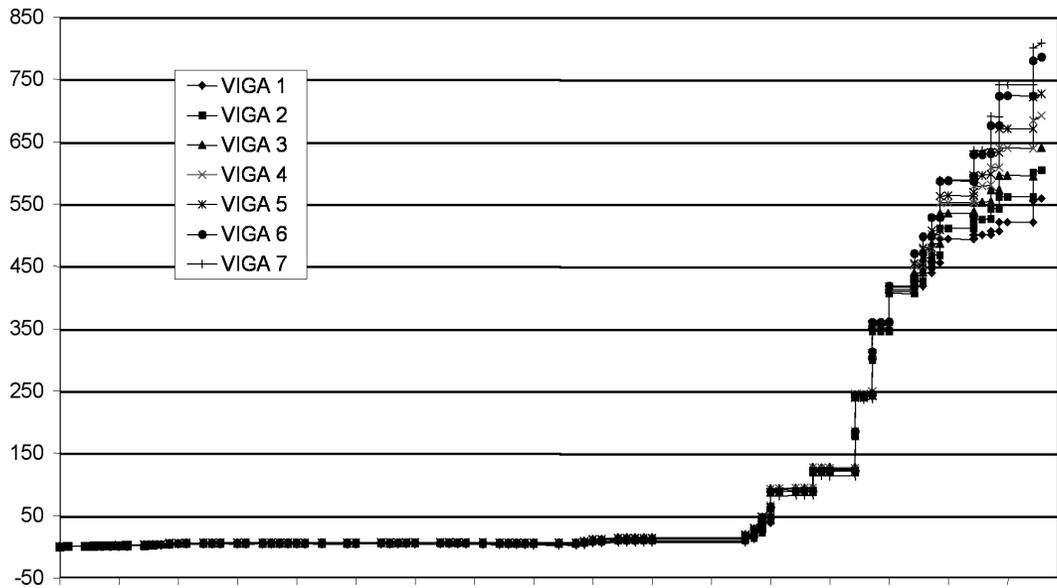


Fig. 23 – Levantamento do lado esquerdo do prédio em função do tempo.

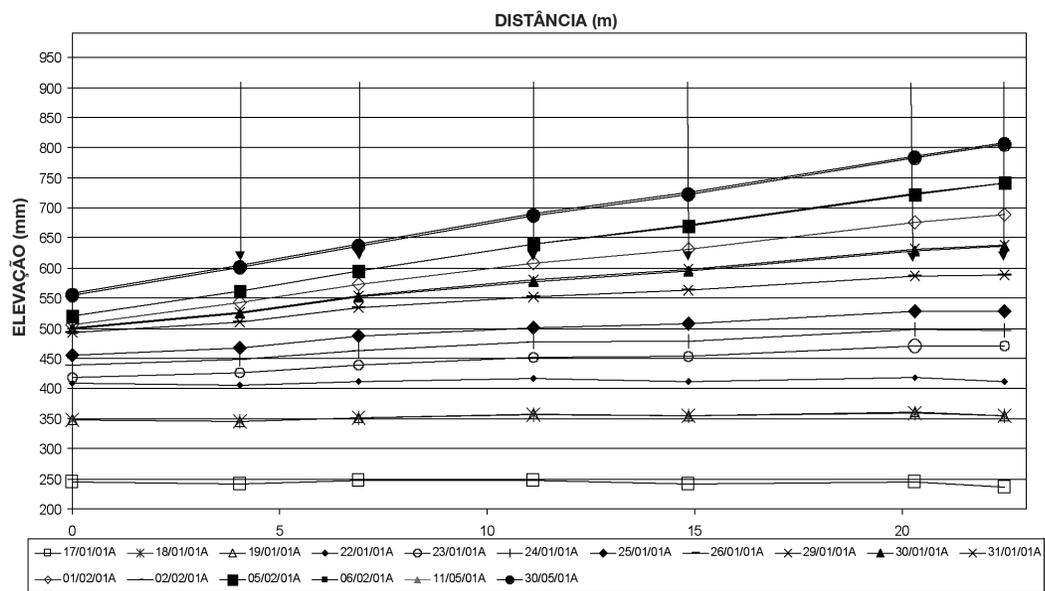


Fig. 24 – Elevação do apoio esquerdo das vigas de transição.



Fig. 25 – Macacos antes e durante o macaqueamento.



**Fig. 26** – Edifício Núncio Malzoni antes e após o reaprumo.

## **8 – AGRADECIMENTOS**

Agradecemos aos proprietários e moradores do Condomínio Núncio Malzoni pela confiança e apoio demonstrados durante todo o período de projeto e obra.

Agradecemos também às firmas:

- Construtora Carvalho Pinto – responsável pelas obras.
- FB Locações – responsável pela operação de macaqueamento.
- Brasfond Fundações Especiais – responsável pela execução das fundações.
- Carlos E. M. Maffei Engenharia – responsável pelo projeto e gerenciamento das obras.

Finalmente, queremos citar o Dr. Ari José Ribeiro Gomes, síndico do prédio, que levou a cabo sua idéia de reaprumar o edifício. Incansável, participou de todas as reuniões durante anos, a ponto de ser considerado por todos nós como o médico que mais entende de Engenharia.

## **9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

GONÇALVES, H. H. S., CARDOSO, D. L. (2002). Evolução dos recalques por adensamento secundário em alguns edifícios da cidade de Santos. 8o Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal, Lisboa, v.2, p.853-862.

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, IPT (1995). Relatório No 33069, “Observações de recalques no Condomínio Núncio Malzoni, ” em Santos, SP.
- MACHADO, J. (1954). Estudos de recalques de fundações diretas em Santos. In: 1. COBRAMSEF, Porto Alegre. Anais, v. 2, p. 166-174
- MACHADO, J. (1958). Estudo comparativo de recalques calculados e observados em fundações diretas em Santos. In: 2. COBRAMSEF, Recife. Anais, v. 1, p. 21-36
- MACHADO, J. (1961). Settlement of structures in the city of Santos, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Paris. **Proceedings**. Paris: s.e., v. 1, p.719-725.
- MAFFEI, C. E. M.; GONÇALVES, H. H. S; PIMENTA, P. M.; MURAKAMI, C. A. (2001). The plumbing of 2.2° inclined tall building. In: Proceedings of the Fifteenth International Conference On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istambul. V3, p.1799-1802.
- MASSAD, F. (1985). As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas. Tese de Livre-Docência – Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.
- PIMENTA, P. M., GONÇALVES, H. H. S., MAFFEI, C. E. M., PAULETTI, R. M. (1998). A Programming System Non – linear Dynamic and Static Analysis of tall Buidings In: Computation Mechanics. New trends and Applications, Barcelona.
- TEIXEIRA, A. H. (1959a). Caso de un edificio en que la camada de arcilla (Santos) se encontraba inusitadamente preconsolidad. In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, 1959. **Proceedings**. s.n.t. p.201-215.
- TEIXEIRA, A. H. (1959b). Condiciones típicas del subsuelo y problemas de asiento en Santos, Brasil. In: In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México. **Proceedings**. s.n.t. p.149-177.
- TEIXEIRA, A. H. (1959c). Contribución para el estudio de la relación tiempo-asiento de estructuras existentes. In: INTERNATIONAL PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, 1959. **Proceedings**. s.n.t. p.179-199.
- TEIXEIRA, A. H. (1994). Fundações Rasas na Baixada Santista. In: Mesa Redonda – Solos do Litoral de São Paulo, cap. 6, p. 137-154
- VARGAS, M. (1994). Baixada Litorânea. In: Mesa Redonda – Solos do Litoral de São Paulo, cap. 1, p. 17-40.
- VARGAS, M., TEIXEIRA, A. H., RIOS, L., MACHADO, J., GOLOMBEK, S. & LORENA, P. (1965). Para uma orientação ao projeto da Estrutura de fundação de obras na Baixada Santista. In: Ciclo de Palestras realizadas no Instituto de Engenharia, Divisão Técnica de Estruturas, São Paulo.