

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Ao longo da história da humanidade, tem-se desenvolvido técnicas diversas para a execução de tarefas que tragam conforto com a devida segurança, garantindo assim o bem estar. A construção de moradias figura entre as preocupações mais importantes, principalmente no que diz respeito à segurança.

A engenharia estrutural, que trabalha com diversas variáveis empíricas, o peso específico do concreto armado, a diversidade e o comportamento dos materiais de construção, tem em seu escopo o estudo do comportamento do solo em que as edificações se apóiam. Este estudo também possui inúmeras variáveis em suas equações e em todas elas a grande incógnita é a real interação entre o solo e a estrutura edificada.

Em sua grande maioria, as construções apresentam movimentos de suas fundações em função das ações que suas cargas exercem no solo. Estes movimentos, que podem ser verticais, horizontais e rotacionais, são em sua maioria verticais, chamados de recalques.

Os recalques podem ser classificados em absolutos e diferenciais. Para as edificações, os recalques diferenciais, dependendo de sua amplitude, podem ser prejudiciais e há casos em que os mesmos levam a edificação à ruína.

Há casos famosos de recalques diferenciais e o mais clássico é o da famosa Torre de Pisa (Figura 1.01), na Itália. Sua construção foi iniciada em 1173, e terminada em 1350, e desde o início, a torre apresentou recalques maiores de um lado que de outro, que a levaram a inclinar-se.



Figura 1.01 – Torre de Pisa (<http://www.novomilenio.inf.br/santos/lendas/h0236f1.jpg>)

Mesmo já dominando algumas técnicas construtivas e também uma diversidade de materiais de construção, os construtores do passado, possivelmente não atentavam para a complicada interface que há entre a estrutura executada acima da linha do terreno, o próprio terreno e a estrutura executada abaixo desta linha.

Atualmente, o considerável avanço da informática trouxe para o campo da análise estrutural, a possibilidade de verificação de uma estrutura que ainda será erguida, elaborando os mais variados modelos computacionais, onde são testadas diversas hipóteses de cálculo, na intenção de se prever com a maior aproximação possível do comportamento real (e futuro) da estrutura em estudo.

Desde alguns anos, tem-se acompanhado a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, o que exige maiores cuidados e análises das equipes que elaboram os projetos e executam estas construções. O comportamento de tais estruturas se diferencia bastante daquelas que foram erguidas há mais de trinta anos, tendo em vista o aumento dos vãos entre apoios, dos tipos de lajes usados e até mesmo as considerações mais refinadas de efeitos dinâmicos como ações de vento, sismo, vibrações, dentre outros.

Segundo Fonte (2000), o comportamento real de uma estrutura, se dá através de um trabalho em conjunto da superestrutura, da infra-estrutura e do solo, e não pode ser previsto por modelos convencionais (Figura 1.02).

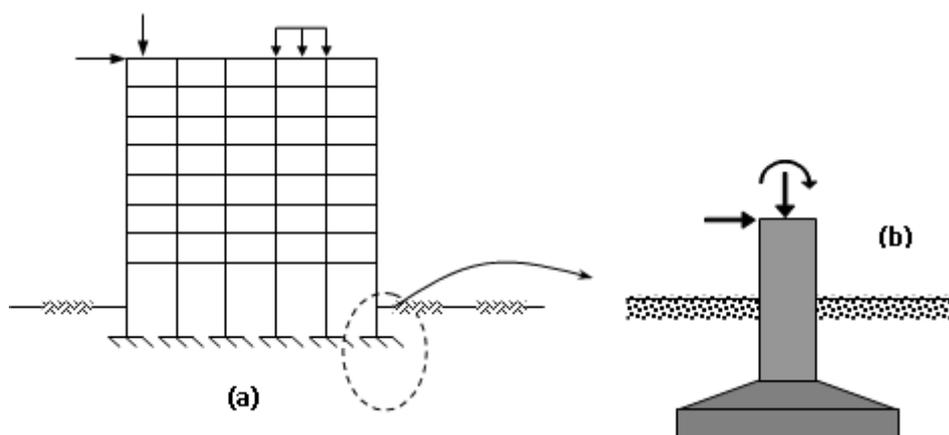


Figura 1.02 – Modelo convencional, onde (a) superestrutura com apoios indeslocáveis e (b) fundação independente do resto da estrutura (FONTE, 2000)

Estes modelos convencionais usualmente fornecem as reações de apoio isoladamente, sem levar em conta qual o tipo de solo ou quais os elementos de fundação. Em seguida, as reações são transferidas às suas respectivas fundações, supondo-se as mesmas indeslocáveis. As fundações, por sua vez, são calculadas sem levar em conta a existência da superestrutura com sua rigidez, empregando-se parâmetros do solo e recalques estimados isoladamente.

O cálculo que mais se aproxima do comportamento real de uma estrutura faz uso da interação entre estrutura, fundação e solo, chamada INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE).

1.2 Justificativa

O conhecimento dos prováveis efeitos e danos estruturais que os recalques podem ocasionar nas estruturas são fundamentais para se avaliar o grau de estabilidade das mesmas, já que a falta de previsão destes efeitos podem levar ao mau desempenho da edificação.

Por este motivo, a importância desta pesquisa está em apresentar o desempenho de uma estrutura real que apresentou um deslocamento lateral no topo da edificação da ordem de 1,00m, visando, no futuro, desenvolver rotinas de trabalho que mais se aproximem do comportamento real de uma estrutura, fazendo-se uso da interação entre estrutura,

fundação e solo, chamada INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE), justificando o presente trabalho.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

A presente pesquisa tem como objetivo geral apresentar um estudo de caso de um edifício onde ocorreram problemas relacionados à sua fundação desde a fase inicial de sua ocupação.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são os seguintes:

- Modelar a estrutura estudada com o processamento dos esforços da mesma, bem como as cargas dos pilares através do uso do software CAD-TQS, abordando a ISE como parte integrante do projeto estrutural;
- Visualizar os efeitos dos recalques nas peças estruturais (vigas e pilares) em forma de acréscimo de momentos fletores, esforços cortantes e redistribuição de cargas de maneira espacial, ao longo de toda a estrutura.
- Aplicar indicadores de análise linear na estrutura para verificar os efeitos de 2ª ordem e estabelecer comparações entre o processamento do projeto original, à época da construção do edifício e os parâmetros normativos vigentes.

1.4 Estrutura do trabalho

A pesquisa apresenta uma revisão bibliográfica no Capítulo 2, onde constam trabalhos desenvolvidos sobre os movimentos das fundações, com destaque especial para os movimentos verticais (recalques). Em seguida são relacionados alguns estudos sobre os instrumentos utilizados para medição e acompanhamento dos recalques, além de informações sobre a interação solo-estrutura (ISE) e seus efeitos sobre as construções.

Ainda neste capítulo é desenvolvida uma pequena abordagem teórica dos conceitos usuais para o entendimento dos movimentos das fundações, recalques, e todo o suporte para caracterizar os seus efeitos e danos nas estruturas. Também neste capítulo defini-se a interação solo-estrutura, os seus efeitos e as ferramentas comumente utilizadas no seu cálculo.

O Capítulo 3 é reservado para a descrição da edificação estudada, objeto do estudo de caso, onde se descreve o histórico da construção, a sua infra-estrutura e superestrutura, as medições de recalques efetuadas desde a época de sua ocupação e a apresentação dos danos sofridos pelo mesmo. Além disto, neste capítulo detalha-se o projeto de reforço estrutural do Edifício A, desde sua concepção, sua viabilidade e os resultados esperados com sua execução.

O Capítulo 4 contém a metodologia do estudo da interação solo-estrutura e seus efeitos sobre o edifício A com os modelos de cálculo propostos para a fundação e superestrutura, assim como para a modelagem do solo.

O Capítulo 5 está reservado para a análise dos resultados encontrados no estudo e por fim o Capítulo 6 possui a conclusão e deixa espaço para sugestões de futuras pesquisas que possam aumentar ainda mais o conhecimento teórico e prático deste tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A utilização da análise da interação solo-fundação-estrutura, conhecida no meio técnico como interação solo-estrutura (ISE), não é um assunto novo. Segundo Gusmão (1990), desde a década de cinquenta (50) já havia pesquisadores interessados em estudar o assunto, avaliando os efeitos da interação solo-estrutura nas edificações, como foi o caso de Meyerhof (1953). Porém, apesar dos avanços conseguidos através de pesquisas como as de Iwamoto (2000), Reis (2000), Gonçalves (2004), ainda hoje, existem poucas estruturas projetadas com as considerações desta interação, mesmo sabendo-se da sua importância para a economia e segurança das edificações.

Os efeitos principais e que quase sempre interferem nas condições de estabilidade das edificações apresentados pela interação solo-estrutura são a redistribuição de cargas e recalques e o incremento de esforços nos elementos da superestrutura (lajes, vigas, pilares e alvenarias).

Diante dos métodos pesquisados e utilizados para se conseguir uma maior fidelidade nos resultados da análise desta interação, Gusmão (1990), à época, utilizou-se do método proposto por Poulos (1975a) para a estimativa de recalque, onde o solo, a fundação e a estrutura são tratados como um sistema único.

Através de vários exemplos organizados em sua pesquisa, Milfont (1999), demonstrou que o comportamento que mais se aproxima do funcionamento real de uma edificação é o efeito incremental que se observa através da sequência construtiva, onde o carregamento e a rigidez da estrutura vai sendo aumentada de forma gradual, o que apresenta uma tendência à uniformização dos recalques na mesma. No mesmo trabalho, Milfont (1999) afirmou que a redistribuição das cargas dos pilares sobre a influência da interação solo-estrutura tem sido bastante discutida, já que, na maioria dos casos, as estruturas são calculadas completas antes da atuação de qualquer carregamento, porém grande parte das cargas ocorre durante a sua construção gradativa.

Fonte (2000) apresentou os movimentos de fundações como dependentes das solicitações atuantes sobre as mesmas, e que estes movimentos se dividem em verticais, horizontais e rotacionais, onde geralmente os verticais (recalques) são os que mais

comprometem o desempenho da estrutura. Também citou que as publicações da I.S.E. (1989) classificou as conseqüências dos movimentos da estrutura segundo três aspectos: aparência visual (estética), utilização e função e, estabilidade e danos estruturais, onde:

- a. O primeiro aspecto, aparência visual, está dividido em dois grupos, onde o primeiro considera os movimentos relativos, os quais provocam desaprumos e inclinações perceptíveis e antiestéticos. Já no segundo grupo são considerados os danos visíveis, a exemplo das fissuras em alvenarias de vedação;
- b. O segundo aspecto, diz respeito à utilização e função da construção, onde os critérios de obras industriais não são os mesmos utilizados em obras residenciais ou comerciais;
- c. Já no aspecto da estabilidade e danos estruturais, os limites das deformações que são exigidas para os aspectos citados anteriormente são suficientes.

Reis (2000) afirmou em seu trabalho que a maioria dos estudos feitos sobre a interação solo-estrutura considera o solo como meio de Winkler, cujo comportamento é elástico linear, Figura 2.01.

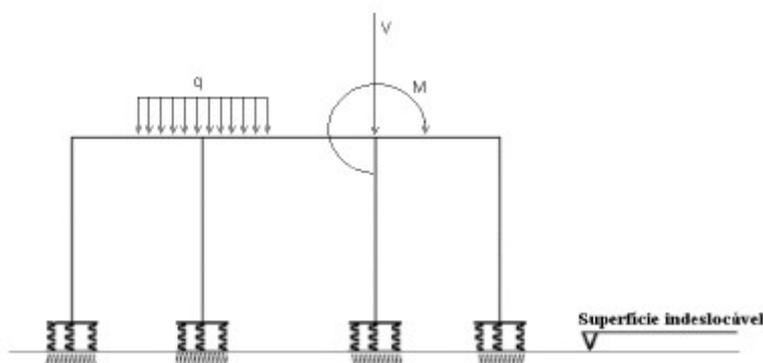


Figura 2.01 – Modelo de Winkler (REIS, 2000)

Iwamoto (2000), por sua vez, apresenta alguns aspectos relevantes da ISE em estruturas sobre fundações profundas, admitindo-se a contribuição das lajes na rigidez transversal da estrutura, e o efeito de grupo das estacas, mostrando assim a análise da integração da estrutura com o solo visando uma melhor estimativa dos recalques diferenciais e a redistribuição das reações de apoio e dos esforços na estrutura.

Gonçalves (2004) avaliou a variação das cargas dos pilares de acordo com os recalques sofridos na fundação, usando dados (recalques e deformações) de um edifício construído na cidade do Rio de Janeiro e modelado em elementos finitos. A migração de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados geram esforços que na maioria dos projetos não estão contemplados, ocasionando o mau desempenho das estruturas.

Savaris (2008) estudou a interação solo-estrutura em um caso real de obra, avaliando o comportamento da edificação e os deslocamentos das suas fundações, as quais tiveram seus recalques monitorados desde o início da construção. Para este estudo, o autor projetou e desenvolveu um sistema de monitoração de recalques da obra com leitura dos dados através de fotografias digitais, permitindo o acompanhamento da evolução dos recalques. Além disto, avaliou a influência da rigidez da estrutura nos recalques ocorridos na edificação e migração de cargas dos pilares mais carregados para os menos carregados.

2.1– Movimentos da estrutura

Segundo a NBR-6122 (1994) - Projeto e execução de fundações, em obra cujas cargas verticais são as mais importantes, é fundamental a medição dos recalques, com a finalidade de se observar melhor o comportamento da edificação.

Um dos aspectos relevantes nos projetos das edificações é o fato de que todas as estruturas sofrem deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotacionais, isto é, movimentos que traduzem a acomodação do solo face aos novos carregamentos a que está submetido (ALVES, 2006).

Um bom projeto de edificações (superestrutura + fundação) é resultado do atendimento das condições mínimas exigidas de segurança, funcionalidade e durabilidade (ALONSO, 1991). No que diz respeito aos recalques, a solução que se busca é o perfeito dimensionamento do binômio estrutura-solo que atenda bem aos requisitos citados anteriormente.

Para ilustrar os movimentos de fundações, serão adotadas as definições apresentadas por Gusmão (1990), conforme a Figura 2.02, abaixo:

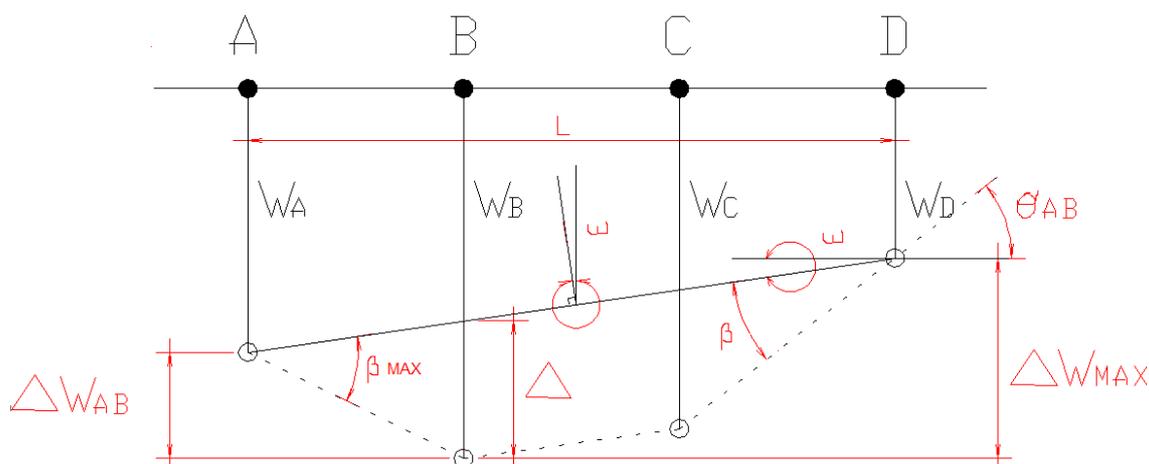


Figura 2.02 – Movimentos da fundação (GUSMÃO, 1990)

Onde:

W – Deslocamento vertical descendente de um ponto da fundação (recalque absoluto);

Δw – Diferença entre os recalques absolutos de dois pontos da fundação, indicando o movimento relativo entre os mesmos;

Δw_{max} - Recalque diferencial máximo;

s - Indica a mudança de gradiente da reta (rotação) que une dois pontos quaisquer da fundação ou do terreno;

w – Descreve a rotação de corpo rígido de parte ou de toda a estrutura. Indica a mudança de gradiente da reta que une dois pontos extremos da estrutura;

β – Distorção angular descreve a rotação de uma reta que une dois pontos da estrutura, descontando a inclinação (w) da mesma;

Δ – Deflexão relativa é o deslocamento máximo em relação a reta que une os dois pontos extremos da edificação;

Δ/L – É a razão entre a deflexão relativa e a distância (L) entre os dois pontos extremos.

Além dos movimentos verticais, as fundações apresentam movimentos horizontais e rotacionais, que dependem das características físicas e geométricas da edificação. Estes movimentos, em sua maioria, são minorados com o emprego de cintas que solidarizam as estruturas de fundações fazendo com que tais movimentos sejam absorvidos pelas mesmas.

2.1.1 - Mecanismo dos movimentos

As estruturas, sejam elas em concreto, em aço ou em alvenaria estrutural, sofrem ações de cargas que, segundo a *NBR-6118 (2003) – Projeto de estruturas de concreto - procedimento*, classificam-se conforme indicado na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação das ações consideradas nas estruturas (NBR-6118/2003)

PERMANENTES	VARIÁVEIS	EXCEPCIONAIS
DIRETA	DIRETA	Ações sujeitas a situações excepcionais, cujos efeitos não podem ser controlados (possuem normas específicas)
Peso Próprio	Cargas acidentais	
DIRETA	DIRETA	
Peso dos elementos construtivos e instalações	Ação do Vento	
DIRETA	DIRETA	
Empuxos	Ação da água	
INDIRETA	DIRETA	
Retração do concreto	Ações variáveis durante a construção	
INDIRETA	INDIRETA	
Fluência do concreto	Variações uniformes de temperatura	
INDIRETA	INDIRETA	
Deslocamentos de apoios	Variações não uniformes de temperatura	
INDIRETA	INDIRETA	
Imperfeições geométricas	Ações dinâmicas	
INDIRETA		
Imperfeições globais		
INDIRETA		
Momento Mínimo		
INDIRETA		
Protensão		

De acordo com Kimura (2007), as ações que atuam sobre uma estrutura (Figura 2.03), devem ser combinadas e o cálculo estrutural da mesma é realizado seguindo critérios preconizados pela referida norma NBR-6118, com o intuito de se encontrar diversas

hipóteses combinadas destes carregamentos que possam garantir que nenhum esforço sofrido pela estrutura será maior do que os obtidos por estas hipóteses.

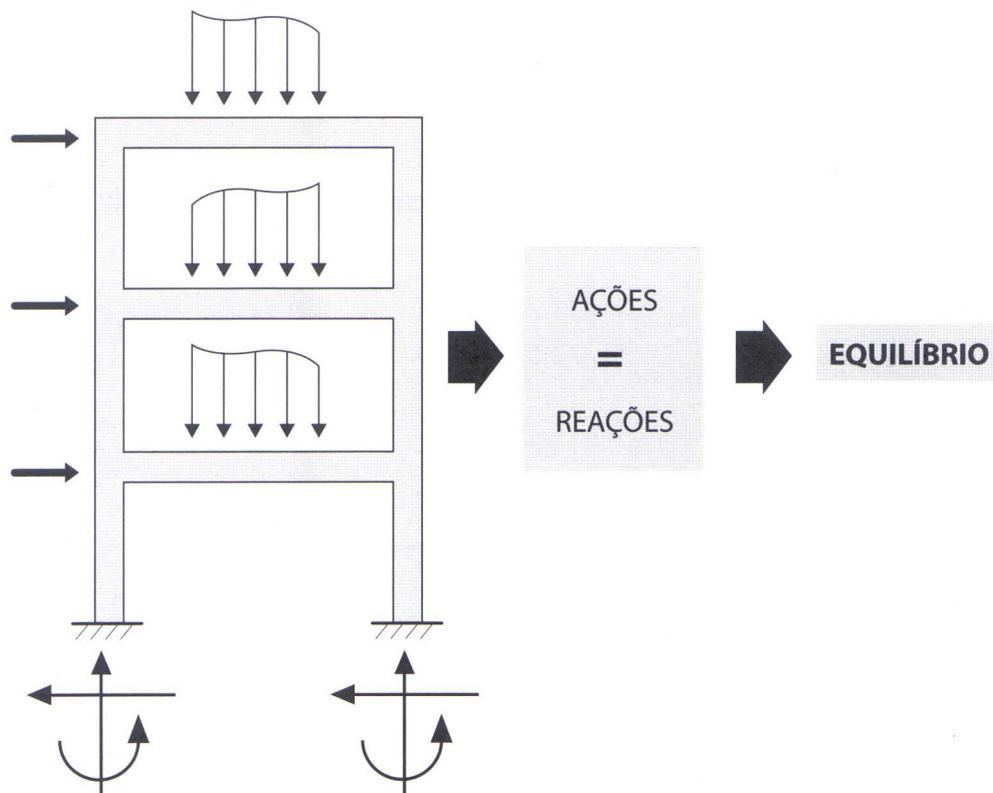


Figura 2.03 – Ações que incidem na estrutura e suas reações (KIMURA, 2007)

A este intrincado mecanismo de forças atuantes ainda são somados as reações ao longo das ligações (apoios) da estrutura com o solo (Figura 2.04).

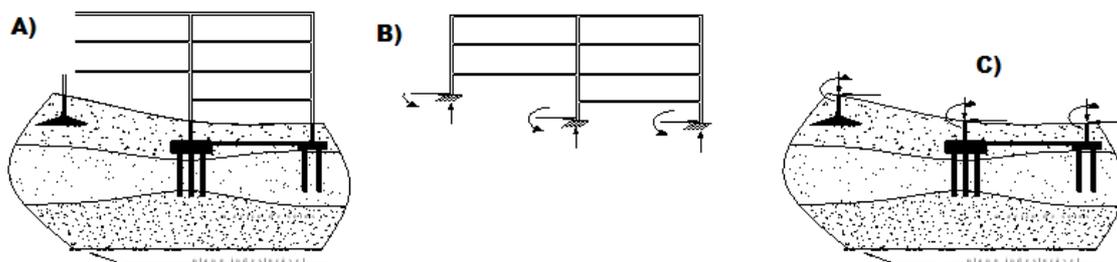


Figura 2.04 – A) Modelo integrado solo-estrutura, B) modelo simplificado da estrutura e C) Modelo simplificado da fundação. (CAD-TQS-SISEs – MANUAL TEÓRICO, 2007)

Estas reações são traduzidas em forma de movimentos que ocorrem na estrutura e/ou no solo. Os movimentos que ocorrem na estrutura são determinantes para a obtenção das características físicas e geométricas da mesma para que combatam estes movimentos e prevaleça o equilíbrio estrutural da obra. Já os movimentos que ocorrem no solo têm a função de determinar qual a capacidade de carga que o mesmo suporta, qual o tipo de estrutura de fundação (apoio) que melhor se adapta às características do mesmo, se há a necessidade de melhoria (possível compactação ou substituição de parte do material que compõe o mesmo) e ainda que tipo de resposta é esperada do conjunto superestrutura, fundação e solo (interação solo-estrutura).

2.1.2– Recalques

Toda obra, por menor que seja, tem problemas de movimentação de sua fundação (recalques). Devido à aplicação das cargas de uma estrutura em uma determinada fração da superfície terrestre, em que o solo, antes estável e em repouso, reage deformando-se. Cabe aos projetistas fazerem previsões cada vez mais precisas desta capacidade de carga e, mesmo que a estrutura apresente recalques, a sua estabilidade deve permanecer garantida. Estas previsões são aplicadas aos projetos seguindo critérios que garantam a segurança das obras que serão executadas.

Segundo Alonso (1991), o coeficiente de segurança atribuído a uma fundação, consiste na capacidade que a mesma possui de suportar as cargas impostas pelas construções, continuando a atender as condições fundamentais para as quais foi projetada. Estas condições para serem atendidas necessitam de parâmetros que traduzam a capacidade limítrofe do solo em estudo, como é o exemplo da carga de ruptura (Figura 2.05).

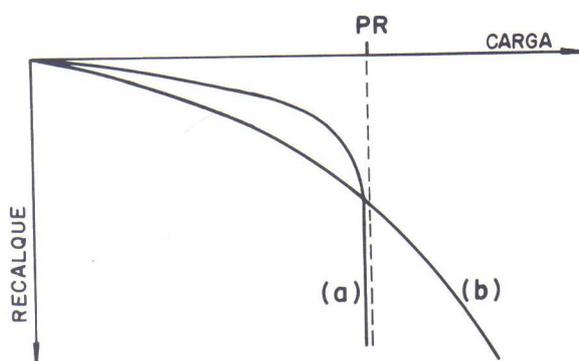


Figura 2.05 – Curva carga X recalque (ALONSO, 1991)

Há vários métodos e estudos sobre a carga de ruptura, que não são objetos porém da presente pesquisa. O fato é que a engenharia se utiliza de parâmetros como a carga de ruptura para introduzir nos projetos coeficientes de segurança que protejam as obras de eventuais riscos, por menores que sejam.

Segundo Velloso e Lopes (2004), os requisitos básicos tradicionais exigidos de um projeto de fundação (Figura 2.06) são:

- 1 – Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- 2 – Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externa;
- 3 – Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna.

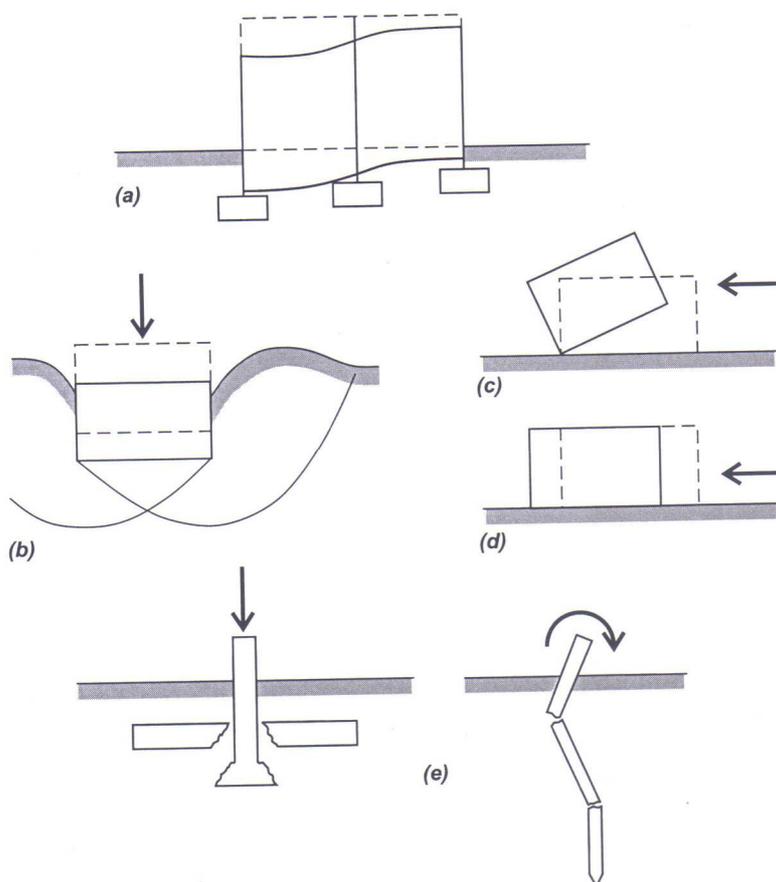


Figura 2.06 – (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural, resultantes de projetos deficientes (VELLOSO e LOPES, 2004)

Outros requisitos a se considerar são:

- a) Segurança adequada ao tombamento e deslizamento, verificada nos casos em que as forças horizontais são elevadas;
- b) Segurança a flambagem;
- c) Verificação dos níveis de vibração nas obras em que atuam cargas dinâmicas.

É necessário ainda contemplar nos projetos de fundações a durabilidade da mesma, onde a vida útil da fundação não deve ser inferior ao da estrutura (GUSMÃO, 2006).

Os recalques podem ser absolutos e diferenciais (Figura 2.07), onde o recalque absoluto é o deslocamento vertical descendente sofrido pelo elemento de fundação diante de uma solicitação (carregamento) e o recalque diferencial é definido como a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos de fundação (ALONSO, 1991).

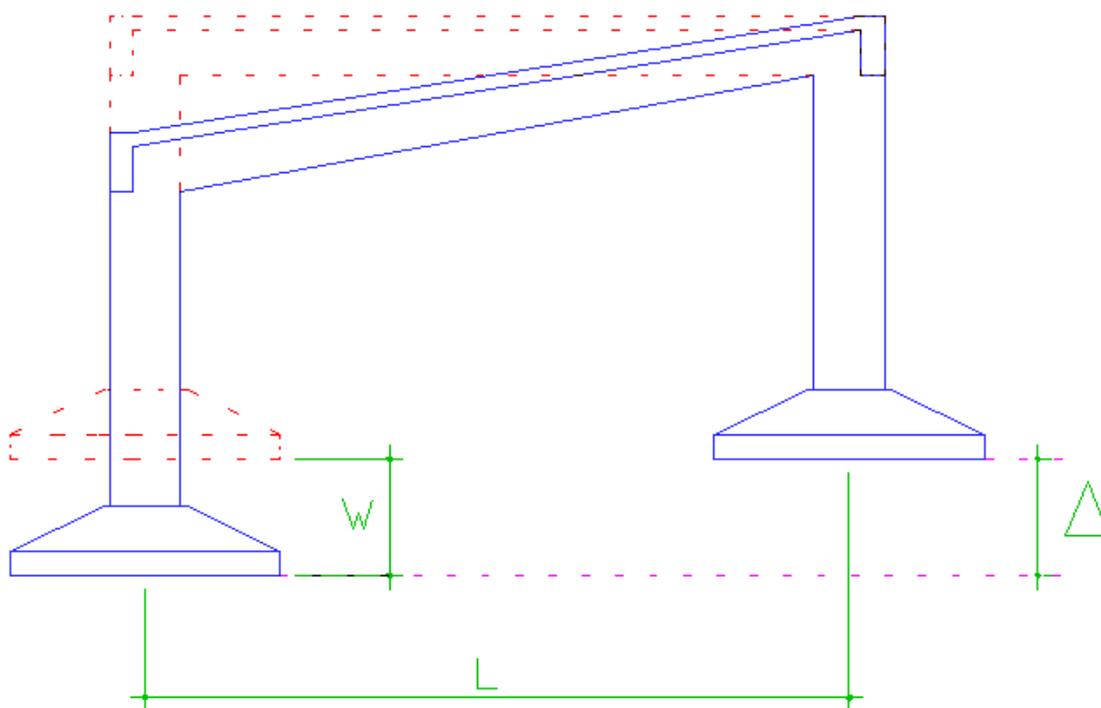


Figura 2.07 – Recalque absoluto (W) e recalque diferencial (Δ)

Nota-se pela conformação da estrutura apresentada na Figura 2.07, submetida a dois tipos de recalque (absoluto e diferencial), que a probabilidade de ocorrer algum dano na estrutura só existe na presença dos recalques diferenciais. Entretanto, há que se observar ainda que, dependendo da magnitude destes recalques, as estruturas podem sofrer esforços adicionais que não foram previstos anteriormente no projeto e que ocasionarão

futuros problemas estruturais. Diante disto, existe uma necessidade de se medir estes movimentos do solo e da estrutura (recalques diferenciais, distorções angulares e etc.), buscando limites que introduzam segurança na execução das obras de engenharia (Figura 2.08).

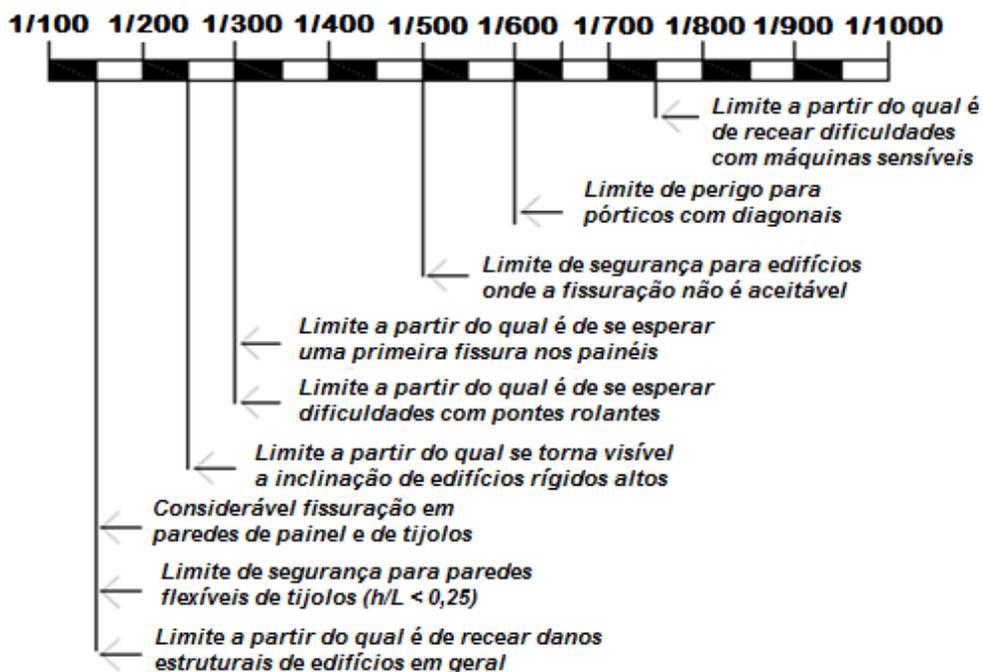


Figura 2.08. – Distorção angular, (ALONSO,1991 apud SKEMPTON & MAC DONALD, 1956)

2.1.3 Instrumentação para medição dos recalques

A instrumentação utilizada em campo para a medição dos recalques de fundação é bastante simples de custo baixíssimo, contudo, a sua utilização de uma maneira rotineira ainda não é prática adotada na maioria das construções.

De um modo geral, a Figura 2.09 mostra os equipamentos necessários para o acompanhamento de uma obra, de acordo com Neto (2005).

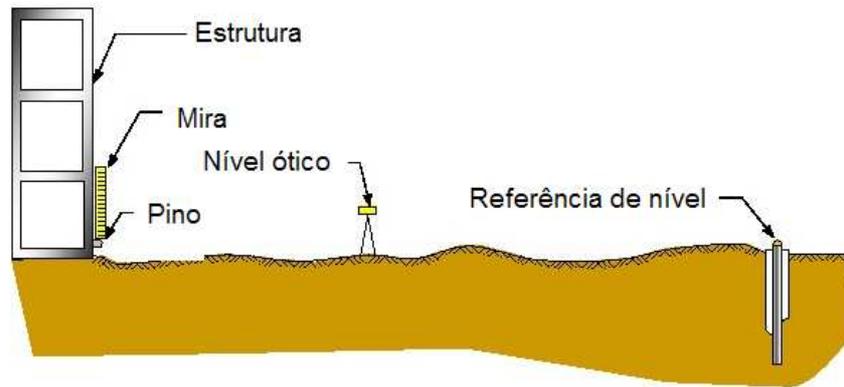


Figura 2.09 - Medida de recalques com nivelamento ótico (NETO, 2005)

Os pinos (Figura 2.10), de acordo com Alonso (1991), são elementos que materializam um ponto de referência na estrutura (mais comumente nos pilares) e servem de apoio à colocação das miras (Figura 2.11), utilizadas nas leituras, (GUSMÃO, 2006).

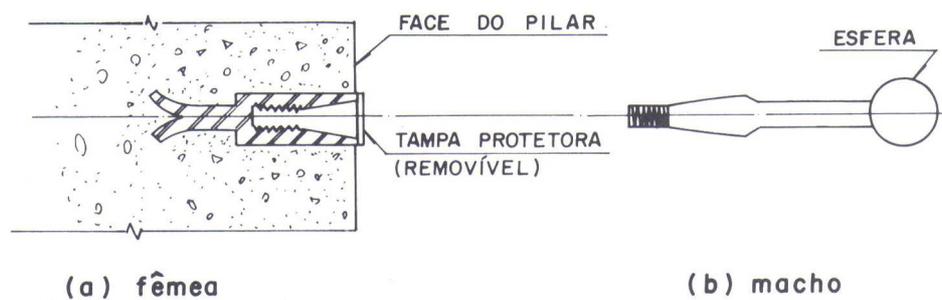


Figura 2.10 – Detalhe do pino de leitura de recalque (ALONSO, 1991)



Figura 2.11 – Detalhe da mira apoiada no elemento macho do pino (GUSMÃO, 2006)

Para o nivelamento dos pinos, a referência de nível é geralmente instalada de maneira engastada em camadas profundas que se possa admitir que o mesmo esteja indelocável. Este tipo de referência de nível, o benchmark (Figura 2.12), é executado dentro de um furo de sondagem, onde é inserido um tubo de uma polegada de diâmetro, protegido por outro tubo externo e entre os dois injeta-se graxa grafitada e anticorrosiva, (ALONSO, 1991).

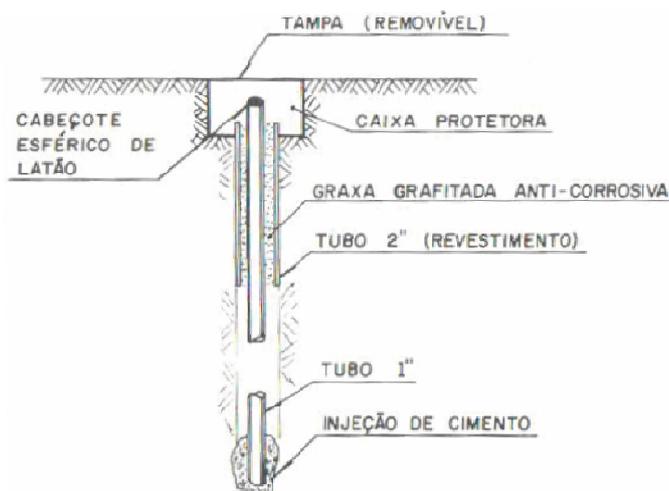


Figura 2.12 – Referência de Nível profundo “benchmark” (ALONSO, 1991)

2.2 Interação solo-estrutura (ISE)

Conceitualmente, a interação solo-estrutura é um mecanismo que governa o desempenho de uma edificação (GUSMÃO, 1990). Este mecanismo leva em conta a existência de uma superestrutura, de uma estrutura de fundação e do solo onde está assente todo o sistema da edificação (Figura 2.13)

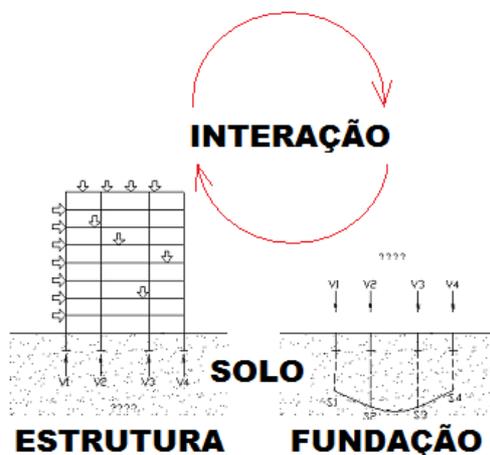


Figura 2.13 – Sistema de interação solo-estrutura (GUSMÃO, 1990)

De uma maneira simplificada, as reações de apoio da estrutura são calculadas como se os apoios fossem indeslocáveis, e as sondagens do terreno onde será erguida a estrutura, são tomadas como um ponto de partida para o cálculo da estimativa dos possíveis recalques que poderão ocorrer com a edificação.

Com a informação dos recalques (estimados), a estrutura é novamente processada, desta vez com a imposição dos recalques na base de cada pilar (apoio).

O novo processamento resulta em uma estrutura que apresenta esforços alterados do modelo original, sem interação (Figura 2.14).

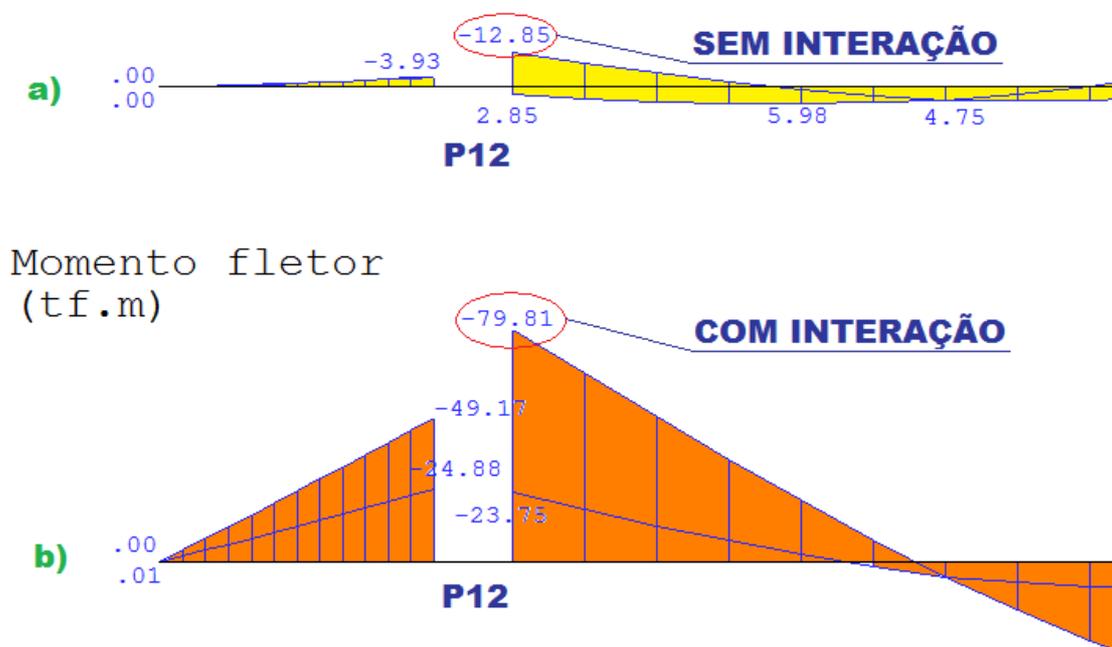


Figura 2.14 – Viga processada sem interação (a) e com interação (b)

Estes esforços podem ser maiores ou menores, dependendo dos resultados após a imposição dos recalques.

Gusmão (1990) afirma que um dos efeitos provocados pela interação solo-estrutura é a redistribuição de esforços, com ênfase para a redistribuição das cargas nos pilares, tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Quadro de cargas da estrutura sem e com ISE

PILAR	SEM INTERAÇÃO (kN)	COM INTERAÇÃO (kN)
P1	4.300,00	6.480,00
P2	4.420,00	-700,00
P3	5.700,00	1.330,00
P4	10.410,00	10.810,00
P5	2.960,00	12.600,00
P6	4.480,00	10.440,00
P7	6.860,00	11.400,00
P8	3.870,00	-7.710,00
P9	6.860,00	4.810,00
P10	6.490,00	-13.750,00
P11	15.020,00	36.480,00
P12	3.310,00	2.640,00
P13	4.780,00	3.770,00
P14	6.160,00	8.520,00
P15	8.900,00	1.970,00
P16	11.680,00	18.870,00
P17	6.120,00	3.310,00
P18	6.650,00	9.250,00
Total	118.970,00	120.520,00

De acordo com a tabela 2.2, pode-se observar que nenhum pilar desta estrutura apresentou a mesma reação de apoio após a imposição dos recalques. Ainda assim os somatórios totais das cargas dos pilares na fundação obtiveram valores bastante próximos nos dois processamentos, comprovando que houve uma migração de cargas entre os pilares.

2.3 – Patologias

As estruturas, quando submetidas a recalques diferenciais, apresentam comportamentos que variam de acordo com o seu tipo, alvenaria estrutural, concreto armado moldado no local ou estruturas pré-moldadas. Não serão analisadas nesta pesquisa as alvenarias estruturais, as quais, dependendo também de suas fundações, possuem comportamento completamente divergente da estrutura que será estudada.

As estruturas pré-moldadas têm a capacidade de absorver melhor os efeitos dos recalques diferenciais devido ao fato de comumente não possuírem engastes perfeitos em seus apoios e sim rótulas, que apresentam liberdade de movimento.

Estruturas de concreto armado moldadas no local (estruturas porticadas) são projetadas para suportarem os esforços da sua concepção de projeto. Estas estruturas possuem um arranjo de peças (vigas, lajes e pilares) que trabalham como um pórtico espacial (Figura 2.15).

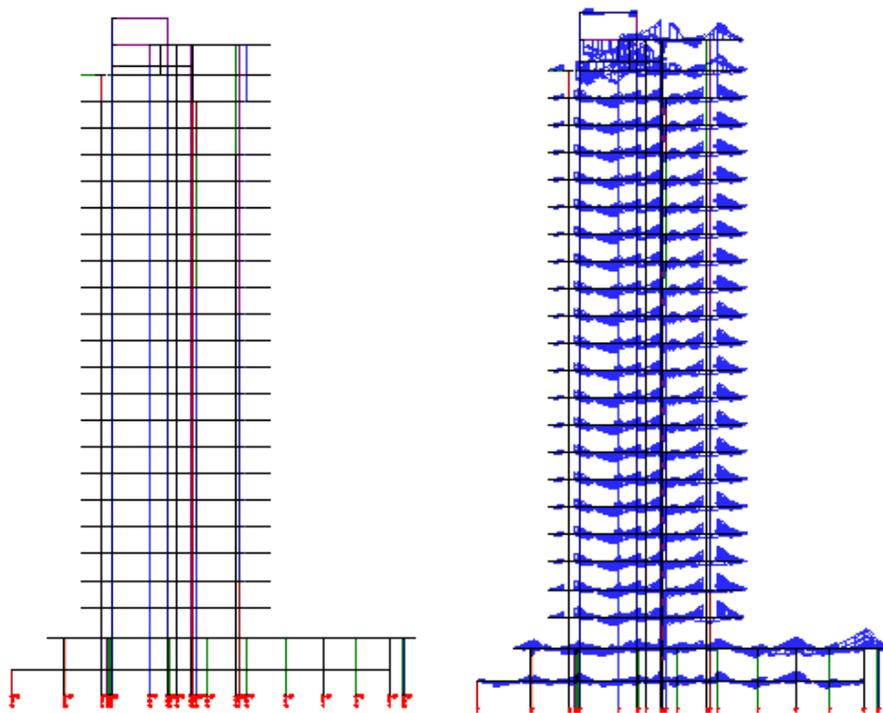


Figura 2.15 – Pórtico espacial e pórtico com diagramas de fletores

Nos esforços encontrados no cálculo do pórtico referido na Figura 15 pode-se perceber que os encontros destas peças são formados por engastes, que tem sua magnitude variando em função dos carregamentos e das inércias das peças envolvidas, vigas (Figura 2.16) e pilares (Figura 2.17).

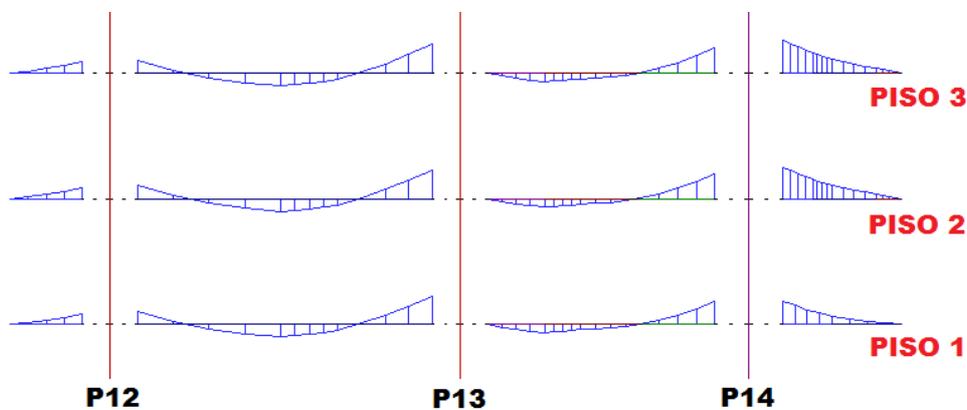


Figura 2.16 – Diagramas de fletores em vigas (pórtico)

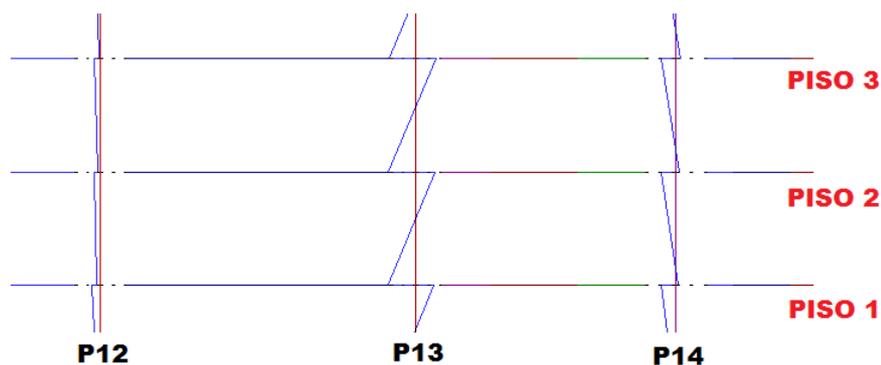


Figura 2.17 – Diagrama de fletores em pilares (pórtico)

Contudo, na grande maioria dos projetos feitos atualmente, o acréscimo nos esforços, relativos aos deslocamentos estruturais sofridos pelo pórtico em função dos recalques não são levados em conta, gerando futuras patologias localizadas ou generalizadas, dependendo de inúmeros fatores como solo, carregamentos, tecnologia construtiva, dentre outros.

Segundo Milititsky et al. (2005), faz-se necessário a observação de uma sequência de etapas de projetos que possam minimizar o aparecimento de patologias de fundações, como ilustrada no fluxograma da Figura 2.18.

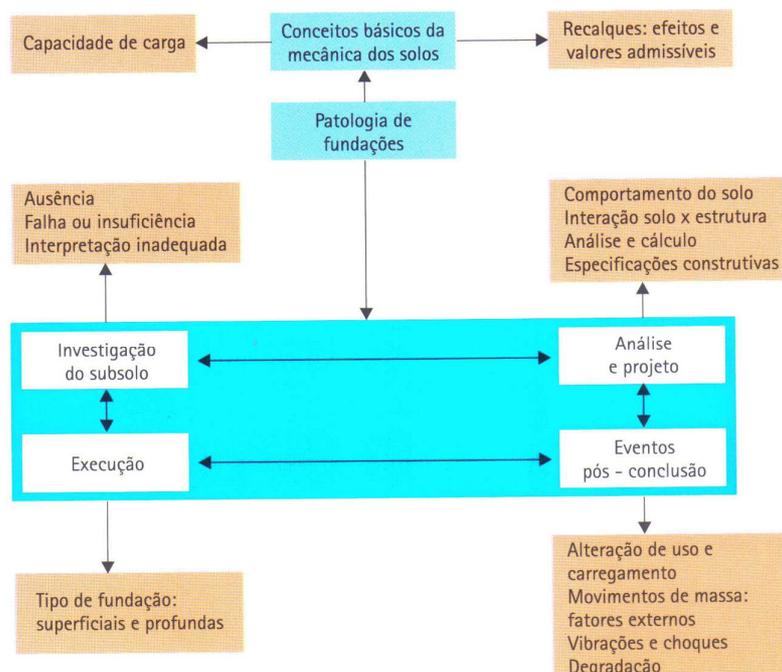


Figura 2.18 – Fluxograma das etapas de projeto e possíveis causa de patologias. (MILITITSKY et al., 2005)

Dentre os efeitos que impactam uma estrutura recalçada, a redistribuição de esforços pode ser considerada como o mais importante deles, e também é o que mais contribui para o aparecimento de fissuras e/ou deformações não previstas em um projeto que não levou em conta os movimentos da fundação.

Como observou Thomas (1989), de uma maneira geral, as fissuras provocadas por recalques diferenciais são inclinadas e apresentam como característica marcante a presença de esmagamentos localizados.

Diversas fontes de recalques são descritas por Thomaz (1989) e estão descritas nas Figuras 2.19 a 2.22.

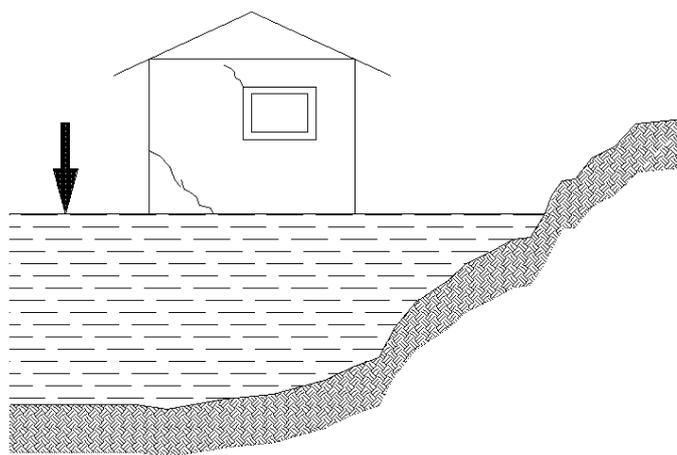


Figura 2.19 – Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado (THOMAZ, 1989)

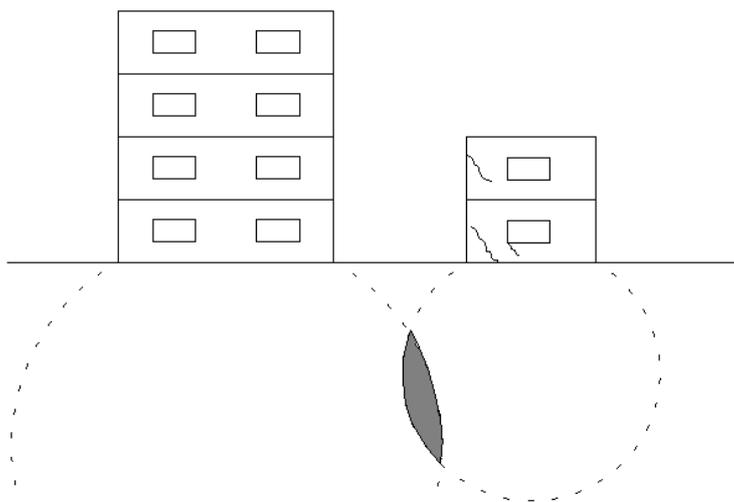


Figura 2.20 – Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior (THOMAZ, 1989)

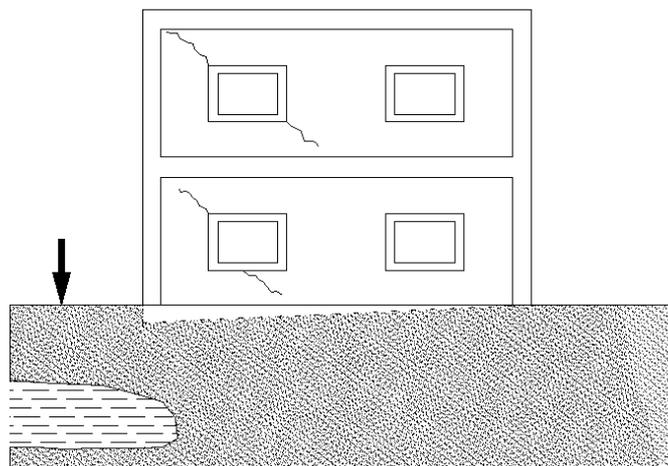


Figura 2.21 – Recalque diferenciado, por falta de homogeneidade do solo (THOMAZ, 1989)

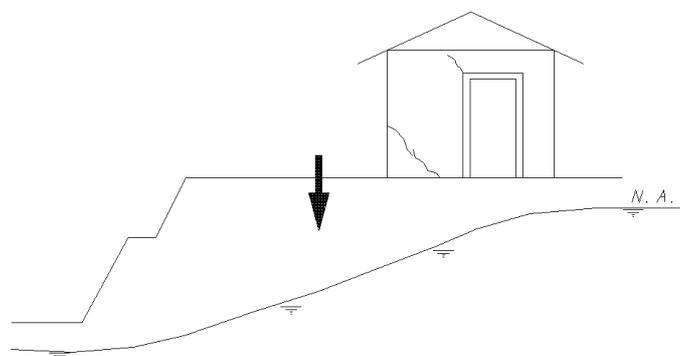


Figura 2.22 – Recalque diferenciado, por rebaixamento do lençol freático (THOMAZ, 1989)

3 CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

Trata-se de uma estrutura aperticada de concreto armado com 26 lajes e 62 pilares, sendo 18 na lâmina e 44 na periferia (Figura 3.01). As cargas verticais permanentes nos pilares da lâmina variam de 3.676 kN a 21.705 kN, enquanto que na periferia variam de 100 kN a 1870 kN. Há ainda esforços devido à ação do vento na estrutura.

Há um pavimento semi-enterrado na cota $-1,90\text{m}$ em relação ao nível de meio fio da avenida principal da orla. As fundações projetadas e executadas são superficiais do tipo sapatas isoladas ou associadas, assentes no terreno natural na cota $-4,40$.

As lajes dos diversos pisos são maciças, com espessuras variando entre 8 cm e 20 cm. As mesmas se apóiam em vigas que possuem seções que vão de 12 cm/40 cm (base / altura) a 30 cm/70 cm. Os pilares possuem seções diversas, como se pode notar na forma do pavimento tipo (Figura 3.01).

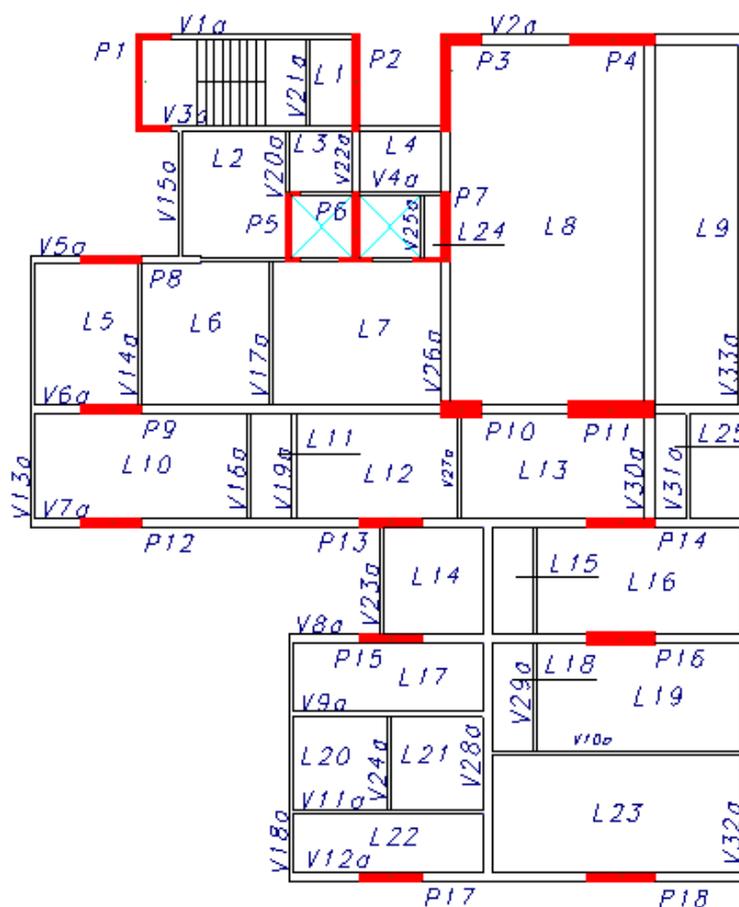


Figura 3.01 – Forma do pavimento tipo

Segundo depoimentos feitos por alguns moradores, que fazem parte dos relatórios elaborados na época do início dos aparecimentos dos danos, os mesmos surgiram desde o início de sua ocupação. Desde então foram se agravando, principalmente nos dois pavimentos inferiores, constatando-se a necessidade de conduzir um monitoramento do mesmo, cujo início ocorreu em 1992, e sua evolução até o ano de 2002, de acordo com Gusmão et al. (2008), Figura 3.02.

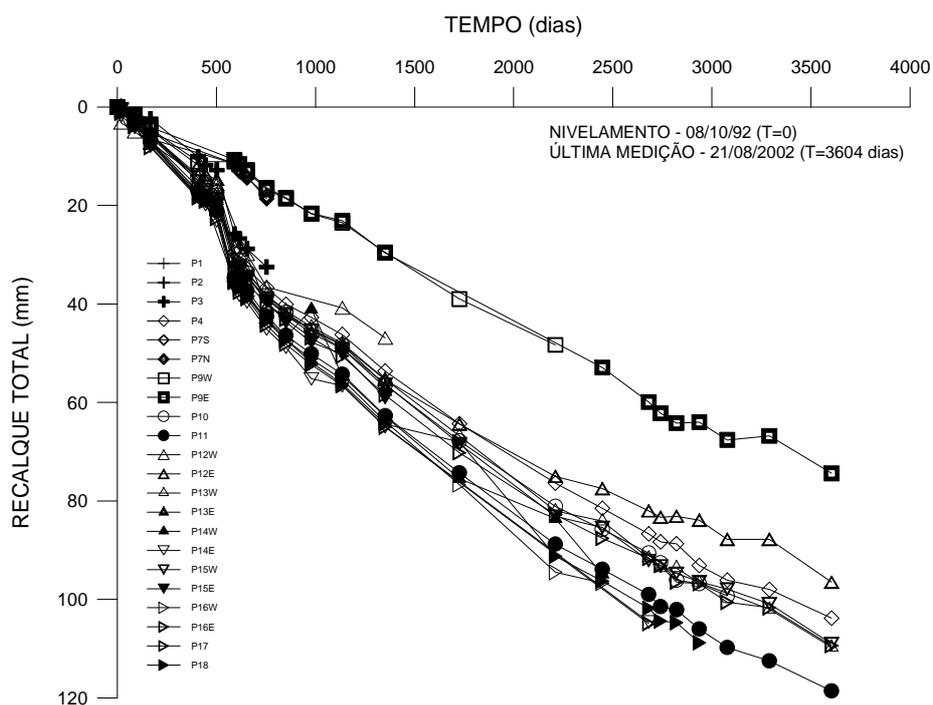


Figura 3.02 – Evolução dos Recalques da Lâmina do Prédio entre 1992 e 2002, (GUSMÃO et al, 2008)

Com base nestas medições, iniciou-se um acompanhamento técnico dos danos por uma equipe de profissionais da região e de outros estados e logo se constatou a necessidade de se realizar um reforço da estrutura.

3.1 Caracterização do terreno e da fundação

Durante a fase de projeto do edifício, foram feitas várias sondagens de reconhecimento (SPT e rotativa), como mostra o croqui dos furos de sondagens na Figura 3.03.

A V. BERNARDO VIEIRA DE MELO

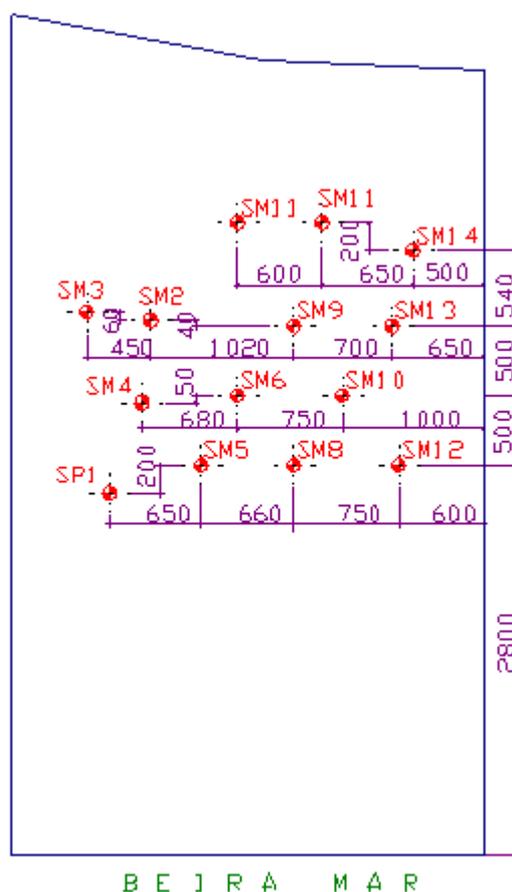


Figura 3.03 – Croqui dos furos de sondagens

A Figura 3.04 mostra duas sondagens típicas do terreno, onde pode ser observada a presença de uma espessa camada de argila siltosa com matéria orgânica (ou silte argiloso), cinza escuro, muito mole a mole, entre as cotas -14,50 a -24,00.

O nível d'água freático aparece entre as cotas -3,50 e -4,50. Alguns fatos relevantes observados nas sondagens devem ser ressaltados: (i) a espessura do arenito diminui na direção da praia (leste) e na direção sul; (ii) na parte sudeste da área da lâmina, praticamente o arenito desaparece; (iii) apenas a Sondagem SP01 apresenta uma baixa resistência a penetração (N_{SPT}) na cota de fundação (-4,40), o que pode indicar a presença de um bolsão de areia fofa na parte sudeste do terreno.

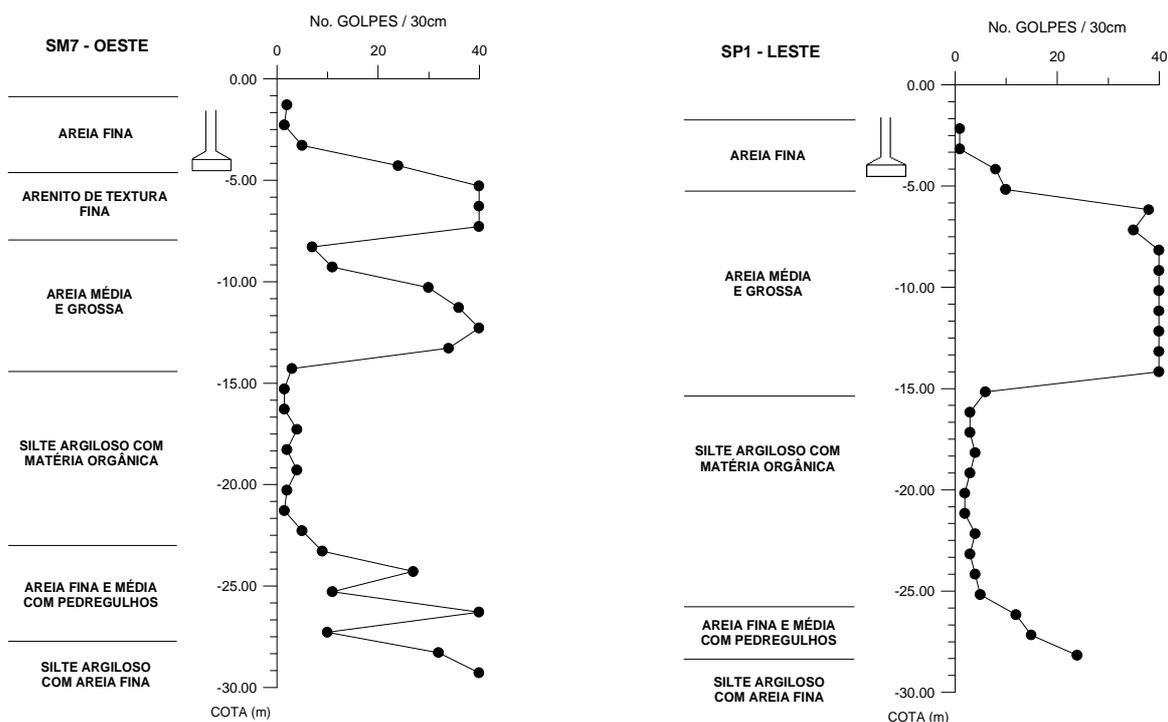


Figura 3.04 – Sondagens de Reconhecimento – Lado Oeste e Lado Leste, (GUSMÃO et al, 2008)

A Figura 3.05 apresenta a fôrma das sapatas da lâmina do prédio. Observa-se que as sapatas dos pilares P2 a P8 apresentam um formato pouco usual para sapatas. A taxa de trabalho das sapatas é da ordem de 450 kPa para o carregamento sem a ação do vento.

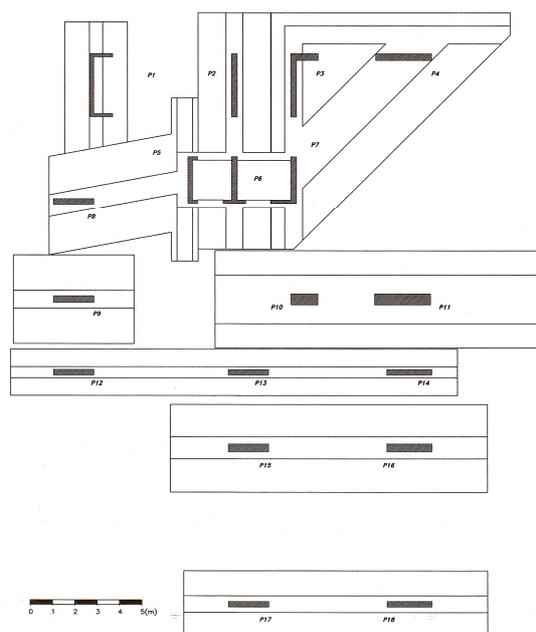


Figura 3.05 – Forma das Sapatas da lâmina do prédio, (GUSMÃO et al., 2008)

A perspectiva da forma do pavimento tipo é apresentada na Figura 3.06. Observa-se que a estrutura é bastante rígida, com pórticos nas duas direções, que resistem aos efeitos do vento.

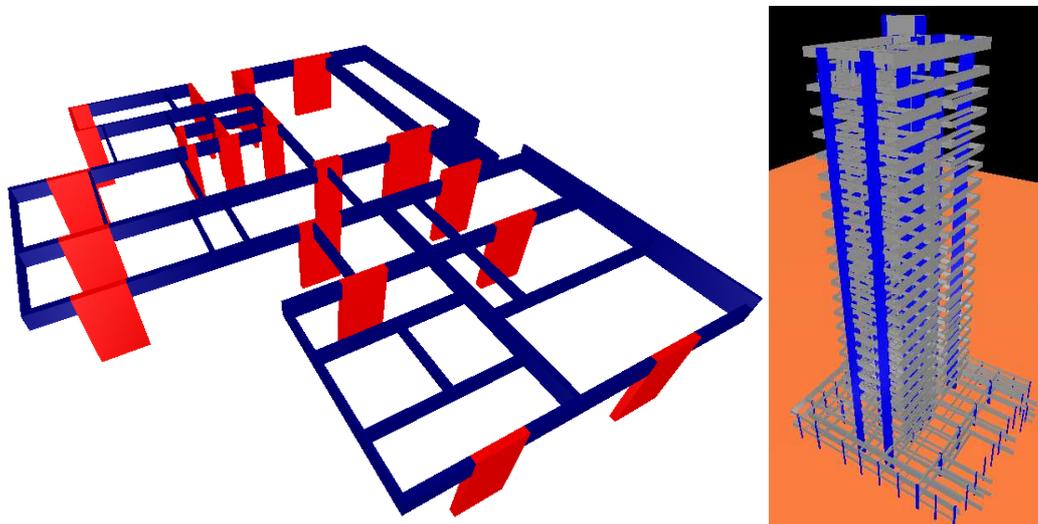


Figura 3.06 – Perspectiva do pavimento tipo e da estrutura

3.2 Histórico da edificação

O prédio foi construído no final da Década de 80 (provavelmente entre 1987 e 1990), e sua ocupação pelos moradores foi iniciada no início da década de 90.

Segundo relatos contidos nos relatórios e entrevistas com alguns moradores, os danos no prédio começaram a surgir desde o início da sua ocupação. Desde, então, estes danos foram se agravando, especialmente nos dois pavimentos inferiores de garagem e no mezanino.

Os danos incluíam fissuras e trincas em alvenarias, vigas, lajes e pilares, além de um acentuado desaprumo do prédio nas direções leste e sul.

A partir de 1992 o prédio começou a ser monitorado com medições periódicas de recalques e desaprumo das fachadas. Além disto, havia um acompanhamento da evolução de algumas fissuras.

Com o objetivo de estabelecer um diagnóstico para os problemas que tinham surgido no prédio, foi feito um levantamento completo dos danos surgidos na edificação, especialmente nos dois pavimentos de garagem e no mezanino.

O levantamento mostrou que a maior parte dos danos com fissuras se localizava nos pavimentos de garagem, especialmente no trecho de ligação da torre do prédio com a sua periferia.

Diante do quadro de danos e dos resultados do monitoramento do prédio, concluiu-se que o diagnóstico era que a torre do prédio recalçou mais que a periferia, e que os pilares localizados na área leste e sul do terreno (P11, P14, P16 e P18), recalçaram mais que os demais, fazendo com que houvesse um desaprumo da estrutura da torre nas direções leste e sul. Como as estruturas da torre e da periferia estavam ligadas sem qualquer tipo de junta, houve um desaprumo da periferia no sentido inverso ao da torre, ou seja, nos sentidos oeste e norte (Figura 3.07). Este mecanismo de movimentação do prédio justificou o aparecimento de todos os danos observados.

No ano de 2002, após uma negociação com o condomínio do edifício, a construtora ficou responsável pela execução do reforço das fundações do prédio, para permitir a estabilização dos seus recalques.

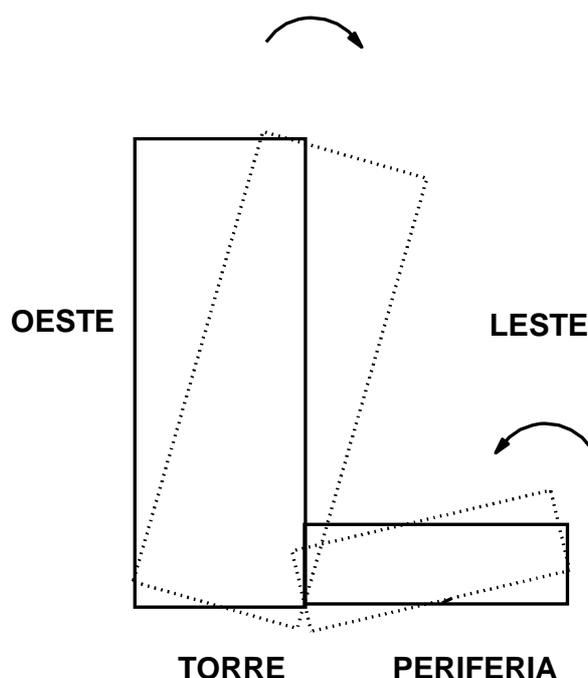


Figura 3.07 – Mecanismo de desaprumo da estrutura, (GUSMÃO et al, 2008)

3.3 Reforço das fundações

Inicialmente o projeto de reforço das fundações foi concebido com 172 estacas metálicas compostas por tubos vazados de 168 mm de diâmetro e 30m de comprimento.

No sentido de se aferir a capacidade de carga das estacas de reforço, bem como as condições de sua execução, foi executada uma estaca piloto para a realização de uma prova de carga estática. A sua execução, no entanto, apresentou vários problemas (cravação, soldagem, etc), além de uma baixa produtividade (cerca de 8m por dia).

Com isso, essa alternativa foi descartada e foi concebida uma nova solução de reforço, só que com microestacas injetadas. Tais estacas são do tipo autoperfurantes e consistem de barras trefiladas com um furo central em toda a sua extensão. Essas barras são unidas por luvas reforçadas, tendo em sua extremidade uma broca tricône reforçada com widea para perfuração de rochas brandas (arenito / calcáreo) e, com orifícios para injeção de calda de cimento.

A perfuração é executada concomitantemente com a injeção de calda de cimento através de processo rotativo, controlando-se a pressão, rotação e o avanço da composição, podendo reaproveitar a calda de cimento, proveniente da perfuração de arenitos e das camadas arenosas. Ao se atingir o comprimento final de perfuração, a microestaca estará pronta, acabada, devendo-se apenas aguardar o tempo de cura da calda de cimento para se executar a sua incorporação à estrutura.

Devido às características das fundações existentes e do subsolo, nos locais previstos para as microestacas foram executados furos nos blocos de elevação e nas sapatas de concreto armado. Esses furos foram executados com equipamentos especiais, providos de motores de alta rotação e embreagem eletrônica, de modo a permitir que coroas diamantadas perfurem o concreto e cortem as barras de aço.

Concluída a perfuração das peças de concreto, foram executadas perfurações no arenito existente no subsolo com o auxílio de brocas tricônicas e sapatas de widea com diversos diamantes crescentes, até se atingir o diâmetro estipulado no projeto (260mm).

Foi, então, executada uma microestaca piloto com cerca de 28m de comprimento, onde foi realizada uma prova de carga a compressão. A prova de carga foi levada até uma

carga máxima de compressão de 1979 kN, onde apresentou sinais de ruptura (Figura 3.08).

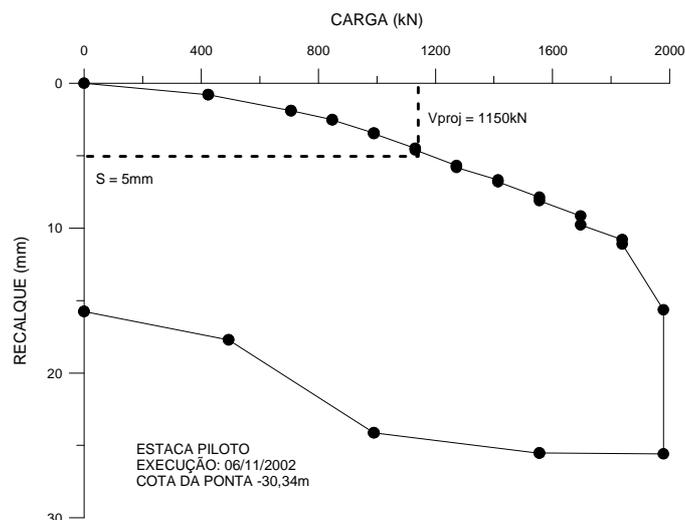


Figura 3.08 – Prova de carga vertical à compressão na microestaca piloto, (GUSMÃO et al, 2008)

Diante de tal resultado e do fato do problema do prédio não se tratar de instabilidade das fundações, mas de recalques excessivos, foi fixado um fator de segurança global de ruptura da estaca de 1,70 e uma carga admissível de 1150 KN. Ressalta-se pela curva carga-recalque, para a estaca mobilizar essa resistência de 1150 KN o recalque necessário foi de 5 mm.

A concepção inicial do projeto previa o reforço das fundações de todos os pilares da lâmina do prédio. Posteriormente, em função de discussões técnicas entre os diferentes profissionais envolvidos, ficou definido que o reforço deveria ser executado em duas etapas:

- 1ª etapa: contemplava as sapatas SP (17+18), SP (15+16), SP (12+13+14), SP (10+11) e SP9.
- 2ª etapa: contemplaria as sapatas dos pilares P1 a P8, e só seria executada se a 1ª etapa não conduzisse à estabilização dos recalques do prédio.

Para o cálculo das cargas atuantes nas estacas, foram considerados os cenários de carregamento permanente e de atuação do vento em ambas as direções. Para a distribuição das estacas apresentada no projeto, a carga máxima nas estacas foi igual a

1215 KN, ou seja, cerca de 6% acima da carga nominal de projeto fixada *a priori*. Como se tratava de um cenário com carregamento transitório, este valor foi considerado como aceitável.

Finalmente, para a definição da ordem de reforço das sapatas, foi feita uma análise de interação solo-estrutura considerando-se os recalques medidos. Essa análise permitiu que fosse estabelecida uma ordem de execução das estacas que evitasse a formação de “núcleos de grande rigidez”, e que pudesse concentrar o carregamento do prédio em poucos pilares.

O projeto executivo de reforço previu as seguintes etapas (Figuras 3.09, 3.10 e 3.11):

- Execução de bloco de elevação em concreto simples para permitir a subida do equipamento de execução das estacas, evitando o rebaixamento do nível d'água freático.
- Furação nas lajes das sapatas para ancoragem/colagem dos tirantes.
- Furação na lateral das vigas para ancoragem/colagem dos grampos.
- Execução das estacas, precedida da furação do concreto das lajes das sapatas e arenito.
- Execução dos tirantes, grampos e armadura complementar do bloco de incorporação, seguida da sua concretagem segundo uma ordem pré-estabelecida pela análise de interação solo-estrutura.

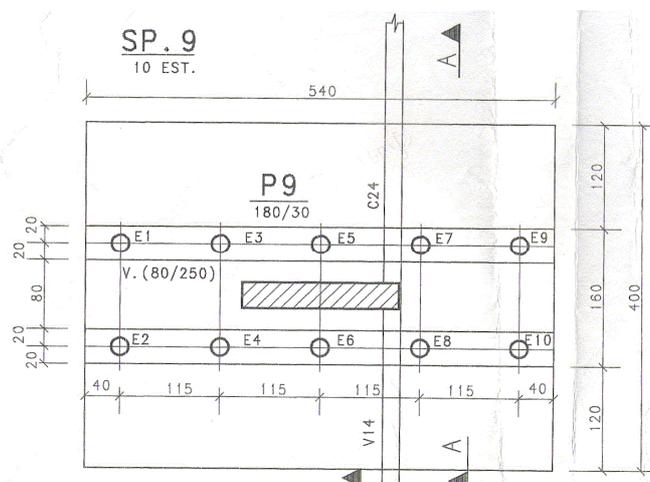


Figura 3.09 – Reforço da sapata SP9 (planta), (GUSMÃO et al, 2008)

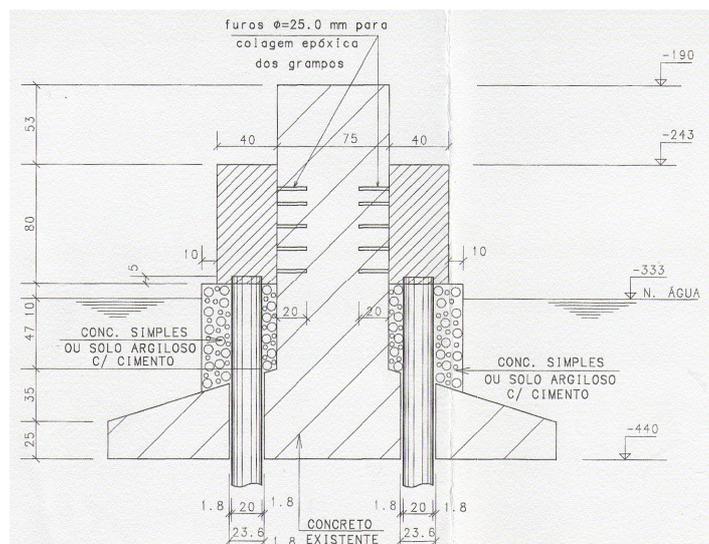


Figura 3.10 – Reforço da sapata SP9 (corte), (GUSMÃO et al, 2008)

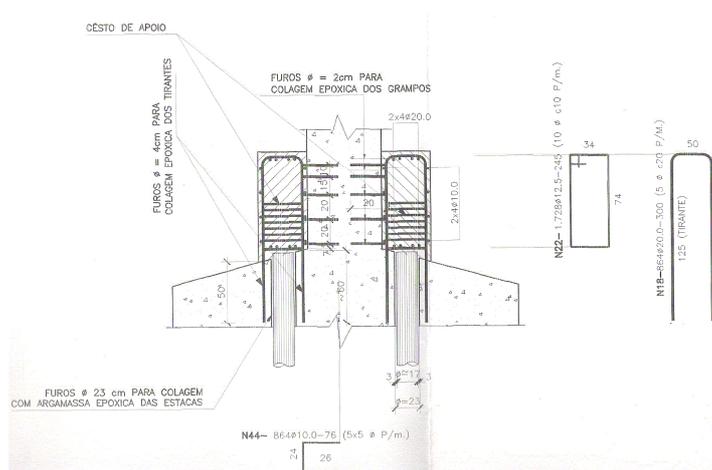


Figura 3.11 – Armação do reforço da sapata SP9 (corte), (GUSMÃO et al, 2008)

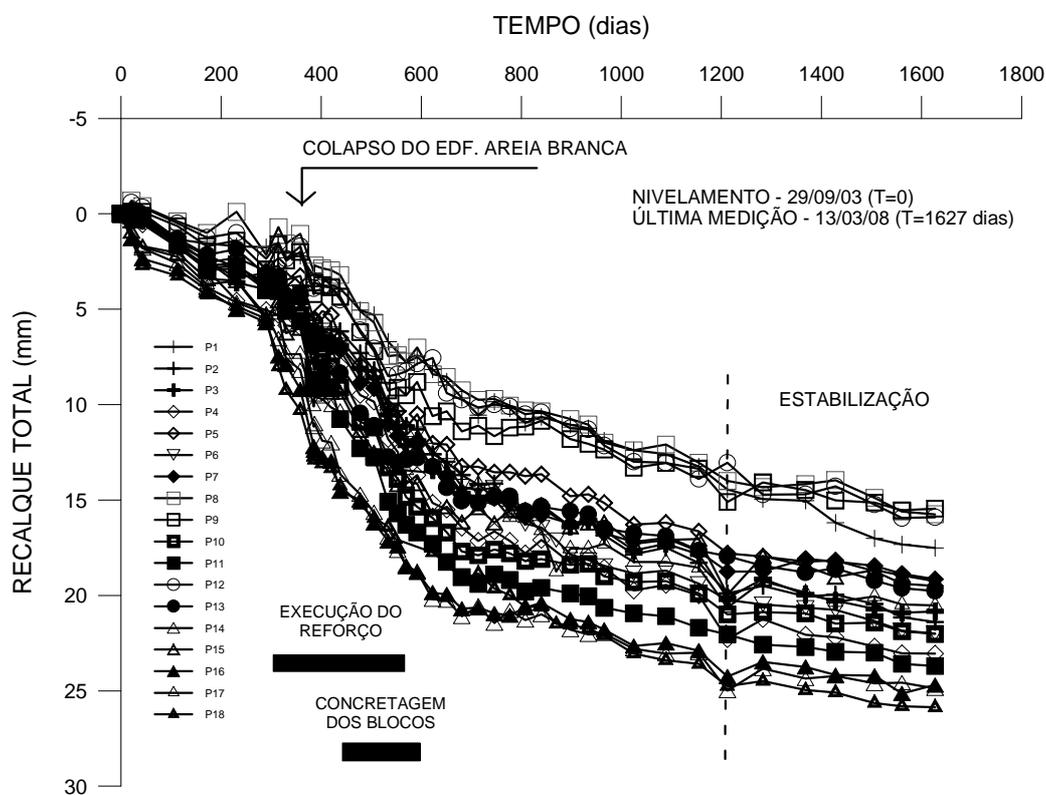
Das 172 estacas, foram executadas 102 no período de 21/07/2004 a 19/04/2005, dentro das especificações do projeto. Todas as etapas do reforço foram executadas com o prédio em uso pelos moradores, interditando-se apenas o pavimento semi-enterrado por questões de logística. A Tabela 3.1 mostra as datas de finalização da incorporação dos blocos às sapatas existentes (22/12/2004 a 23/05/2005).

Tabela 3.1 – Concretagem dos Blocos, (GUSMÃO et al, 2008)

Bloco	Número de Estacas	Data da Concretagem
P17+P18	18	22/12/04
P15+P16	26	14/01/05
P13+P14	12	17/02/05
P9	10	07/04/05
P12	06	07/04/05
P10+P11	30	23/05/05

3.4 Monitoramento

Como já foi dito, antes do início da execução do reforço das fundações, o prédio já vinha sendo monitorado com medições de recalques. No entanto, foi necessária a instalação de novos pinos em todos os pilares da lâmina, pois alguns já estavam danificados. Houve ainda uma descontinuidade do monitoramento entre 21/08/2002 e 29/09/2003.

**Figura 3.12** – Evolução dos Recalques da Lâmina do Prédio entre 2003 e 2008, (GUSMÃO et al, 2008)

A Figura 3.12 apresenta a evolução dos recalques dos pilares da lâmina desde o início do reforço das fundações, enquanto a Figura 3.13 apresenta as curvas de isorecalques referentes ao período entre 2003 e 2008.

Nota-se alguns fatos bastante relevantes:

- Na fase de execução das estacas, houve uma aceleração dos recalques, decorrente do desconfinamento do terreno, bem como das injeções. Isso também foi observado em outras obras que tiveram reforço das fundações.

A estabilização dos recalques só ocorreu após um período aproximado de 600 dias depois da concretagem dos blocos, com o início da incorporação das estacas. O recalque médio nesse período foi de 7mm, ou seja, muito próximo do recalque necessário à mobilização da carga de projeto das estacas (5mm).

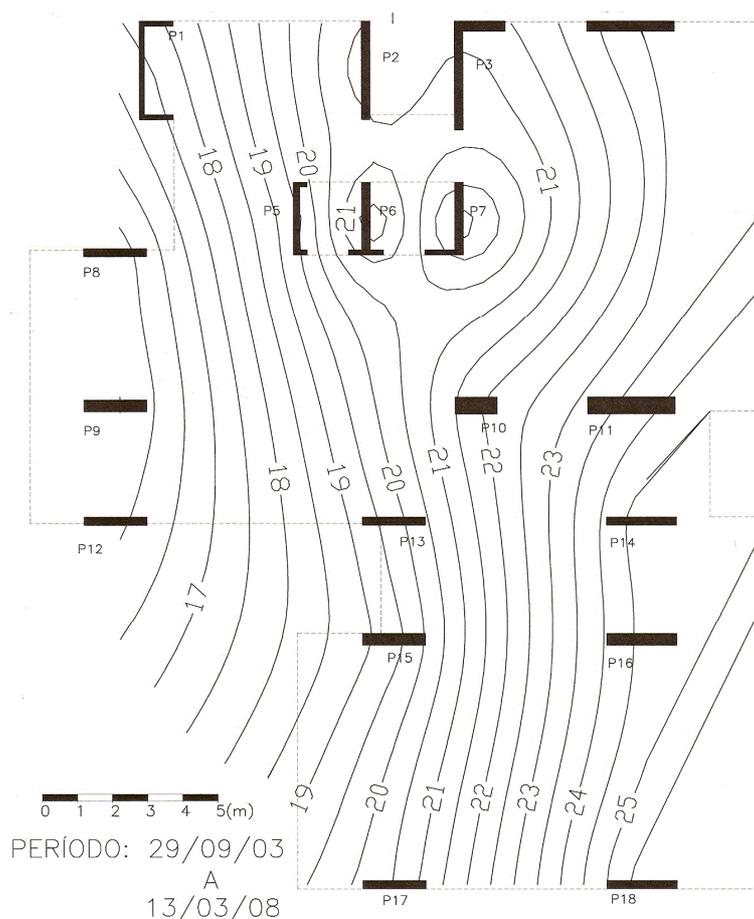


Figura 3.13 – Curvas de Isorecalques da Lâmina do Prédio na Última Medição – Após o Reforço (13/03/2008), (GUSMÃO et al, 2008)

Em 15/10/2004 houve um fato inusitado: o desabamento do Edifício Areia Branca com

12 pavimentos, localizado defronte ao prédio em questão. Na ocasião, as estacas de reforço ainda não estavam finalizadas, mas não houve necessidade de desocupação do prédio.

Com o efeito do desabamento do Edifício Areia Branca, o prédio recalcou cerca de 2mm praticamente uniforme (Figura 3.14).

Durante toda a execução do reforço, foi feito o monitoramento dos recalques. A frequência das leituras era alterada em função dos próprios resultados obtidos.

Também foi feito um acompanhamento das principais fissuras pelo engenheiro residente do condomínio do prédio. Após a estabilização dos recalques, observou-se que os danos existentes não mais evoluíram. Atualmente estão sendo recuperadas as fissuras e trincas nas vigas, lajes e paredes.

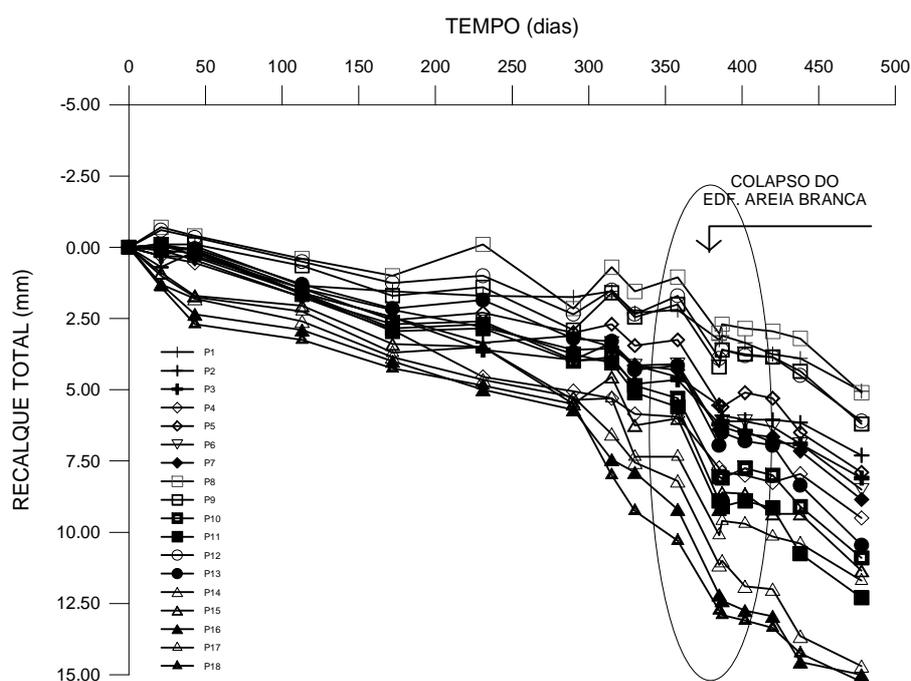


Figura 3.14 – Efeito do Desabamento do Edf. Areia Branca nos Recalques da Lâmina do Prédio, (GUSMÃO et al., 2008)

4 METODOLOGIA

4.1 Análise Estrutural

O monitoramento dos recalques do prédio foi iniciado em 08-10-1992, possui um conjunto de mais de 50 medições.

Foram extraídas 12 medições (Tabela 4.1) deste universo de monitoramento para serem realizados os processamentos de cada uma delas, e fazer as análises comparativas à época da medição de recalques e o processamento da estrutura indeslocável.

Tabela 4.1 – Medições de recalque utilizadas na análise do edifício

PILAR	Recalque total (mm)											
	01/04/1993	22/2/1994	25/7/1994	14/6/1995	21/6/1996	30/6/1997	28/10/1998	22/6/1999	30/06/2000	10/11/2001	21/08/2002	13/03/2008
P1	2,1	12	17,5	28,5	37	47	58	61,5	72	77	83	100,52
P2	2,5	12,5	23	35,5	45	55	66	71	80,5	87	93	114,4
P3	2,8	12,8	28,8	39	49	59	71	76	84,5	92	97,5	118,34
P4	3,2	17	32,9	42,7	53,6	64,3	76,4	81,5	88,7	98	103,83	126,88
P5	2,1	14	17	33	42	52,5	64	68	78	84	90	109,51
P6	2,3	14,5	17	37	46	56,5	68	73	83	88,5	95	117
P7	2,7	15,4	14,3	40,5	50,5	61,5	74	78	88	95	100	119,15
P8	0,8	13,7	14	25	33	43	53	57	68	73	77	92,75
P9	1,6	14,7	12,95	21,65	29,55	39	48,3	52,9	64,2	66,8	74,4	89,86
P10	1,9	17,9	33,7	45,3	56,4	67,8	81,1	85,8	96,1	103	110	125,46
P11	3,5	21,1	37,3	50,1	62,7	74,3	88,8	93,9	102,1	112,5	118,6	140,62
P12	3,4	15,2	29,9	28	51,15	64,4	75	77,5	83,1	87,8	96,5	120,21
P13	1,95	18,2	34,05	45,35	56,1	66,8	82	84,1	93,6	102	109,7	129,47
P14	3,75	22,15	38,75	48,15	63,85	75,5	83,6	94,9	103	112	120,9	145,78
P15	3,2	19,2	34,4	46,6	57,65	68,4	83,1	85,4	94,7	100,9	109	128,26
P16	3,6	22,2	38,6	51,75	64,45	76,7	94,5	96,7	103	112	123,3	148
P17	2,5	19,7	35,8	46,9	58,5	70,2	82,8	87,6	96,5	101,7	109,4	129,93
P18	3,1	21,7	38,5	51,9	64,4	68	91,2	96,3	104,7	110	118	143,87

Com base nestas medições foram realizados processamentos com o software CAD-TQS, seguindo alguns critérios para a obtenção dos resultados. Estes critérios são os seguintes:

- a) Na estrutura utilizada para os processamentos foram considerados apenas os pilares da lâmina, P1 a P18. Por este motivo também os pavimentos fundação, garagem 2 e vazado (os quais possuem pilares de periferia) tiveram suas estruturas assemelhadas ao do pavimento tipo;

- b) Foram computadas as cargas atuantes na estrutura de acordo com o que preconiza a norma NBR-6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento;
- c) Também as ações e segurança na estrutura foram seguidas da norma NBR-8681:2003 – Ações e segurança na estrutura – procedimento.

4.2 Indicadores do cálculo

O edifício foi analisado através da observação de alguns indicadores apresentados por Borges (2009), que são:

- a) Deslocamento lateral do edifício provocado pela ação do vento (d), onde a ação do vento é tomada segundo seu valor freqüente (com $\psi_1 = 0,3$) e os limites deste deslocamento são os valores para verificação do Estado Limite de Serviço (ELS), indicados na Tabela 13.2 da NBR 6118:2003;
- b) Coeficiente γ_Z , utilizado para a verificação da necessidade da consideração da não-linearidade geométrica. O limite para não se considerar esta não linearidade é $\gamma_Z \leq 1,1$, e acima deste valor até o limite de $\gamma_Z \leq 1,3$, utiliza-se este coeficiente como multiplicador dos esforços de 1ª ordem para se considerar (de forma aproximada) a não-linearidade geométrica (2ª ordem);
- c) Parâmetro de instabilidade α , utilizado para avaliar a sensibilidade de estruturas reticuladas simétricas, com relação a não-linearidade geométrica. Este parâmetro possui limites de 0,6 para estruturas contraventadas por pórticos + pilares-paredes, de 0,7 para estruturas contraventadas exclusivamente por pilares-paredes e de 0,5 para estruturas contraventadas exclusivamente por pórticos. Para este caso, foi considerado o limite de 0,7, visto que apenas o pilar P10 (120 cm X 50 cm) não se enquadra como pilar-parede.

4.3 Definição dos cenários de cálculo

Os diversos processamentos (um total de 49) da estrutura foram realizados seguindo os cenários de cálculo descritos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Descrição dos cenários de cálculo

CENÁRIO	CRITÉRIOS	No DE PROCESSAMENTOS
CENÁRIO 1 (C1)	Processamento da estrutura totalmente carregada supondo os pilares (apoios) indeslocáveis.	01
CENÁRIO 2 (C2)	Processamento da estrutura totalmente carregada introduzindo-se na base dos pilares P1 a P18 um coeficiente médio de mola (extraído da média entre a carga média dos pilares e o recalque médio medido dos mesmos).	12
CENÁRIO 3 (C3)	Processamento da estrutura totalmente descarregada, impondo-se na base dos pilares P1 a P18 os recalques de cada medição descritos anteriormente.	12
CENÁRIO 4 (C4)	Processamento da estrutura totalmente carregada, impondo-se na base dos pilares P1 a P18 os recalques de cada medição descritos anteriormente.	12
CENÁRIO 5 (C5)	Processamento da estrutura totalmente carregada impondo-se na base dos pilares P1 a P18 o coeficiente de mola de cada pilar.	12

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Caracterização dos cenários de cálculo

Os cenários apresentados na Tabela 4.2 apresentam os critérios para processamento da estrutura do edifício A. Estes cenários foram escolhidos com a finalidade de abranger todas as condições prováveis de cálculo.

Após todos estes processamentos, foram feitas comparações entre os mesmos com a finalidade de explicar o comportamento da estrutura diante das ações dos carregamentos e dos efeitos dos recalques sofridos pela mesma.

Com base nos resultados obtidos, foram escolhidos elementos da estrutura (cintas, pilares e vigas) que pudessem traduzir o seu comportamento e compatibilizassem os acréscimos de esforços que resultaram nas patologias sofridas pelo edifício.

5.1.1 *Cenário 1 (C1)*

Tomado como ponto de partida, o cenário C1 representa o cálculo inicial da estrutura, considerando os seus apoios indeslocáveis. Neste cenário foram recriados os critérios de projeto utilizados para se calcular a estrutura do edifício.

A Tabela 5.1 apresenta a comparação das cargas de fundação fornecidas à época da elaboração do projeto e as cargas encontradas com o processamento da estrutura através no software CAD-TQS, utilizando os critérios descritos anteriormente:

Percebe-se que nos pilares P3 e P14, as cargas aumentaram no processamento em C1. Também nota-se que o somatório de carga total em C1 é cerca de 25% menor que a carga total de projeto, talvez devido ao fato de existir em C1 dois tetos (vazado e garagem 2) sem as cargas de periferia (originais de projeto) e também pelo fato de que as cargas de projeto podem estar acrescidas da parcela de fundação.

Tabela 5.1 – (C0) Cargas de projeto X cargas em C1

PILAR	(C0) CARGAS DE PROJETO (kN)	CARGAS EM C1 (kN)
P1	5.233,30	4.300,00
P2	6.205,30	4.420,00
P3	665,80	5.700,00
P4	14.840,50	10.410,00
P5	7.927,30	2.960,00
P6	7.927,30	4.480,00
P7	7.927,30	6.860,00
P8	5.233,30	3.870,00
P9	9.153,70	6.860,00
P10	6.372,20	6.490,00
P11	21.704,50	15.020,00
P12	4.824,70	3.310,00
P13	5.105,30	4.780,00
P14	3.870,30	6.160,00
P15	10.140,70	8.900,00
P16	14.688,80	11.680,00
P17	7.684,20	6.120,00
P18	9.079,40	6.650,00
Total	148.583,90	118.970,00

Outro fator que influi diretamente sobre esta diferença das cargas totais dos dois processamentos é a computação das cargas de ocupação na estrutura. Não havia a informação de que os pavimentos possuíam cargas especiais do tipo, jardineira, banheiras, etc., o que provocaria diferenças importantes de cargas.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados dos indicadores para C1. Nota-se pelos resultados, que os deslocamentos entre pisos e os deslocamentos totais no topo do edifício estão bastante abaixo dos limites permitidos por norma nas duas direções.

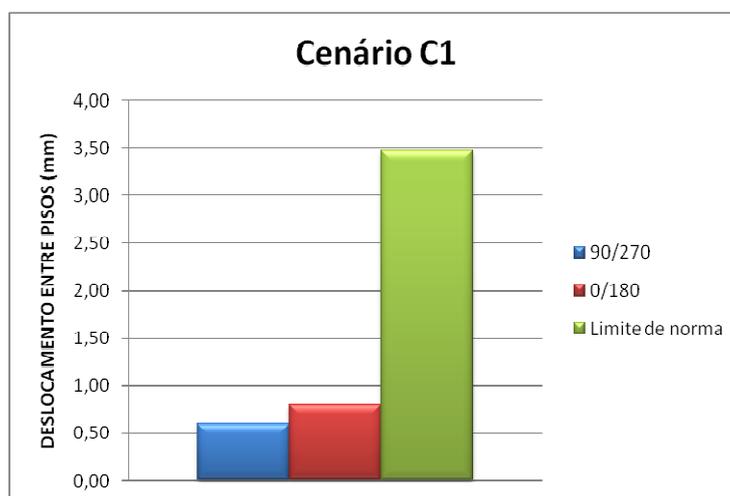
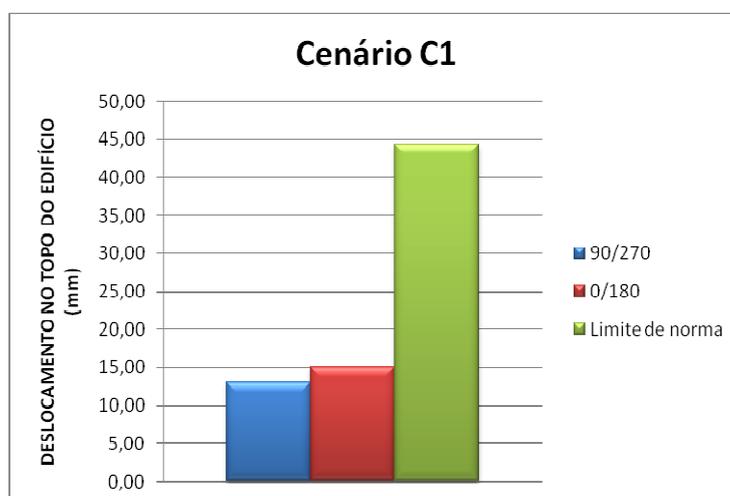
Também o coeficiente γ_Z , nas quatro direções, está dentro dos limites de norma, apenas sendo necessária a majoração dos esforços nas direções de 90° e 270°.

O parâmetro α , por sua vez, nas direções de 90° e 270° excedeu o limite de norma.

Tabela 5.2 – Indicadores de estabilidade para C1

INDICADORES	Direção do vento		Limite de norma
	90°/270°	0°/180°	
Desloc. pisos (mm)	0,60	0,80	3,48
Valor Relativo (mm)	4.933	3.700	850
Desloc. topo (mm)	13,10	15,00	44,38
Valor Relativo (mm)	5.760	5.031	1.700
γ_Z	1,14	1,09	1,10
α	0,90	0,57	0,70

As Figuras 5.01 a 5.04 apresentam de forma gráfica os indicadores encontrados para o cenário C1:

**Figura 5.01** – Deslocamento entre pisos do cenário C1**Figura 5.02** – Deslocamento no topo do edifício do cenário C1

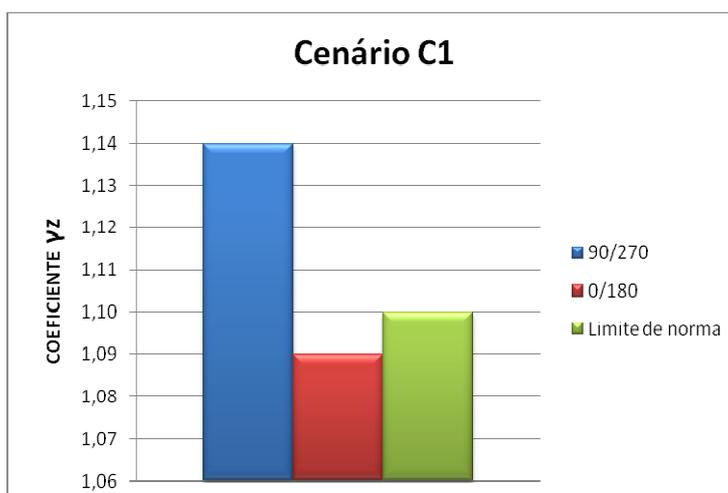


Figura 5.03 – Coeficiente γ_z do cenário C1

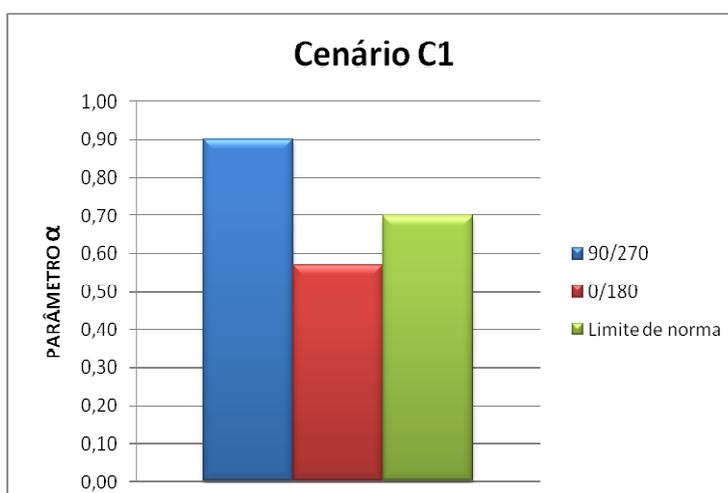


Figura 5.04 – Parâmetro α do cenário C1

O processamento do cenário C1 diverge em alguns pontos do processamento original, realizado nos anos 80.

Um dos pontos importantes é que o processamento original foi realizado com base nos critérios da NB1-78 enquanto que o processamento do cenário C1 foi realizado com os critérios da NBR-6118:2003.

À época da elaboração do projeto do edifício em estudo, o cálculo, quando conseguia ser sofisticado, processava pórticos planos para encontrar os esforços das estruturas. Para o processamento do cenário C1, foi utilizado o software CAD-TQS, o qual gera os

esforços do processamento de um pórtico espacial, levando em conta a interação da estrutura como um todo.

É importante ressaltar que, apesar dos deslocamentos entre os pisos e o deslocamento total no topo do edifício (Tabela 5.1) terem apresentado resultados dentro dos limites normatizados, o coeficiente γ_z excedeu o seu limite nas direções dos ângulos 90° e 270° graus.

Isto demonstra que havia uma necessidade de se considerar os esforços de 2ª ordem, que podia ser feito majorando-se os esforços de 1ª ordem do coeficiente 1,14. Também o parâmetro α , nas mesmas direções de 90° e 270°, extrapolou seu limite de norma, indicando que a estrutura do edifício é de nós móveis.

5.1.2 Cenário 2 (C2)

Para o cenário C2, foram utilizados os mesmos critérios e indicadores do cenário C1 e aplicados em uma estrutura igual à do C1, com o acréscimo de coeficientes médios de mola na base dos pilares. Estes coeficientes foram calculados para cada uma das medições apresentadas na Tabela 04, e tendo como cargas dos pilares as do cenário C1.

As tabelas dos anexos 01 a 04 apresentam o resumo do cálculo dos coeficientes de mola.

Após encontrar os valores dos coeficientes médios de mola ($K_{\text{médio}}$), foram aplicados estes mesmos coeficientes na estrutura do edifício e refeito o processamento para cada medição, em um total de 12 (doze) processamentos.

As figuras 5.05, 5.06, 5.07 e 5.08, mostram a evolução dos indicadores para todos os processamentos do cenário C2.

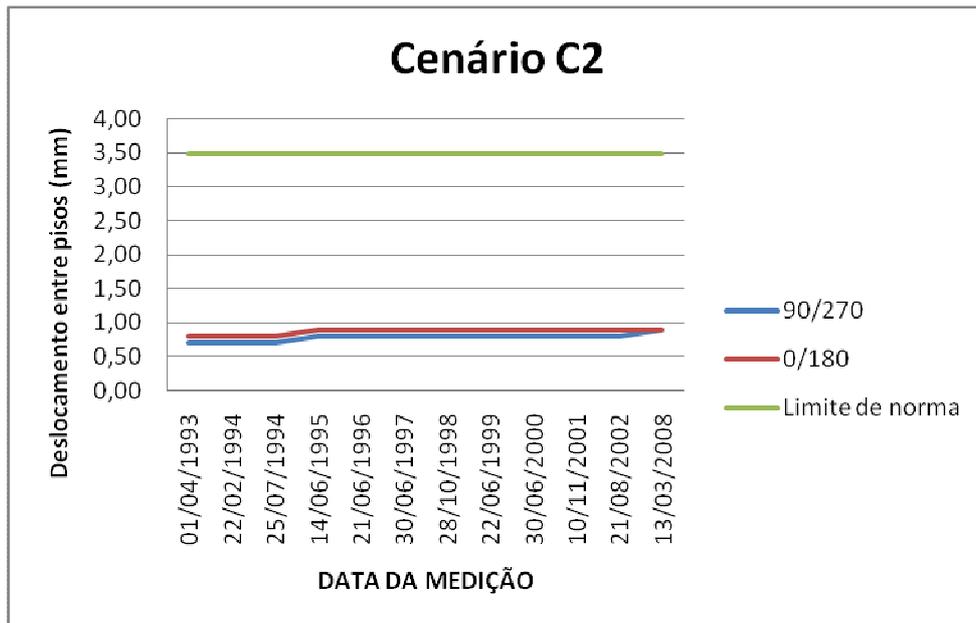


Figura 5.05 – Deslocamentos entre pisos das medições no Cenário C2

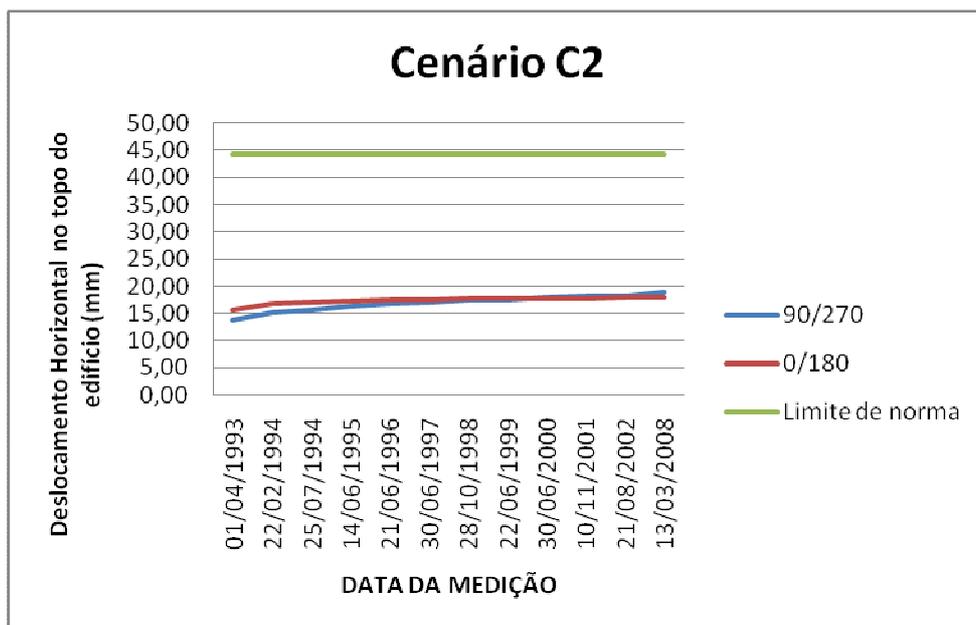


Figura 5.06 – Deslocamentos horizontais no topo do edifício das medições no Cenário C2

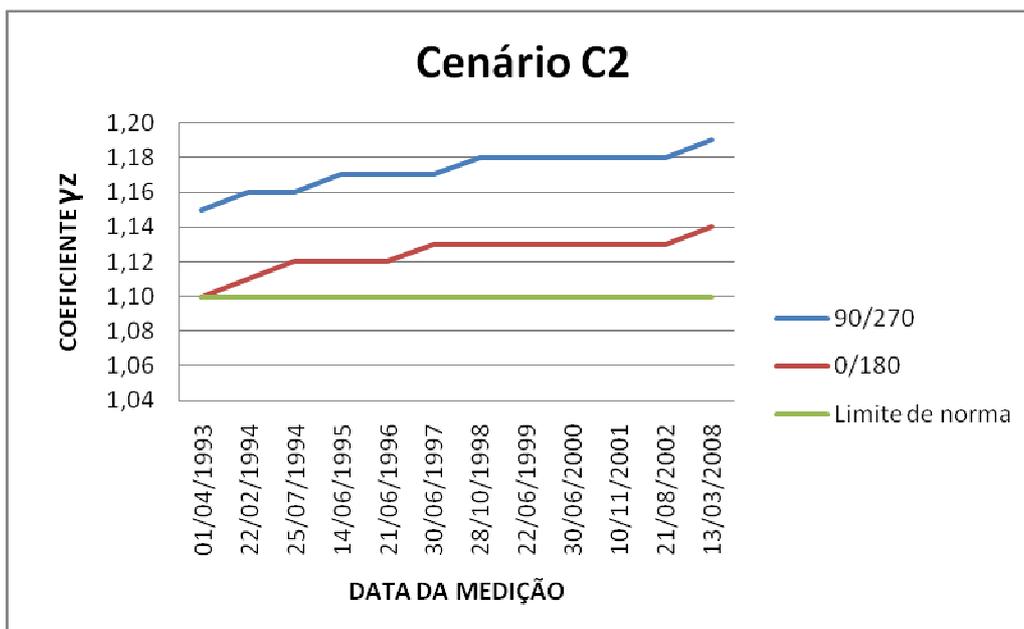


Figura 5.07 – Coeficientes γ_z das medições no Cenário C2

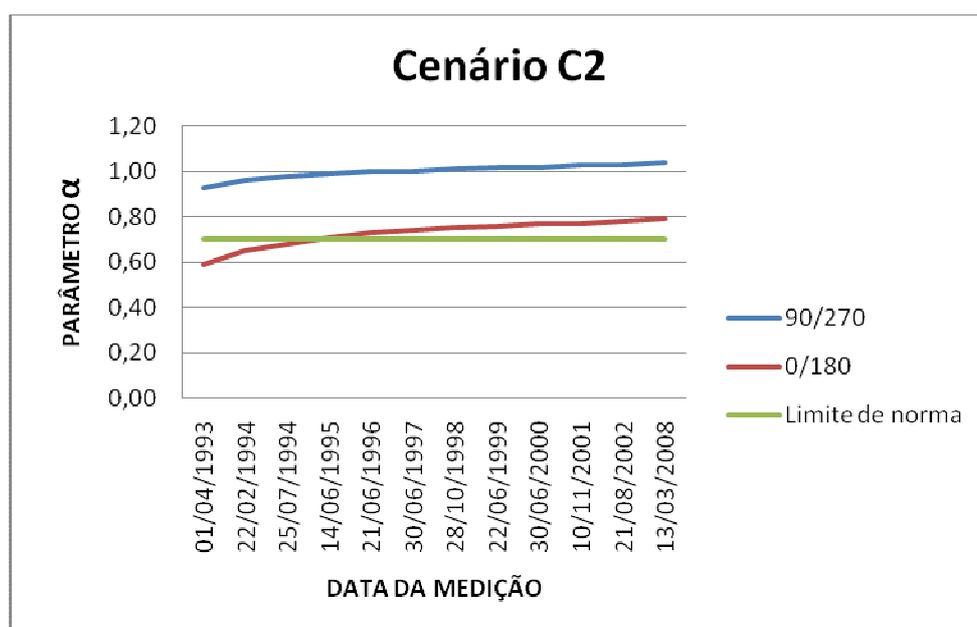


Figura 5.08 – Parâmetros α das medições no cenário C2

Com a apresentação dos indicadores para o cenário C2, percebe-se que os resultados modificam completamente o comportamento da estrutura do edifício.

A consideração de um coeficiente de mola na base dos pilares resulta em uma grande modificação dos esforços sofridos pela estrutura. De acordo com os conceitos da ISE, há uma redistribuição de cargas, onde normalmente os pilares centrais, que concentram

mais cargas do que os da periferia apresentam uma perda em suas cargas de fundação, enquanto que os da periferia apresentam um ganho de carga.

A Tabela 5.3 faz uma comparação entre as cargas do cenário C1 e as cargas do cenário C2.

Para a análise dos resultados do cenário C2, foram escolhidas 04 (quatro) datas de medições para apresentar a comparação das cargas.

Tabela 5.3 – Quadro comparativo de cargas entre o cenário C1, e algumas medições do cenário C2

PILAR	CARGAS EM C2 (kN)				
	CARGAS EM C1 (kN)	01/04/1993	21/06/1996	22/06/1999	13/03/2008
P1	4.300,00	4.140,00	4.279,00	4.471,00	4.706,00
P2	4.420,00	4.700,00	5.540,00	5.650,00	5.750,00
P3	5.700,00	5.927,00	4.699,00	4.068,00	3.284,00
P4	10.410,00	9.540,00	7.110,00	6.850,00	6.660,00
P5	2.960,00	3.440,00	5.030,00	5.260,00	5.470,00
P6	4.480,00	4.680,00	5.570,00	5.680,00	5.780,00
P7	6.860,00	6.640,00	6.320,00	6.260,00	6.220,00
P8	3.870,00	3.740,00	4.880,00	5.130,00	5.370,00
P9	6.860,00	6.670,00	6.040,00	6.070,00	6.140,00
P10	6.490,00	9.380,00	8.280,00	7.990,00	7.720,00
P11	15.020,00	11.130,00	8.440,00	8.110,00	7.800,00
P12	3.310,00	3.450,00	5.490,00	5.920,00	6.260,00
P13	4.780,00	5.190,00	6.980,00	7.110,00	7.160,00
P14	6.160,00	6.930,00	7.940,00	7.840,00	7.700,00
P15	8.900,00	9.020,00	8.370,00	8.160,00	7.930,00
P16	11.680,00	11.225,00	10.294,00	10.114,00	9.927,00
P17	6.120,00	6.170,00	6.670,00	6.780,00	6.890,00
P18	6.650,00	6.594,00	7.227,00	7.342,00	7.442,00
Total	118.970,00	118.566,00	119.159,00	118.805,00	118.209,00

Percebe-se que mesmo com o somatório total de cargas dos pilares apresentam praticamente o mesmo resultado, divergindo em menos de 1% entre o maior somatório (119.159 kN) e o menor (118.209 kN), nenhum dos pilares possui sua carga igual à do processamento do cenário C1.

Também pode ser notado o aumento gradual das cargas de alguns pilares do cenário C2, assim como a diminuição gradual de outros, à medida que o seu coeficiente médio de mola vai aumentando.

As Figuras 5.09, 5.10 e 5.11 apresentam o mapeamento da migração das cargas de fundação entre os pilares do edifício, onde as áreas que possuem hachuras indicam os acréscimos de cargas (as sem hachuras, diminuição), demonstrando como se processa a redistribuição das cargas com a consideração da ISE.

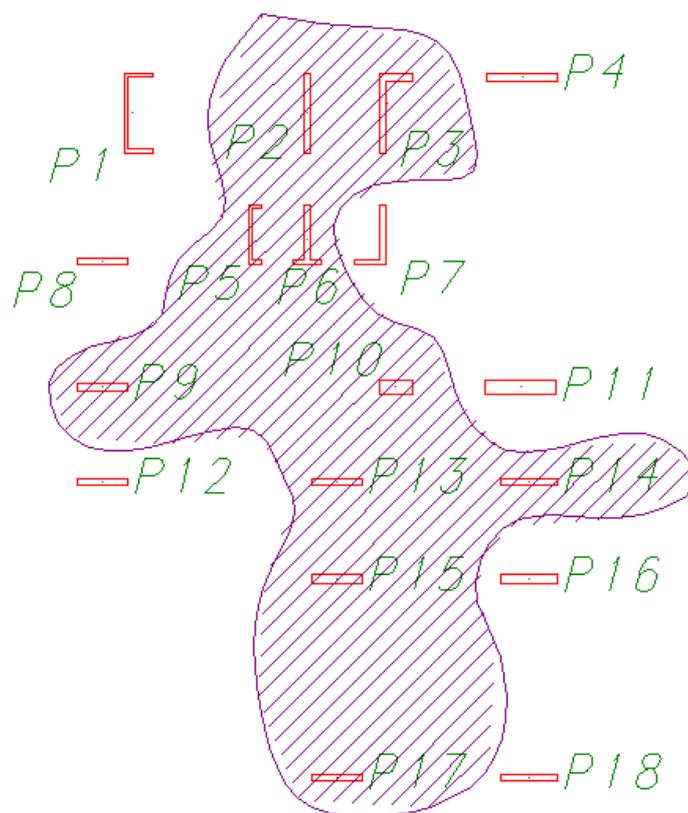


Figura 5.09 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C1 para o cenário C2

(01/04/1993)

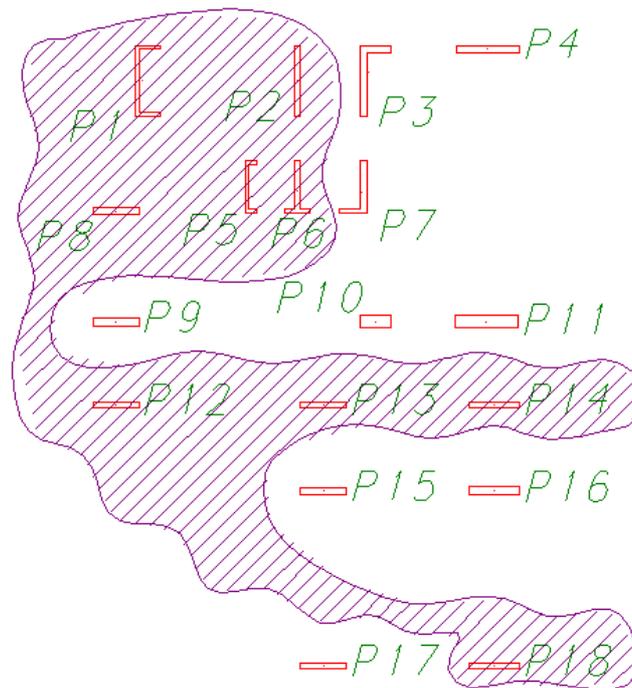


Figura 5.10 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C2 (01/04/1993) para o cenário C2 (21/06/1996)

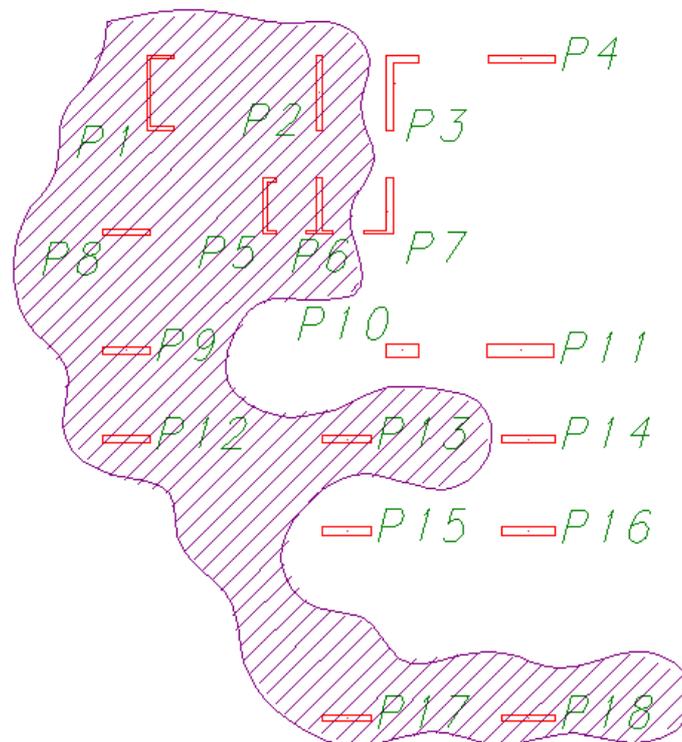


Figura 5.11 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C2 (21/06/1996) para o cenário C2 (22/06/1999) e do cenário C2 (22/06/1999) para o cenário (13/03/2008)

Para confirmar o efeito de migração de cargas da ISE, foram escolhidos os pilares P5 e P18, que apresentaram aumento de suas cargas e os pilares P3 e P16 que apresentaram diminuição de cargas no cenário C2.

Com base nestes pilares, as Figuras 5.12, 5.13, 5.14 e 5.15, ilustram este efeito da migração de cargas.

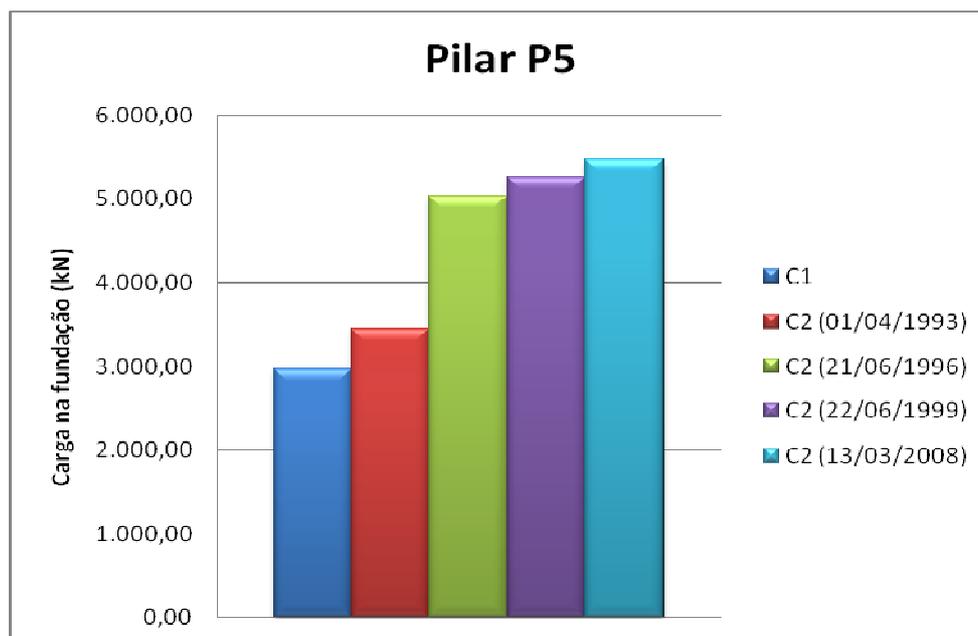


Figura 5.12 – Aumento da carga do Pilar P5 do cenário C2

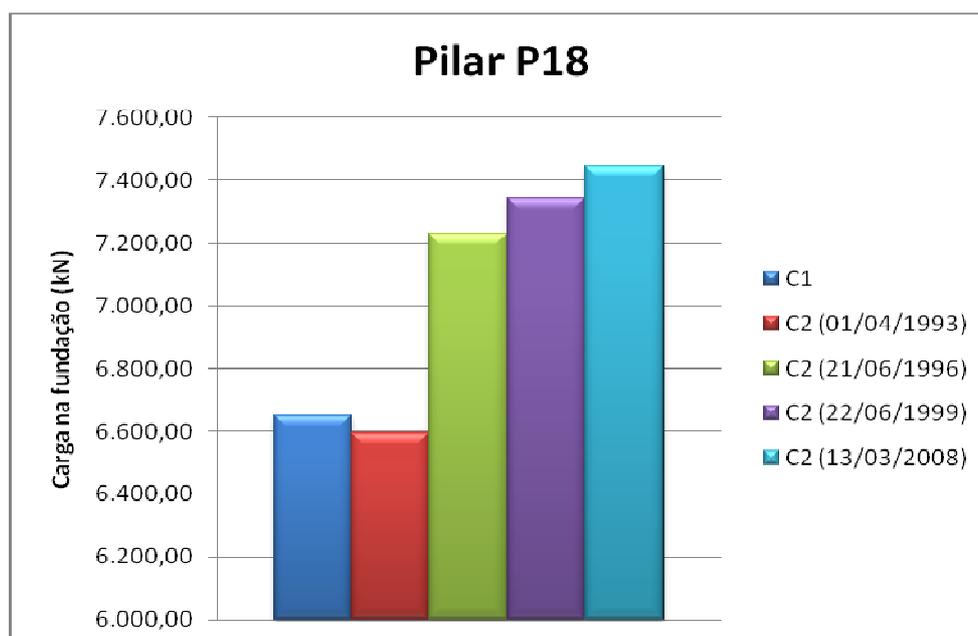


Figura 5.13 – Aumento da carga do Pilar P18 do cenário C2

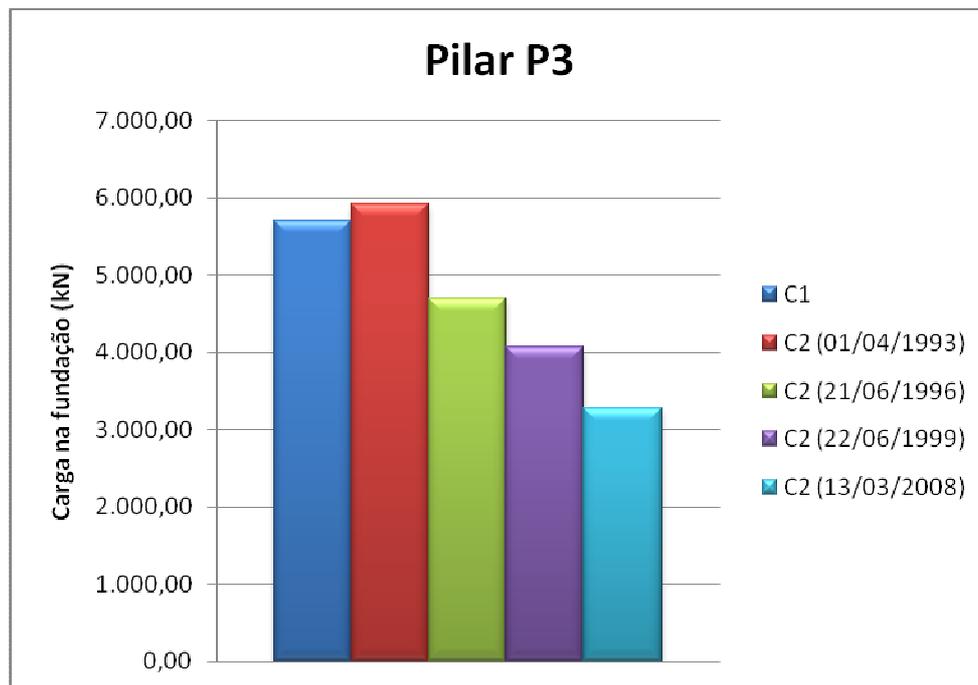


Figura 5.14 – Diminuição da carga do Pilar P3 do cenário C2

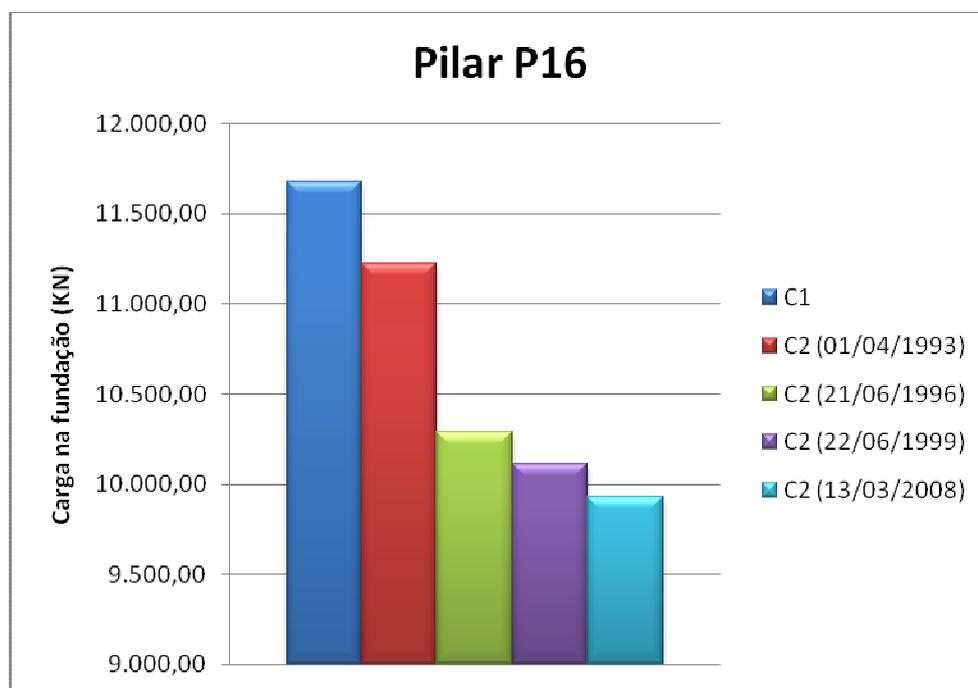


Figura 5.15 – Diminuição da carga do Pilar P16 do cenário C2

Continuando com a comparação entre os pilares P3, P5, P16 e P18, nos cenários C1 e C2, foi feito um levantamento dos esforços normais destes pilares nas datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008, da fundação até o 10º pavimento.

A Figura 5.16 apresenta a comparação entre os esforços normais do pilar P3 no cenário C1 e na medição de 01/04/1993 do cenário C2. Percebe-se que apesar da consideração dos coeficientes médios de mola neste processamento, os esforços deste pilar ao longo dos pavimentos se mantiveram bem próximos nos dois cenários, mantendo uma diferença entre os mesmos muito pequena. A razão deste fato pode estar nos pequenos valores dos recalques sofridos pela estrutura (Ver anexos 01 a 04).

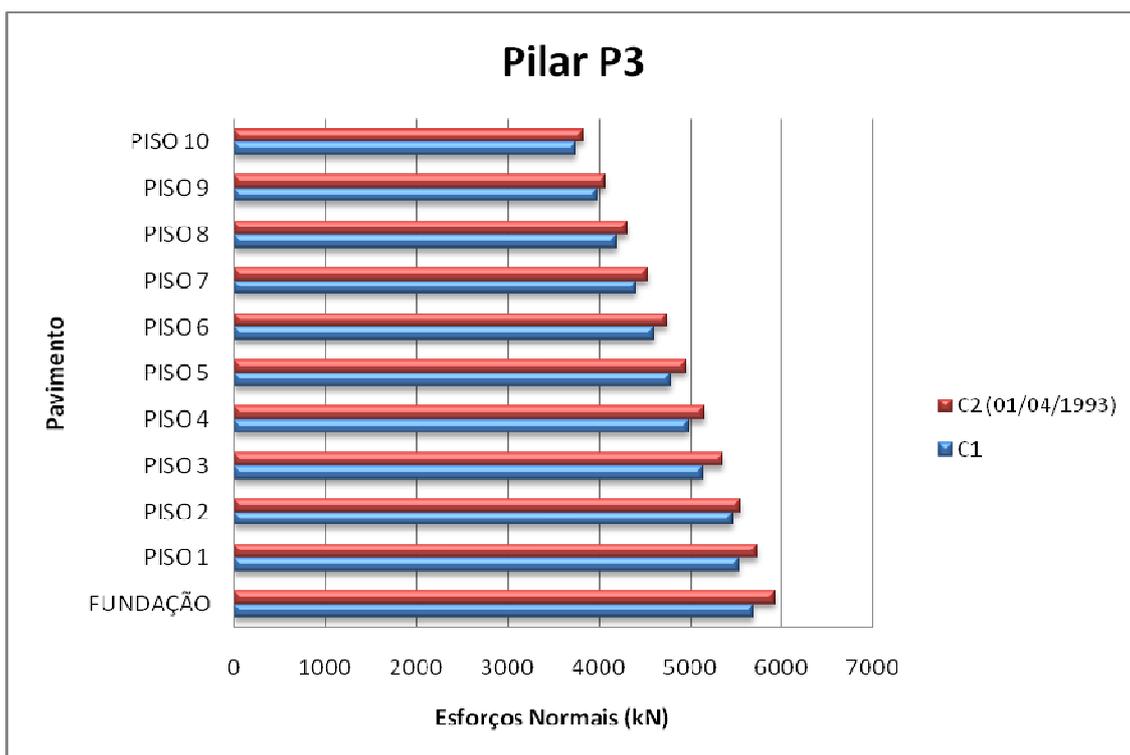


Figura 5.16 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1 e no cenário C2 (01/04/1993)

A partir da medição do cenário C2, na data de 21/06/1996, os esforços normais na estrutura com a consideração dos coeficientes médios de mola, já demonstra que o pilar P3 apresentou um ganho considerável de carga, na fundação e ao longo dos seus pavimentos superiores, como demonstra as Figuras 5.17, 5.18 e 5.19.

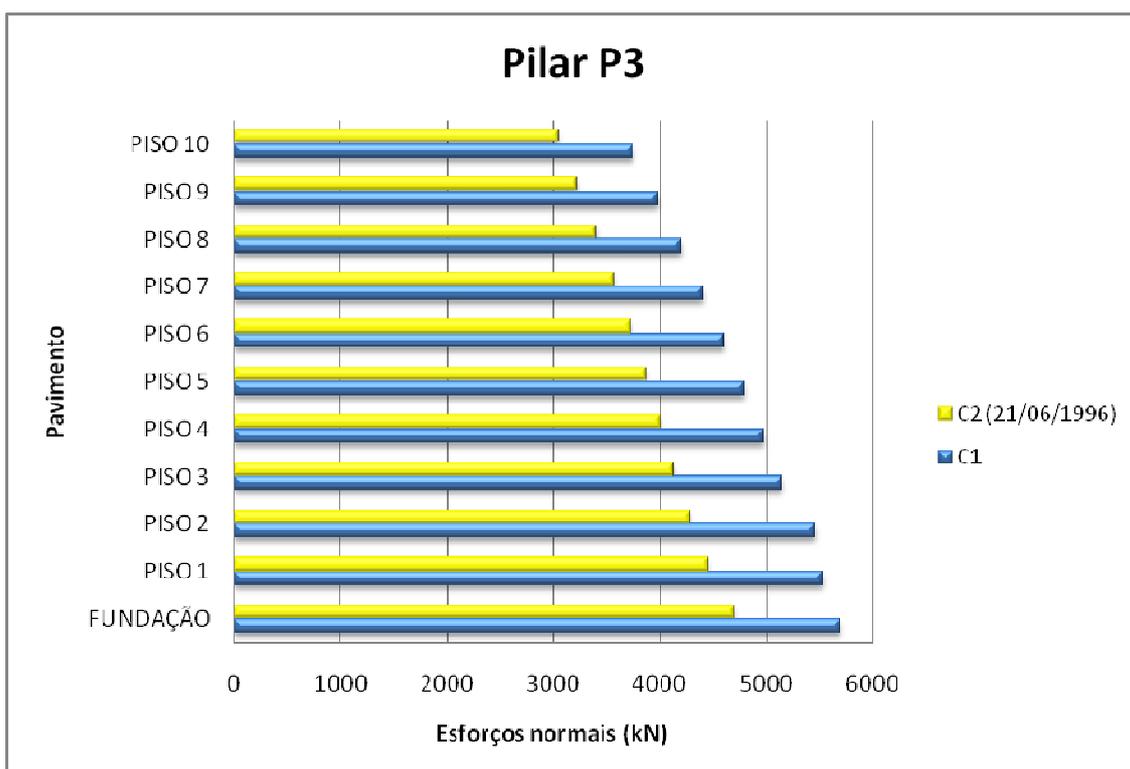


Figura 5.17 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1 e no cenário C2 (21/06/1996)

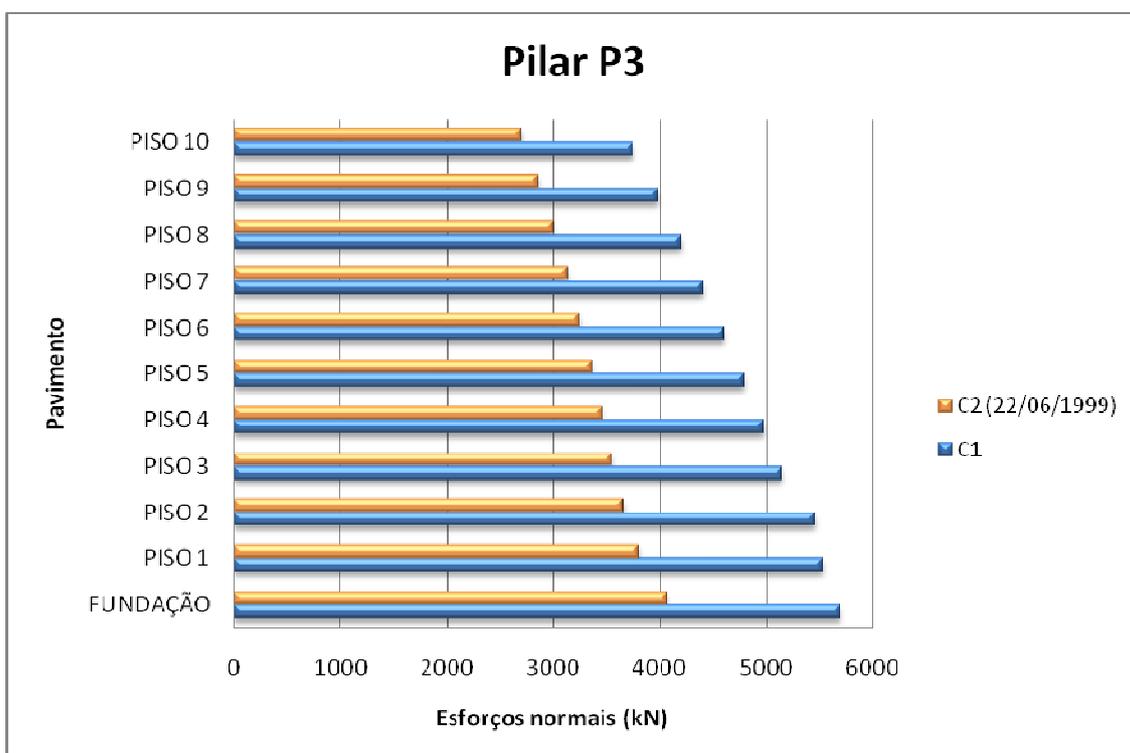


Figura 5.18 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1 e no cenário C2 (22/06/1999)

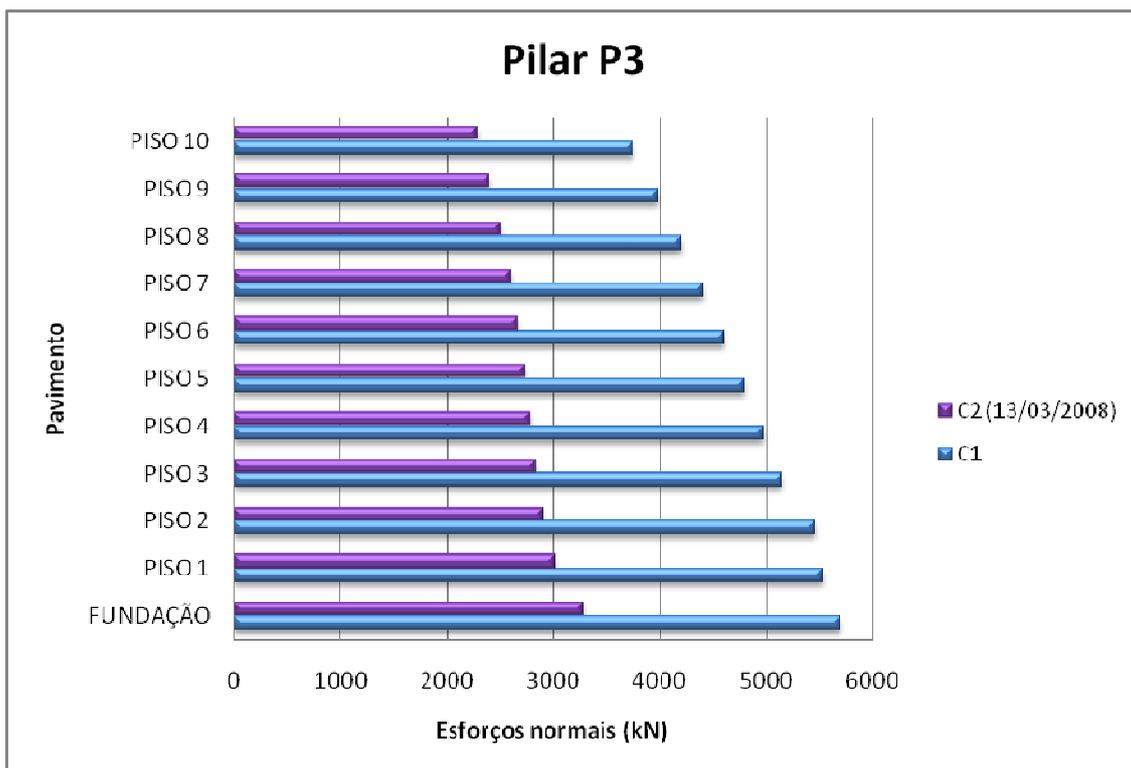


Figura 5.19 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1 e no cenário C2 (13/03/2008)

Vale salientar que, conforme as Figuras 5.17 a 5.19 demonstram, o efeito dos recalques no pilar P3, ao longo do tempo, contribuiu para a diminuição de quase metade da carga considerada inicialmente no cenário C1. Contudo, a carga que foi subtraída deste e de outros pilares, foram somadas em outros como demonstram as Figuras 5.9, 5.10 e 5.11.

De modo idêntico ao do pilar P3, as Figuras 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23 apresentam os resultados do pilar P16.

As diferenças entre os cenários C1 e C2 para os pilares P3 e P16, não apresentam a mesma intensidade, fato talvez explicado pela diferença entre o recalque do pilar P3 e o do pilar P16 (Ver anexos 01 a 04).

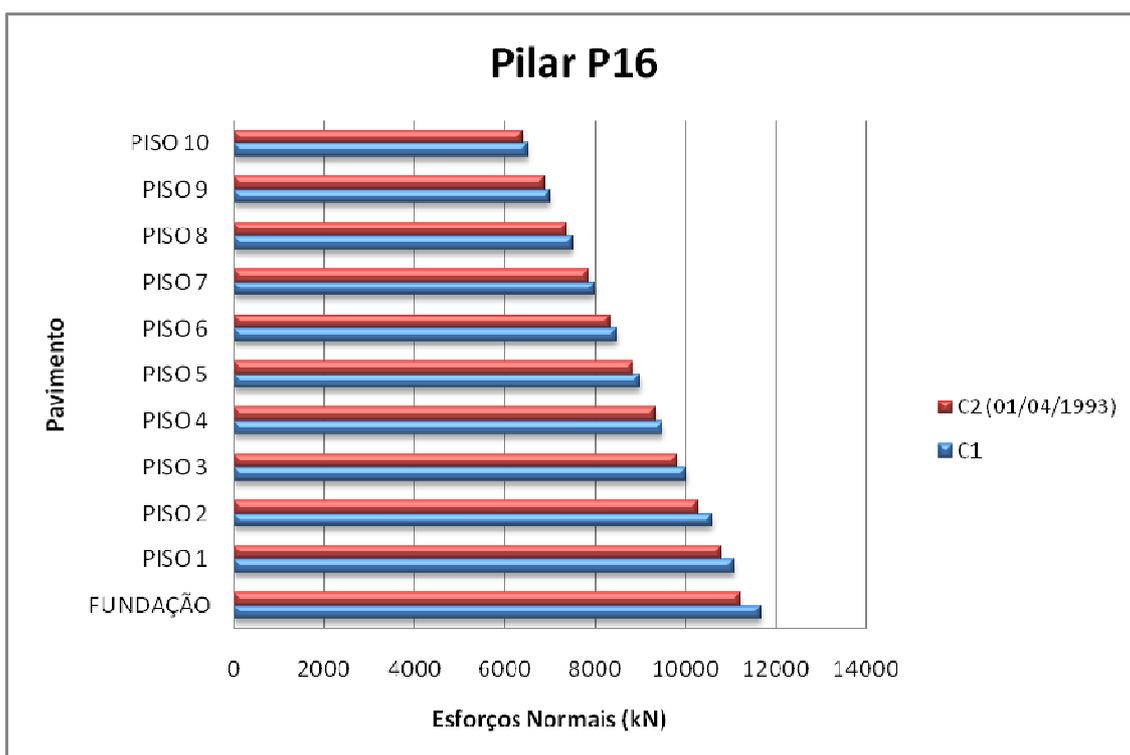


Figura 5.20 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C2 (01/04/1993)

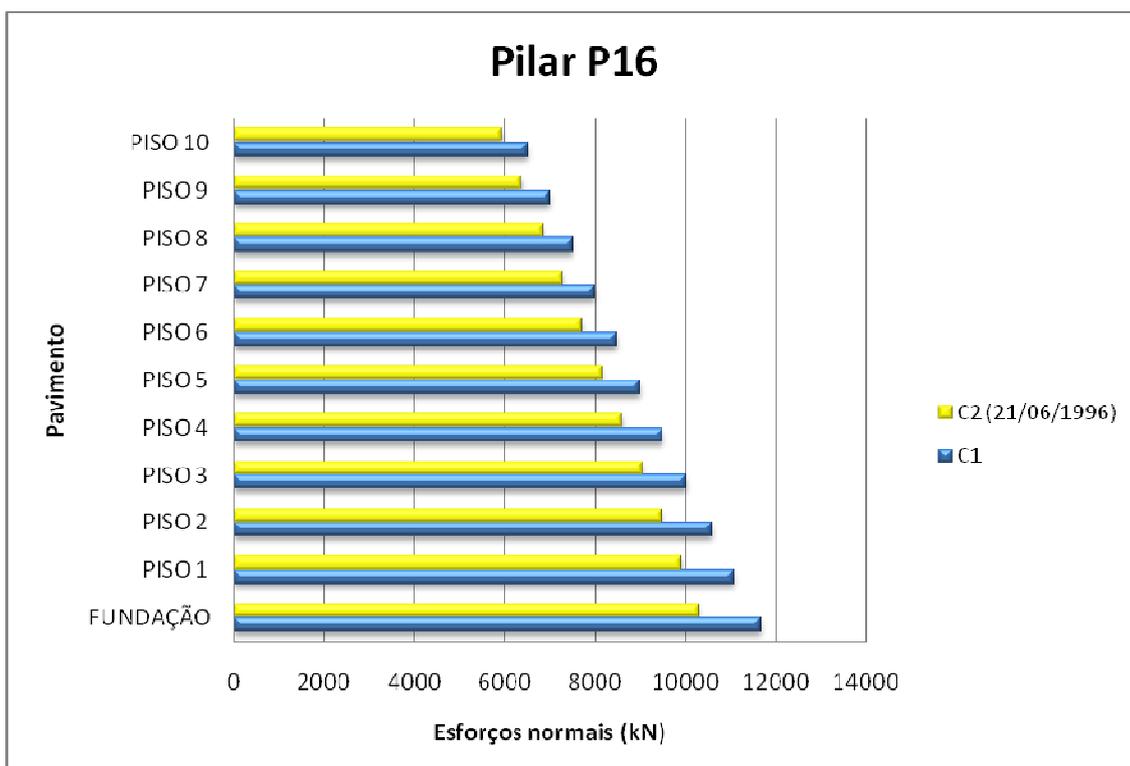


Figura 5.21 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C2 (21/06/1996)

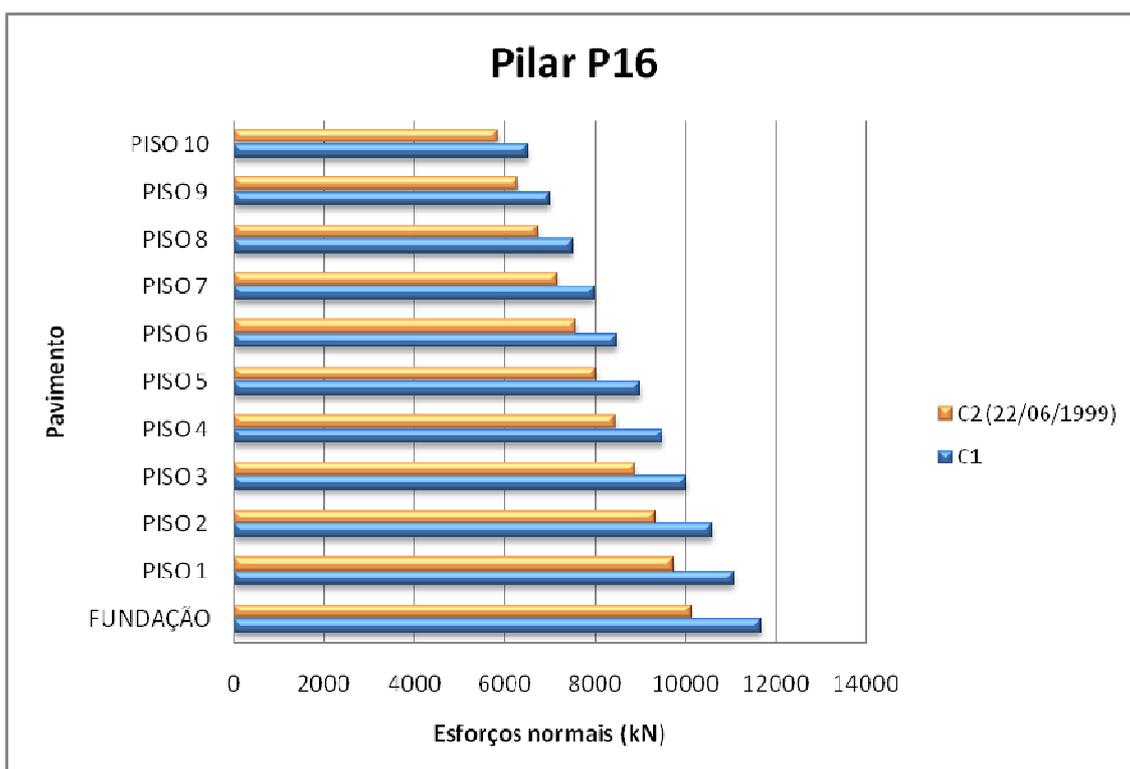


Figura 5.22 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C2 (22/06/1999)

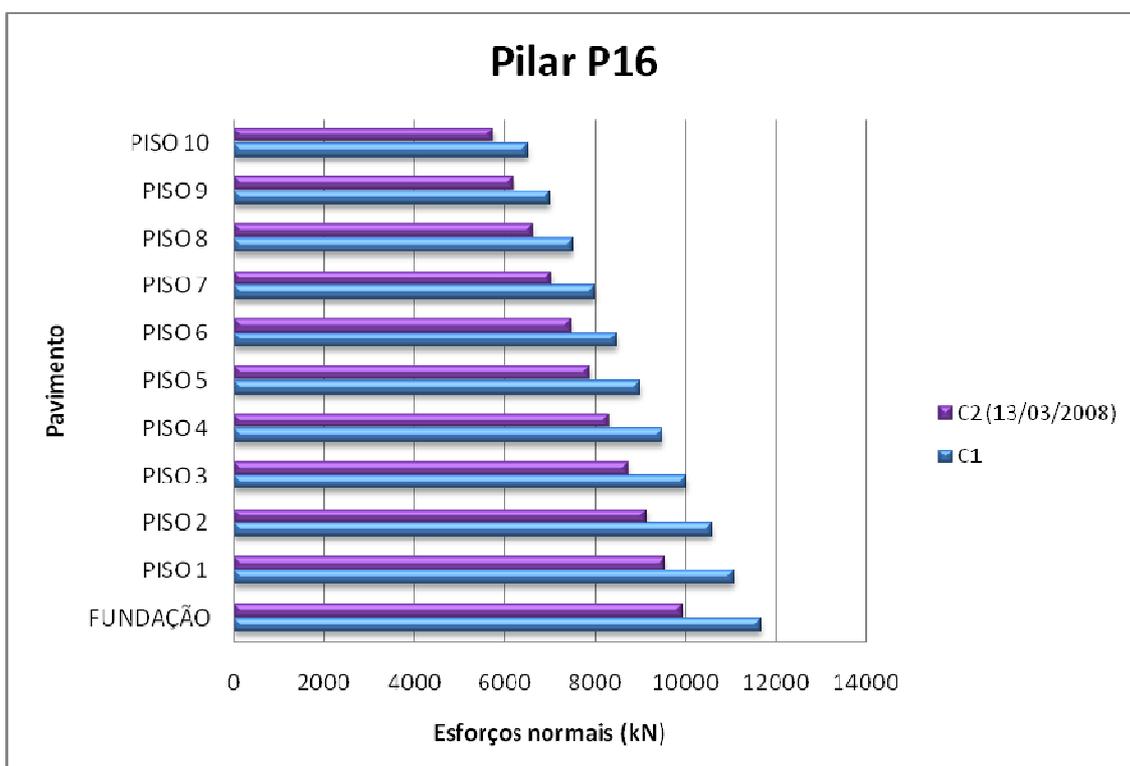


Figura 5.23 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C2 (13/03/2008)

De modo análogo ao que aconteceu com os pilares P3 e P16, porém desta vez apresentando um acréscimo de cargas, as Figuras 5.24 a 5.27 ilustram os resultados do pilar P5.

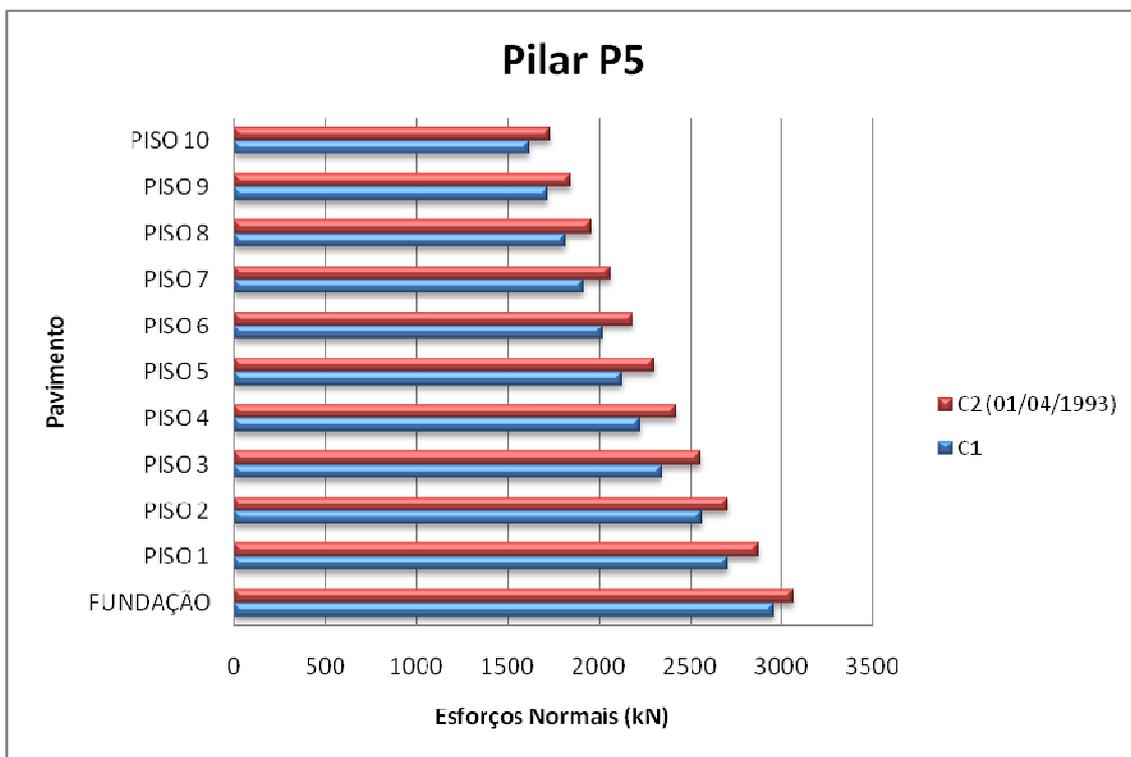


Figura 5.24 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1 e no cenário C2 (01/04/1993)

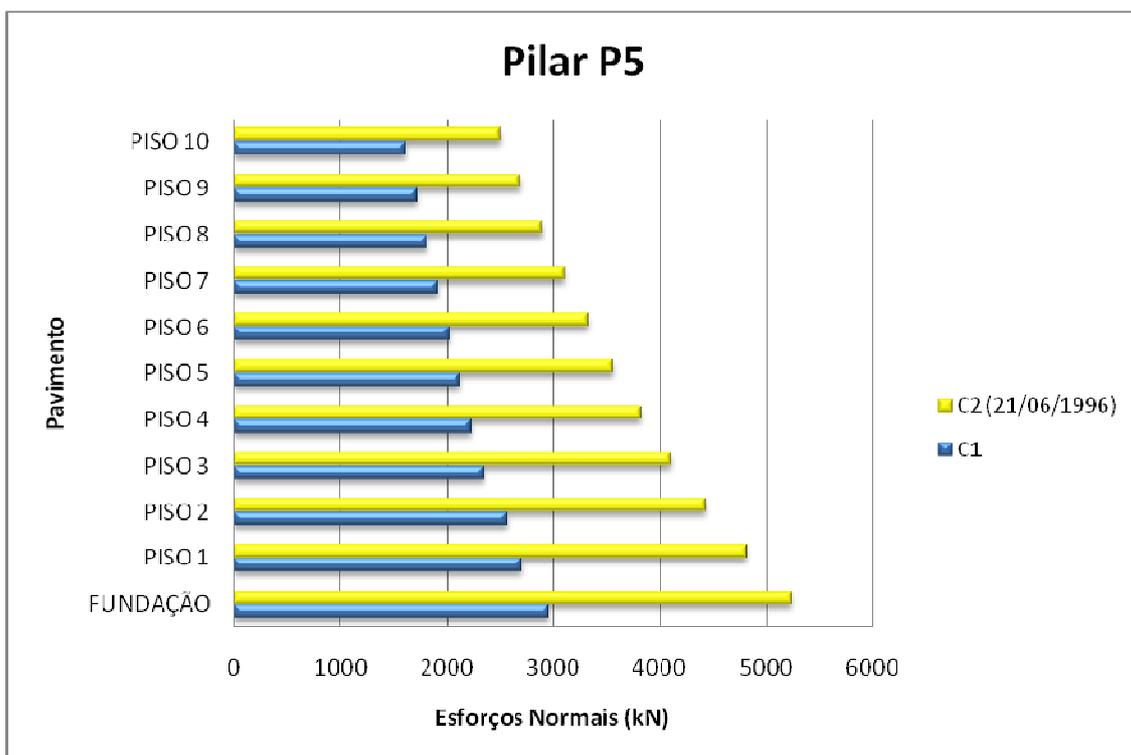


Figura 5.25 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1 e no cenário C2 (21/06/1996)

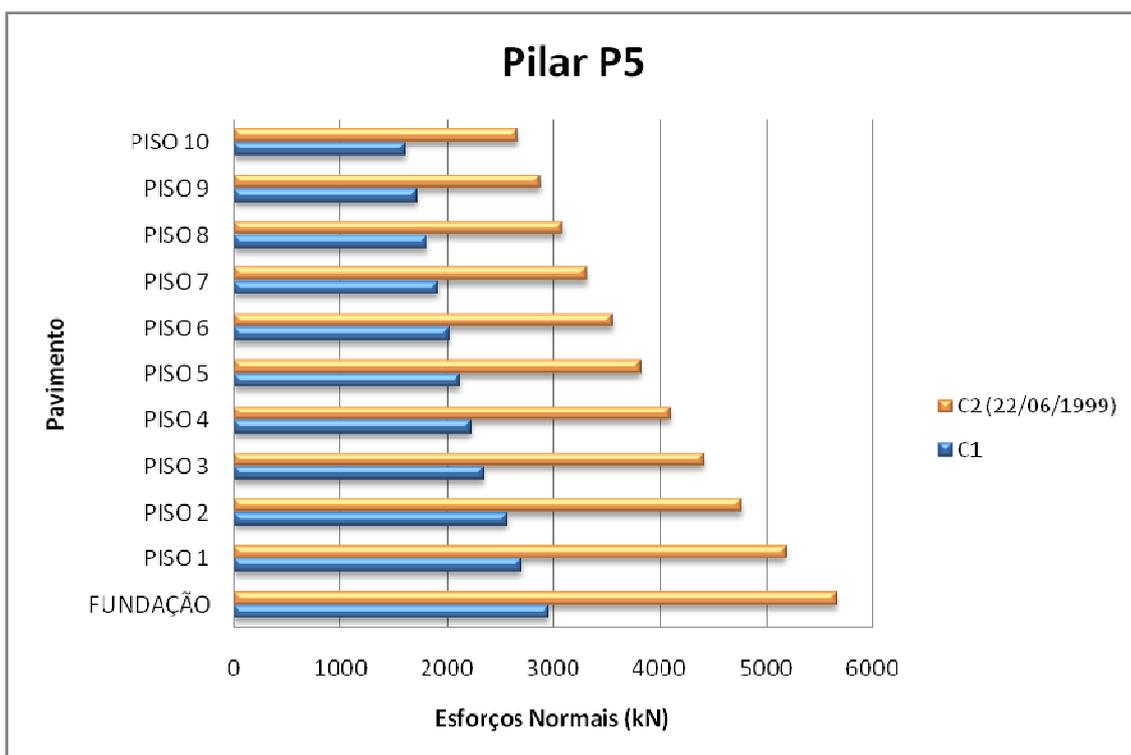


Figura 5.26 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1 e no cenário C2 (22/06/1999)

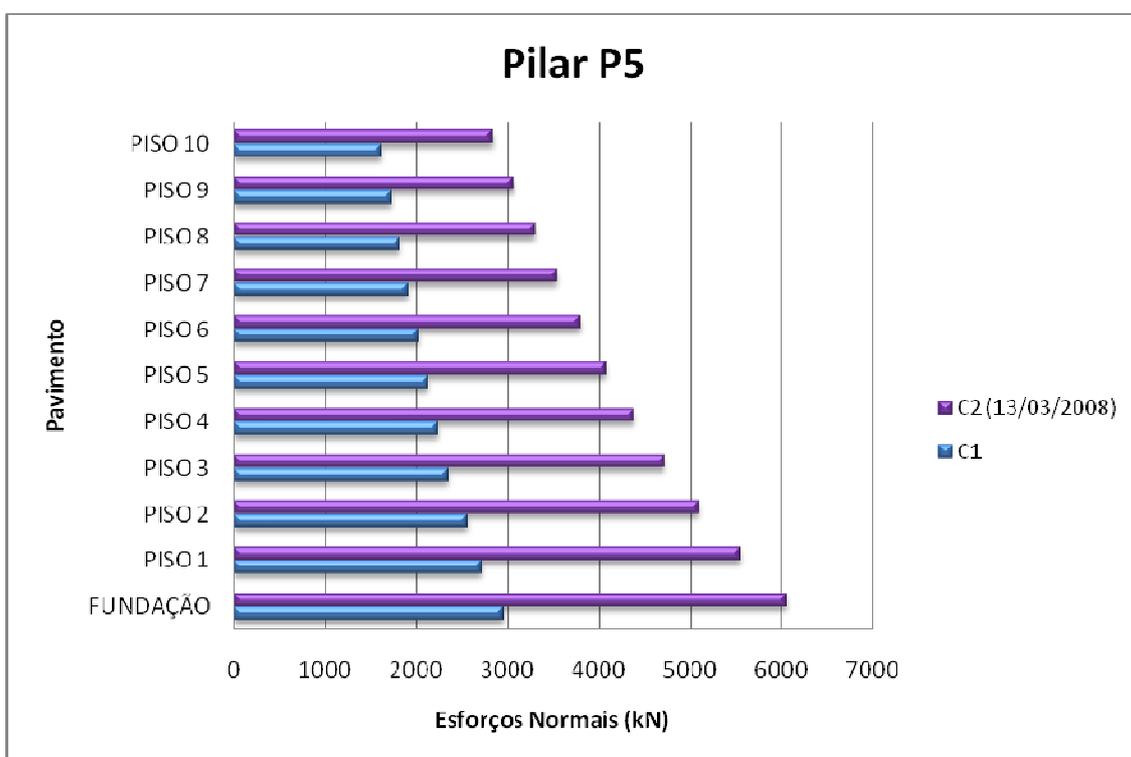


Figura 5.27 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1 e no cenário C2 (13/03/2008)

As Figuras 5.28 a 5.31 ilustram os resultados do pilar P18.

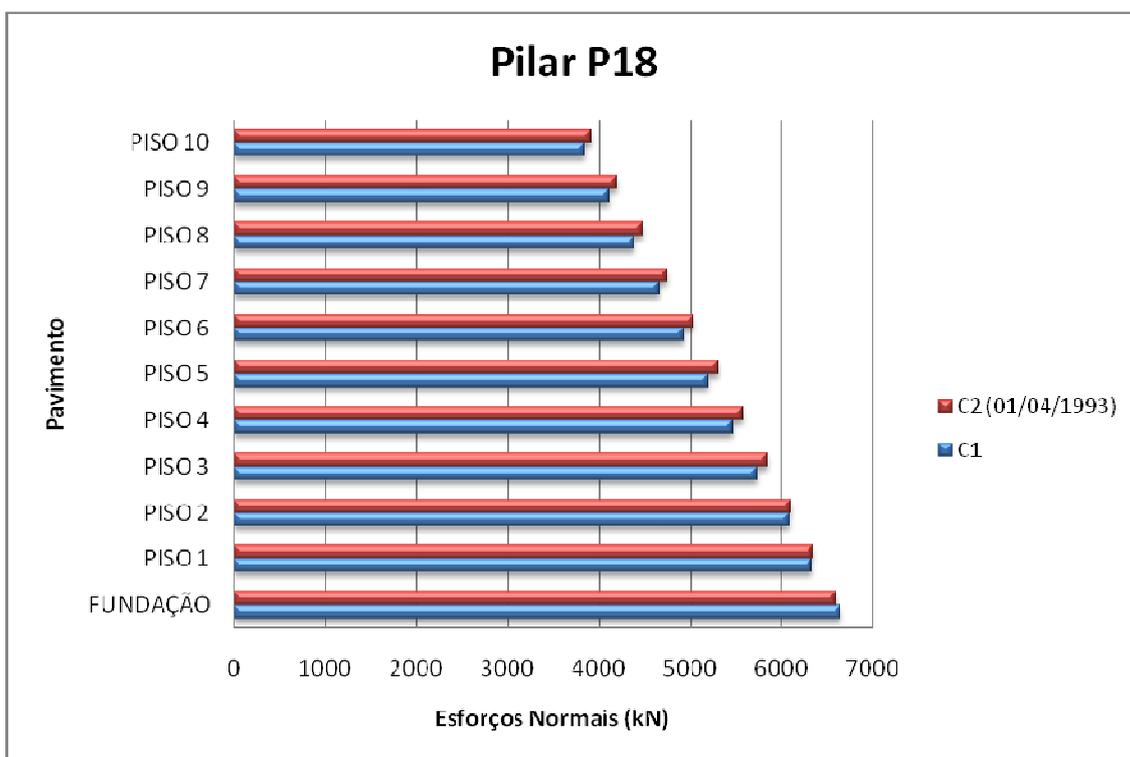


Figura 5.28 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1 e no cenário C2 (01/04/1993)

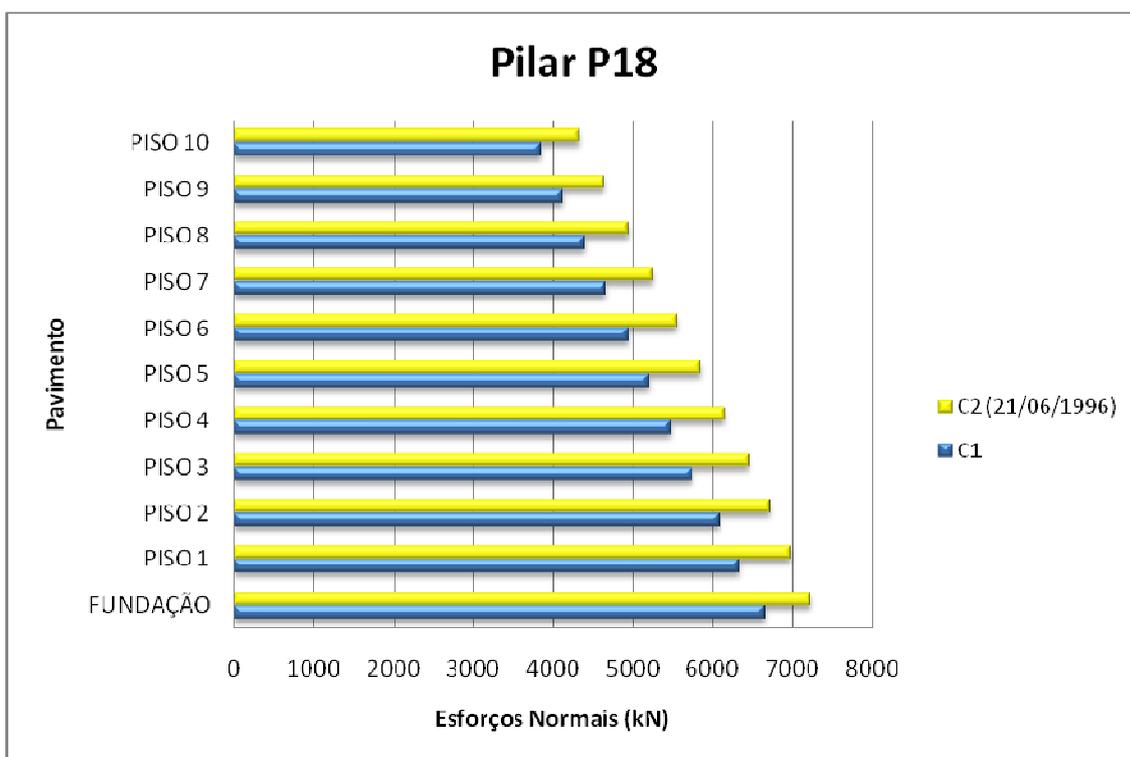


Figura 5.29 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1 e no cenário C2 (21/06/1996)

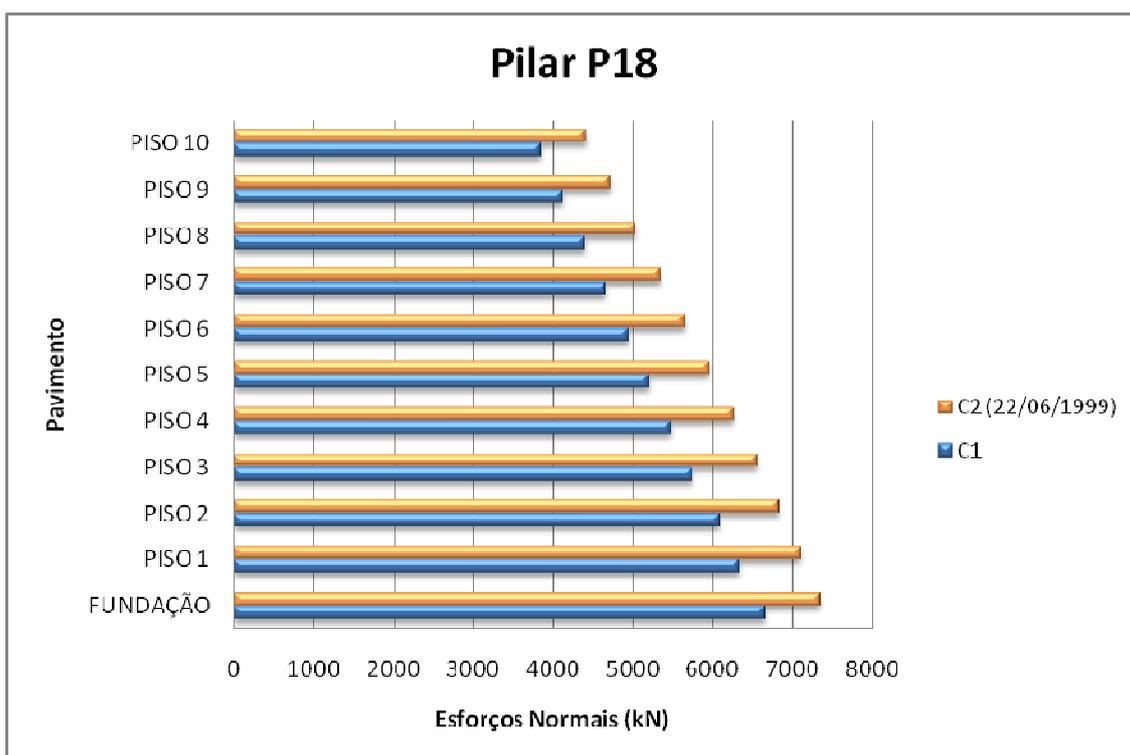


Figura 5.30 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1 e no cenário C2 (22/06/1999)

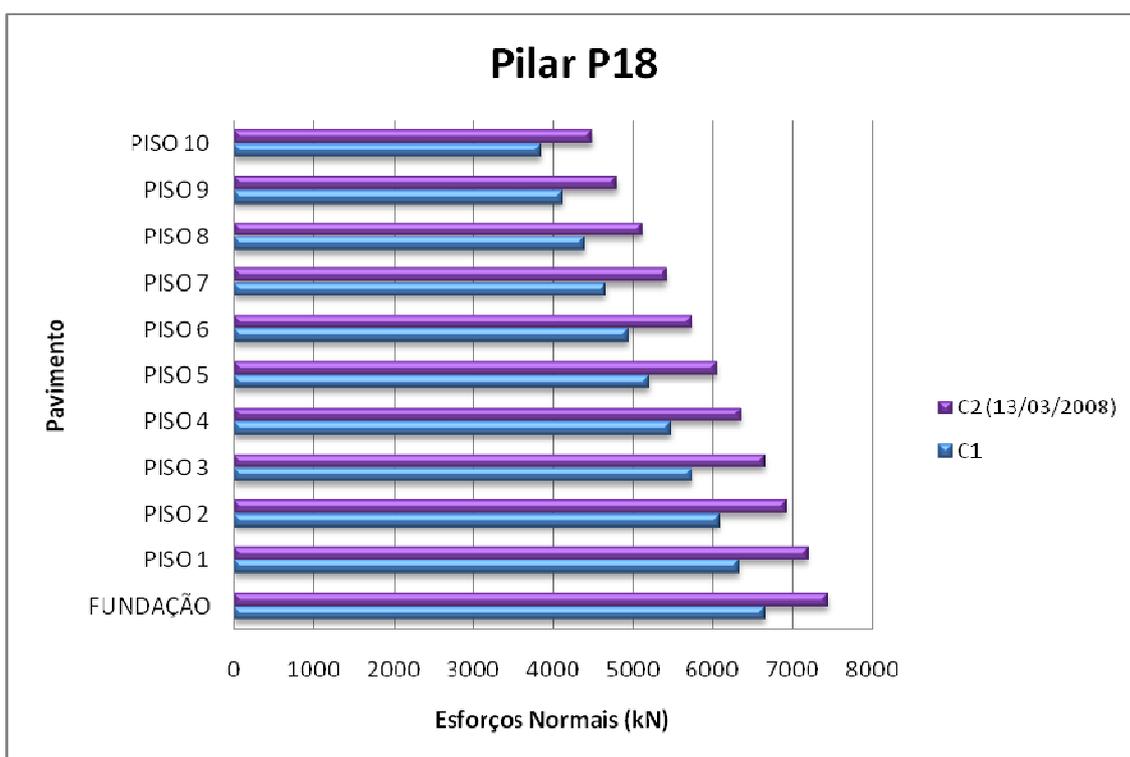


Figura 5.31 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1 e no cenário C2 (13/03/2008)

Os efeitos do acréscimo de cargas no pilar P5, devido à consideração do coeficiente de mola médio, resultaram em um incremento de mais de 100% da carga encontrada para

este pilar, quando do processamento do cenário C1. Contudo, em comparação com a carga do projeto original (7.927,00 kN) percebe-se que a resultante final, extraída do cenário C2 (13/03/2008) ainda é inferior à de projeto, comprovado pelo fato deste pilar não ter sofrido reforço até a presente data.

Como já foi dito, no cenário C2 foi considerado na base de todos os pilares um coeficiente médio de mola e feito um processamento para cada coeficiente. Após o processamento destas medições de recalques foram extraídos os dados de recalques encontrados a partir dos coeficientes médios de mola. As Figuras 5.32, 5.33, 5.34 e 5.35 apresentam estes resultados comparando os recalques calculados com os que foram medidos no edifício nas datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008.

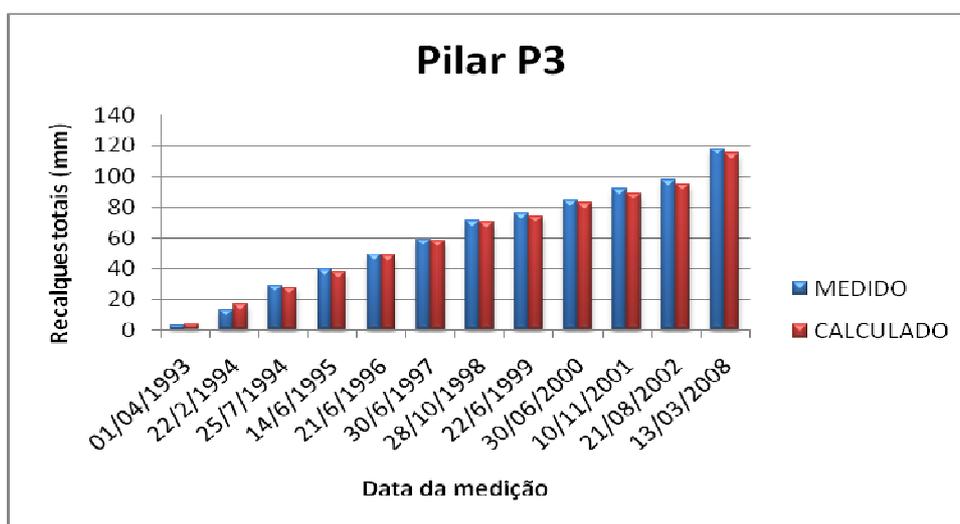


Figura 5.32 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P3 no cenário C2

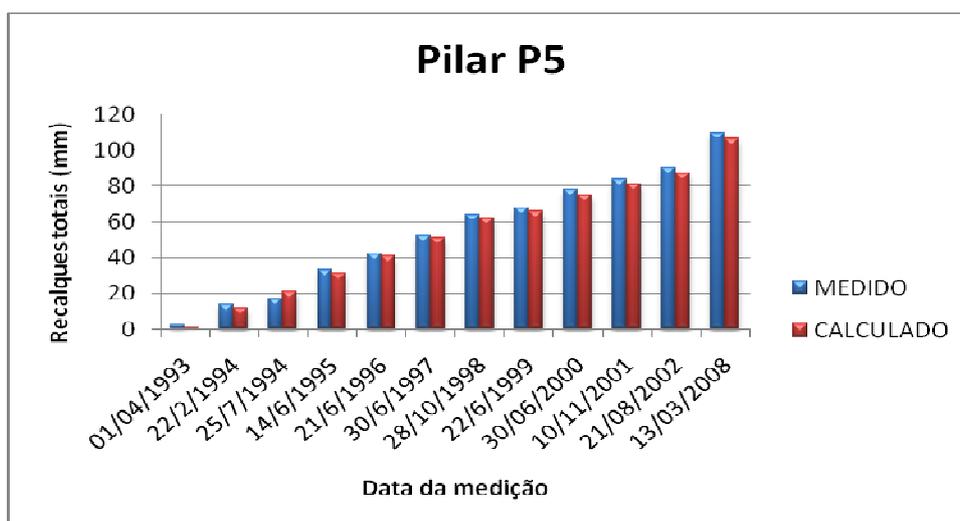


Figura 5.33 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P5 no cenário C2

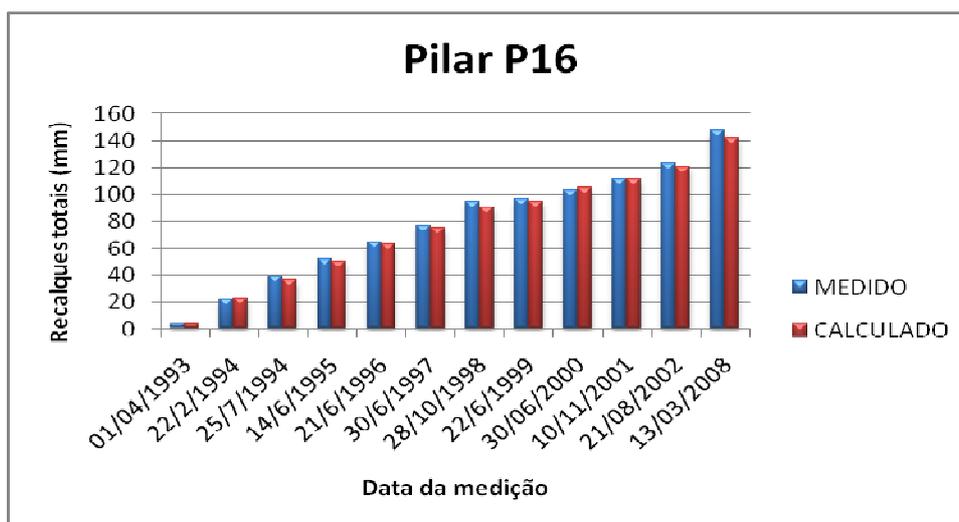


Figura 5.34 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P16 no cenário C2

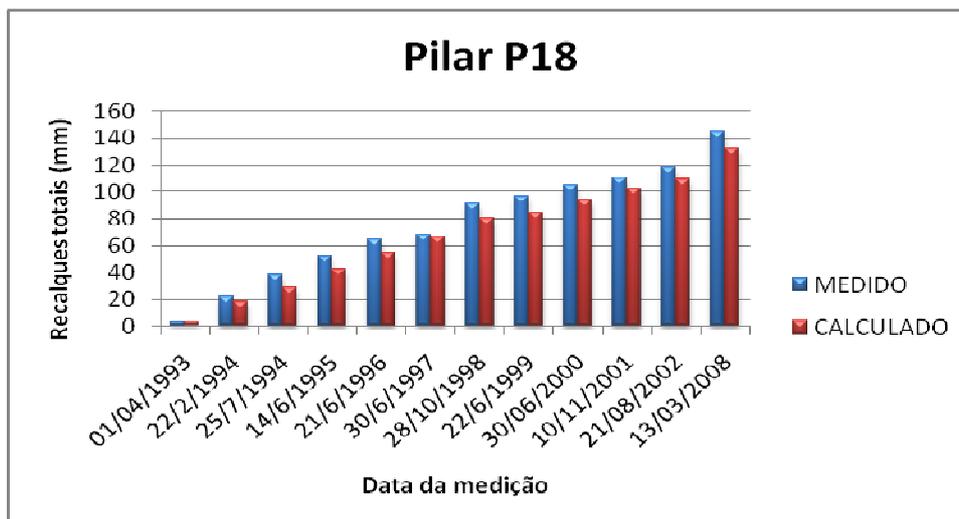


Figura 5.35 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P18 no cenário C2

Diante destes resultados percebe-se em todos os pilares analisados que os recalques calculados após a consideração de um coeficiente médio de mola, foram bastante próximos dos recalques medidos realmente, comprovando que a previsão de recalques no caso de edifícios de múltiplos andares aproxima mais o modelo computacional da realidade de obra.

Para complementar a análise deste cenário C2, foram escolhidas as vigas V7 e V12 do edifício para analisarmos os diagramas de momento fletor e esforço cortante apresentados pelas mesmas desde o Piso 1 até o Piso 10.

A Figura 5.36 mostra o trecho do pórtico espacial que contém os momentos fletores da viga V7 do processamento realizado no cenário C1.

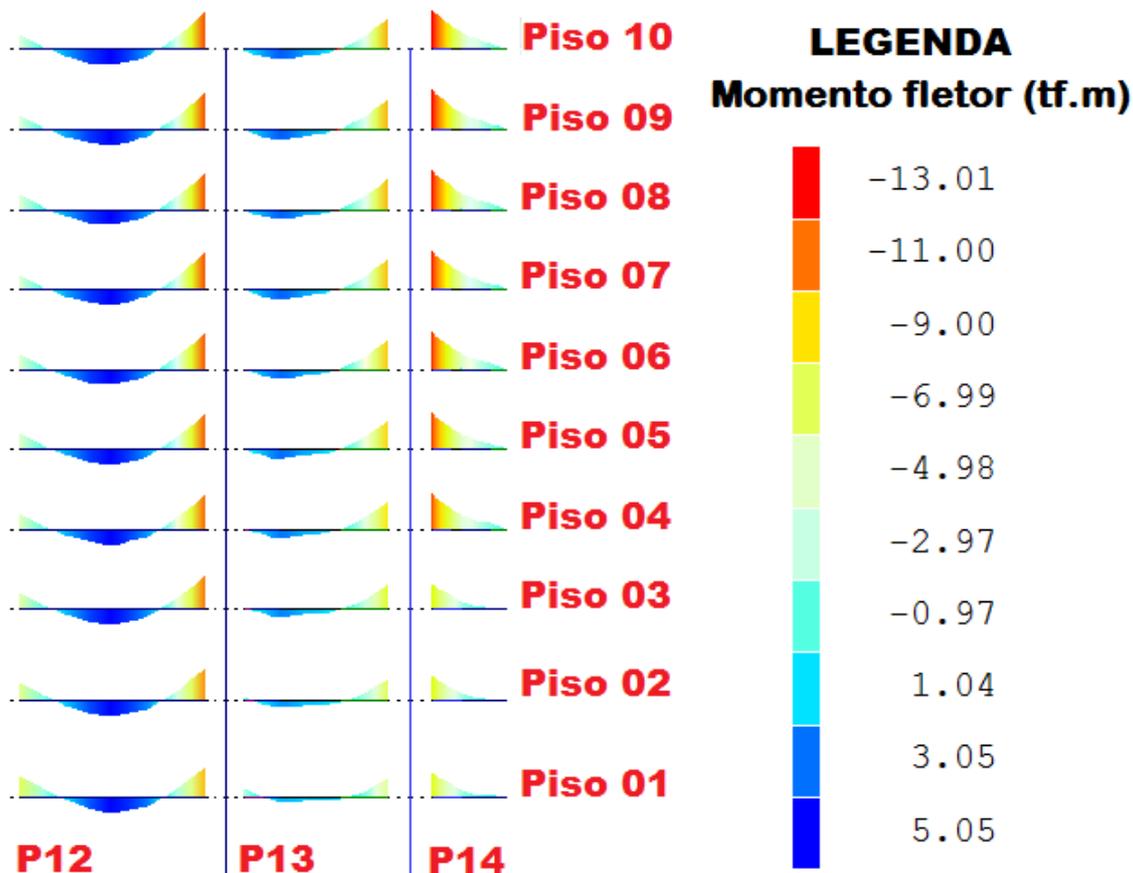


Figura 5.36 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C1

As unidades apresentadas nos diagramas são baseadas no sistema métrico, pois as listagens do software CAD-TQS não permitem a conversão para o sistema internacional.

A Figura 5.37 apresenta o mesmo trecho do pórtico espacial com a V7, desta vez mostrando os esforços cortantes da viga ao longo do pavimento.

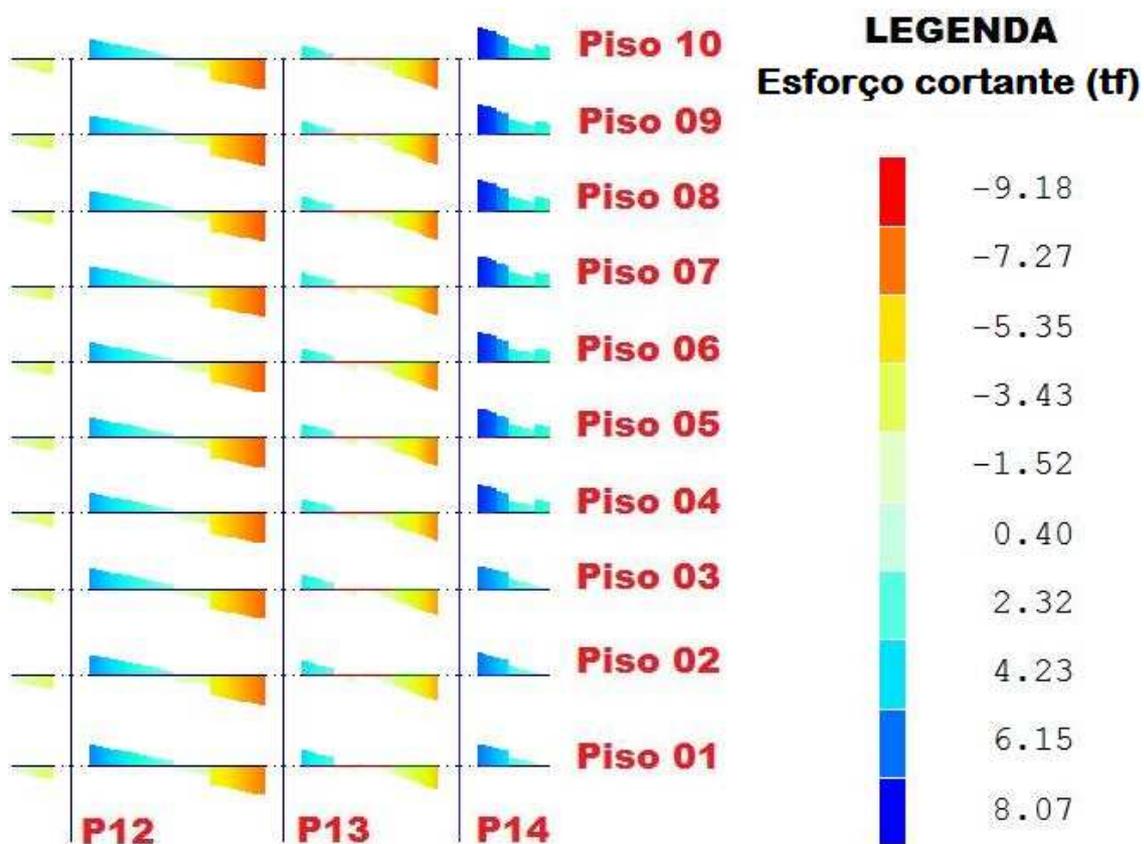


Figura 5.37 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C1

Os processamentos do cenário C2 serão mostrados visando à comparação com o cenário C1.

A Figura 5.38 apresenta o diagrama de momentos fletores para o cenário C2 com data de 01/04/1993.

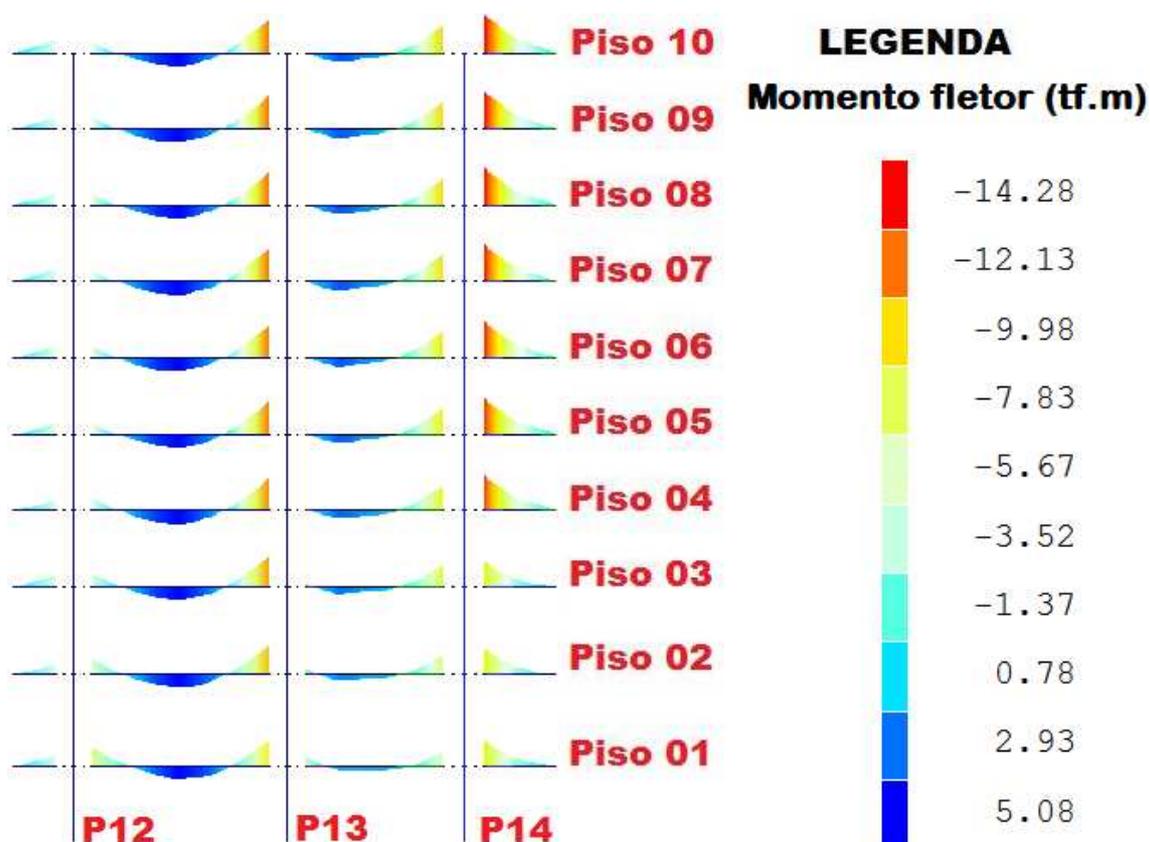


Figura 5.38 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C2 (01/04/1993)

Percebe-se que houve pouca variação dos momentos fletores em comparação com o cenário C1. O motivo para pouca diferença está no valor do coeficiente médio de mola que foi calculado com base em recalques pequenos, com valores que variam entre 0,80mm e 3,75mm.

A Figura 5.39 apresenta o diagrama de esforços cortantes para o cenário C2 com data de 01/04/1993.

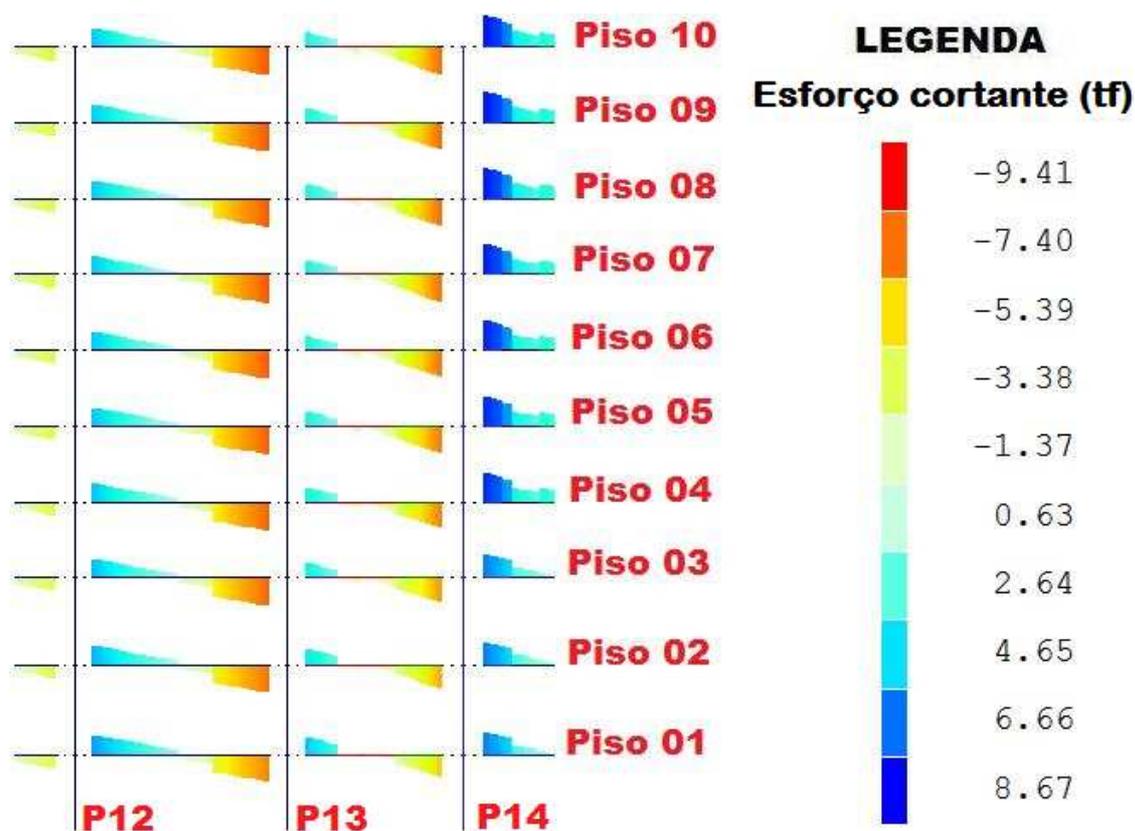


Figura 5.39 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C2 (01/04/1993)

Da mesma forma que os momentos fletores, os diagramas de esforços cortantes apresentados na Figura 5.39 divergem pouco dos diagramas do cenário C1.

Com os diagramas da Figura 5.40, onde são apresentados os momentos fletores da viga V7 no cenário C2 (21/06/1996), pode-se notar que a amplitude dos esforços aumentou devido ao acréscimo dos valores de recalques. A Figura 5.41 mostra este mesmo efeito, agora com os esforços cortantes da viga V7 no cenário C2 (21/06/1996).

O maior momento fletor negativo que no cenário C2 (01/04/1993) apresentava um intervalo de 5,08 t.m até -14,28 t.m, possui no C2 (21/06/1996) um intervalo variando entre 12,54 t.m a -20,99 t.m. Percebe-se que o momento fletor positivo já é mais que o dobro do cenário anterior, resultado do incremento dos recalques sofridos pelo edifício.

Os esforços cortantes tiveram pouco incremento em seus valores demonstrando que os mesmos não foram muito afetados pelos efeitos dos recalques até a medição do dia 21/06/1996.

As Figuras 5.42, 5.43 apresentam os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes do cenário C2 (22/06/1999).

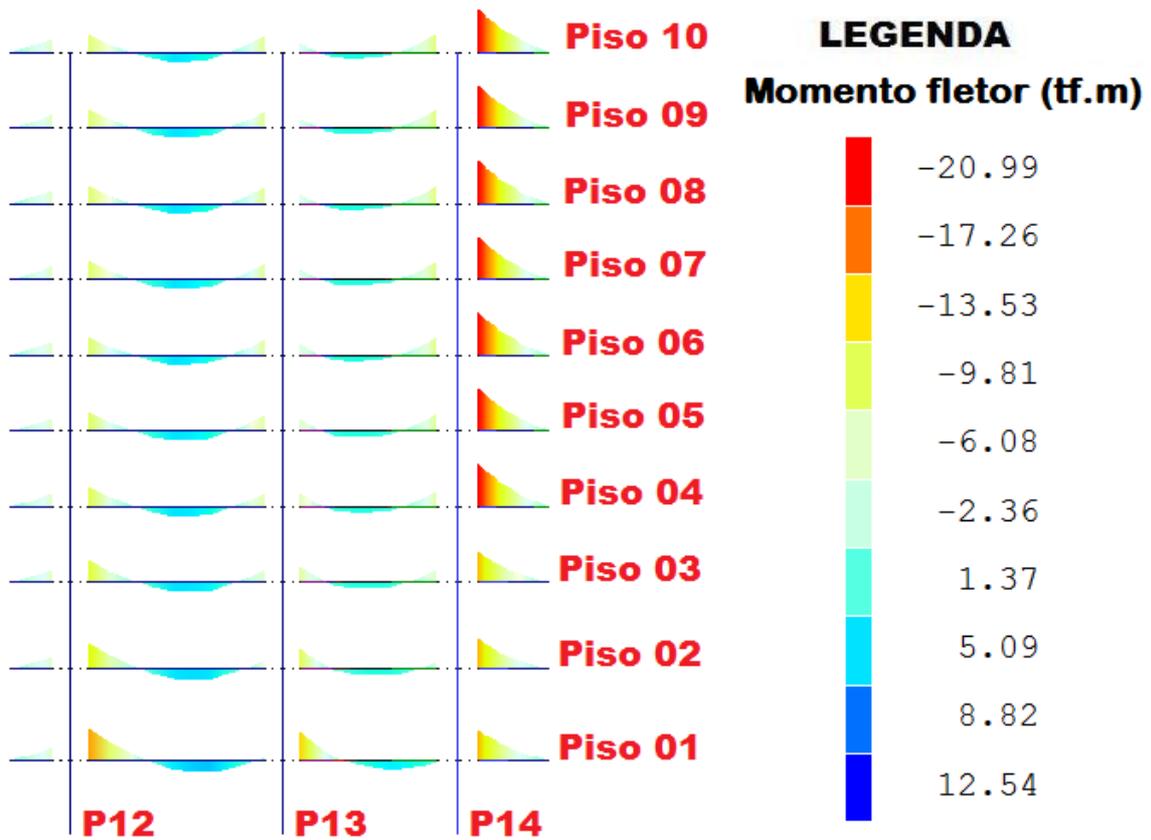


Figura 5.40 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C2 (21/06/1996)

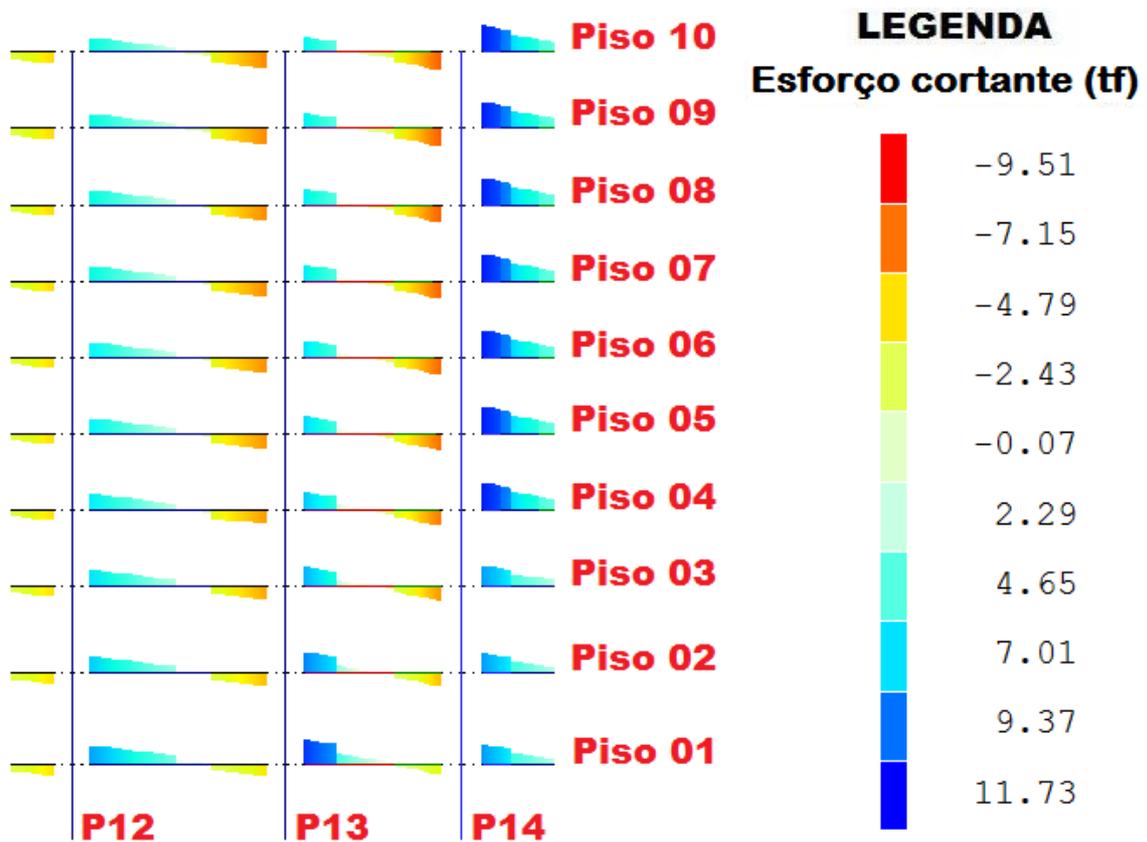


Figura 5.41 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C2 (21/06/1996)

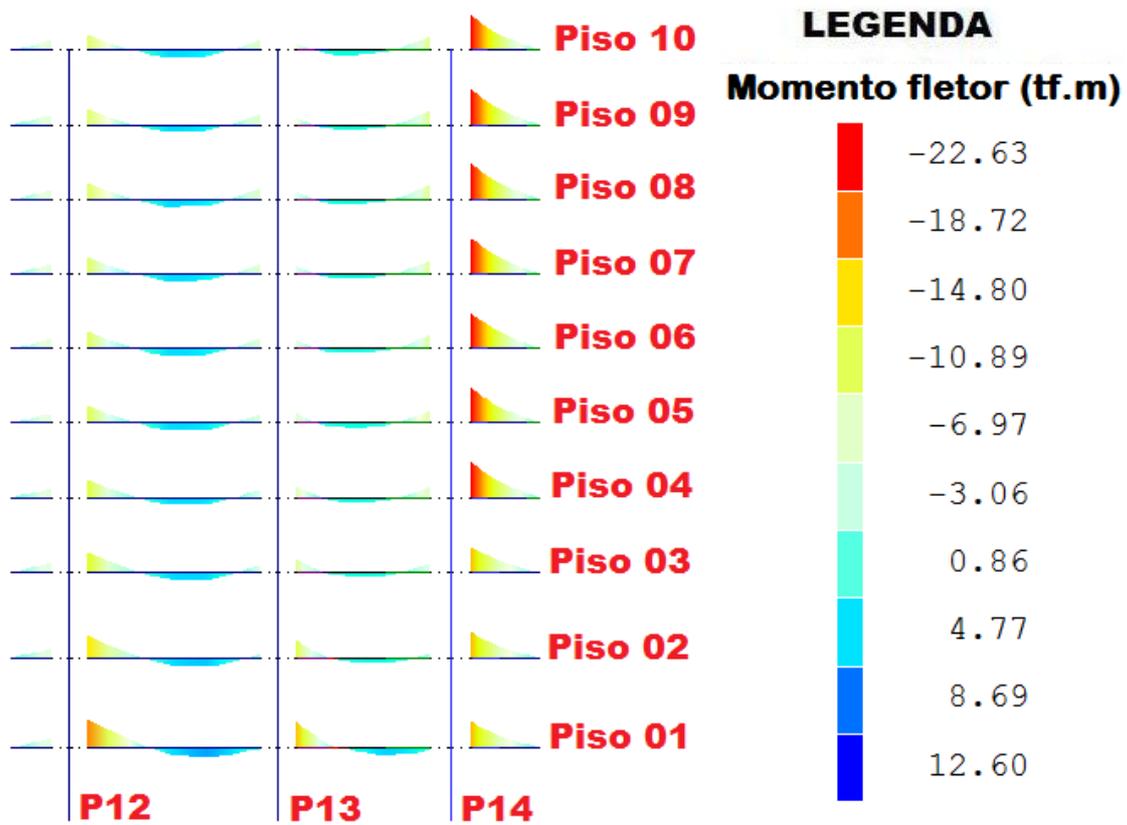


Figura 5.42 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C2 (22/06/1999)

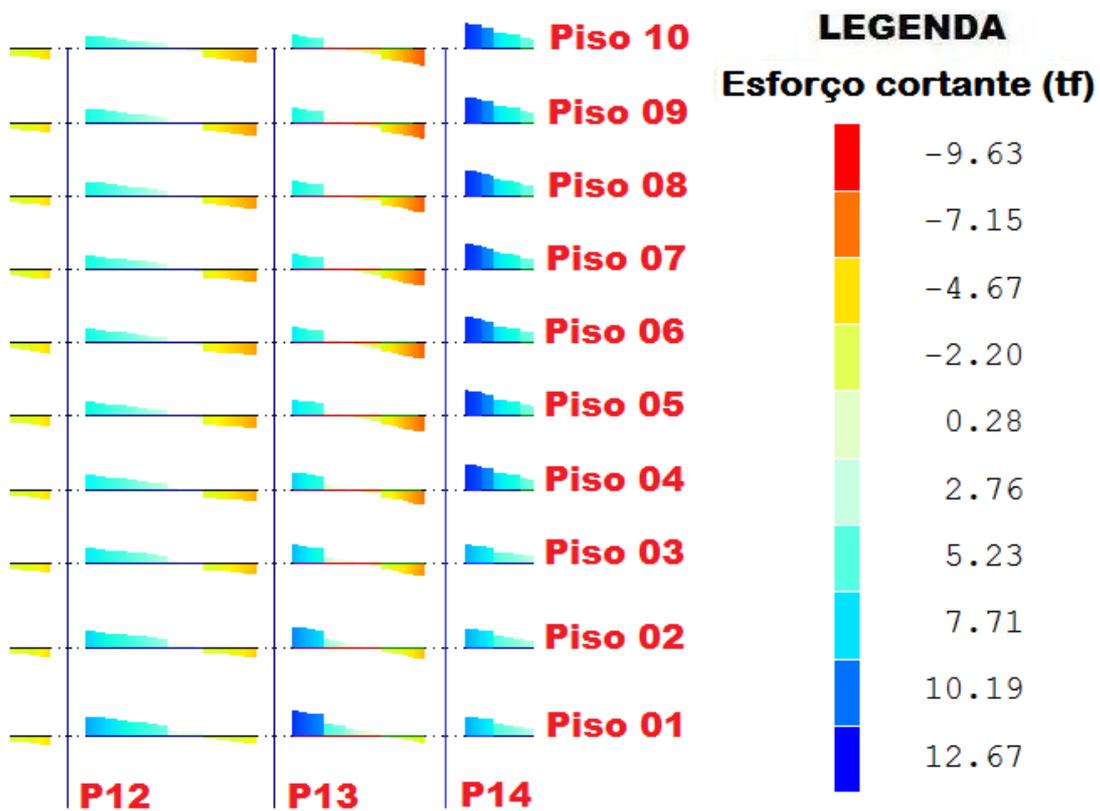


Figura 5.43 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C2 (22/06/1999)

As Figuras 5.44, 5.45 apresentam os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes do cenário C2 (13/03/2008).

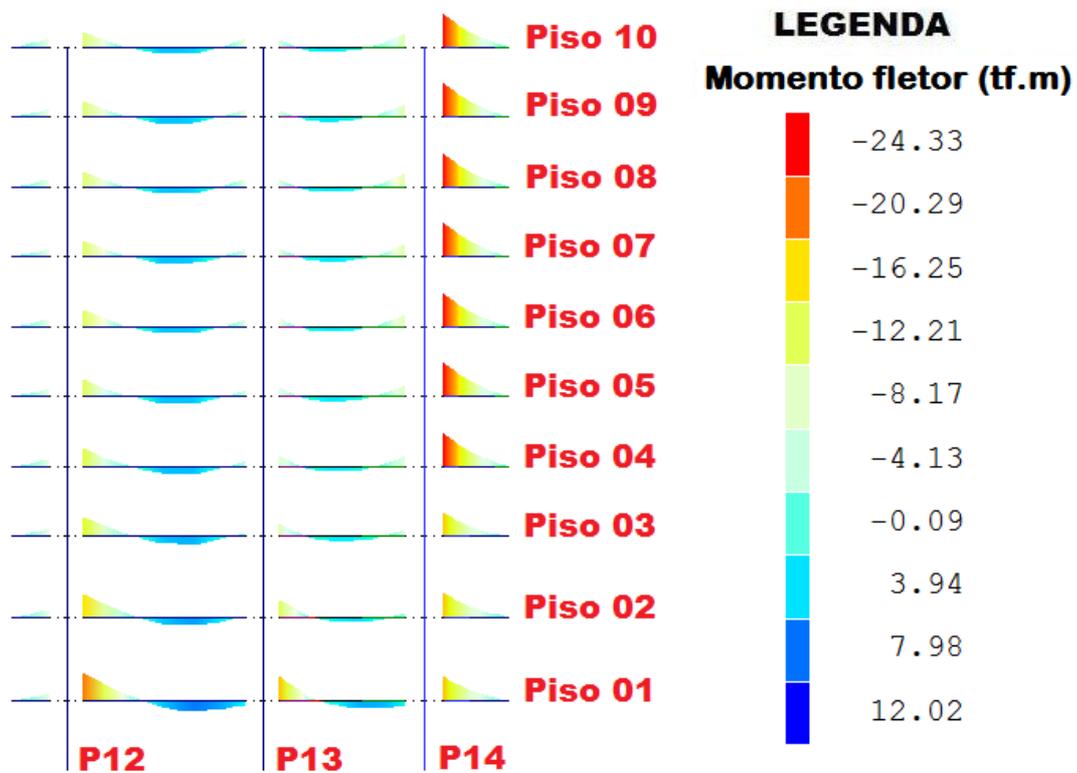


Figura 5.44 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C2 (13/03/2008)

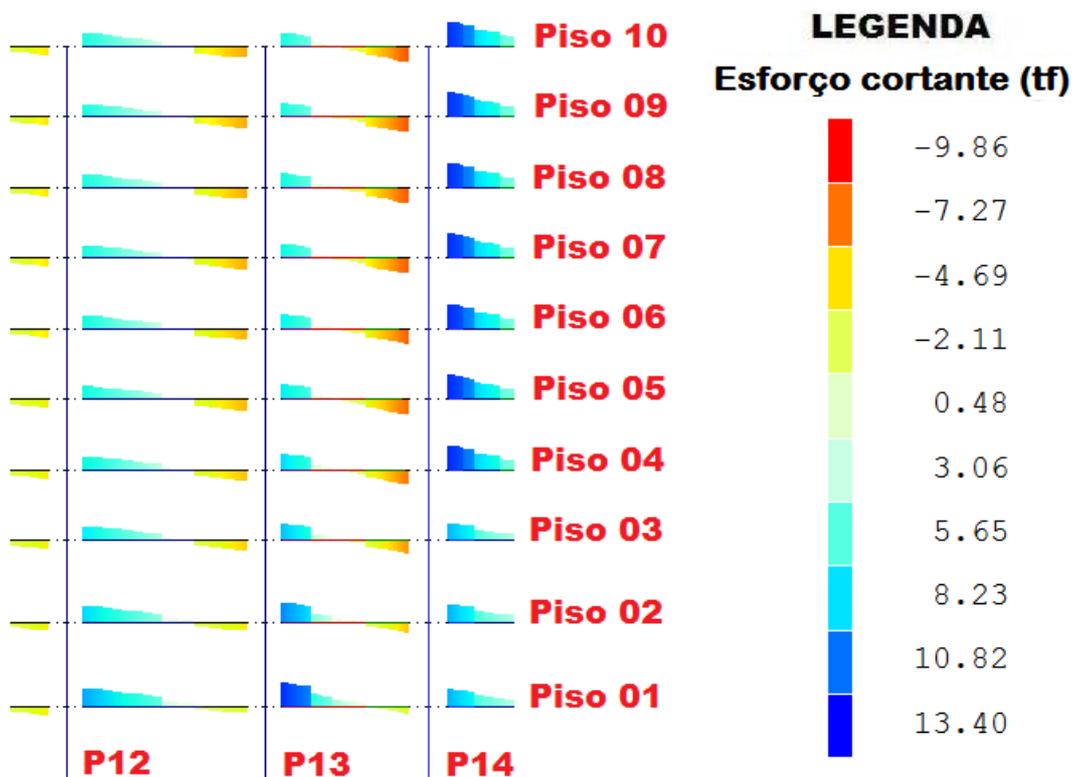


Figura 5.45 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C2 (13/03/2008)

As Figuras 5.46 a 5.47 mostram os diagramas da viga V12 para os cenários C1, C2 (01/04/1993), C2 (21/06/1996), C2 (22/06/1999) e C2 (13/03/2008).

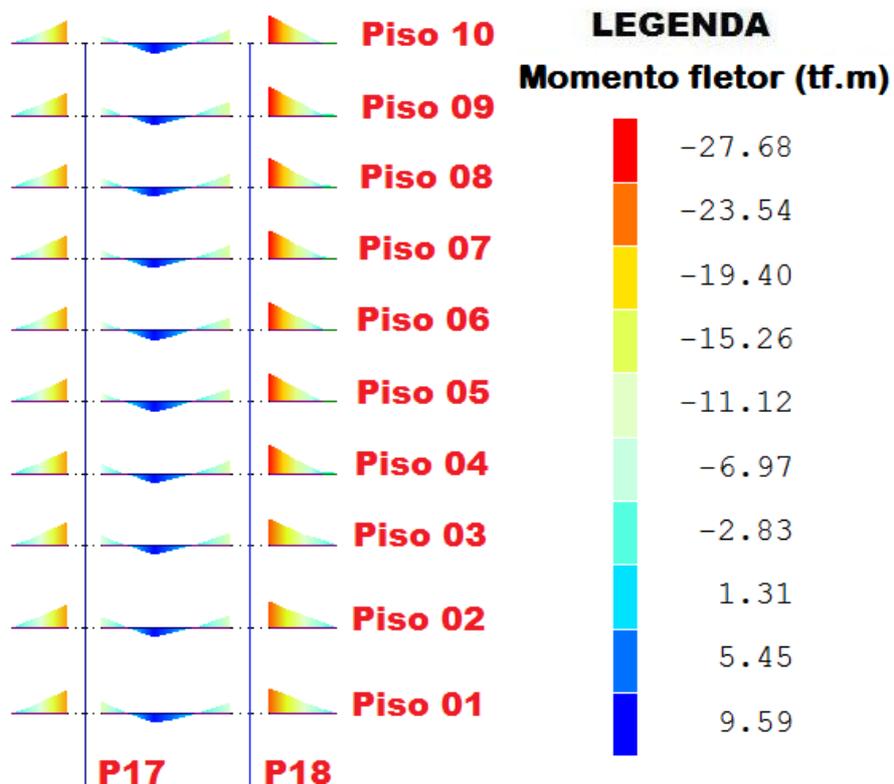


Figura 5.46 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C1

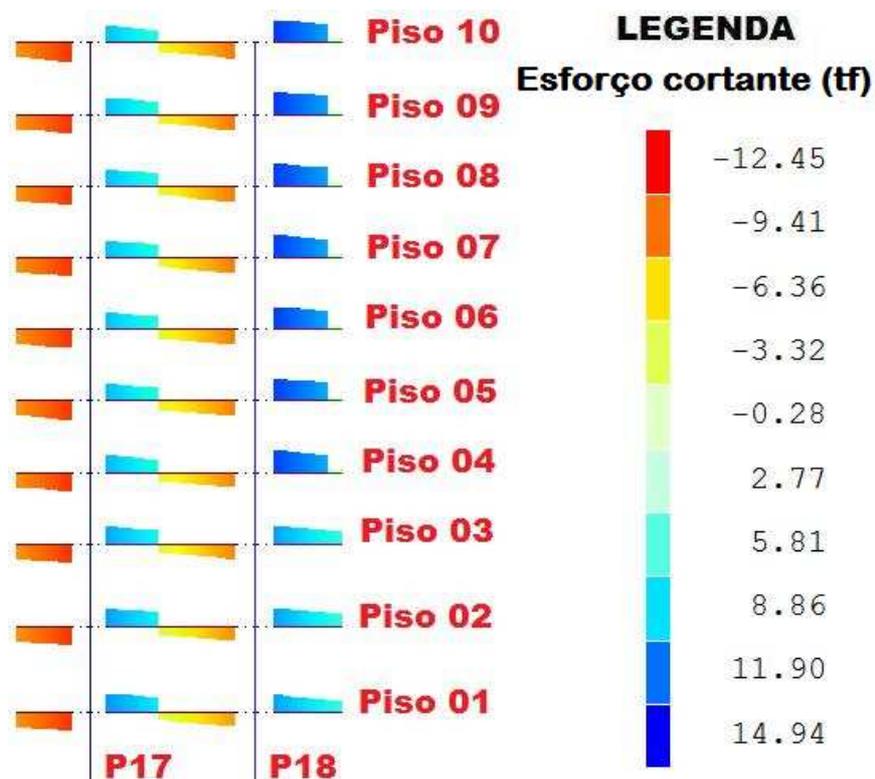


Figura 5.47 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C1

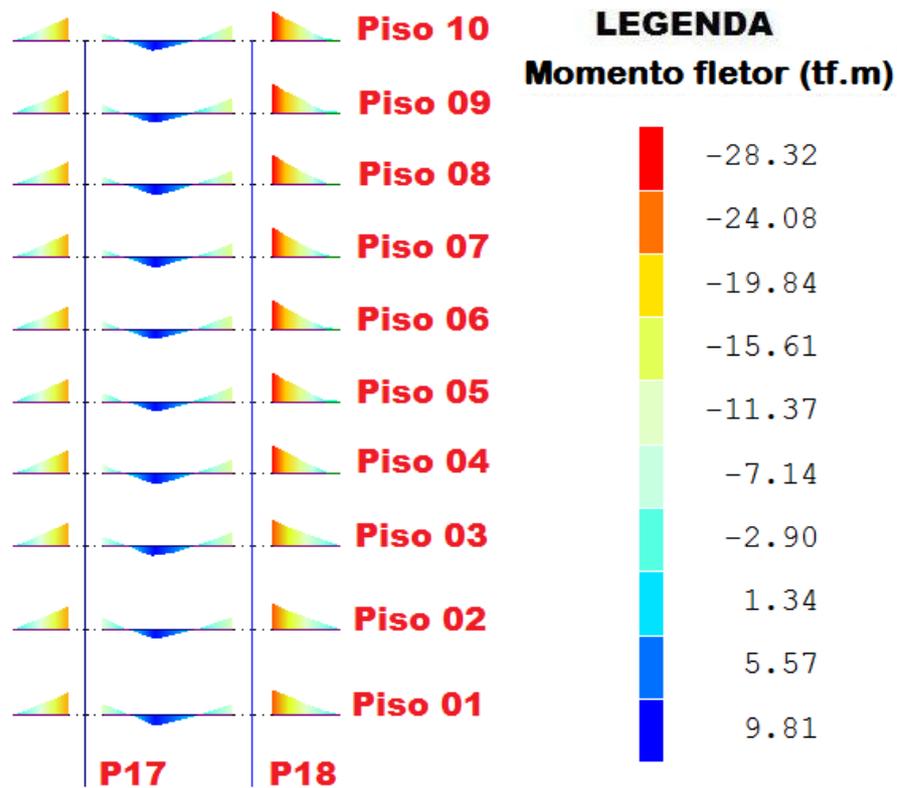


Figura 5.48 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C2 (01/04/1993)

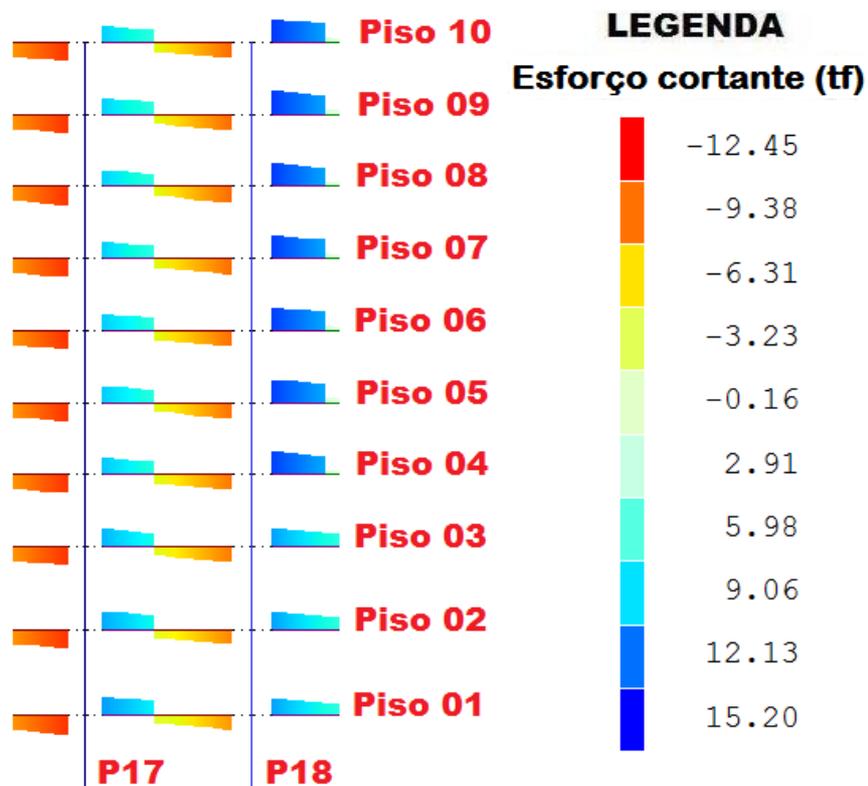


Figura 5.49 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C2 (01/04/1993)

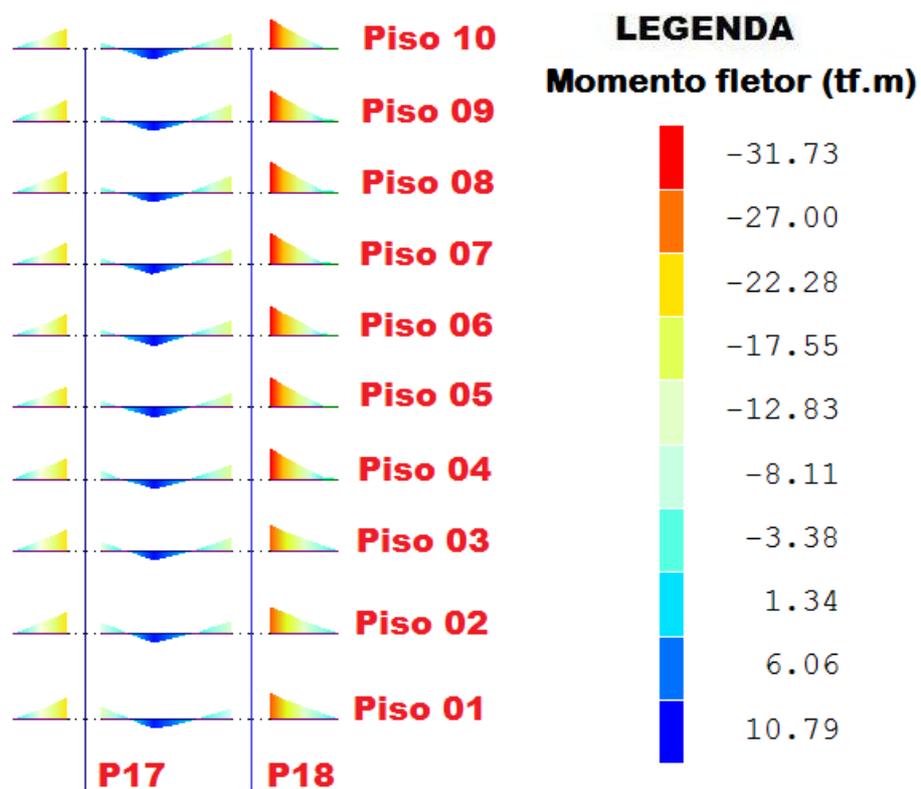


Figura 5.50 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C2 (21/06/1996)

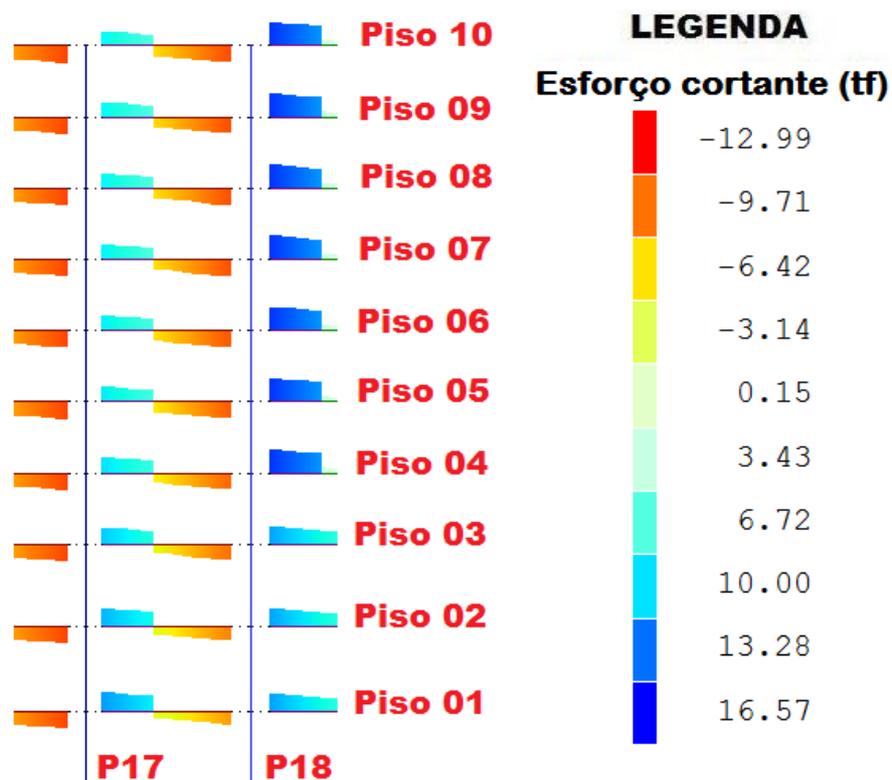


Figura 5.51 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C2 (21/06/1996)

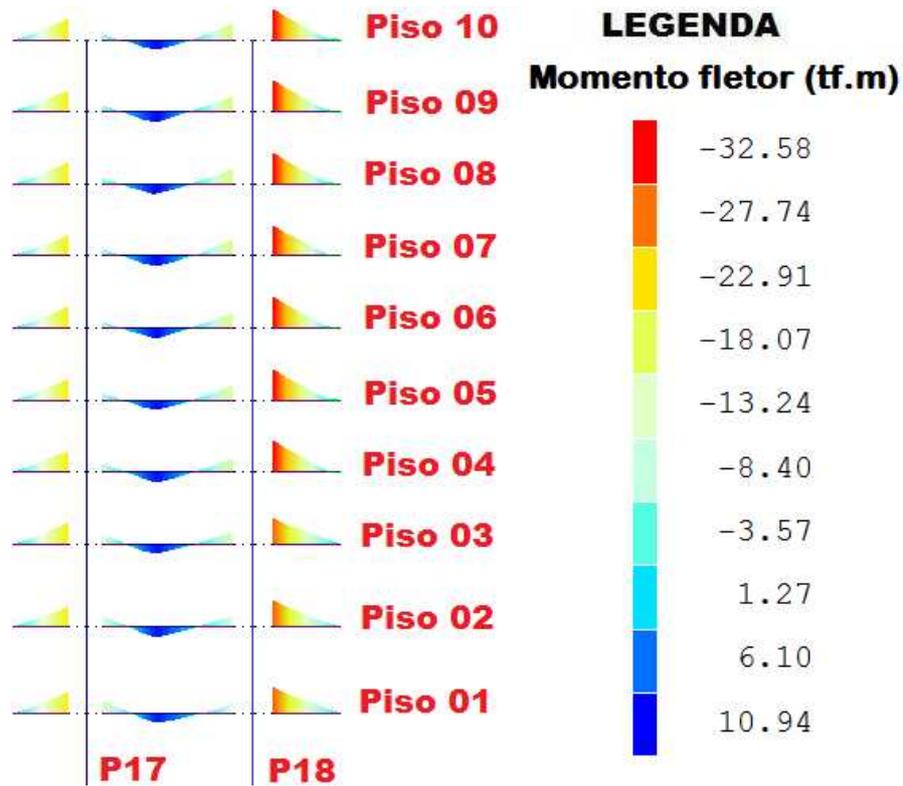


Figura 5.52 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C2 (22/06/1999)

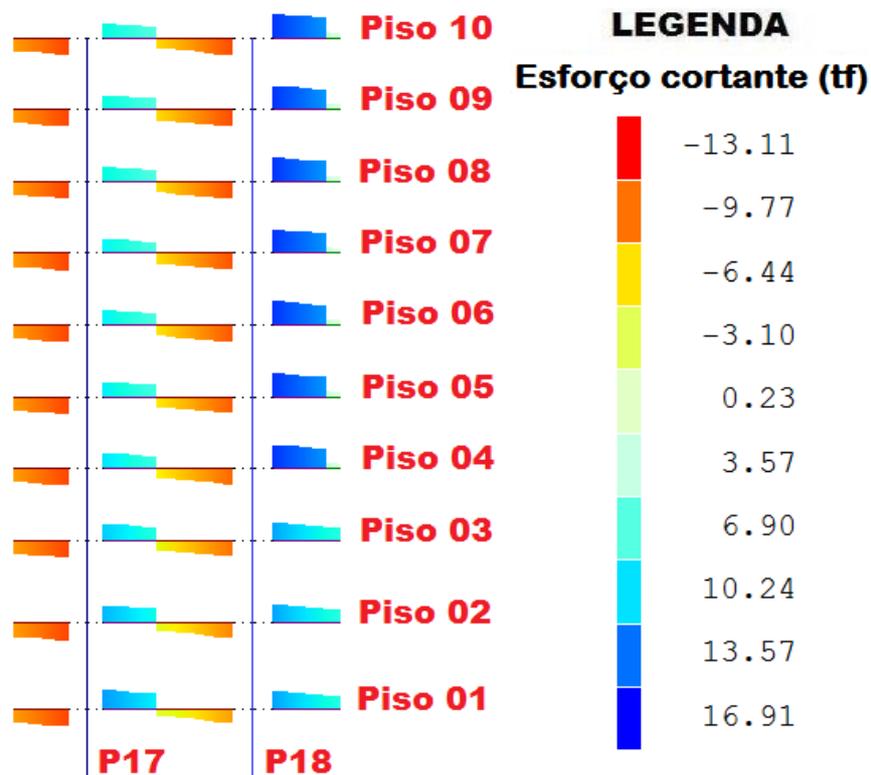


Figura 5.53 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C2 (22/06/1999)

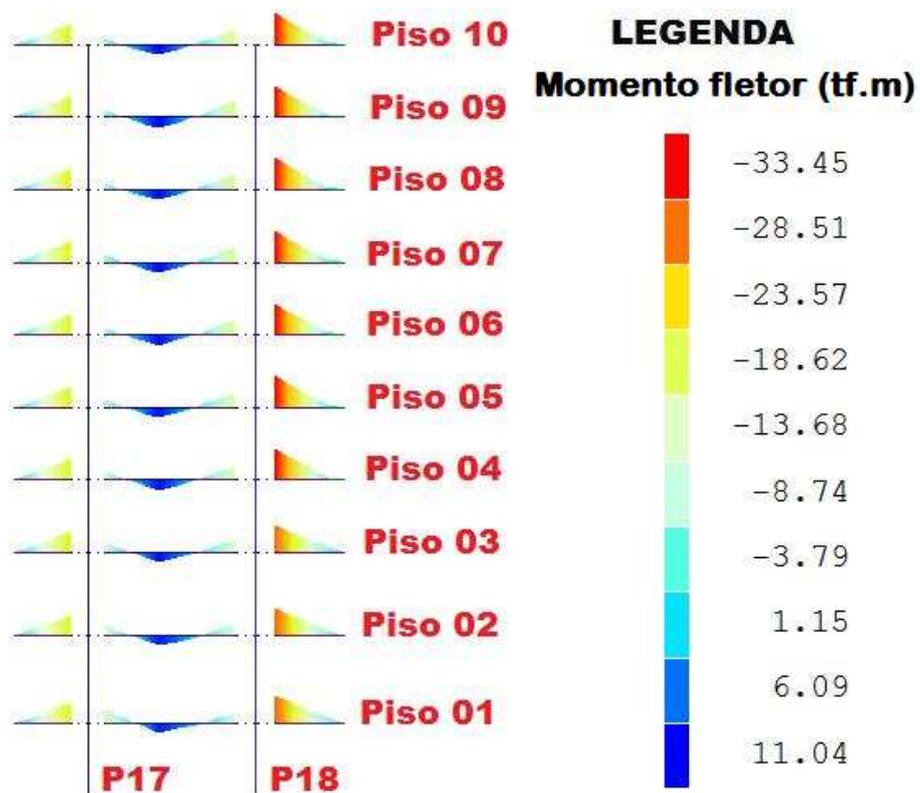


Figura 5.54 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C2 (13/03/2008)

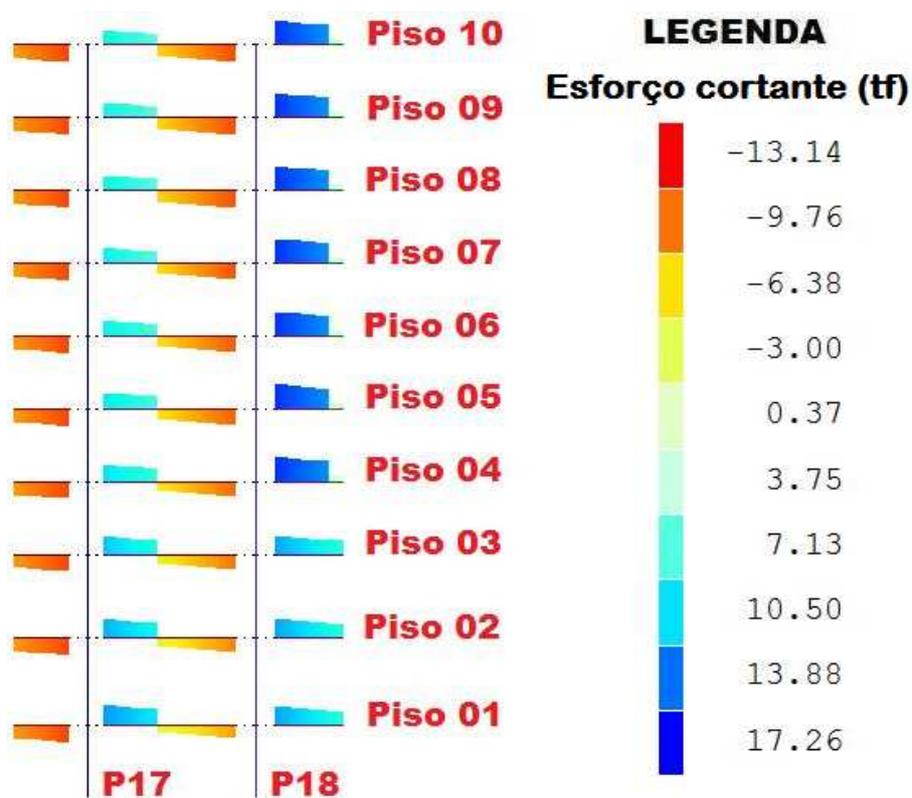


Figura 5.55 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C2 (13/03/2008)

Um aspecto importante a ser destacado, mostrado pelos diagramas anteriores nas duas vigas (V7 e V12) é que tanto os momentos fletores quanto os esforços cortantes se mantêm em valores bastante aproximados (quase constantes), do piso 04 em diante, demonstrando que os efeitos dos recalques são maiores nos pisos inferiores.

Outro ponto que se percebe é que a amplitude dos momentos fletores é mais acentuada na viga V7 do que na V12. Isto ocorre porque a deformada do pórtico que contém a V7 apresenta um recalque diferencial entre os pilares extremos, maior (Figura 5.56) do que o pórtico que contém a V12 (Figura 5.57), principalmente no cenário C2 (13/03/2008).

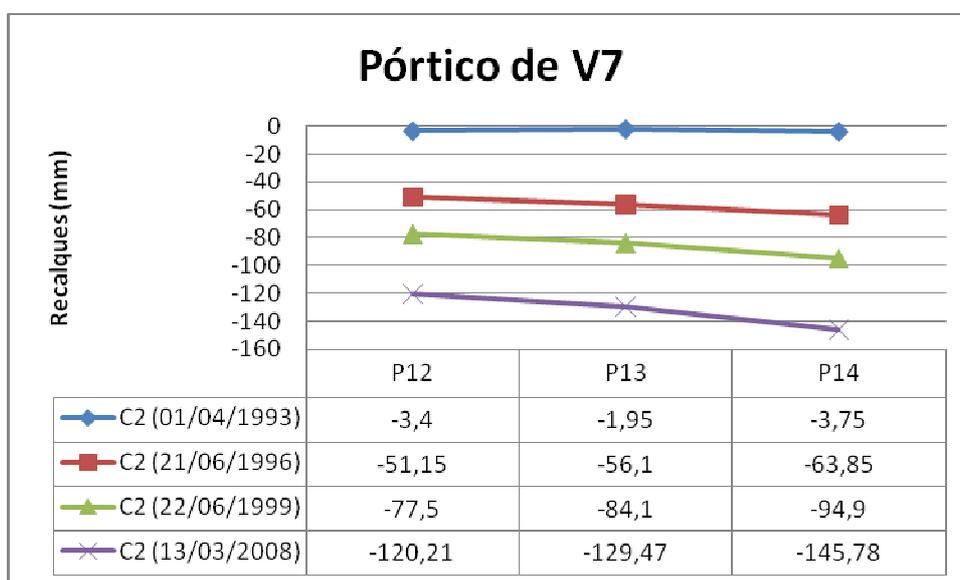


Figura 5.56 – Deformada do pórtico que contém a V7

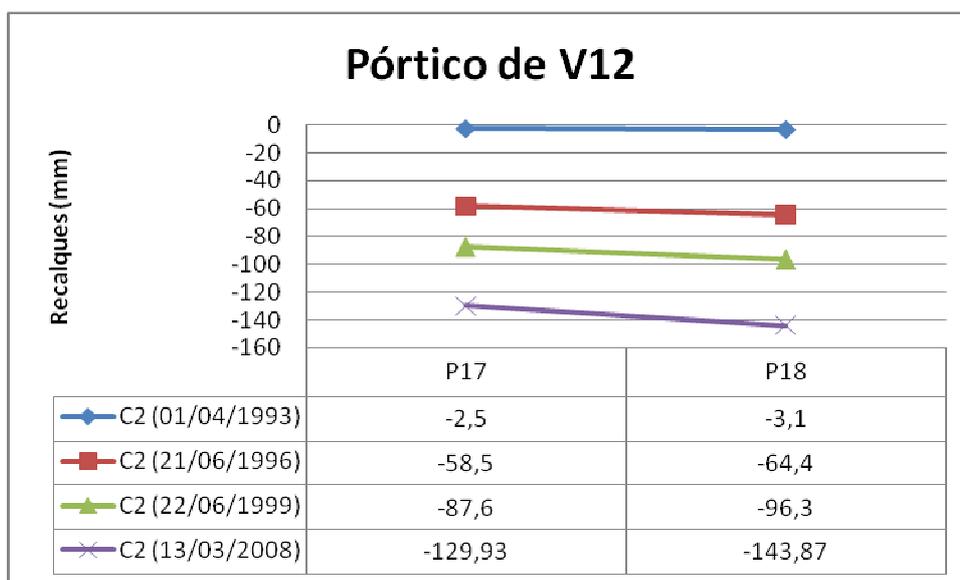


Figura 5.57 – Deformada do pórtico que contém a V12

Fazendo uma análise do que foi mostrado no cenário C2, percebe-se que a consideração do efeito dos recalques, interfere significativamente no dimensionamento das vigas dos pilares e das fundações das estruturas.

A análise deste edifício aponta para a real necessidade de se realizar projetos levando em conta os efeitos da ISE, pois do contrário pode-se incorrer em erros de dimensionamento e detalhamento de estruturas que terminem em patologias muito mais graves das que foram apresentadas neste estudo.

5.1.3 Cenário 3 (C3)

Para o cenário C3, foram utilizados os mesmos critérios e indicadores do cenário C1 e C2, aplicados em uma estrutura igual à do C1, porém sem qualquer carregamento vertical (estrutura descarregada).

A apresentação destes indicadores (Figuras 5.58, 5.59, 5.50 e 5.61) neste cenário (C3) não implica em comprovar que os resultados apresentados dentro ou fora da norma questionam o dimensionamento e detalhamento da estrutura original. O intuito de se mostrar estes resultados é fazer uma análise dos efeitos dos recalques medidos.

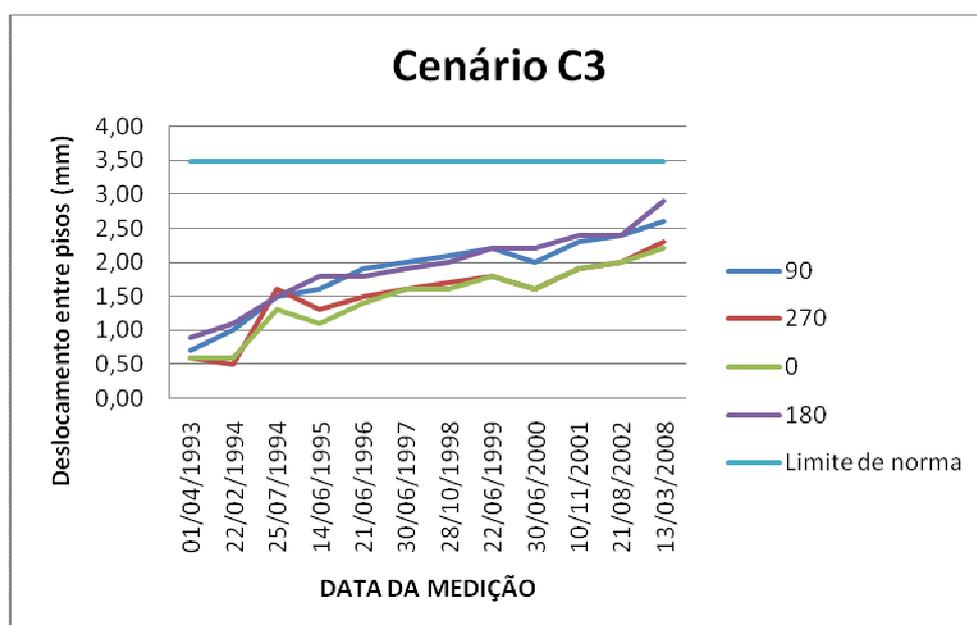


Figura 5.58 – Deslocamentos entre pisos das medições no Cenário C3

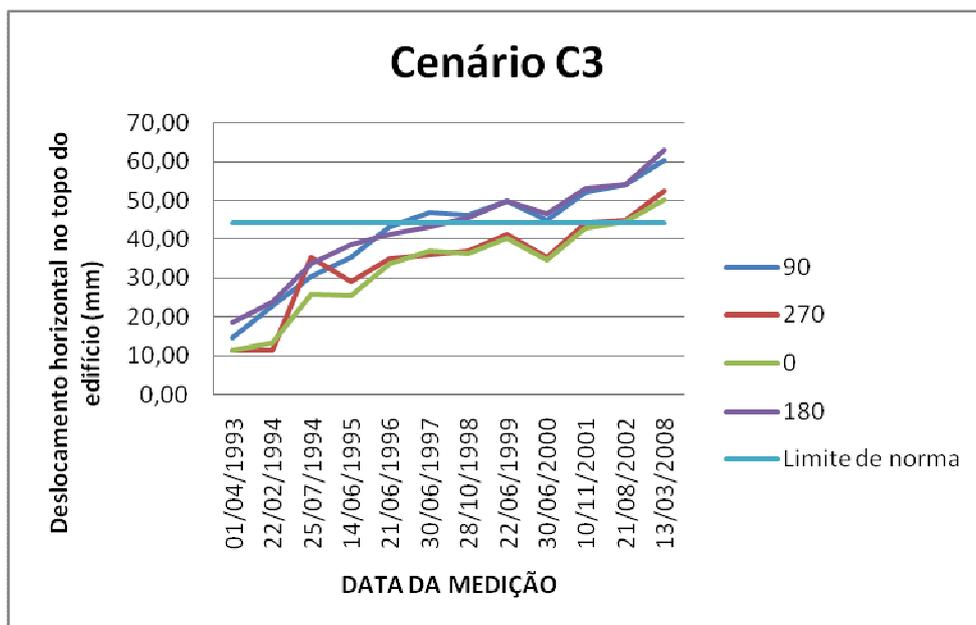


Figura 5.59 – Deslocamentos horizontais no topo do edifício das medições no Cenário C3

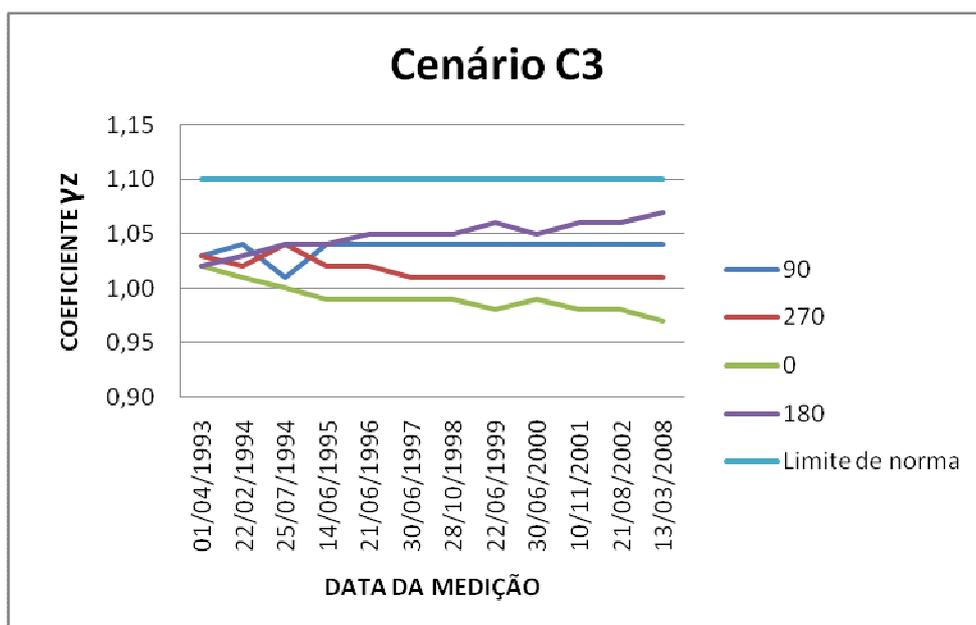


Figura 5.60 – Coeficientes γ_z das medições no Cenário C3

O limite do coeficiente γ_z , 1,10, adotado pela norma NBR-6118, refere-se a estruturas consideradas de nós fixos, podendo este coeficiente ser usado, com uma aproximação aceitável, para simular os esforços de 2ª ordem até um limite de 1,30, além do que a consideração das aproximações feitas por este coeficiente perde sua precisão, necessitando de se calcular estes esforços através do Processo P Δ , não apresentado aqui.

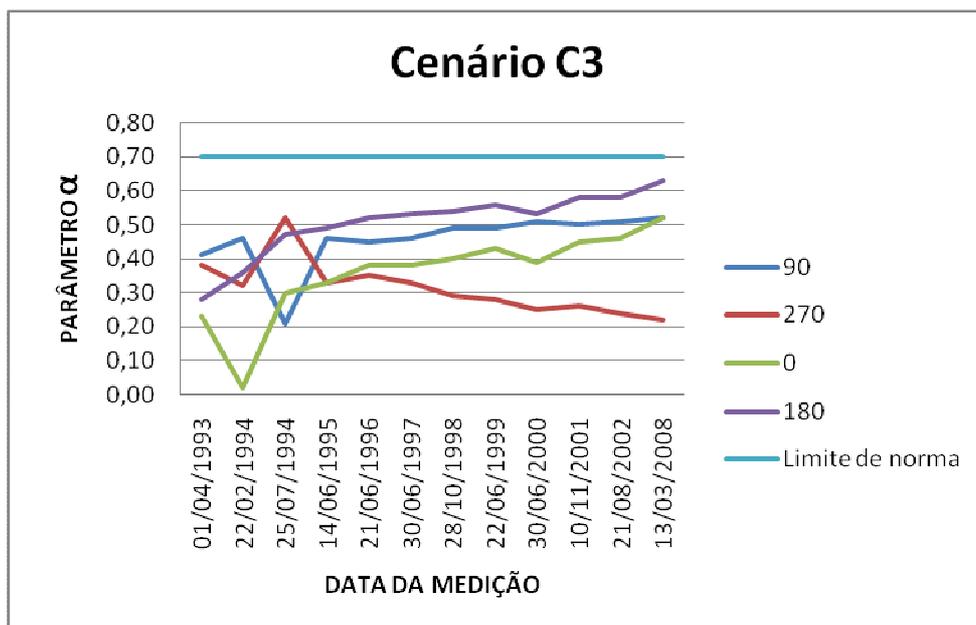


Figura 5.61 – Parâmetros α das medições no cenário C3

Destes resultados apresentados, o que chama maior atenção é a figura que mostra os deslocamentos horizontais no topo do edifício (Figura 5.59). Nota-se que em todas as direções, as últimas medições excedem o valor parâmetro de norma. Porém, com a ausência de cargas verticais, o edifício, teoricamente, diminui sua resistência às forças do vento e passa a se deslocar mais. Mesmo em comparação com os resultados deste indicador no cenário C2 (Figura 5.06).

Outra curiosidade está no coeficiente γ_z , que apresenta um comportamento gráfico quase simétrico entre os resultados de direções opostas.

A imposição dos recalques medidos na estrutura leva a resultados que não apresentam simetria entre os ângulos de mesma direção do vento.

O cenário C3 não apresenta resultados que possam ser comparados com os de outros cenários, portanto não há sentido em se apresentar os seus gráficos resultantes.

5.1.4 Cenário 4 (C4)

Para o cenário C4, foram utilizados os mesmos critérios e indicadores dos cenários C1, C2 e C3, e aplicados em uma estrutura igual à do C1, desta vez com a imposição dos recalques medidos (Ver anexos 01 a 04).

As figuras 5.62, 5.63, 5.64 e 5.65, mostram a evolução dos indicadores para todos os processamentos do cenário C4.

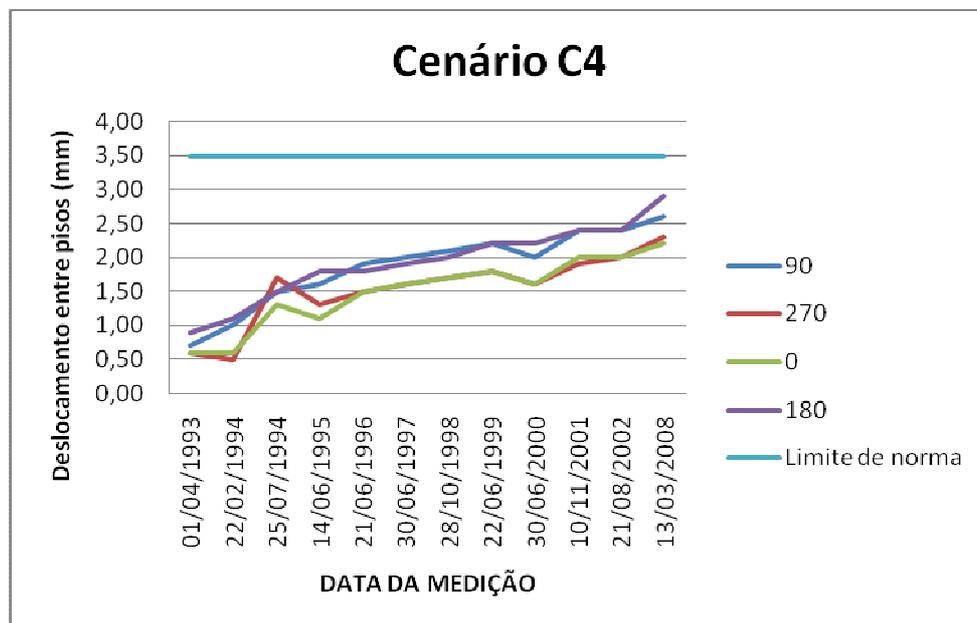


Figura 5.62 – Deslocamentos entre pisos das medições no Cenário C4

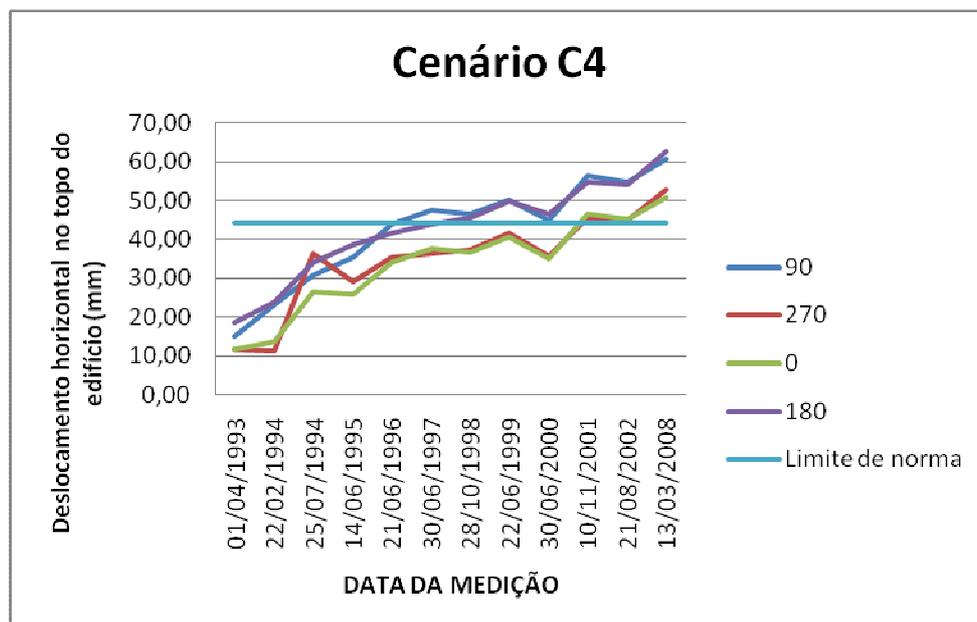


Figura 5.63 – Deslocamentos horizontais no topo do edifício das medições no Cenário C3

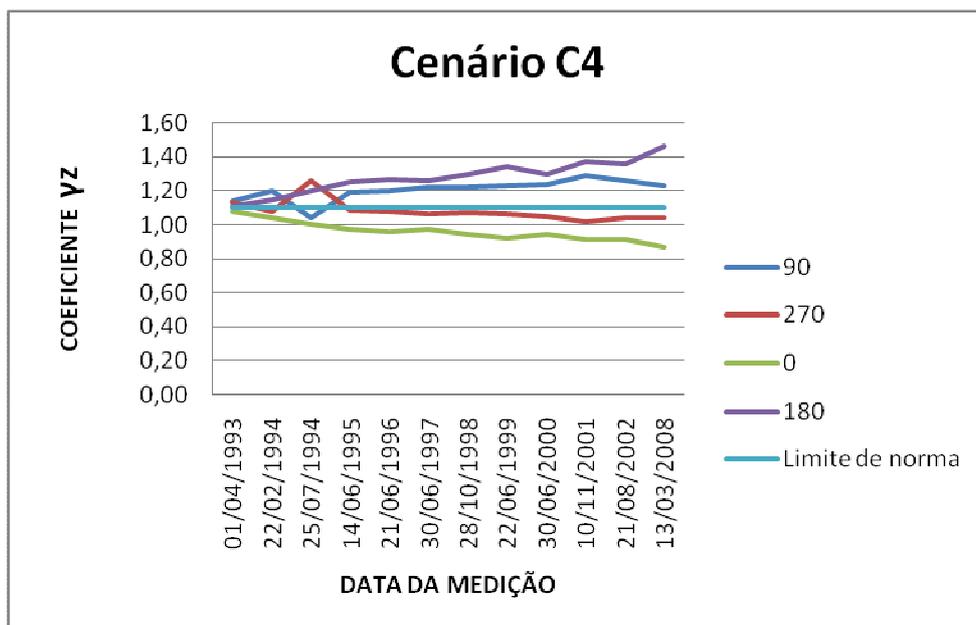


Figura 5.64 – Coeficientes γ_z das medições no Cenário C3

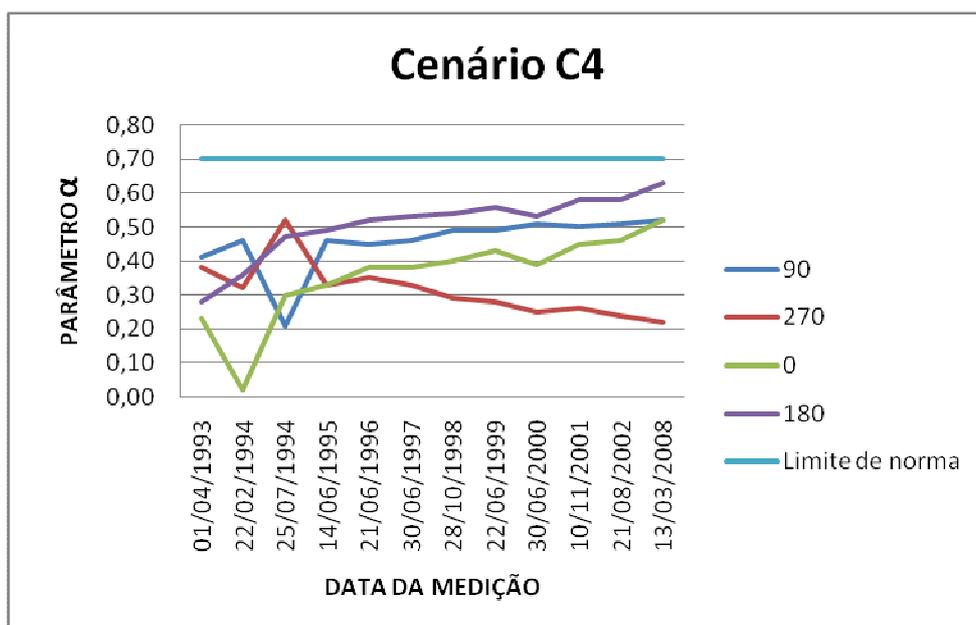


Figura 5.65 – Parâmetros α das medições no cenário C3

Com a apresentação dos indicadores para o cenário C4, percebe-se que os resultados de idêntico modo como aconteceu no cenário C2, modificam completamente o comportamento da estrutura do edifício.

A imposição dos recalques medidos na base dos pilares resulta em uma grande modificação dos esforços sofridos pela estrutura. Como no cenário C2, há uma redistribuição de cargas, desta vez de maneira diferente.

A Tabela 5.4 faz uma comparação entre as cargas do cenário C1 e as cargas do cenário C4.

Para a análise dos resultados do cenário C4, foram escolhidas as mesmas medições citadas no cenário C2.

Tabela 5.4 – Quadro comparativo de cargas entre o cenário C1, e algumas medições do cenário C4

PILAR	CARGAS EM C1 (kN)	CARGAS EM C4 (kN)			
		01/04/1993	21/06/1996	22/06/1999	13/03/2008
P1	4.300,00	4.410,00	4.550,00	4.510,00	4.640,00
P2	4.420,00	4.620,00	4.800,00	-1.050,00	-2.370,00
P3	5.700,00	5.760,00	870,00	1.060,00	5.850,00
P4	10.410,00	10.160,00	10.680,00	11.150,00	14.030,00
P5	2.960,00	4.020,00	9.840,00	10.600,00	15.790,00
P6	4.480,00	4.450,00	2.260,00	10.590,00	18.440,00
P7	6.860,00	6.580,00	14.060,00	11.920,00	-1.690,00
P8	3.870,00	2.880,00	-4.000,00	-5.710,00	-11.330,00
P9	6.860,00	6.950,00	5.180,00	4.830,00	4.660,00
P10	6.490,00	-3.250,00	-24.990,00	-28.870,00	-68.270,00
P11	15.020,00	24.750,00	48.210,00	52.140,00	88.600,00
P12	3.310,00	3.380,00	3.610,00	3.570,00	3.790,00
P13	4.780,00	4.100,00	3.420,00	2.590,00	1.720,00
P14	6.160,00	6.780,00	7.080,00	8.290,00	12.030,00
P15	8.900,00	7.770,00	6.740,00	2.520,00	-2.950,00
P16	11.680,00	12.890,00	13.900,00	18.140,00	23.420,00
P17	6.120,00	6.260,00	4.750,00	3.250,00	950,00
P18	6.650,00	6.460,00	8.000,00	9.440,00	11.650,00
Total	118.970,00	118.970,00	118.960,00	118.970,00	118.960,00

Da mesma forma que no cenário C2, percebe-se que mesmo com o somatório total de cargas dos pilares ter apresentado praticamente o mesmo resultado, desta vez praticamente não divergindo no somatório, onde a diferença foi 10 kN do maior (189.970 kN) para o menor (118.960 kN), e também nenhum dos pilares possui sua carga igual à do processamento do cenário C1. Ainda notam-se cargas muito altas e positivas e negativas.

As Figuras 5.66, 5.67, 5.68 e 5.69 apresentam o mapeamento da migração das cargas de fundação entre os pilares do edifício, desta vez para o cenário C4.

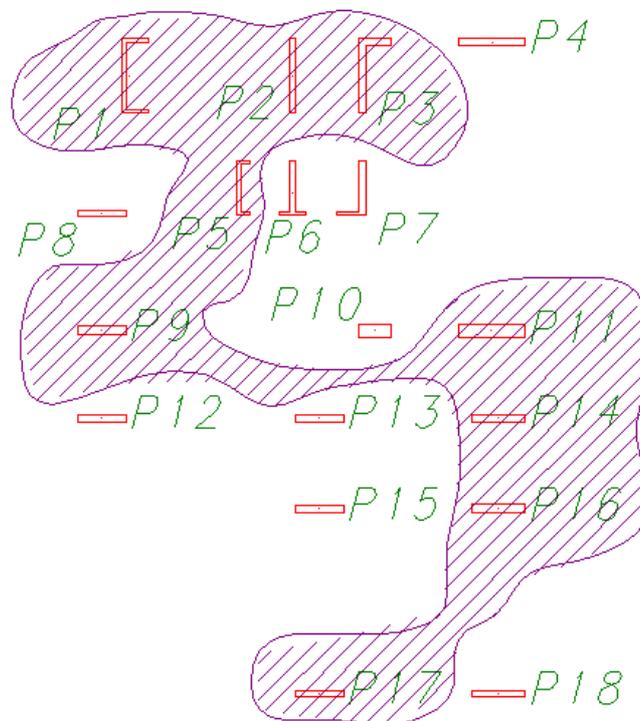


Figura 5.66 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C1 para o cenário C4 (01/04/1993)

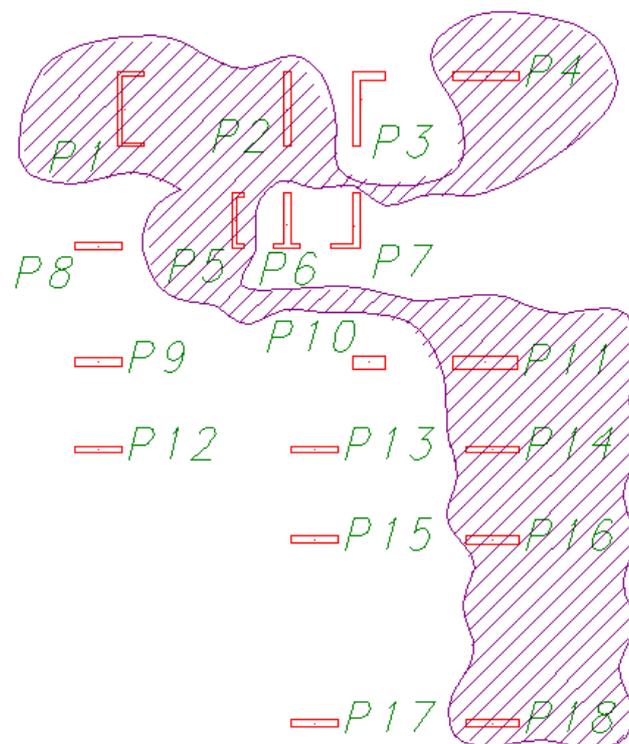


Figura 5.67 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C4 (01/04/1993) para o cenário C4 (21/06/1996)

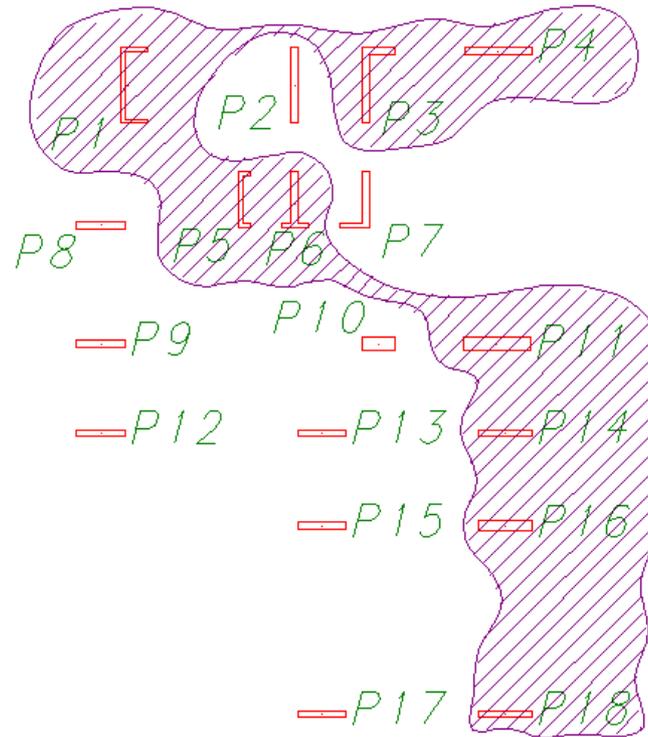


Figura 5.68 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C4 (21/06/1996) para o cenário C4 (22/06/1999)

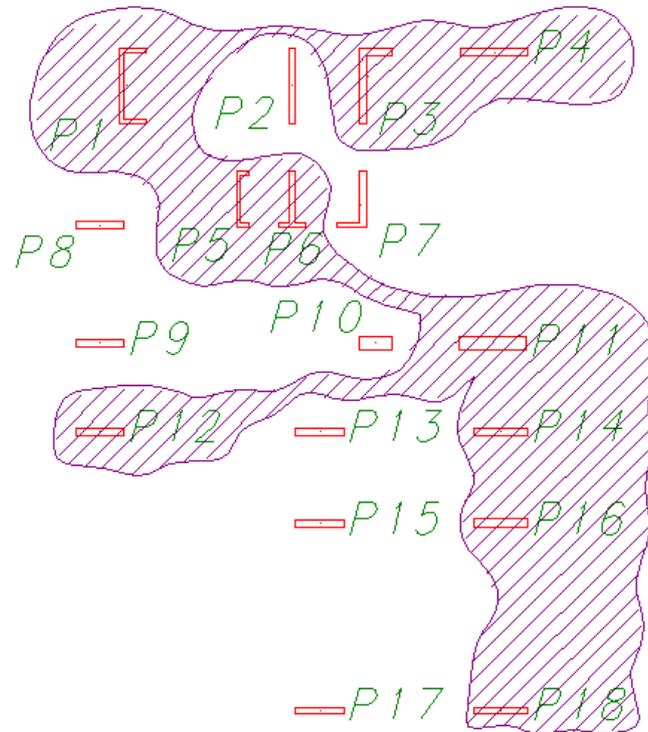


Figura 5.69 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C4 (22/06/1999) para o cenário C4 (13/03/2008)

Para confirmar o efeito de migração de cargas da ISE dentro da análise do cenário C4 (com imposição dos recalques medidos), desta vez foram escolhidos os pilares P16 e P18, que apresentaram aumento de suas cargas e os pilares P9 e P13 que apresentaram diminuição de cargas.

Em seguida, as Figuras 5.70, 5.71, 5.72 e 5.73, ilustram este efeito da migração de cargas.

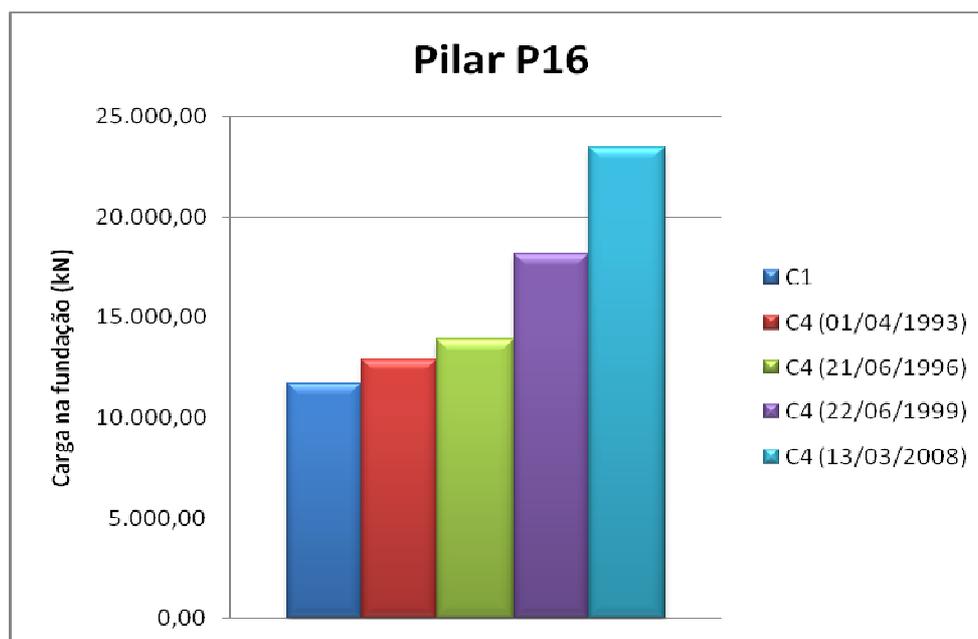


Figura 5.70 – Aumento da carga do Pilar P16 do cenário C4

Nesta análise do cenário C4, o pilar P16, diferente dos resultados do cenário C2, teve sua carga de fundação aumentada, à medida que os recalques totais aumentaram.

Em contrapartida, de acordo com a Tabela 5.4, o pilar P3 chegou a aumentar sua carga de fundação.

Nota-se que a diminuição do pilar P9 não ocorreu desde a primeira medição, que chegou até aumentar para depois diminuir linearmente. Diferente do pilar P13 que apresentou uma diminuição linear.

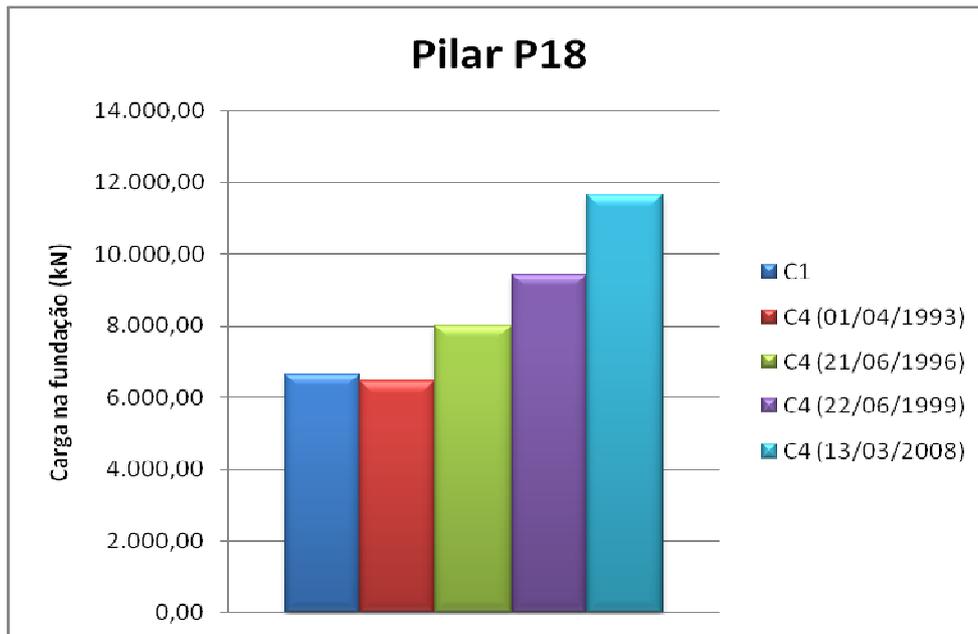


Figura 5.71 – Aumento da carga do Pilar P18 do cenário C4

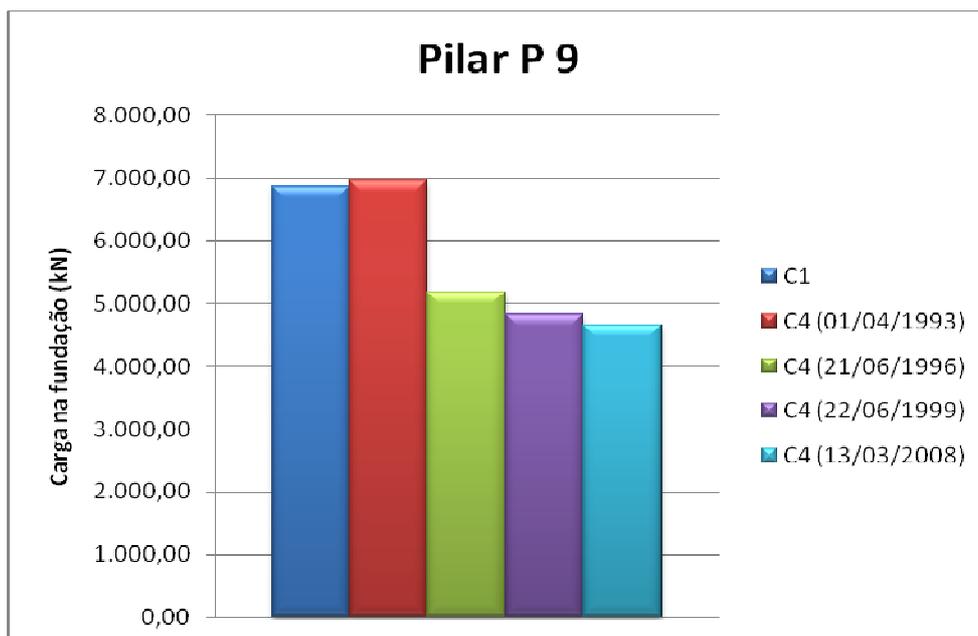


Figura 5.72 – Diminuição da carga do Pilar P9 do cenário C4

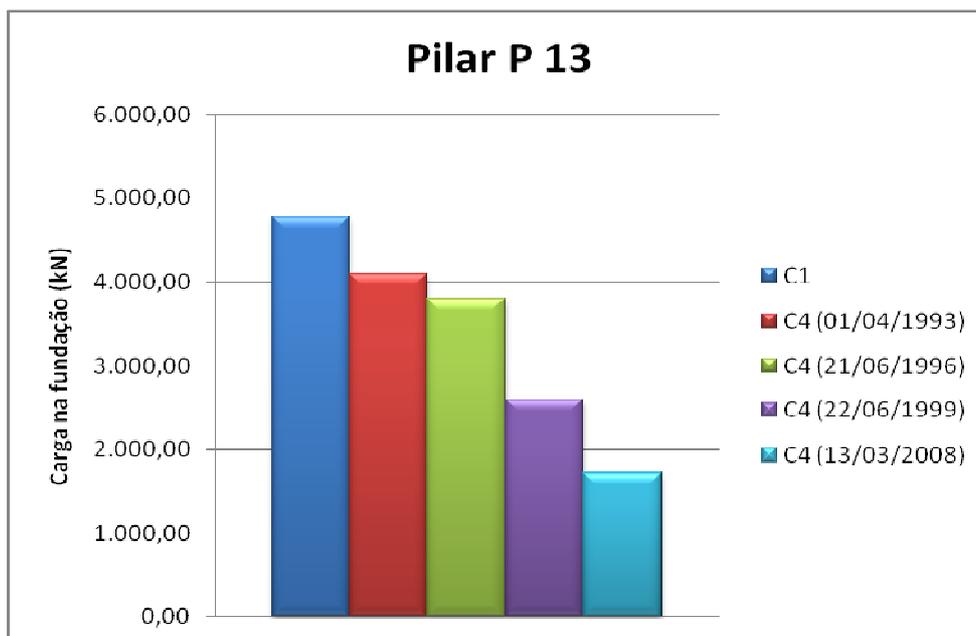


Figura 5.73 – Diminuição da carga do Pilar P13 do cenário C4

Continuando com a comparação entre os pilares P9, P13, P16 e P18, nos cenários C1 e C4, idêntico ao que foi feito no cenário C2, as Figuras 5.74 a 5.89 apresentam a comparação dos esforços normais destes pilares nas datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008, da fundação até o 10º pavimento.

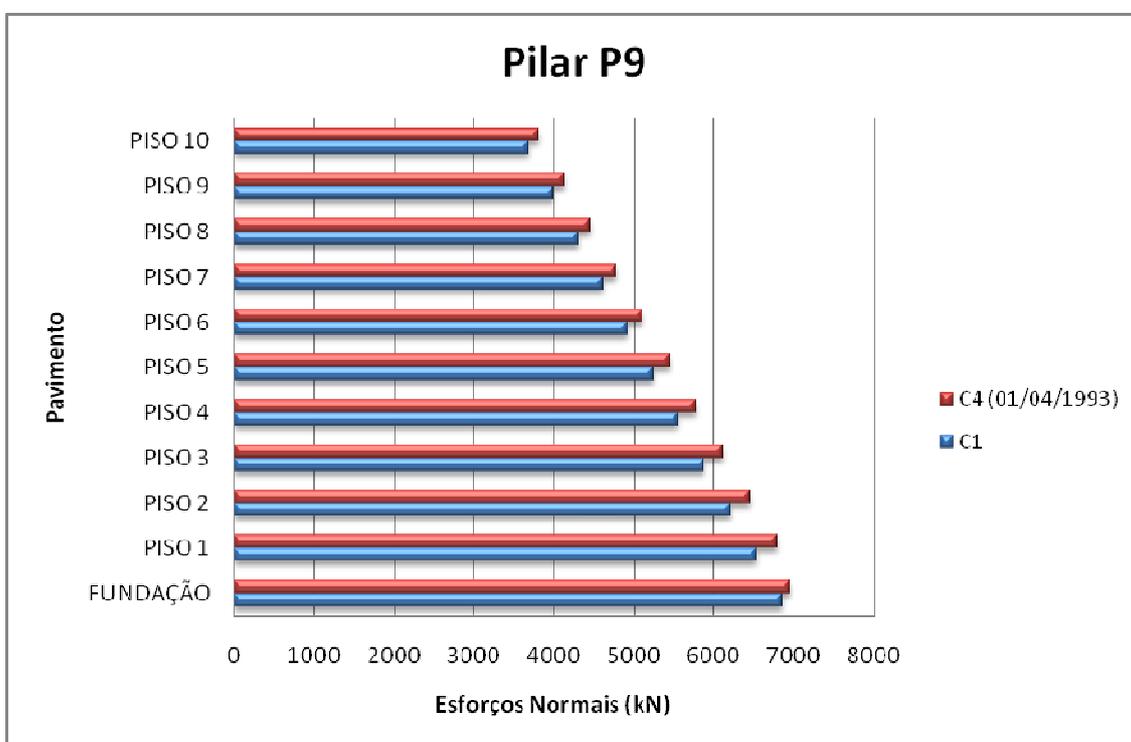


Figura 5.74 – Esforços normais do pilar P9 no cenário C1 e no cenário C4 (01/04/1993)

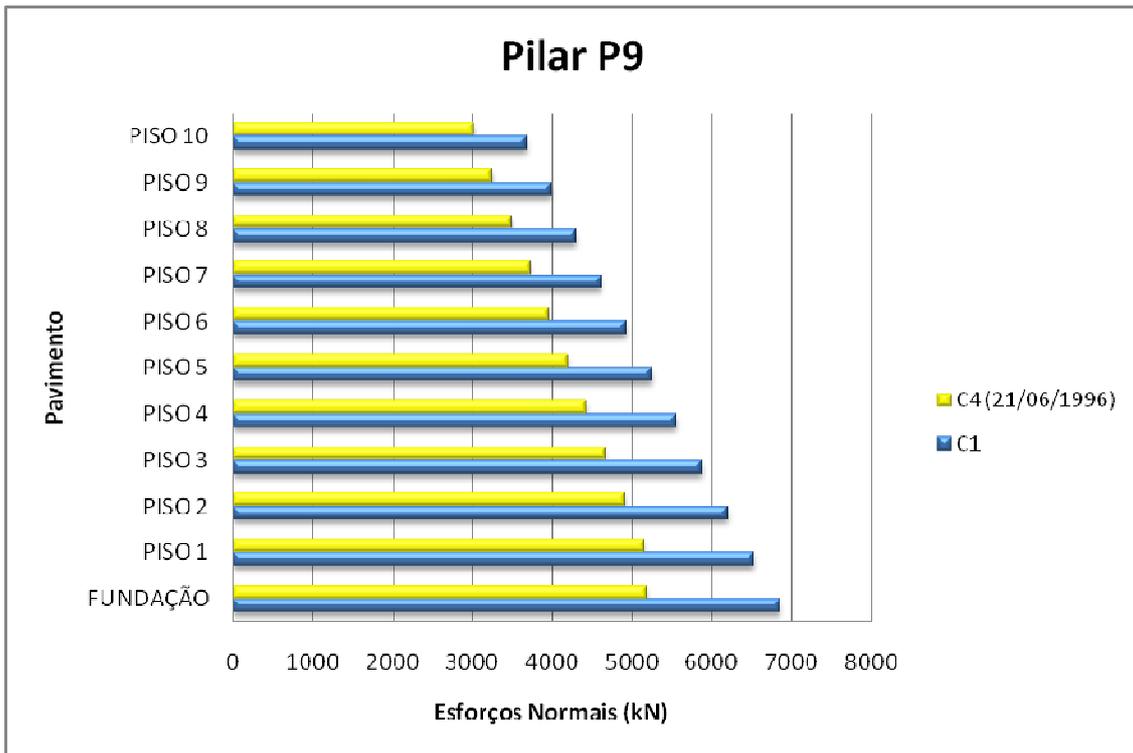


Figura 5.75 – Esforços normais do pilar P9 no cenário C1 e no cenário C4 (21/06/1996)

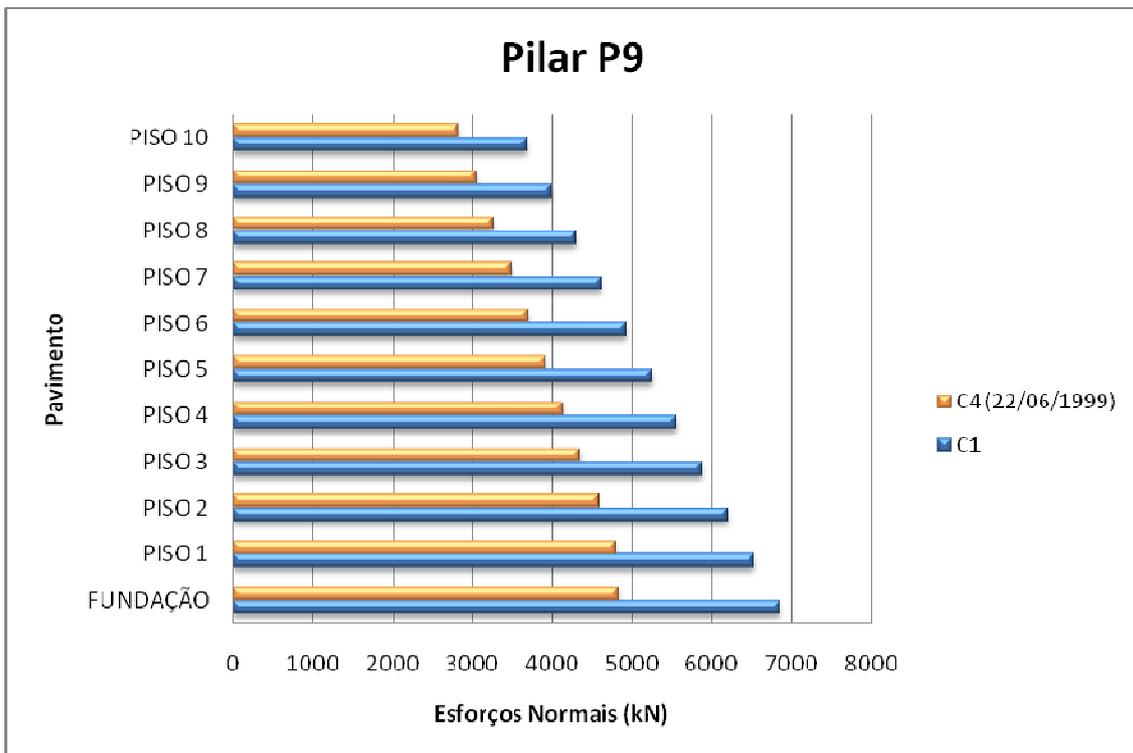


Figura 5.76 – Esforços normais do pilar P9 no cenário C1 e no cenário C4 (22/06/1999)

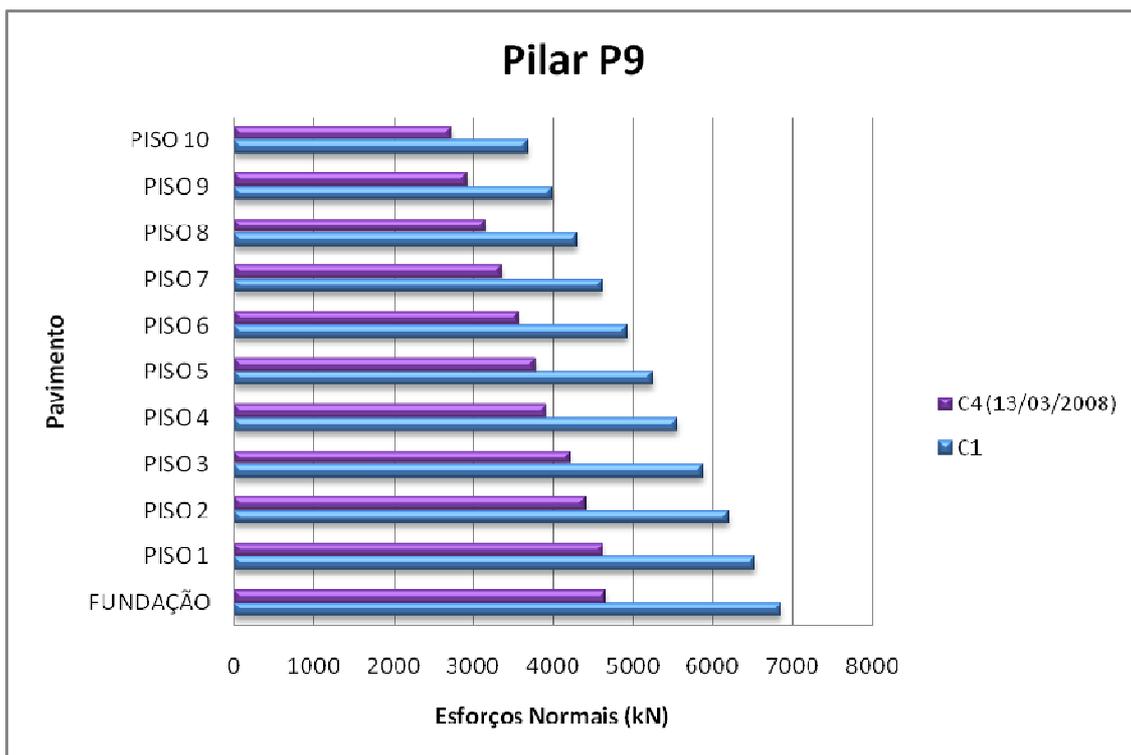


Figura 5.77 – Esforços normais do pilar P9 no cenário C1 e no cenário C4 (13/03/2008)

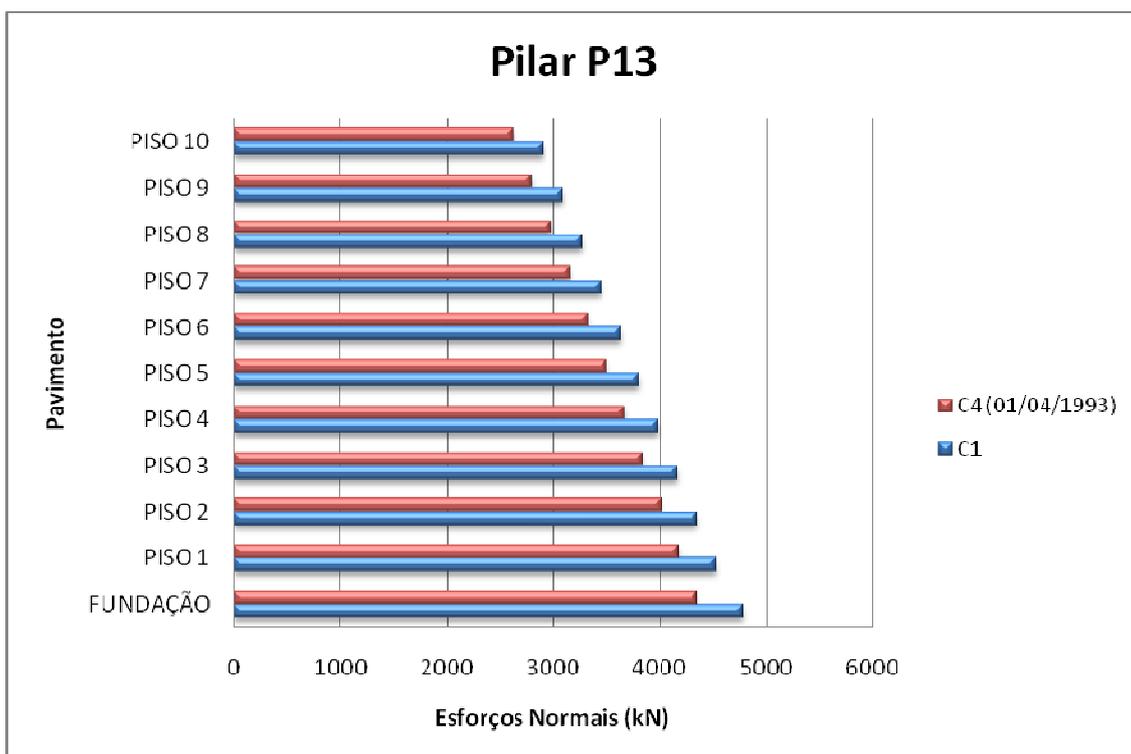


Figura 5.78 – Esforços normais do pilar P13 no cenário C1 e no cenário C4 (01/04/1993)

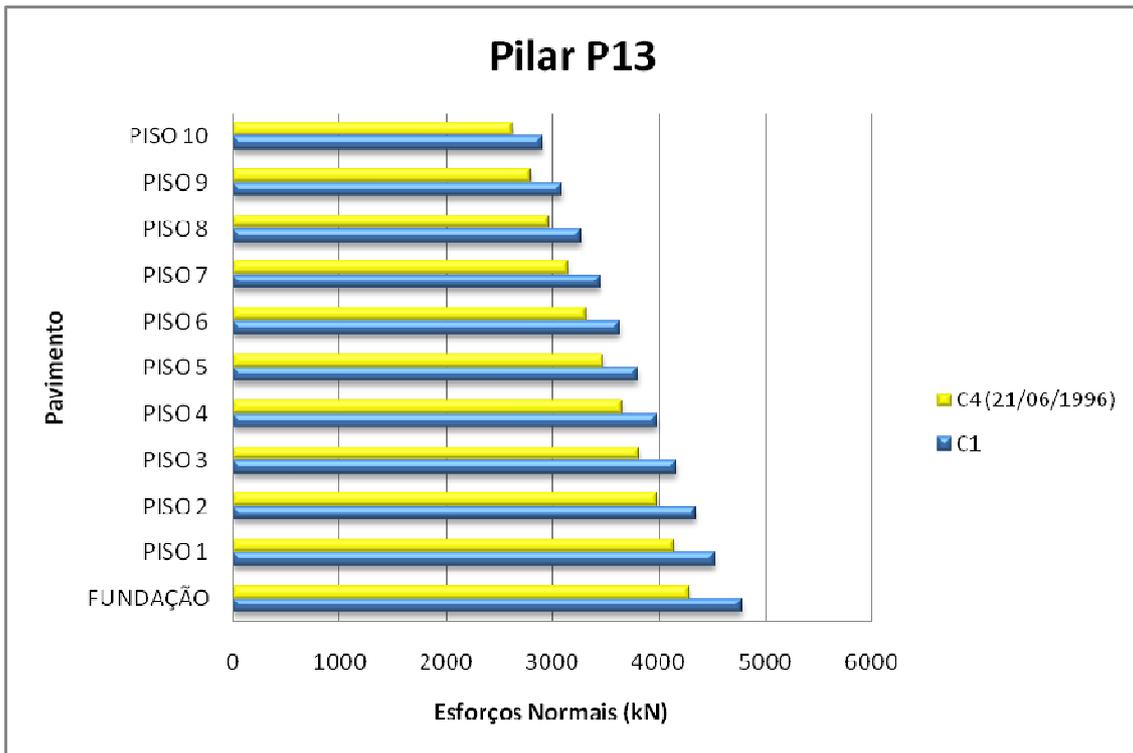


Figura 5.79 – Esforços normais do pilar P13 no cenário C1 e no cenário C4 (21/06/1996)

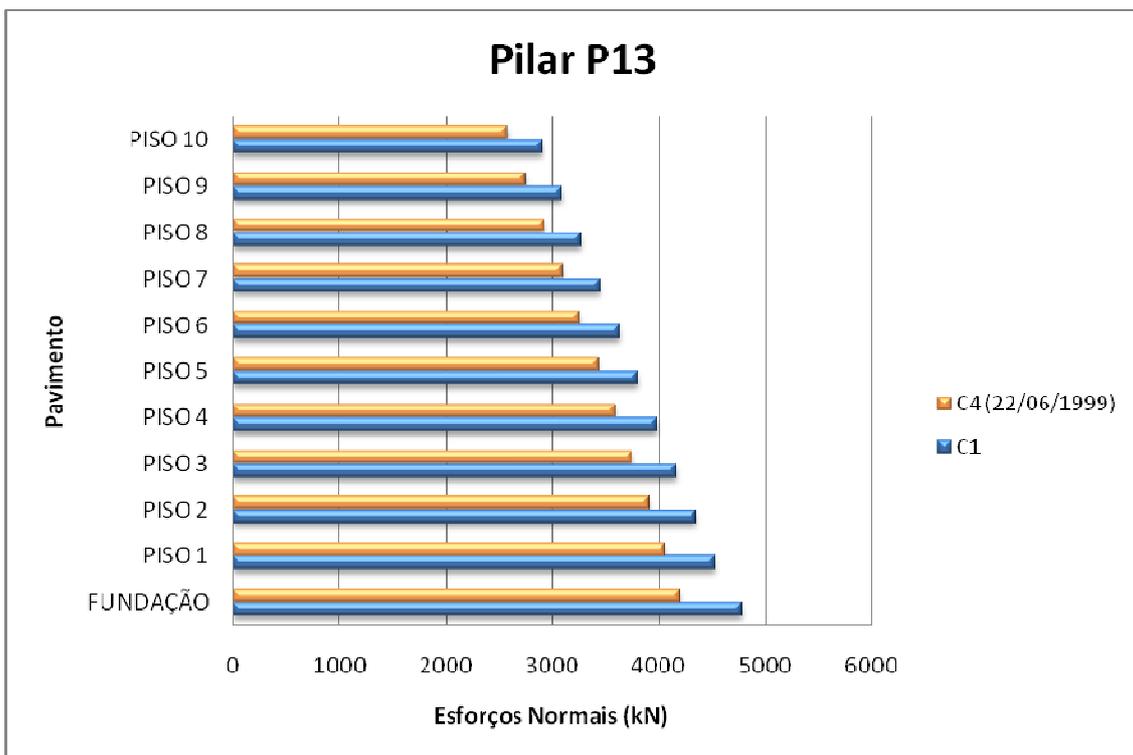


Figura 5.80 – Esforços normais do pilar P13 no cenário C1 e no cenário C4 (22/06/1999)

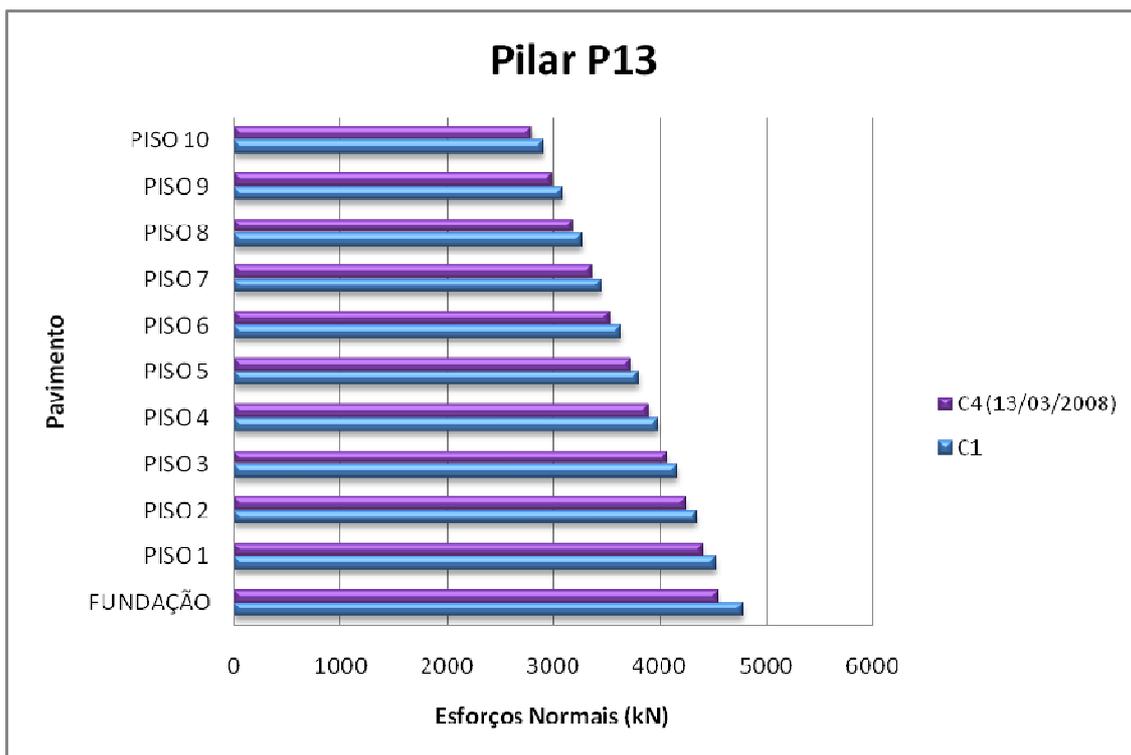


Figura 5.81 – Esforços normais do pilar P13 no cenário C1 e no cenário C4 (13/03/2008)

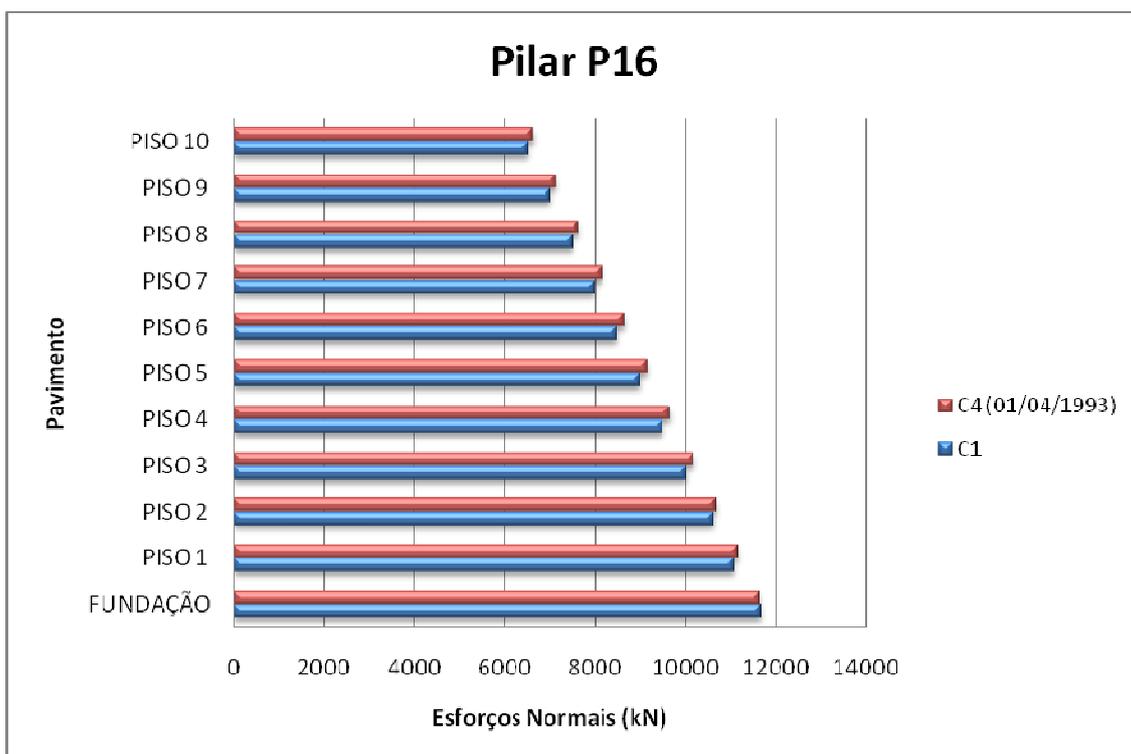


Figura 5.82 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (01/04/1993)

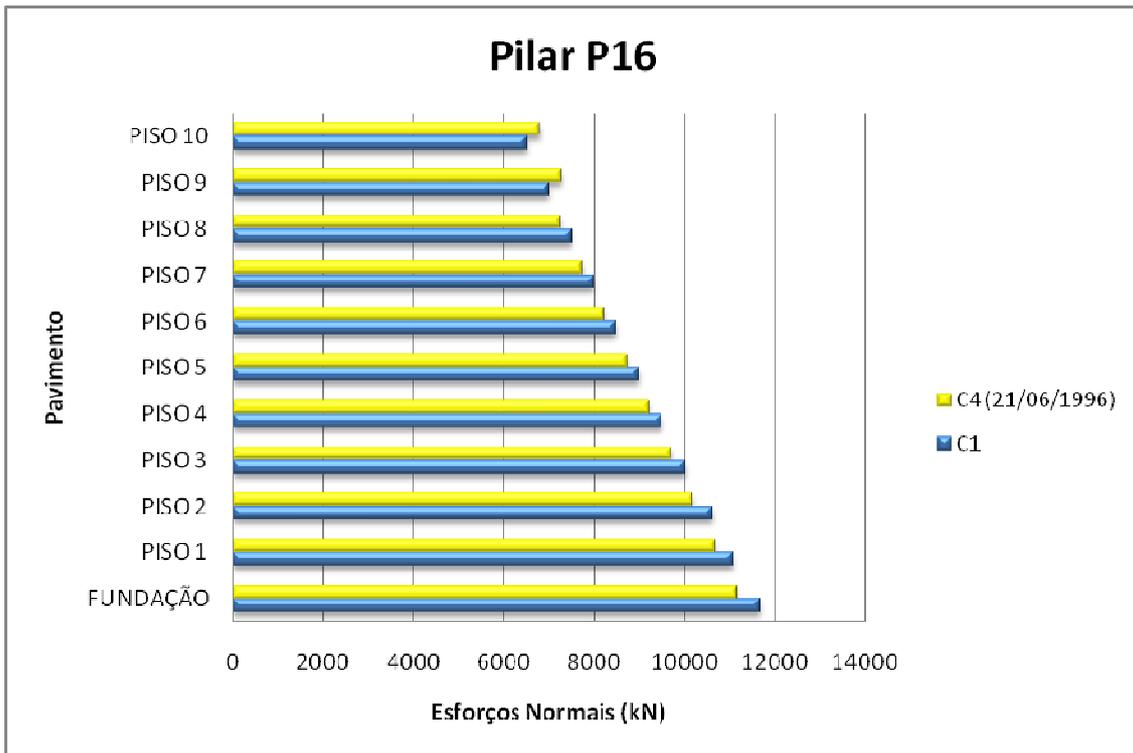


Figura 5.83 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (21/06/1996)

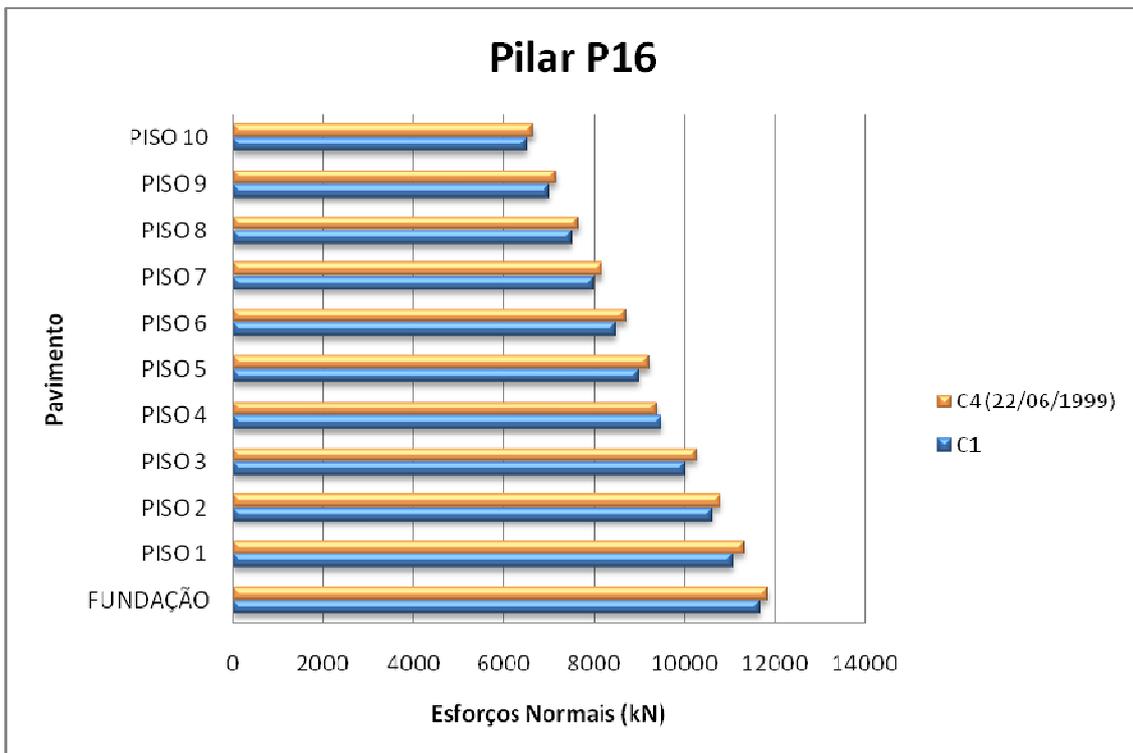


Figura 5.84 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (22/06/1999)

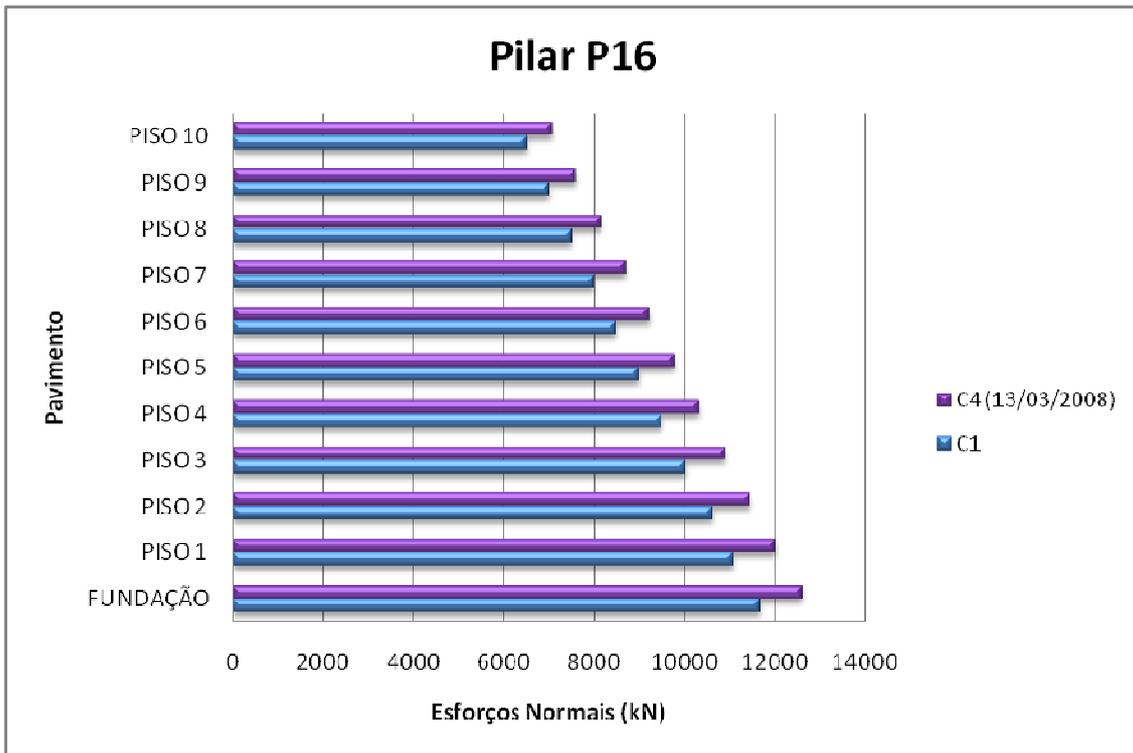


Figura 5.85 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (13/03/2008)

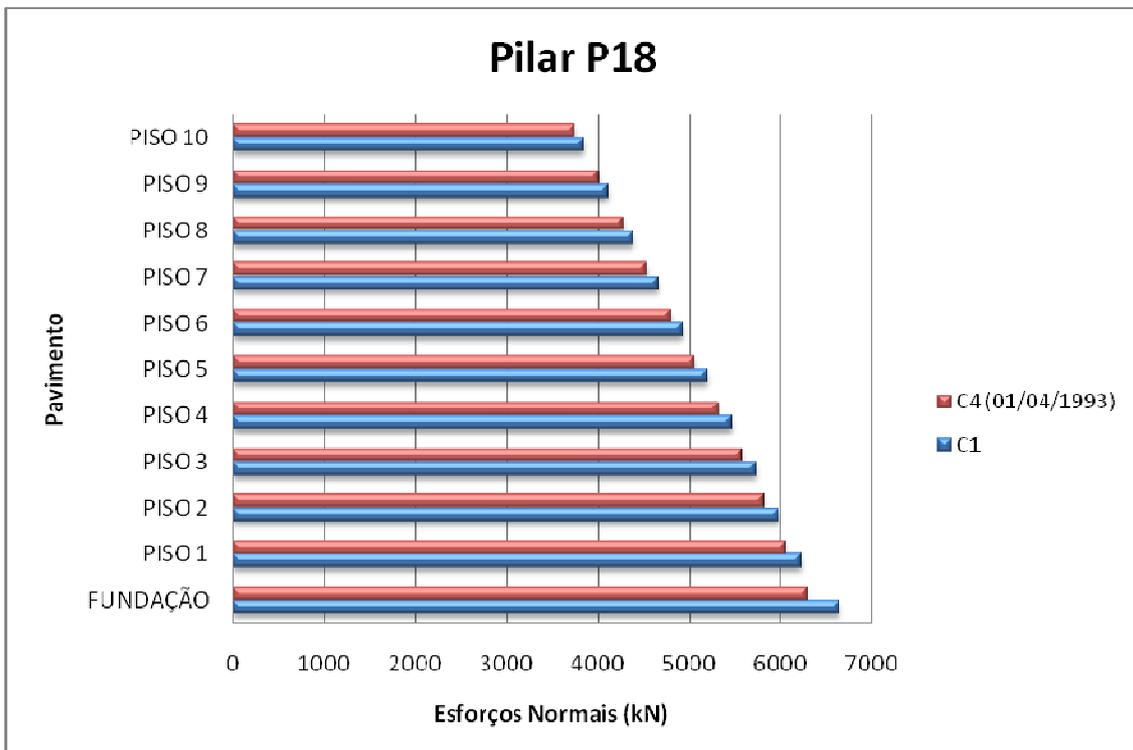


Figura 5.86 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (01/04/1993)

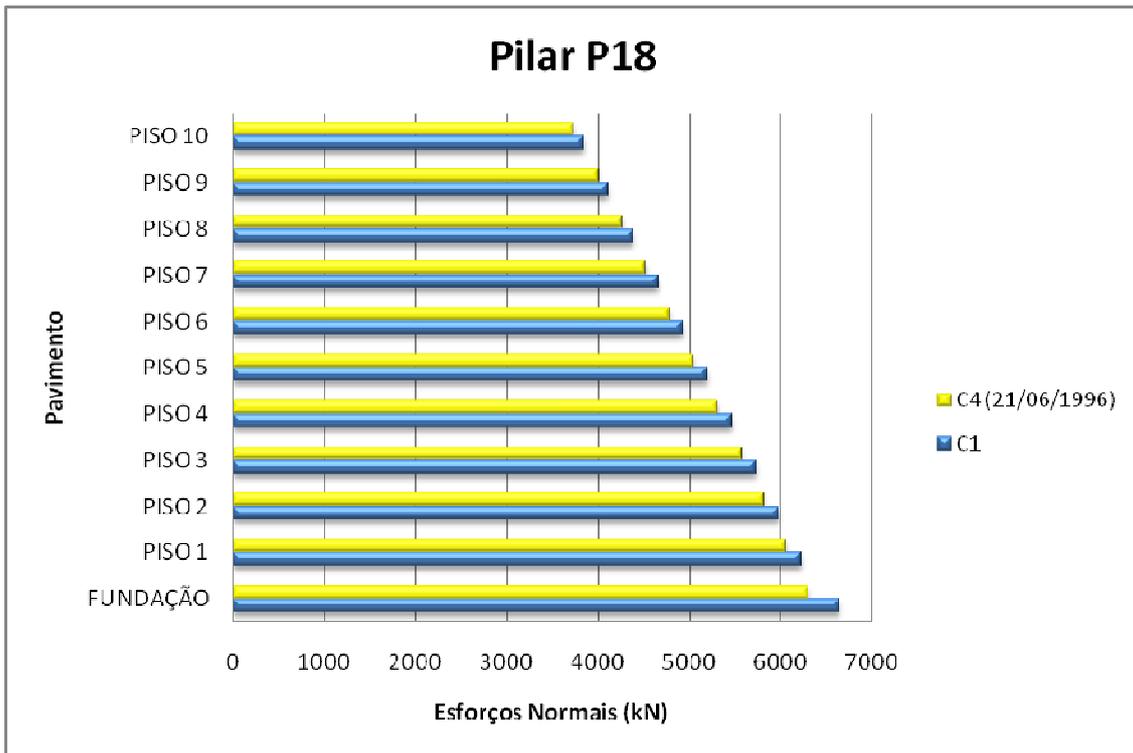


Figura 5.87 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (21/06/1996)

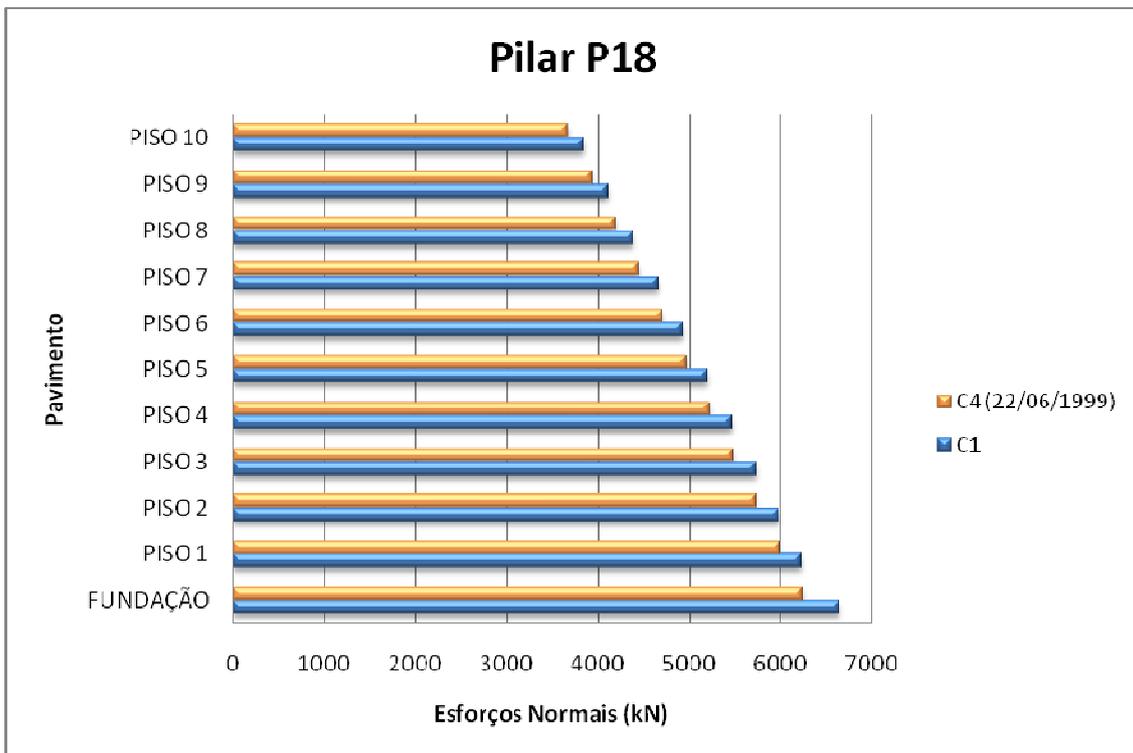


Figura 5.88 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (22/06/1999)

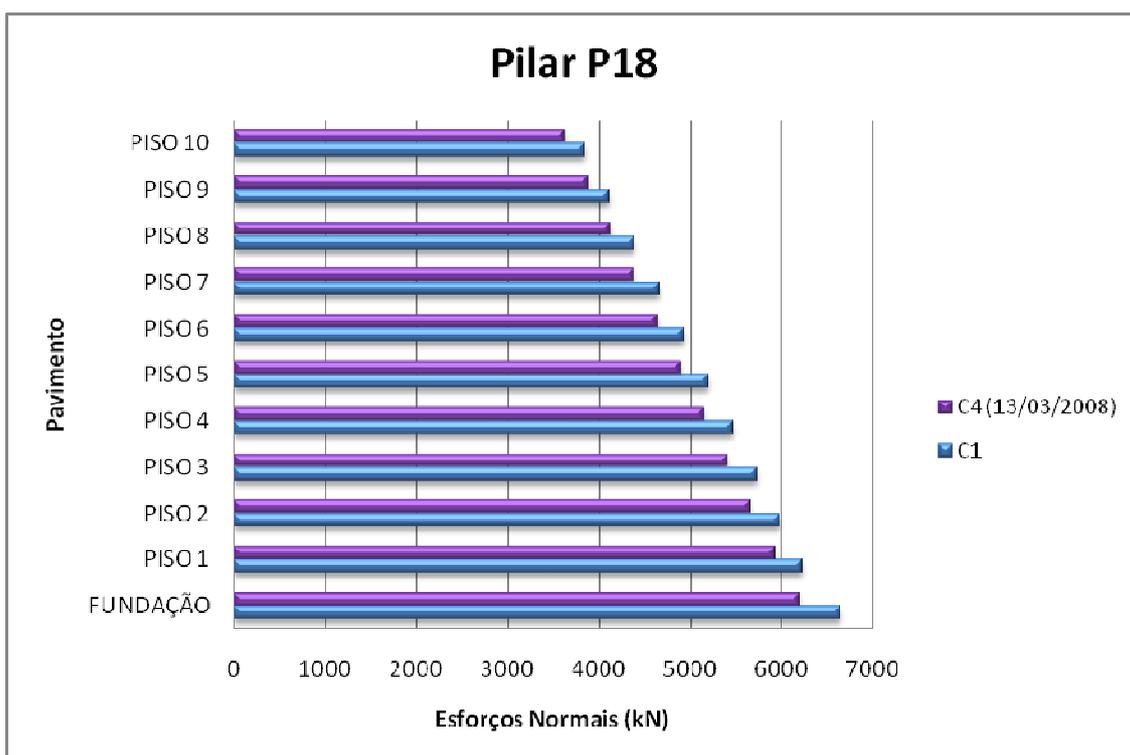


Figura 5.89 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1 e no cenário C4 (13/03/2008)

Os resultados que estes gráficos apresentam, como no cenário C2, também demonstram que o efeitos dos recalques quando acrescentados à estrutura interferem no seu equilíbrio e se os mesmos não são considerados, geram dimensionamentos e/ou detalhamentos que podem não corresponder à realidade da estrutura.

Para complementar a análise deste cenário C4, utilizamos as mesmas vigas analisadas no cenário C2, as vigas V7 e V12.

Nas Figuras 5.90 a 5.93 são mostrados os diagramas de momento fletor e esforço cortante das vigas V7 e V12, no cenário C4 (01/03/1993), desde o Piso 1 até o Piso 10. Os momentos fletores e esforços cortantes das vigas V7 já foram mostrados nas Figuras 5.36 e 5.37.

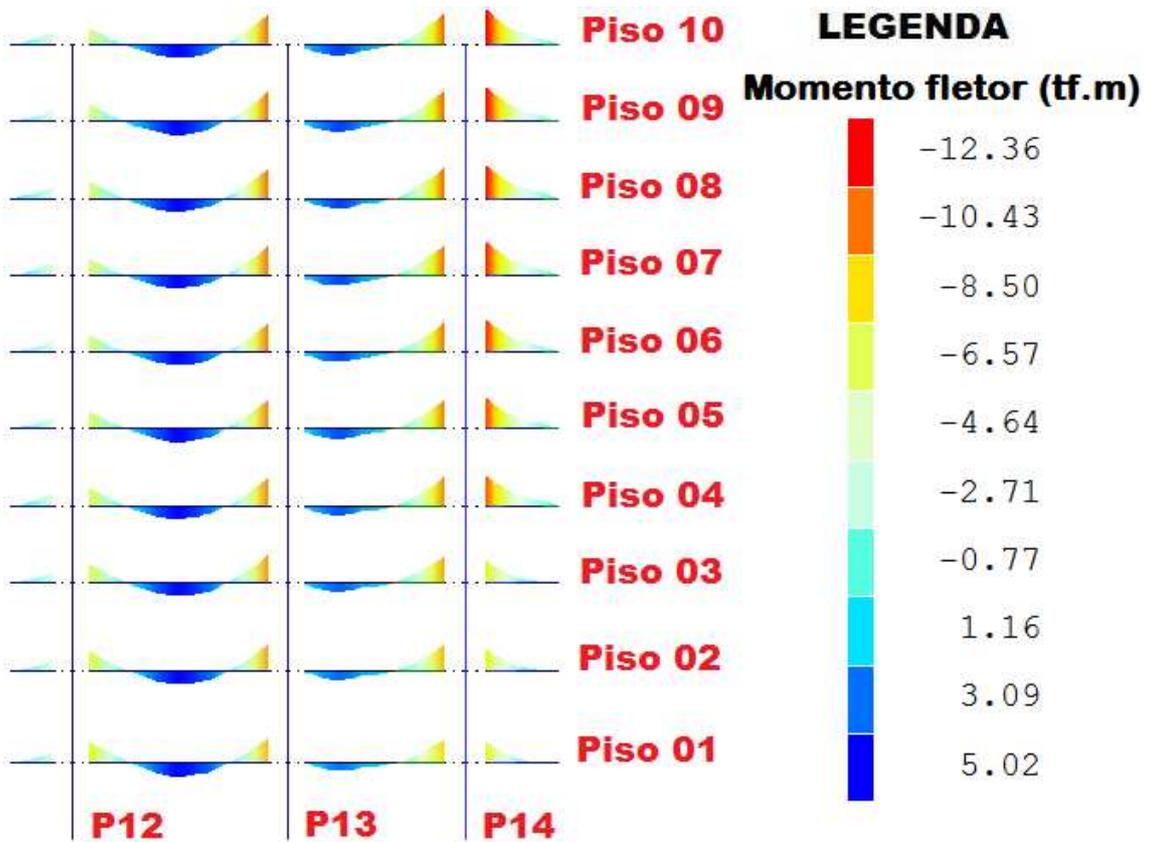


Figura 5.90 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C4 (01/04/1993)

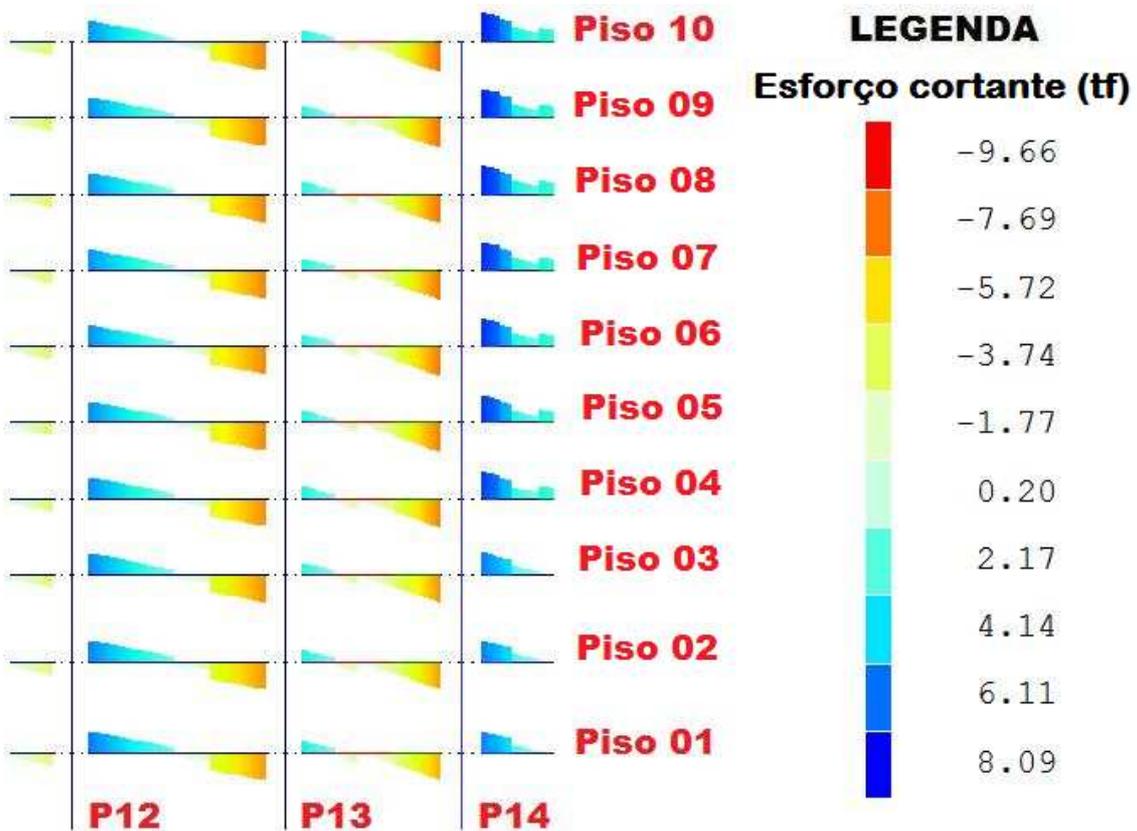


Figura 5.91 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C4 (01/04/1993)

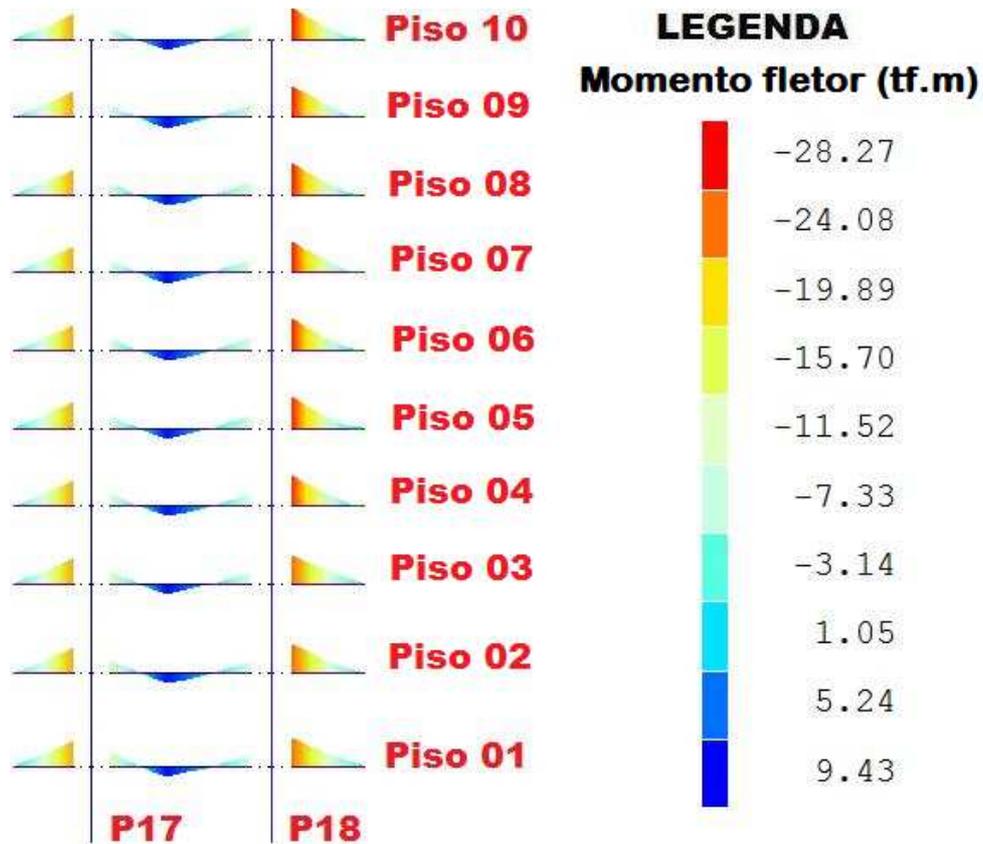


Figura 5.92 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C4 (01/04/1993)



Figura 5.93 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C4 (01/04/1993)

Apesar de apresentarem amplitudes diferentes do cenário C2, os resultados do cenário C4 para os momentos fletores das vigas V7 e V12 demonstram que a consideração dos efeitos de recalques, introduzem na estrutura esforços adicionais que modificam o comportamento da mesma e explicam a grande maioria das patologias encontradas na edificação, principalmente até o nível do piso 04, onde os esforços tornam-se menos significativos.

As Figuras 5.94 a 5.105 mostram os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes das vigas V7 e V12, nos cenários C4 (21/06/1996), C4 (22/06/1999) e C4 (13/03/2008), desde o Piso 1 até o Piso 10.

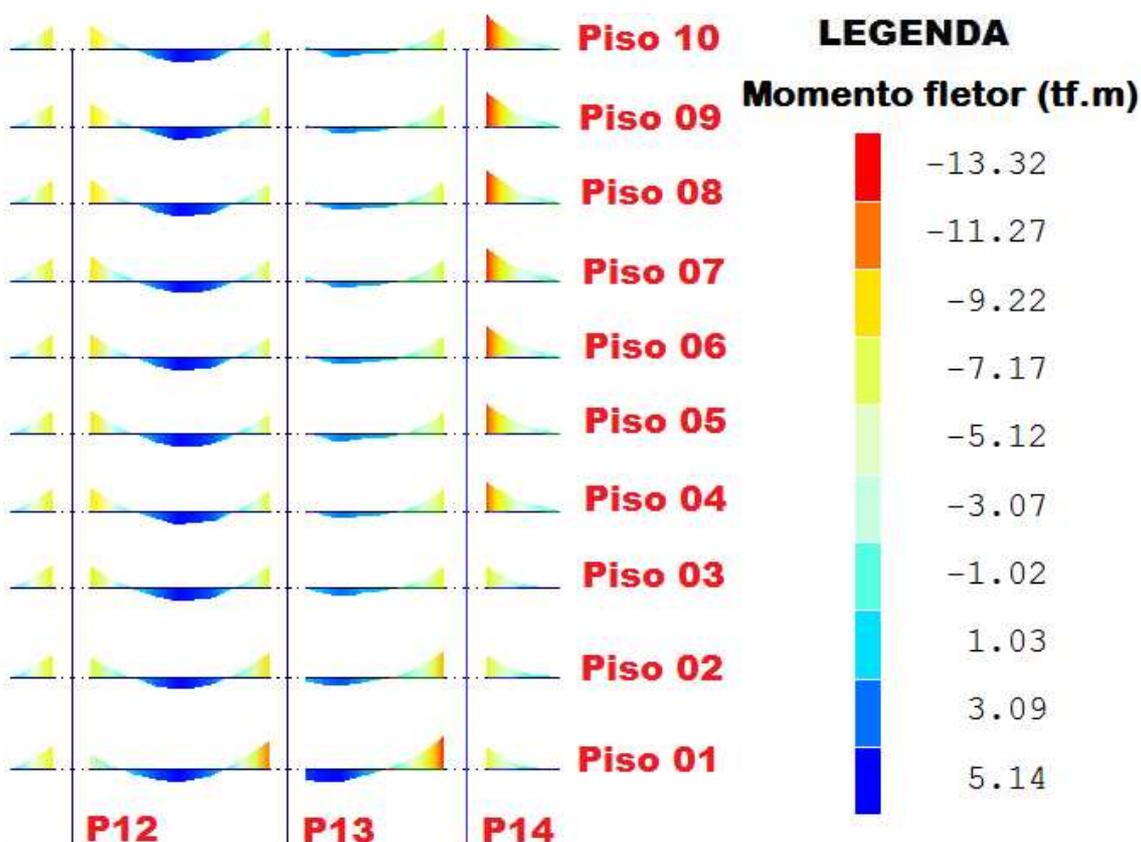


Figura 5.94 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C4 (21/06/1996)

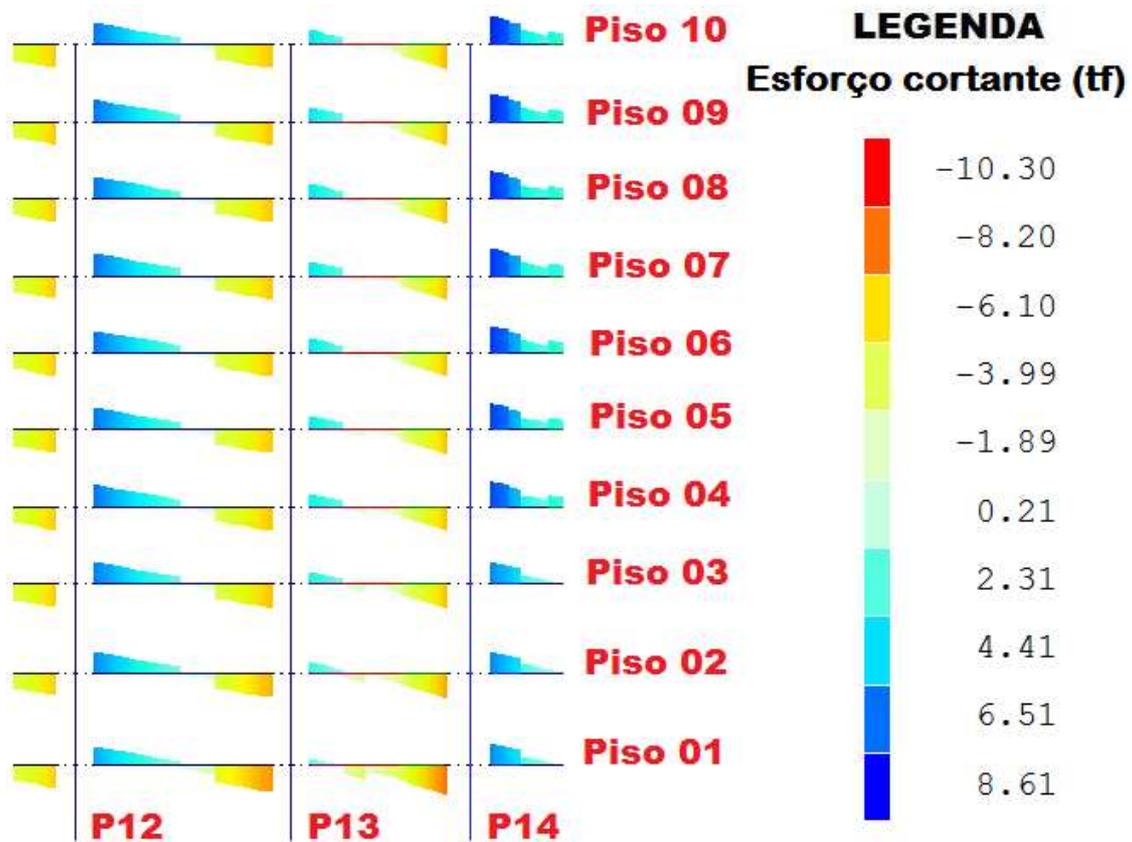


Figura 5.95 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C4 (21/06/1996)

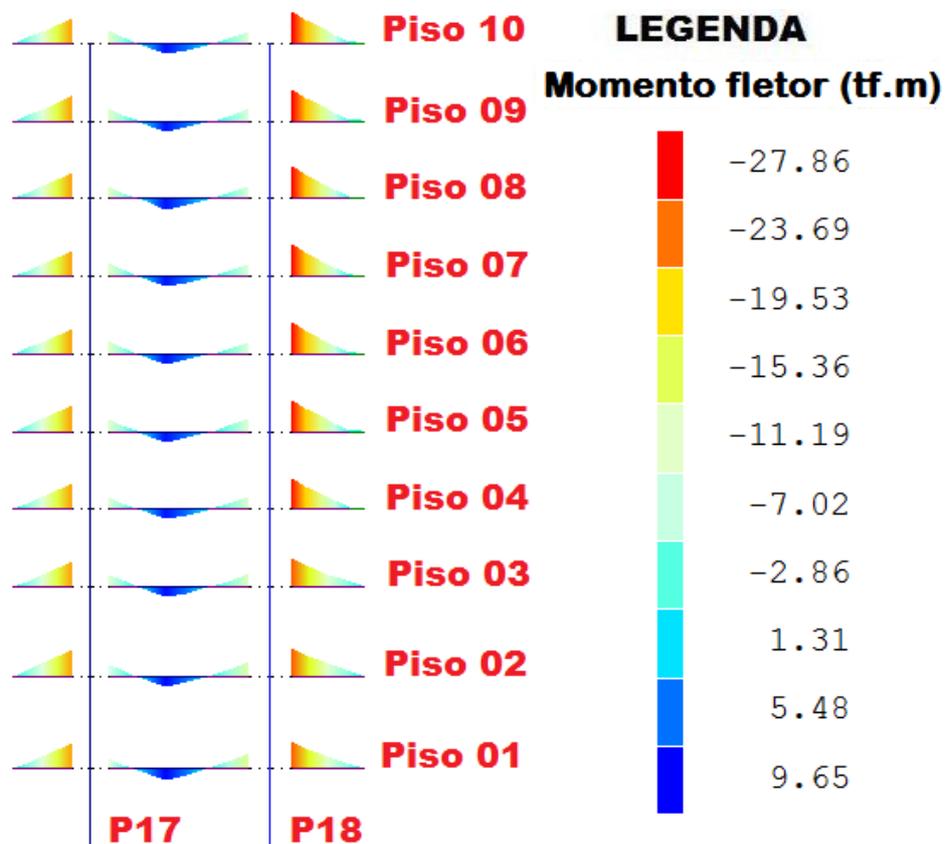


Figura 5.96 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C4 (21/06/1996)

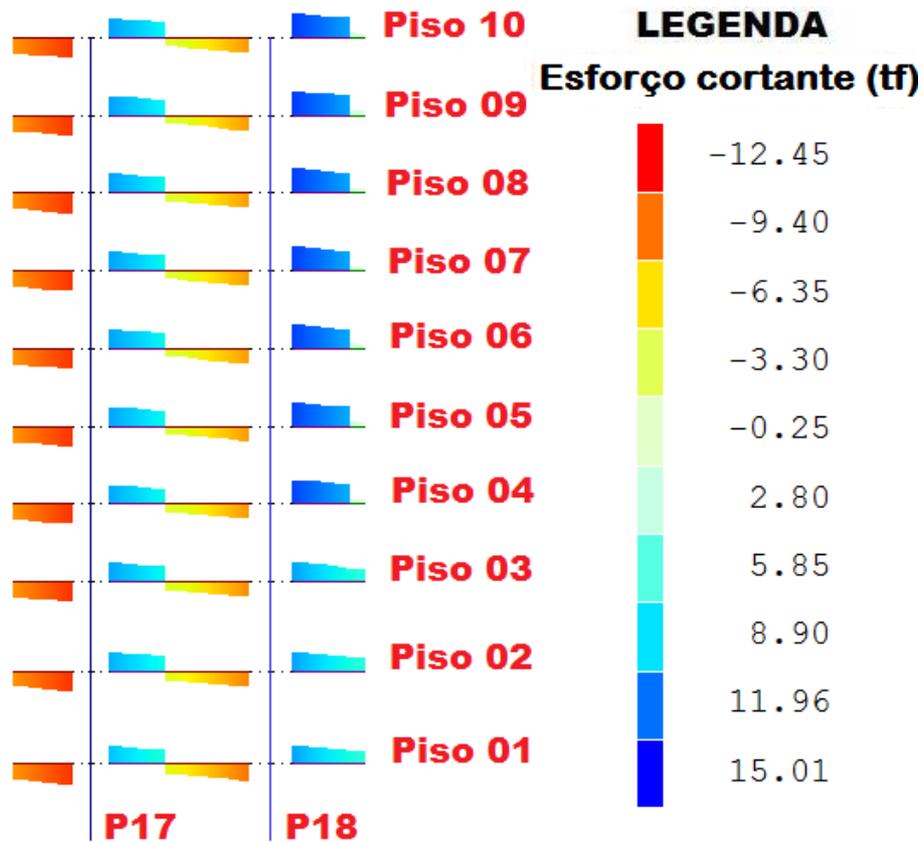


Figura 5.97 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C4 (21/06/1996)

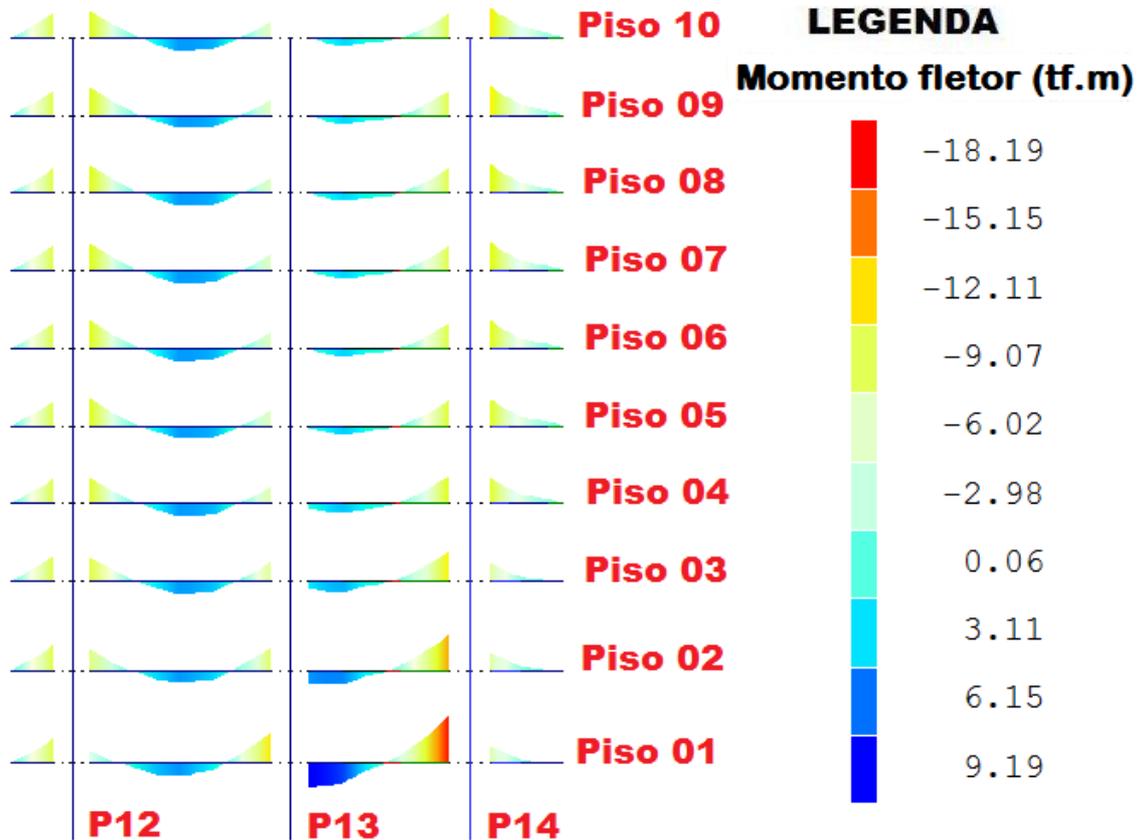


Figura 5.98 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C4 (22/06/1999)

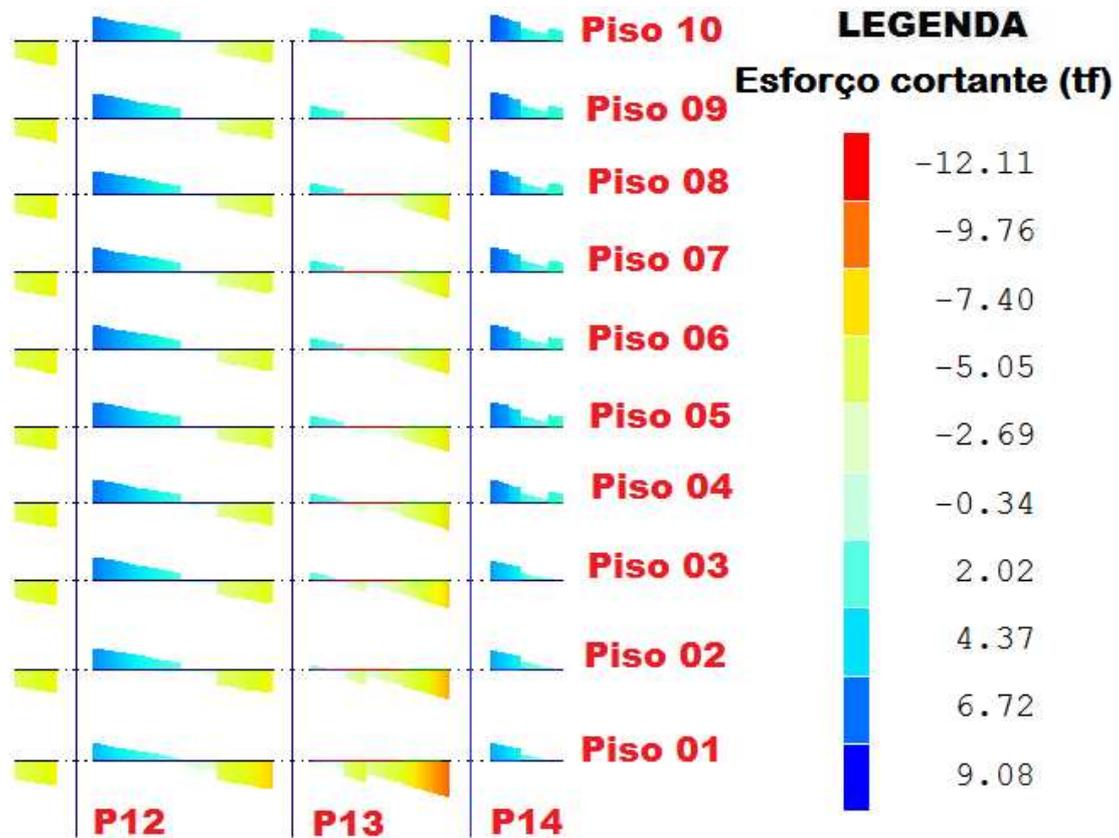


Figura 5.99 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C4 (22/06/1999)

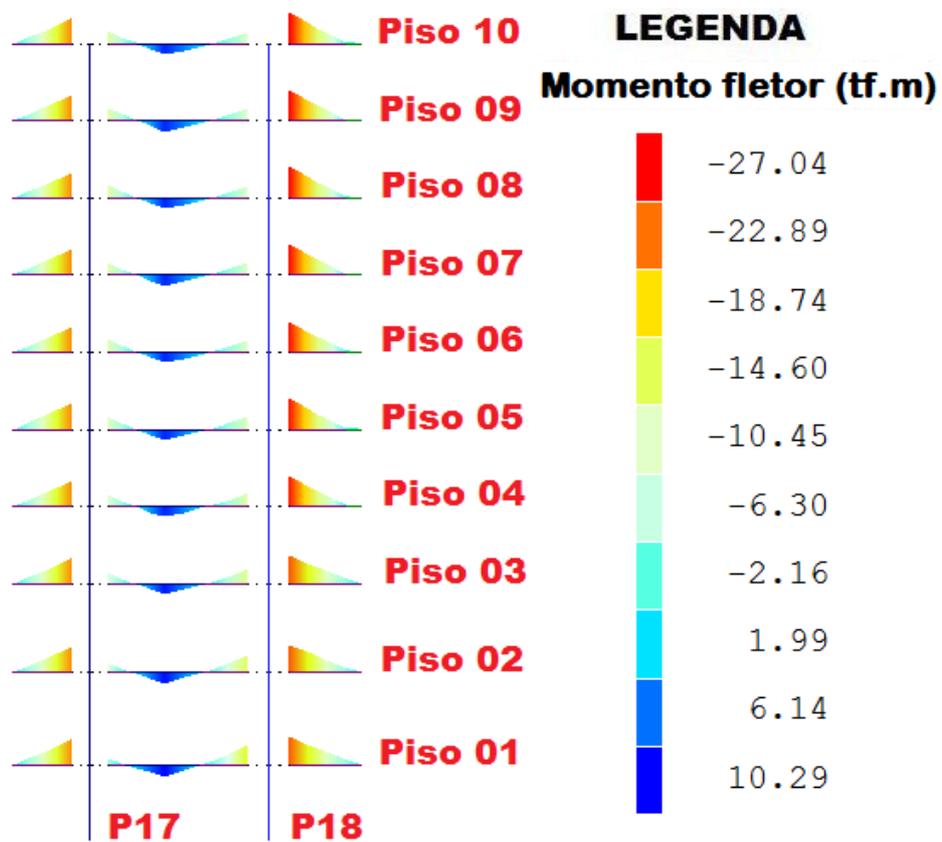


Figura 5.100 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C4 (22/06/1999)

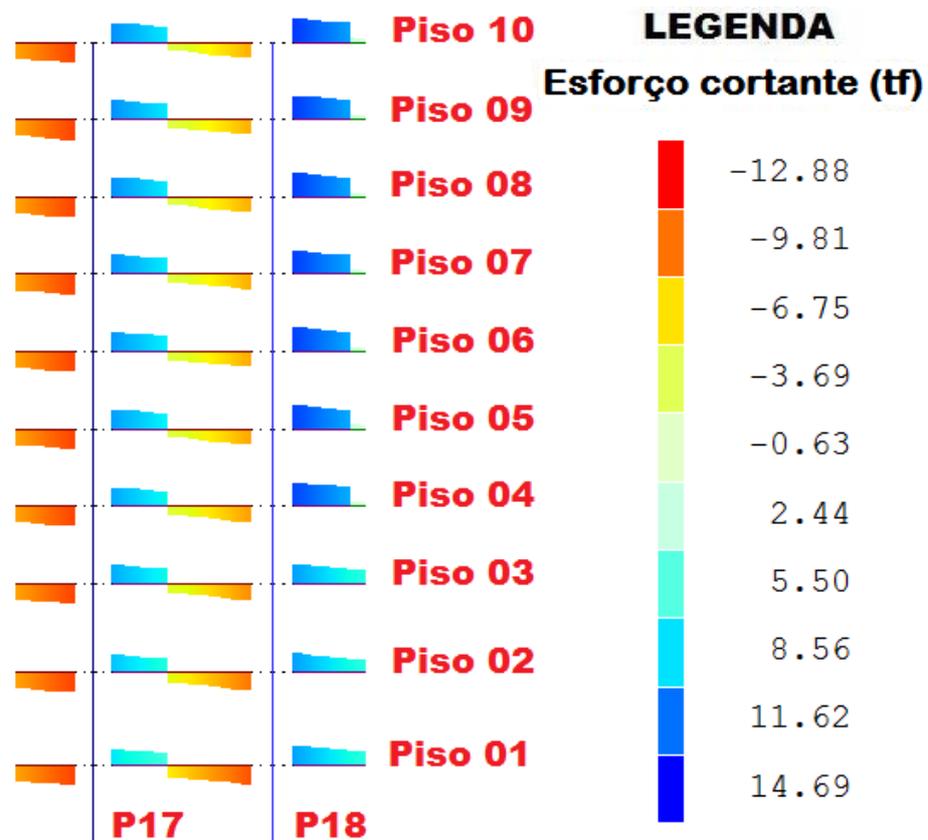


Figura 5.101 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C4 (22/06/1999)

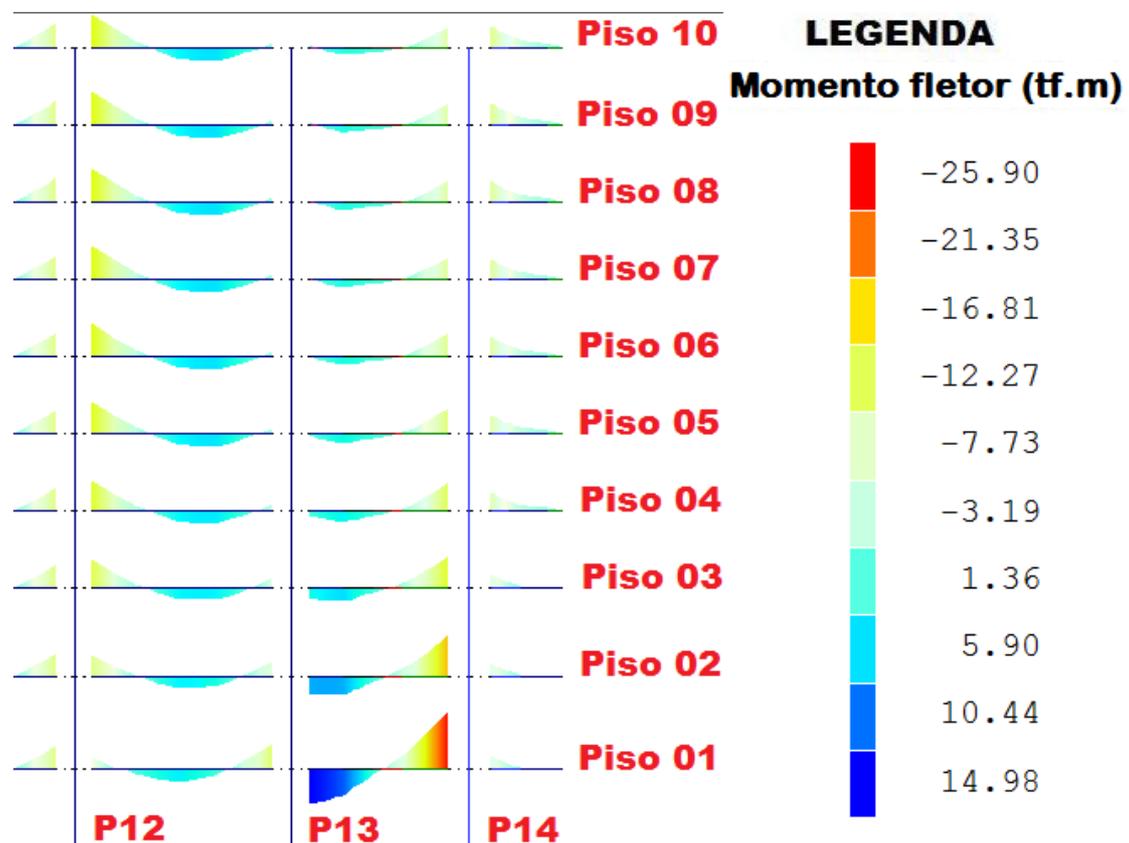


Figura 5.102 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C4 (13/03/2008)

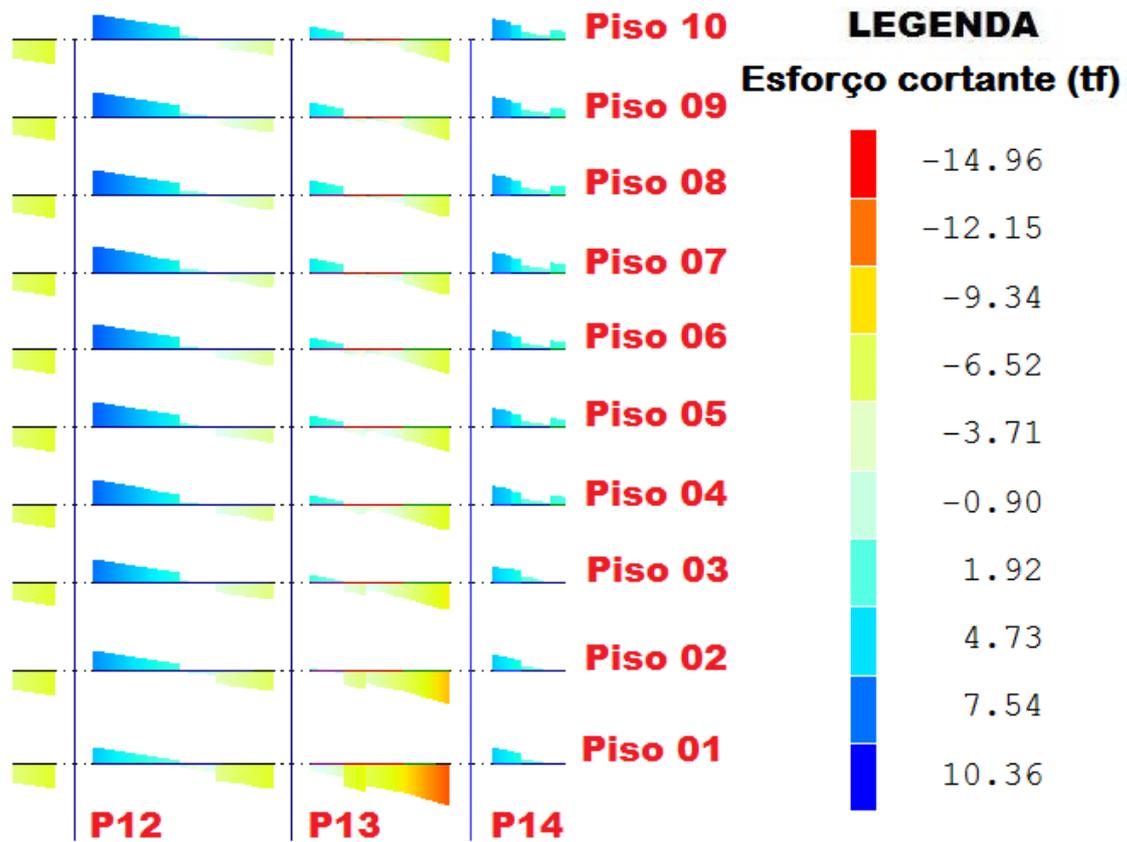


Figura 5.103 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C4 (13/03/2008)

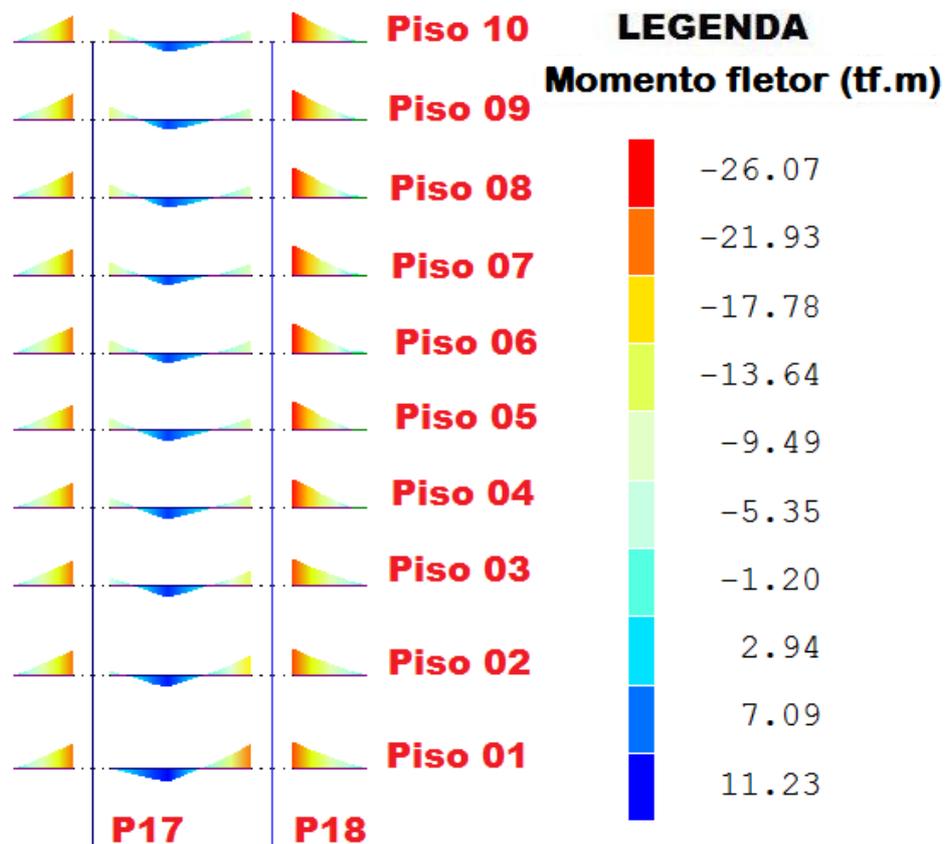


Figura 5.104 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C4 (13/03/2008)

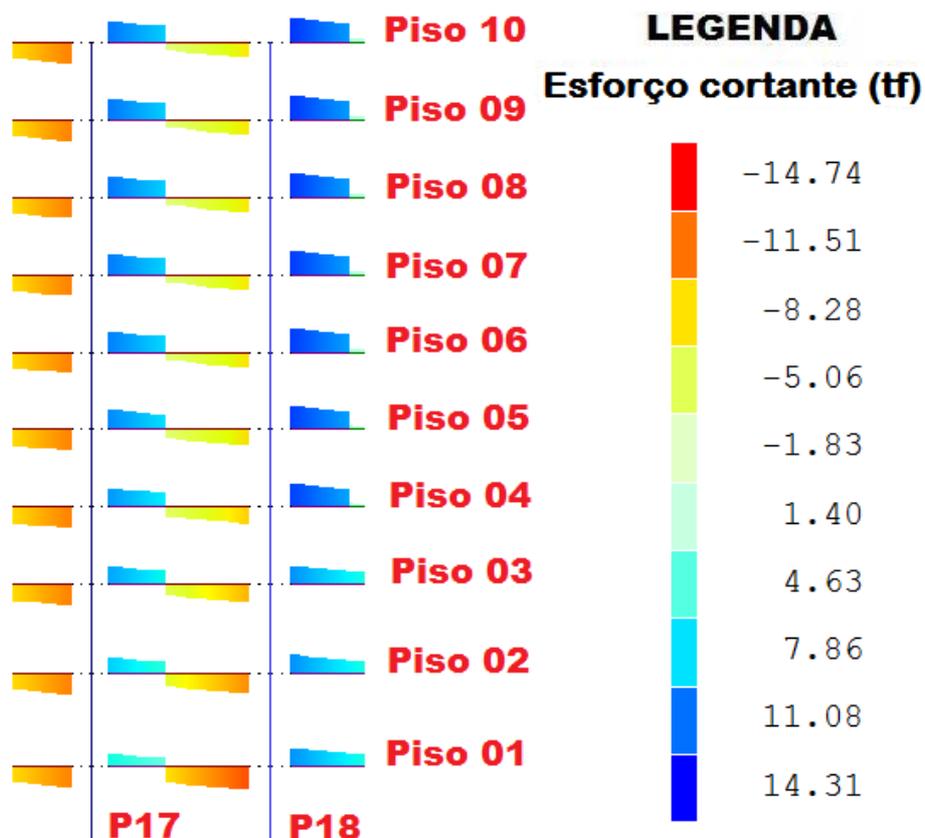


Figura 5.105 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C4 (13/03/2008)

Também neste cenário C4 se mantém os resultados dos momentos fletores e dos esforços cortantes bastante aproximados (quase constantes), do piso 04 em diante, demonstrando que os efeitos dos recalques são maiores nos pisos inferiores.

Outro ponto que se percebe é que os momentos fletores da viga V7, no tramo entre os pilares P13 e P14 chegam a inverter seus diagramas, principalmente no piso 01 e piso 02, também explicado pela diferença de recalques entre estes pilares, Ver Figuras 93 e 94.

Em uma comparação dos resultados do cenário C4 com os do cenário C2, é correto afirmar que a consideração do efeito dos recalques, utilizando um coeficiente médio de recalque ou impondo-se os recalques que foram medidos realmente, deveria ser prática recomendada, visto que a estrutura a ser calculada apresenta resultados bastante diferentes com ou sem a consideração da ISE. Neste caso, a estrutura utilizada para ilustrar estes efeitos, apresentou a mesma conformação nos dois cenários.

5.1.5 Cenário 5 (C5)

Para o cenário C5, foram utilizados os mesmos critérios e indicadores dos cenários anteriores e aplicados em uma estrutura igual à do C1, com o acréscimo de novos coeficientes de mola, desta vez calculada individualmente para cada uma das medições apresentadas na Tabela 4.1, e tendo como cargas dos pilares as do cenário C1.

O resumo do cálculo destes coeficientes de mola também está nos anexos 01 a 04.

Após o cálculo dos coeficientes de mola, estes foram aplicados na estrutura do edifício e refeitos os processamentos para cada medição, também em um total de 12 (doze) processamentos.

As figuras 5.106, 5.107, 5.108 e 5.109, mostram a evolução dos indicadores para todos os processamentos do cenário C5.

Inicialmente, o cenário C5 difere do cenário C2 no cálculo do coeficiente de mola, pois em todos os indicadores percebem-se que os valores mudaram muito pouco, alguns por questão de aproximação decimal.

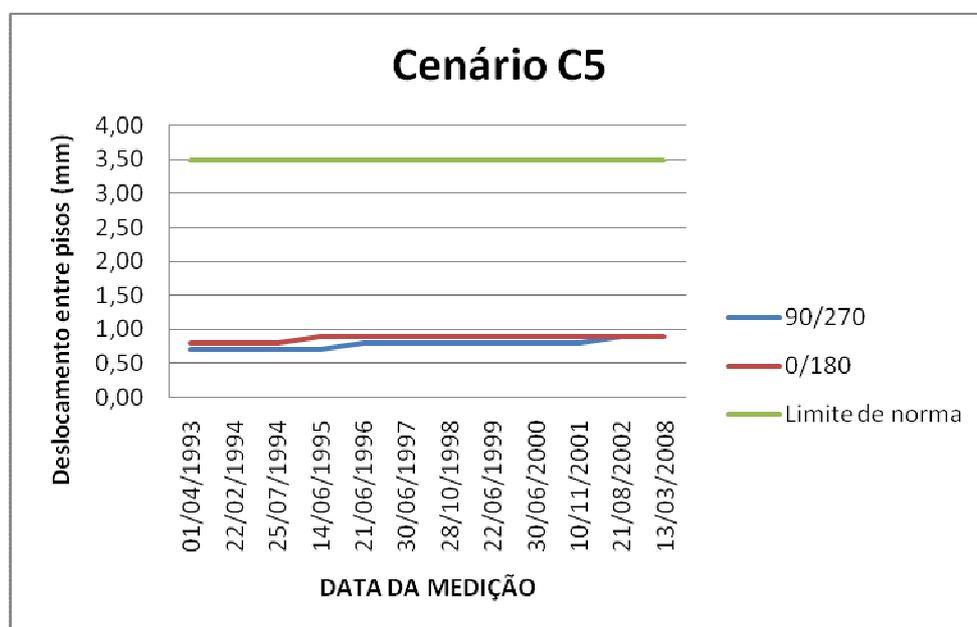


Figura 5.106 – Deslocamentos entre pisos das medições no Cenário C5

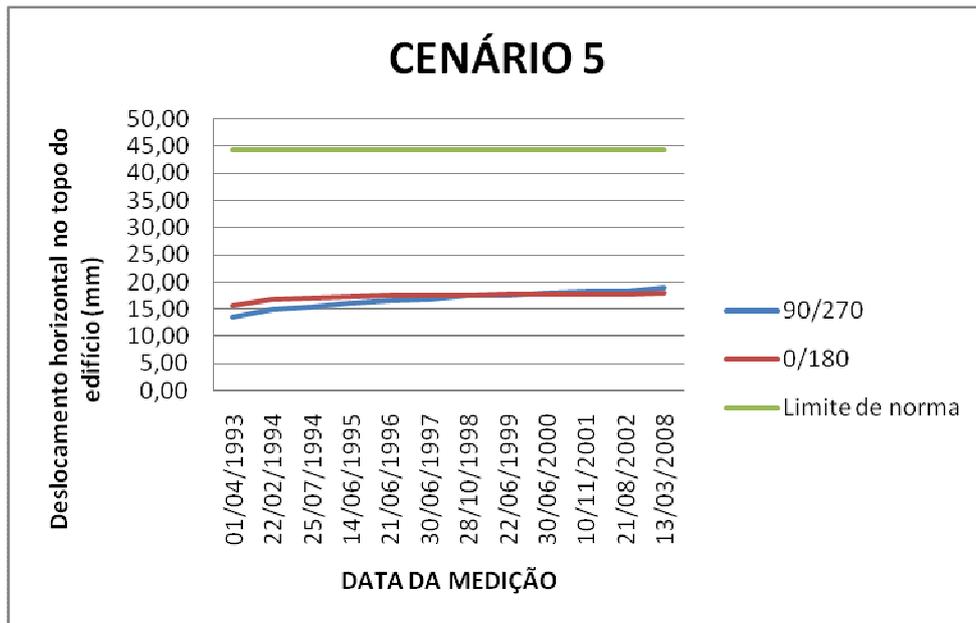


Figura 5.107 – Deslocamentos horizontais no topo do edifício das medições no Cenário C5

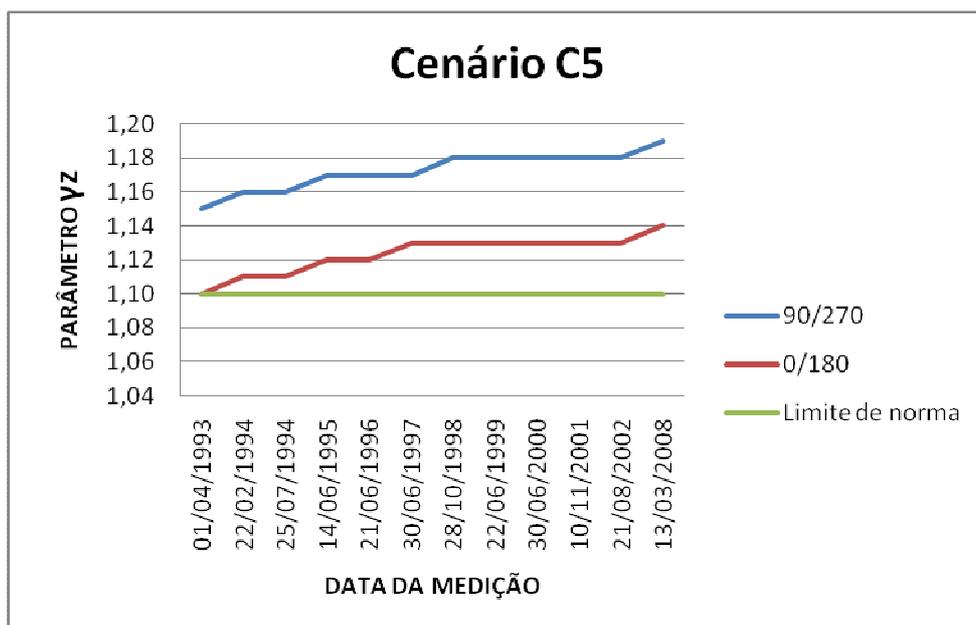


Figura 5.108 – Coeficientes γ_z das medições no Cenário C5

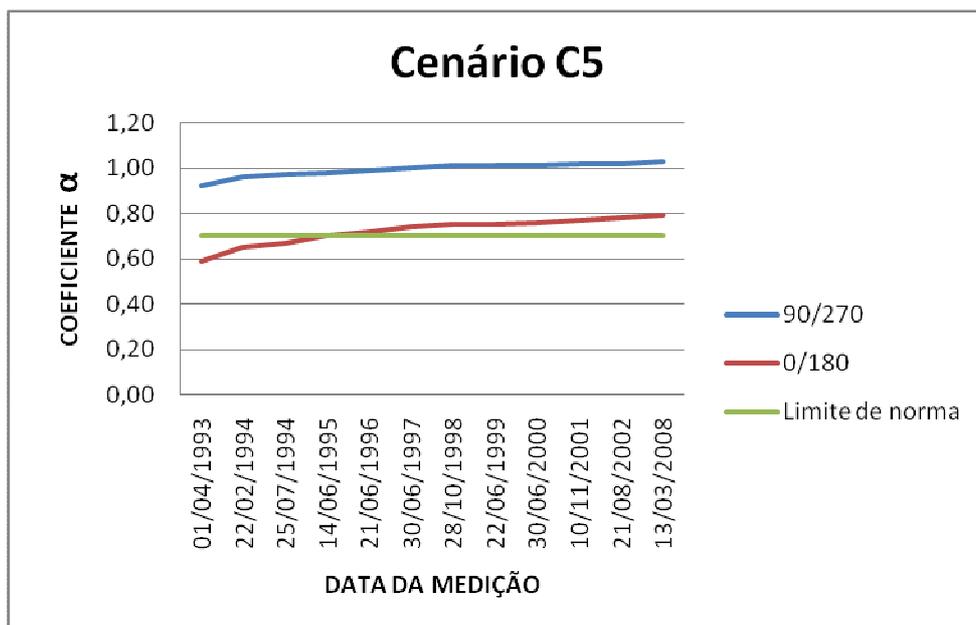


Figura 5.109 – Parâmetros α das medições no cenário C5

A análise dos resultados do cenário C5, de uma maneira que possa enriquecer esta pesquisa, será feita através da comparação com o cenário C2, na medida em que o conceito para a consideração da plastificação dos apoios é a mesma, ou seja, a aplicação de um coeficiente de mola na estrutura simula o efeito dos recalques sofridos pelo edifício. Para o cenário C2 foi utilizado um coeficiente médio de mola e no cenário C5 o coeficiente de mola utilizado foi individual (ver anexos 01 a 04).

A Tabela 5.4 faz uma comparação entre as cargas do cenário C2 e as cargas do cenário C5.

Para a análise dos resultados do cenário C5, foram escolhidas as mesmas medições citadas no cenário C2.

A diferença entre o maior somatório de cargas do cenário C5 e o menor somatório do cenário C2 é de 1.201 kN, o que representa uma percentual de aproximadamente 1%, portanto não sendo considerado como desigual

Tabela 5.5 – Quadro comparativo de cargas entre o cenário C2, e algumas medições do cenário C5

PILAR	CARGAS (kN)							
	C2		C5		C2		C5	
	01/04/1993	01/04/1993	21/06/1996	21/06/1996	22/06/1999	22/06/1999	13/03/2008	13/03/2008
P1	4.140,00	4.220,00	4.279,00	4.470,00	4.471,00	4.540,00	4.706,00	4.580,00
P2	4.700,00	4.220,00	5.540,00	4.440,00	5.650,00	4.490,00	5.750,00	4.440,00
P3	5.927,00	5.476,00	4.699,00	4.432,00	4.068,00	4.325,00	3.284,00	4.218,00
P4	9.540,00	10.250,00	7.110,00	9.830,00	6.850,00	9.900,00	6.660,00	9.860,00
P5	3.440,00	3.032,00	5.030,00	4.048,00	5.260,00	3.934,00	5.470,00	3.899,00
P6	4.680,00	4.550,00	5.570,00	4.430,00	5.680,00	4.450,00	5.780,00	4.410,00
P7	6.640,00	6.910,00	6.320,00	6.540,00	6.260,00	6.610,00	6.220,00	6.780,00
P8	3.740,00	4.700,00	4.880,00	4.820,00	5.130,00	4.650,00	5.370,00	4.640,00
P9	6.670,00	6.880,00	6.040,00	8.420,00	6.070,00	8.370,00	6.140,00	8.290,00
P10	9.380,00	8.720,00	8.280,00	6.590,00	7.990,00	6.490,00	7.720,00	6.690,00
P11	11.130,00	13.000,00	8.440,00	13.820,00	8.110,00	13.790,00	7.800,00	13.870,00
P12	3.450,00	3.060,00	5.490,00	3.400,00	5.920,00	3.460,00	6.260,00	3.480,00
P13	5.190,00	5.480,00	6.980,00	4.860,00	7.110,00	4.870,00	7.160,00	4.810,00
P14	6.930,00	5.680,00	7.940,00	5.730,00	7.840,00	5.720,00	7.700,00	5.600,00
P15	9.020,00	8.920,00	8.370,00	9.180,00	8.160,00	9.250,00	7.930,00	9.290,00
P16	11.225,00	11.384,00	10.294,00	11.475,00	10.114,00	11.451,00	9.927,00	11.325,00
P17	6.170,00	6.310,00	6.670,00	6.410,00	6.780,00	6.420,00	6.890,00	6.470,00
P18	6.594,00	6.471,00	7.227,00	6.515,00	7.342,00	6.517,00	7.442,00	6.519,00
Total	118.566,00	119.263,00	119.159,00	119.410,00	118.805,00	119.237,00	118.209,00	119.171,00

As Figuras 5.110, 5.111, 5.112 e 5.113 apresentam o mapeamento da migração das cargas de fundação entre os pilares do edifício.

Na comparação das figuras 5.110, 5.111, 5.112 e 5.113 com as Figuras 5.09, 5.10 e 5.11 do cenário C2, nota-se que há uma variação na migração de cargas dos pilares, mudando o mapeamento. O cálculo dos deslocamentos dos apoios em função dos recalques impostos pelos coeficientes de mola individuais não são iguais aos recalques encontrados na consideração dos coeficientes médio de mola, com isto há uma redistribuição de cargas.

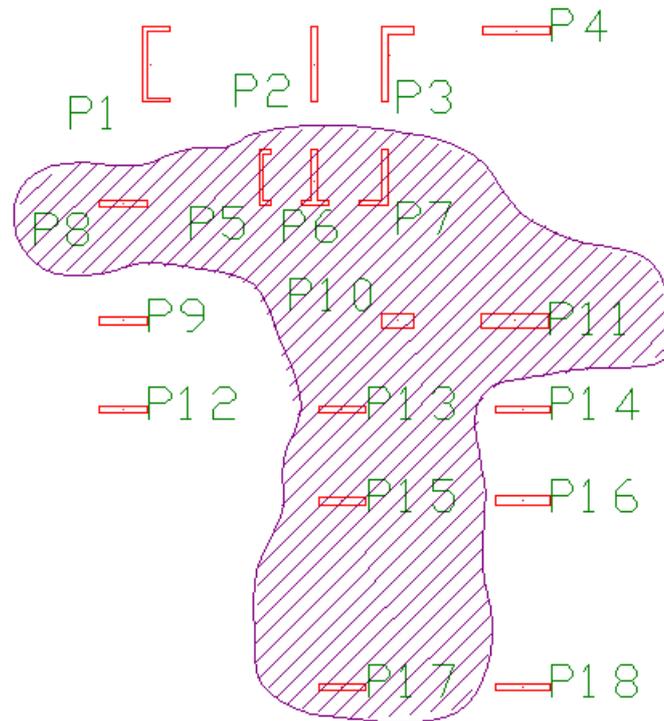


Figura 5.110 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C1 para o cenário C5
(01/04/1993)

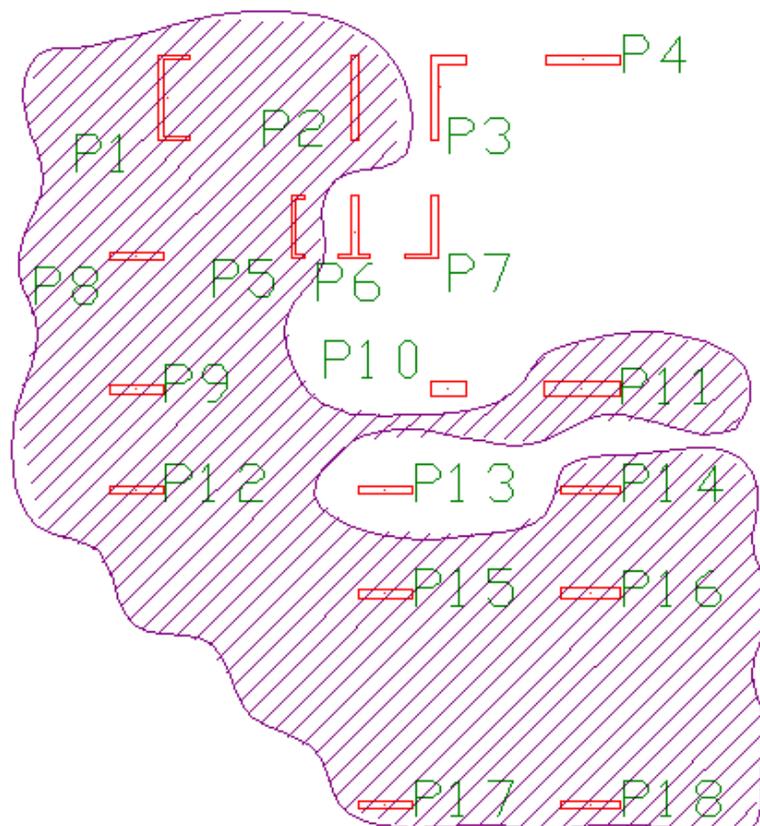


Figura 5.111 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C5 (01/04/1993) para o
cenário C5 (21/06/1996)

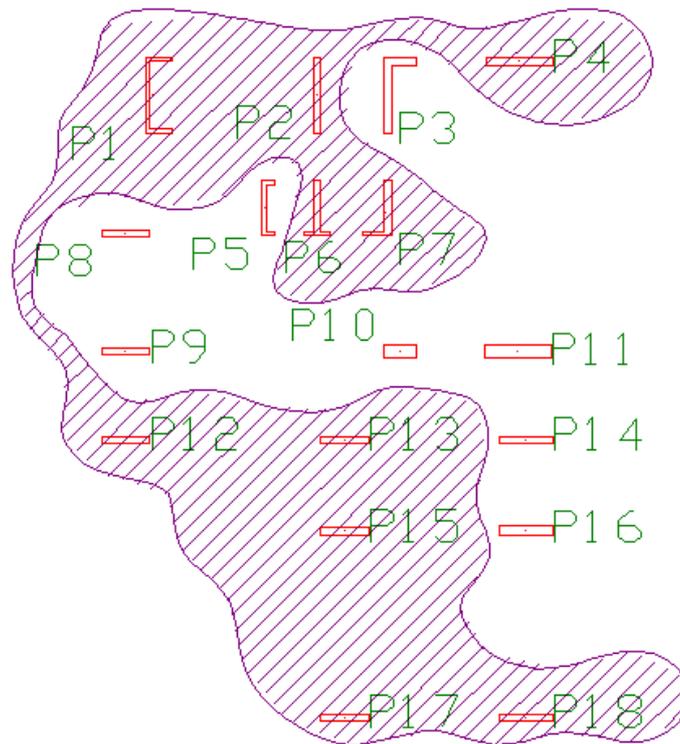


Figura 5.112 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C5 (21/06/1996) para o cenário C5 (22/06/1999)

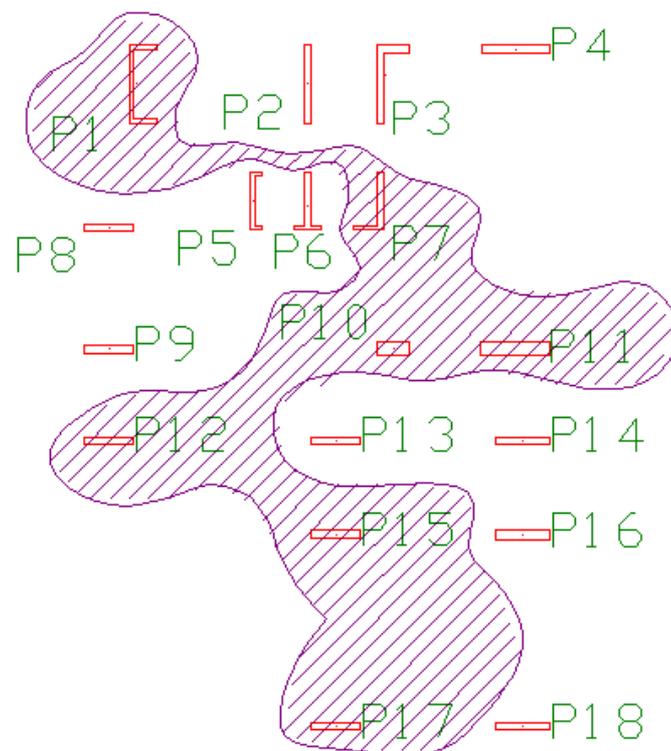


Figura 5.113 – Redistribuição das cargas de fundação do cenário C5 (22/06/1999) para o cenário C5 (13/03/2008)

Para ilustrar o efeito da migração de cargas no cenário C5 da ISE, foram escolhidos os pilares P3, P5, P16 e P18, os mesmos pilares escolhidos no cenário C2. Porém, a redistribuição das cargas dos mesmos não seguiu um comportamento similar ao do cenário C2, como mostram as Figuras 5.114 a 5.117.

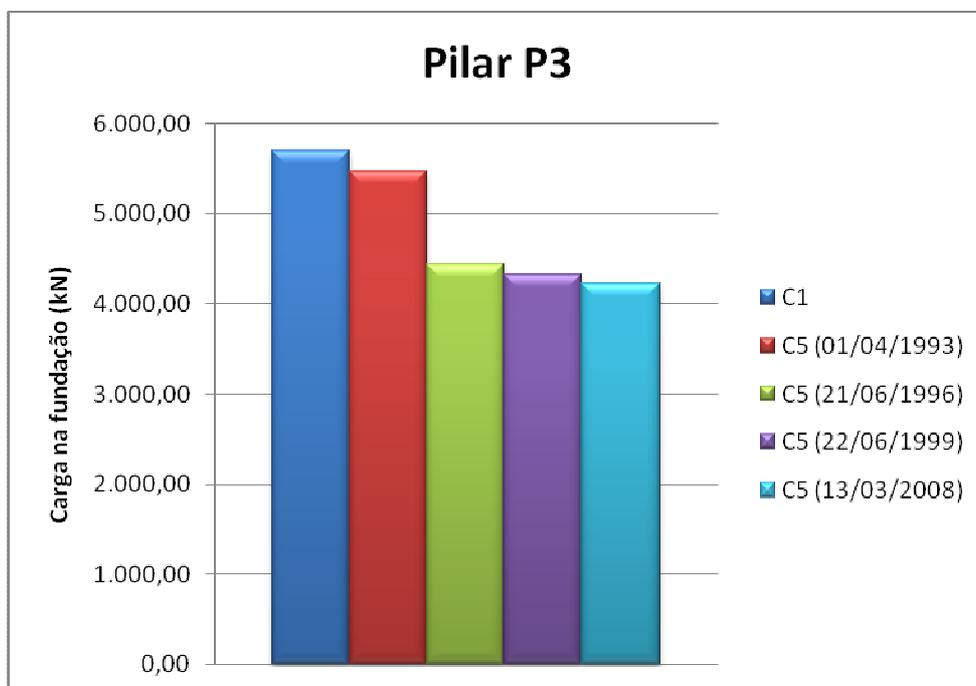


Figura 5.114 – Diminuição da carga do Pilar P3 do cenário C5

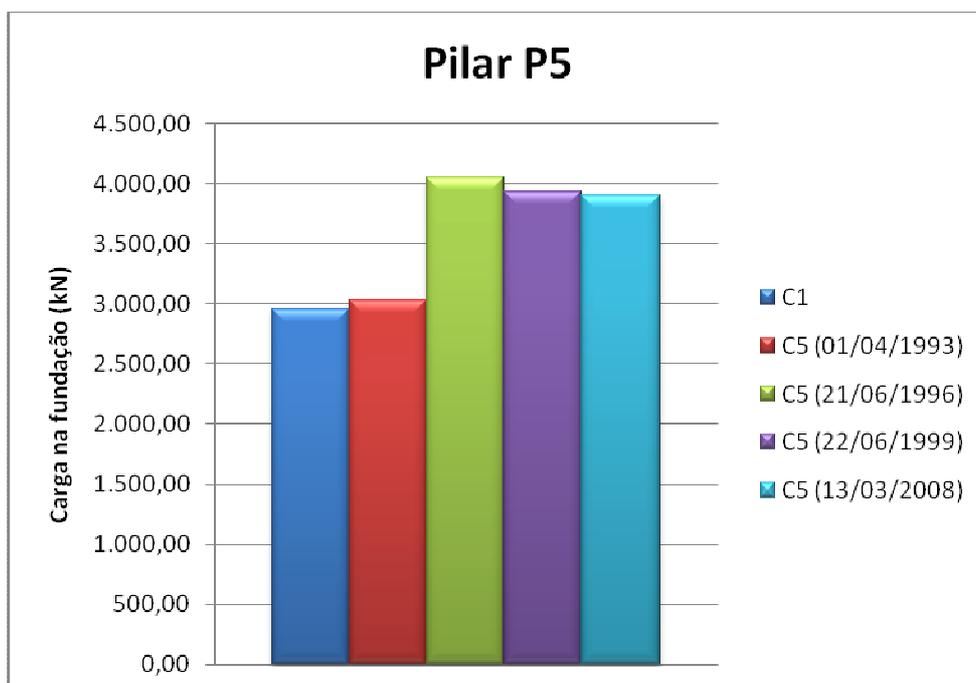


Figura 5.115 – Variação da carga do Pilar P5 do cenário C5

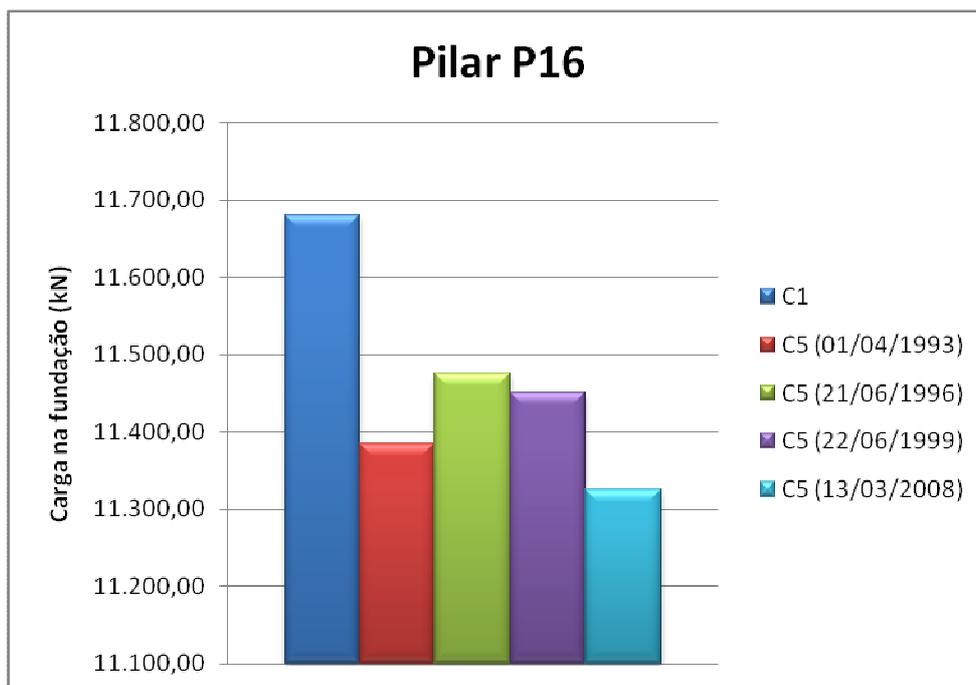


Figura 5.116 – Variação da carga do Pilar P16 do cenário C5

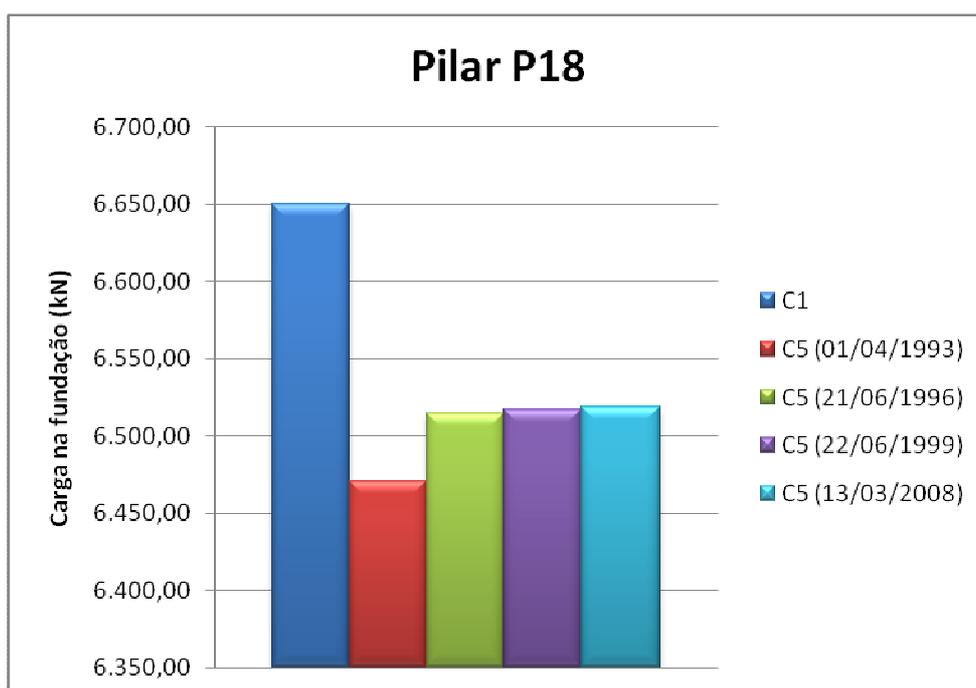


Figura 5.117 – Aumento da carga do Pilar P18 do cenário C5

Os pilares P5 e P16 não apresentam uma variação de carga linear, conforme mostra as Figuras 5.115 e 5.116, apesar das medições de recalques demonstrarem um crescimento ao longo das medições apresentadas em anexo (anexos 01 a 04). O comportamento espacial do edifício estabelece uma redistribuição de esforços entre as peças estruturais, variando com cada medição.

Em comparação com os resultados apresentados no cenário C2, os pilares P5 e P16 demonstraram comportamentos lineares, crescente para o pilar P5 e decrescente para o pilar P16. Já os pilares P3 e P18, mantiveram as suas tendências na redistribuição de cargas, o pilar P3 continuou com uma diminuição de cargas e o P18 com um aumento.

Continuando com a comparação entre os pilares P3, P5, P16 e P18, nos cenários C1 e C5, idêntico ao que foi feito com o cenário C2, foi efetuado um levantamento dos esforços normais destes pilares nas datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008, da fundação até o 10º pavimento. As Figuras 5.118 a 5.121 representam os resultados deste levantamento para o pilar P3.

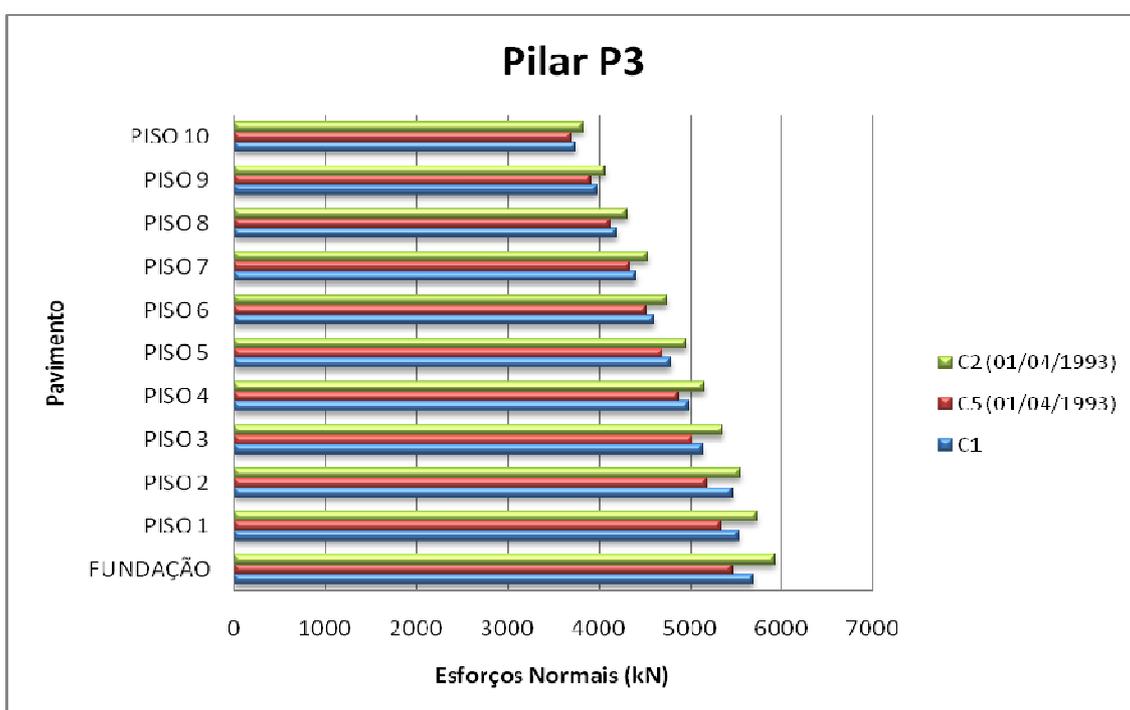


Figura 5.118 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1, no cenário C5 (01/04/1993) e no cenário C2 (01/04/1993)

Assim como na comparação com o cenário C2, os esforços deste pilar ao longo dos pavimentos se mantiveram bem próximos nos cenários C1 e C5 (01/04/1993), mantendo uma diferença entre os mesmos muito pequena. Neste resultado ainda pode-se notar que os esforços normais encontrados no cenário C2 (01/04/1993) são maiores em todos os pavimentos.

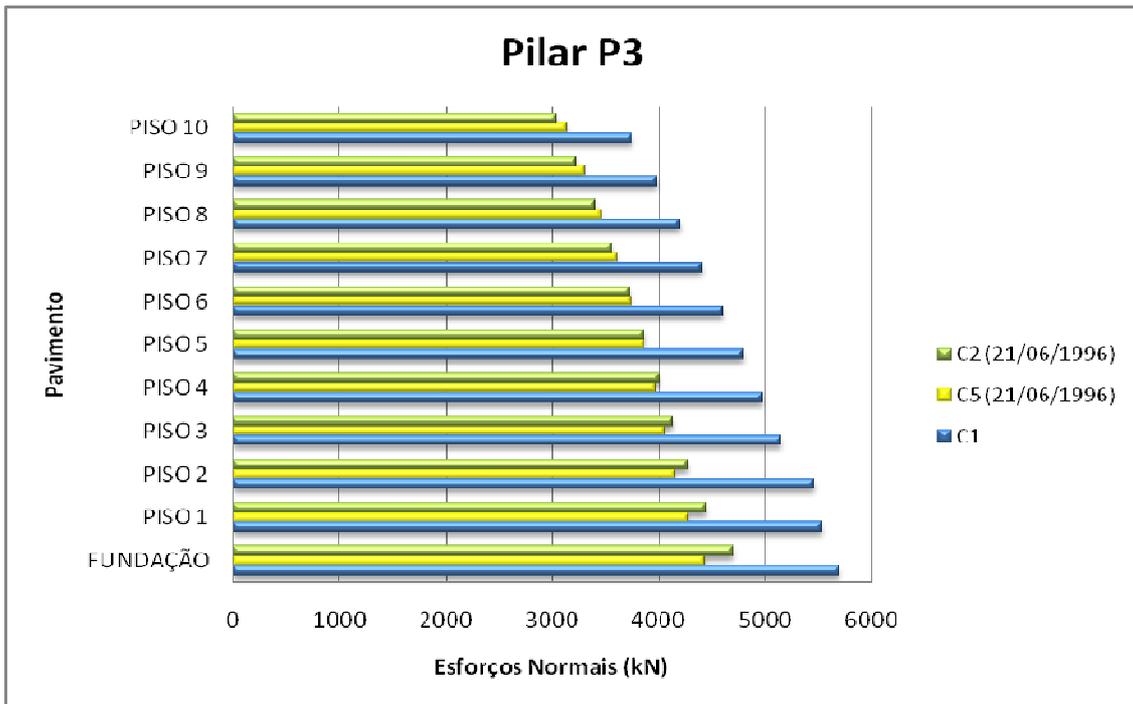


Figura 5.119 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1, no cenário C5 (21/06/1996) e no cenário C2 (21/06/1996)

Este resultado apresenta os esforços normais do pilar P3 nos cenários C5 (21/06/1996) e C2 (21/06/1996), praticamente iguais.

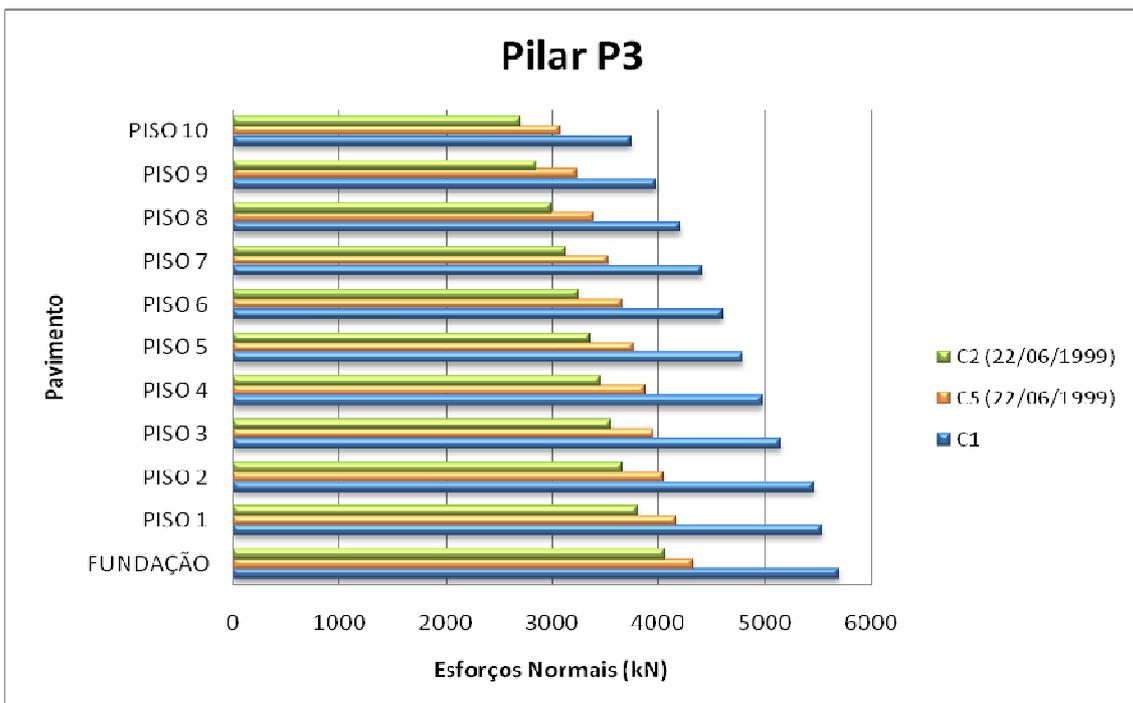


Figura 5.120 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1, no cenário C5 (22/06/1999) e no cenário C2 (22/06/1999)

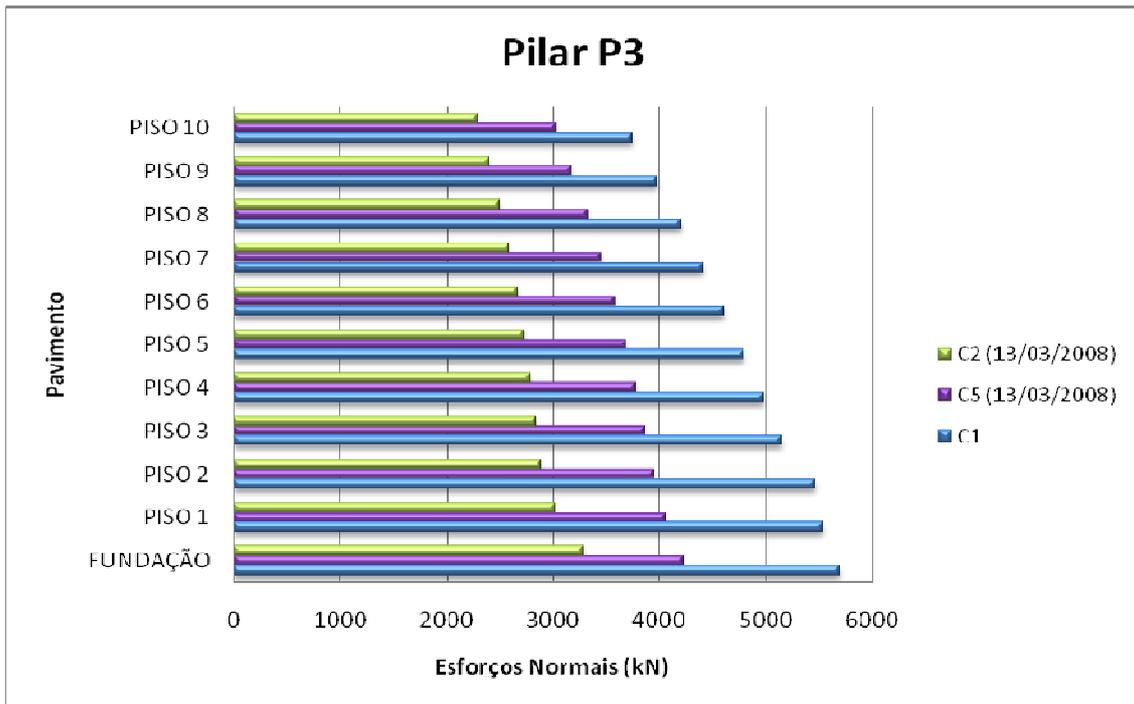


Figura 5.121 – Esforços normais do pilar P3 no cenário C1, no cenário C5 (13/03/2008) e no cenário C2 (13/03/2008)

As Figuras 5.122 a 5.125 representam os resultados para o pilar P5.

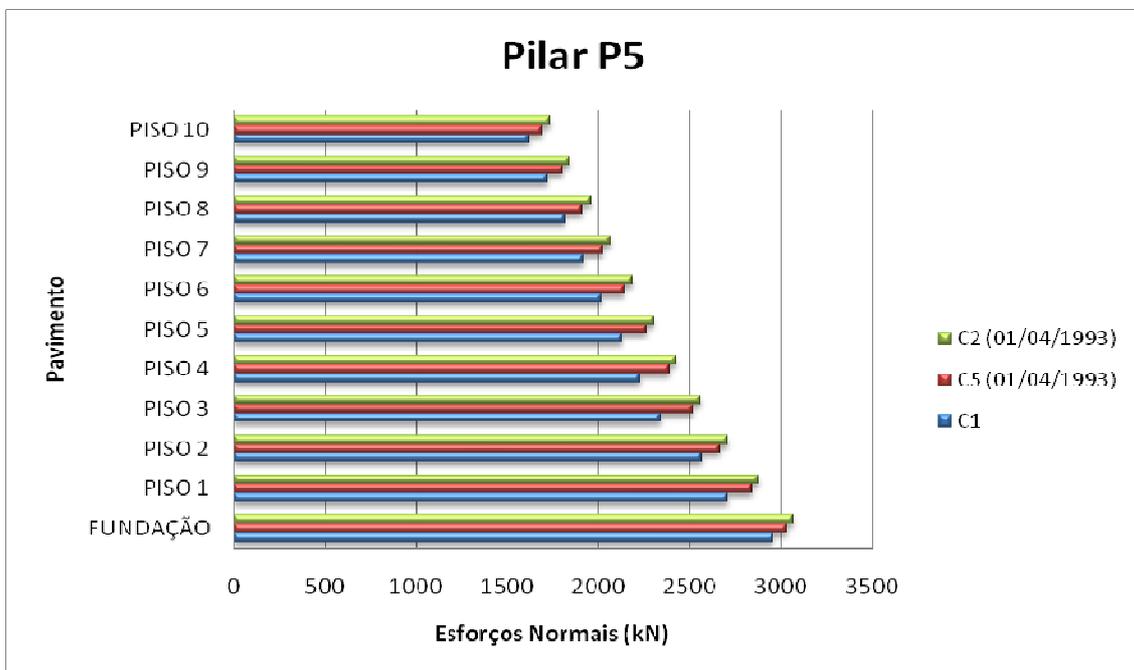


Figura 5.122 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1, no cenário C5 (01/04/1993) e no cenário C2 (01/04/1993)

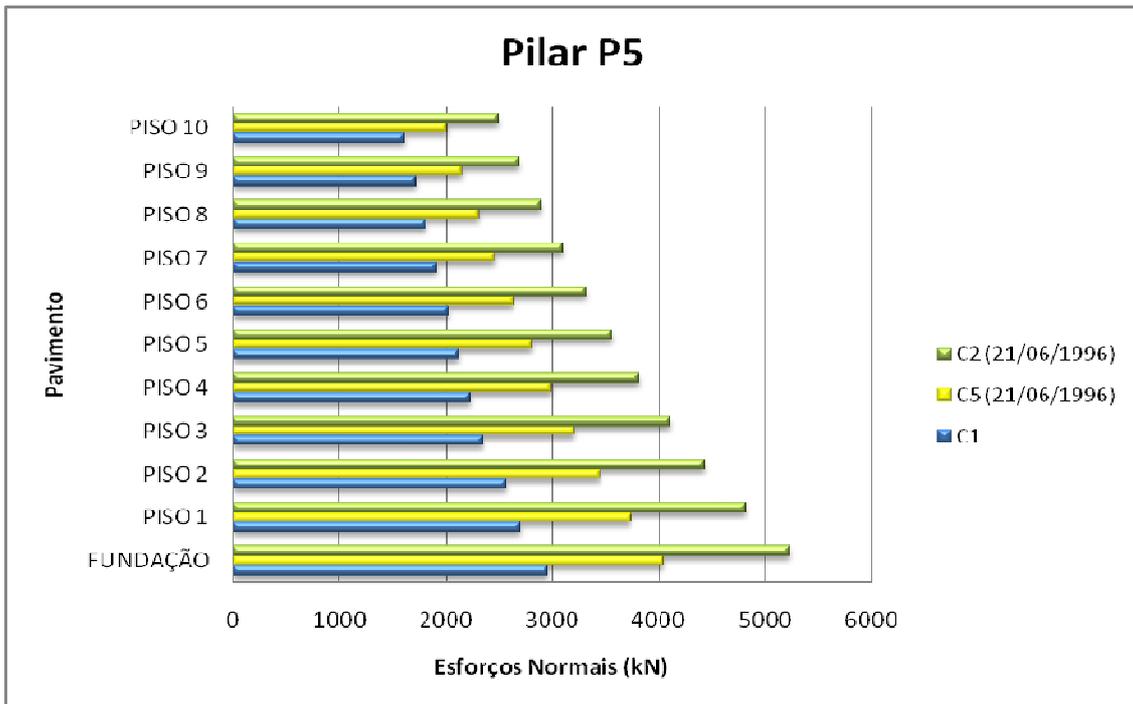


Figura 5.123 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1, no cenário C5 (21/06/1996) e no cenário C2 (21/06/1996)

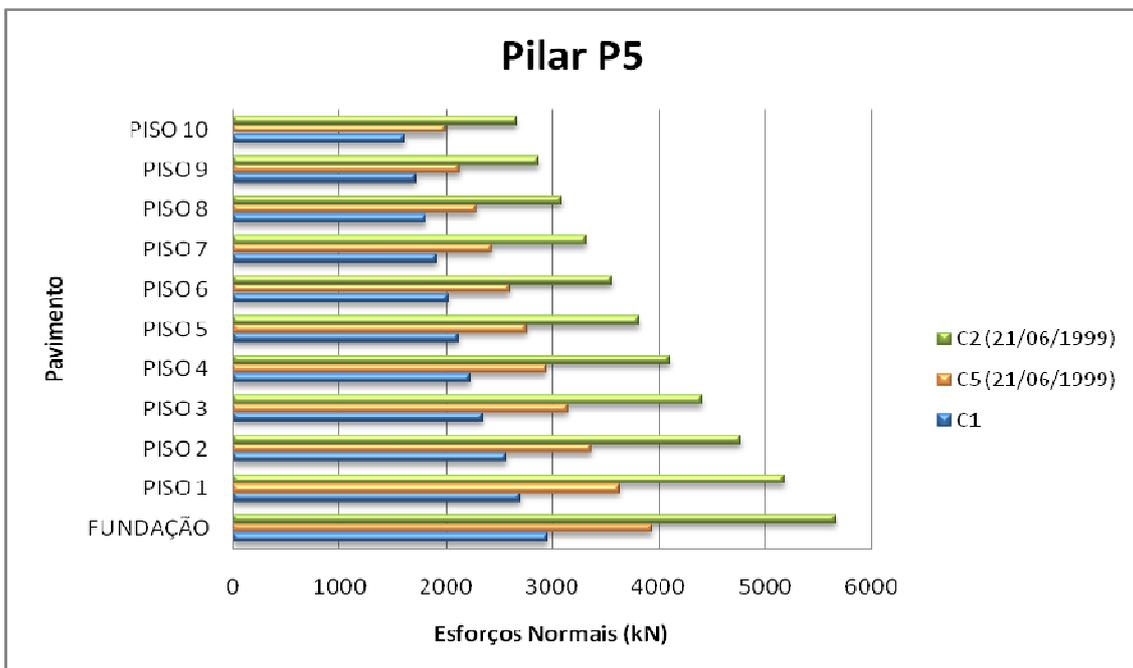


Figura 5.124 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1, no cenário C5 (22/06/1999) e no cenário C2 (22/06/1999)

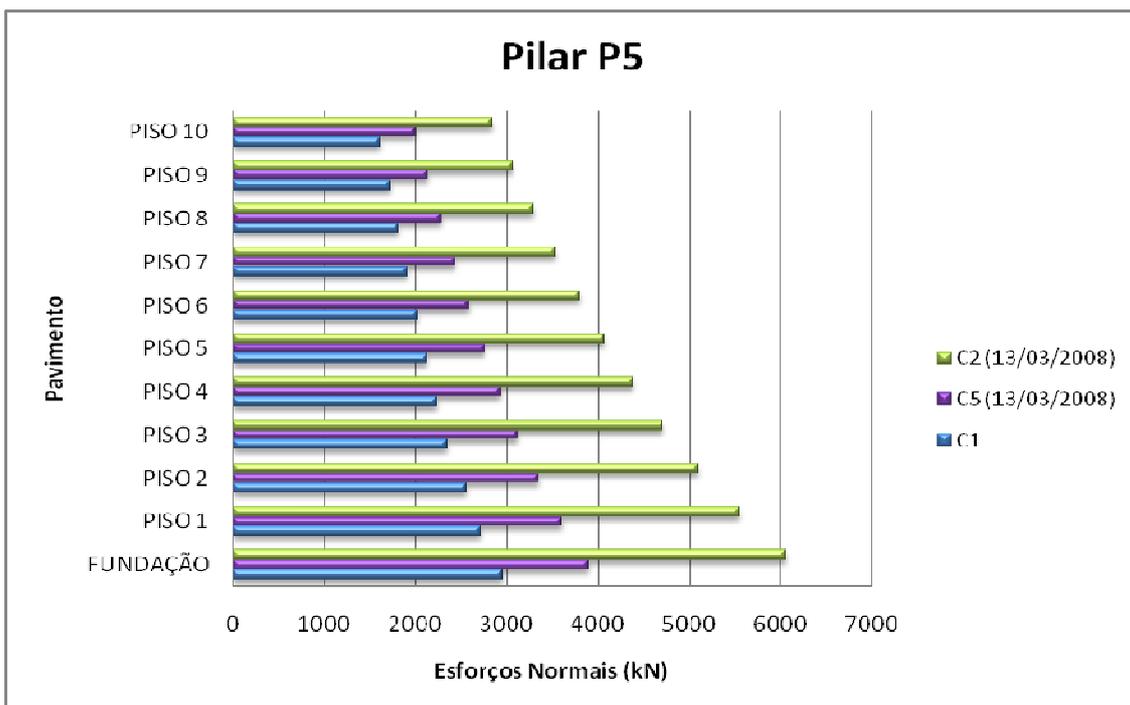


Figura 5.125 – Esforços normais do pilar P5 no cenário C1, no cenário C5 (13/03/2008) e no cenário C2 (13/03/2008)

As Figuras 5.126 a 5.129 representam os resultados para o pilar P16.

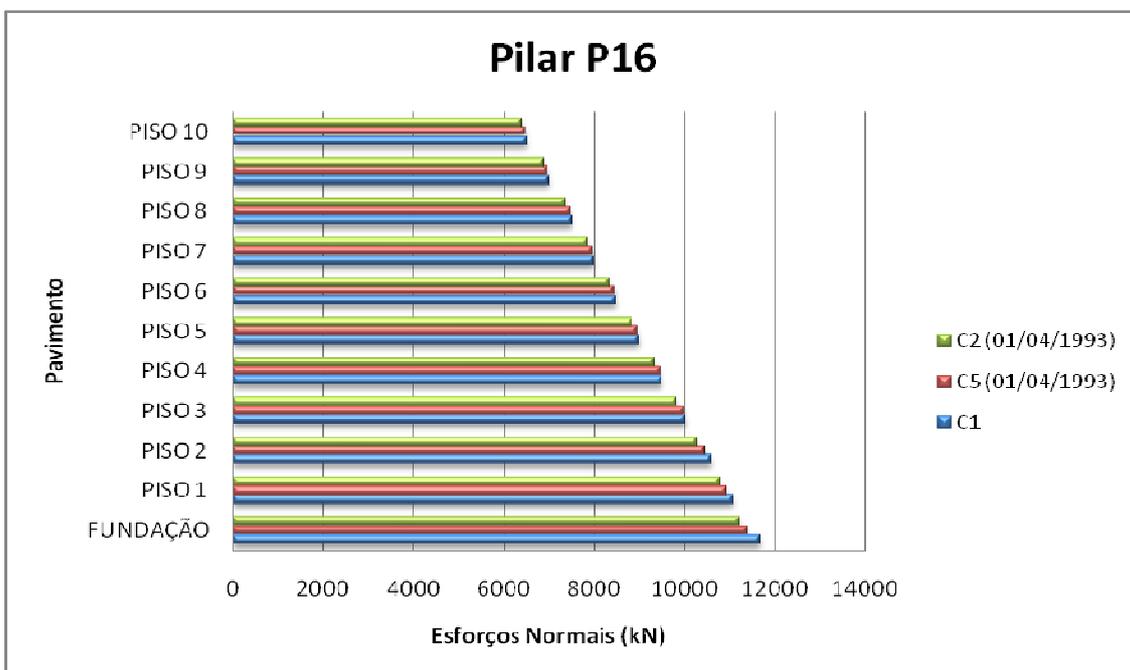


Figura 5.126 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1, no cenário C5 (01/04/1993) e no cenário C2 (01/04/1993)

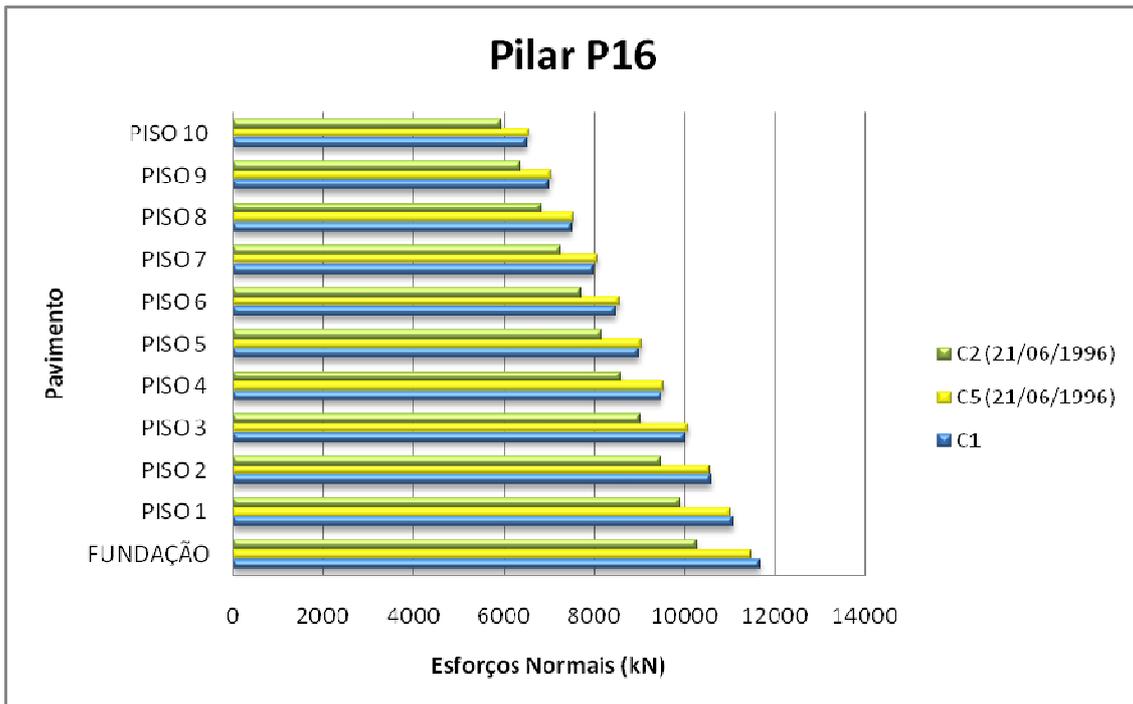


Figura 5.127 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1, no cenário C5 (21/06/1996) e no cenário C2 (21/06/1996)

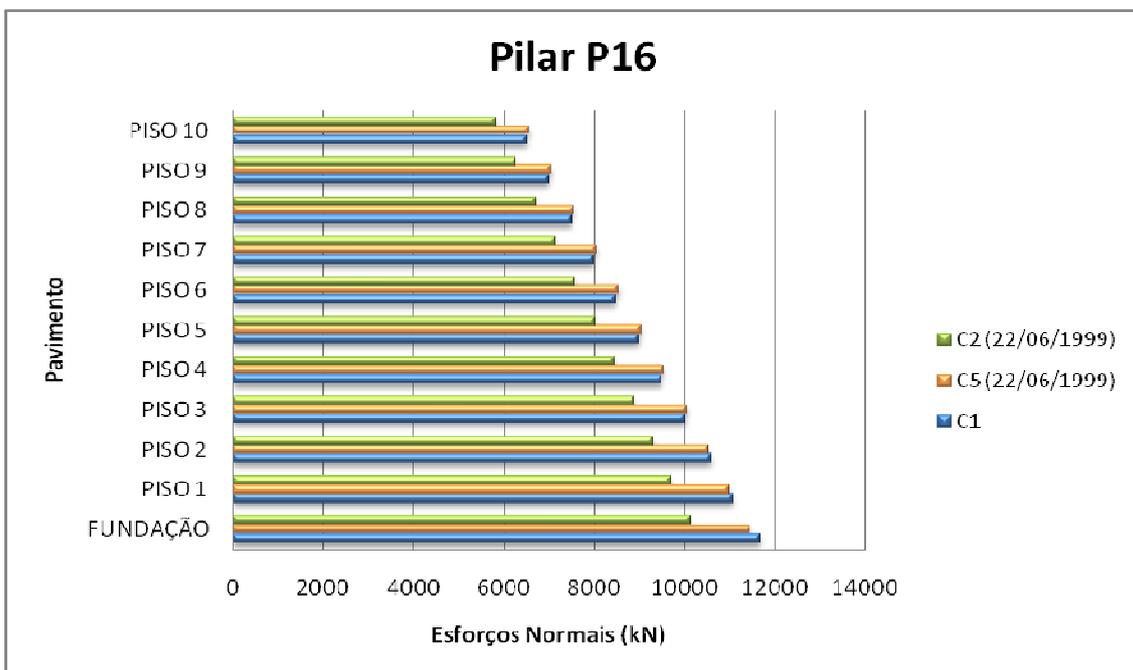


Figura 5.128 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1, no cenário C5 (22/06/1999) e no cenário C2 (22/06/1999)

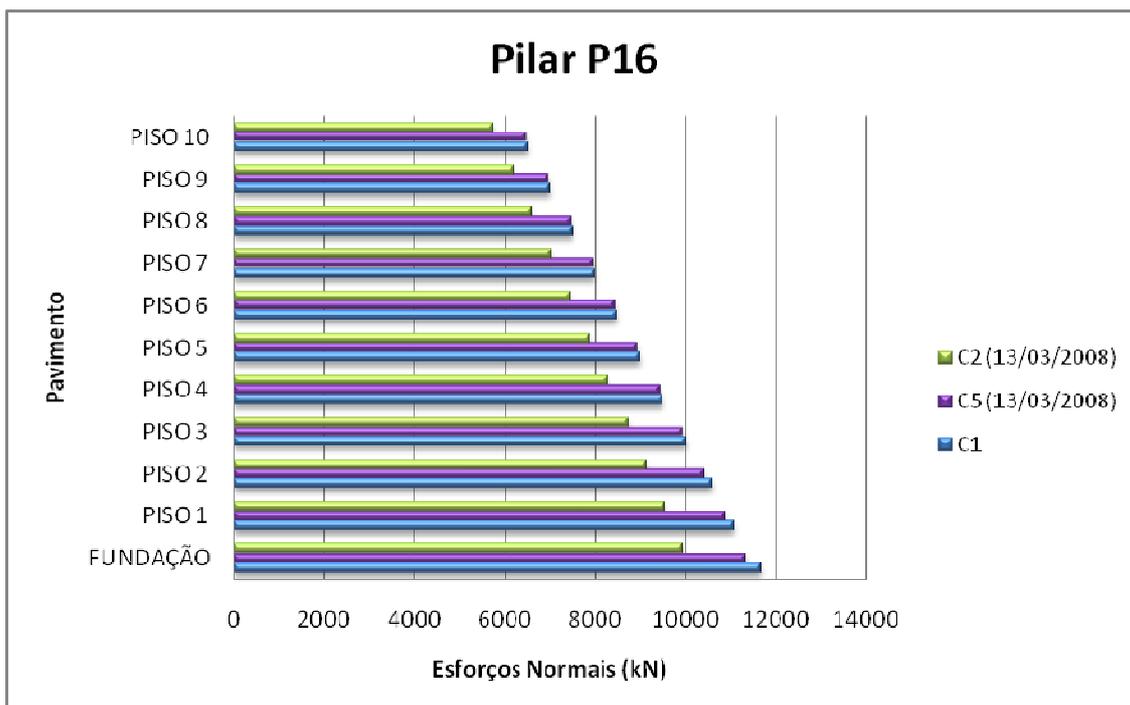


Figura 5.129 – Esforços normais do pilar P16 no cenário C1, no cenário C5 (13/03/2008) e no cenário C2 (13/03/2008)

As Figuras 5.130 a 5.133 representam os resultados para o pilar P18.

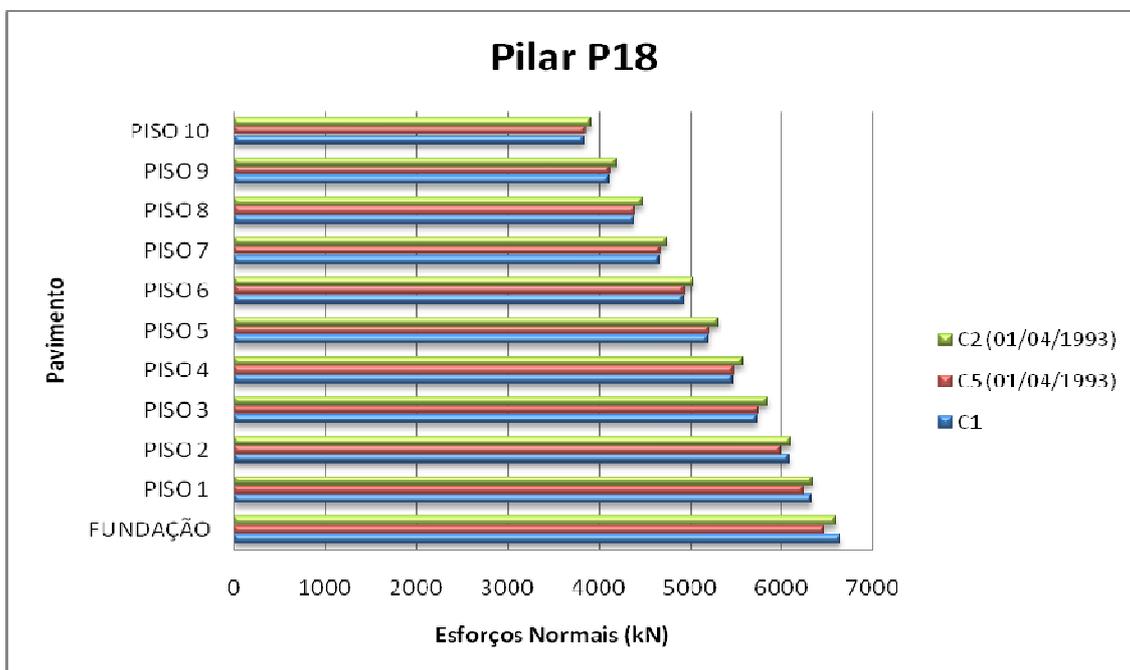


Figura 5.130 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1, no cenário C5 (01/04/1993) e no cenário C2 (01/04/1993)

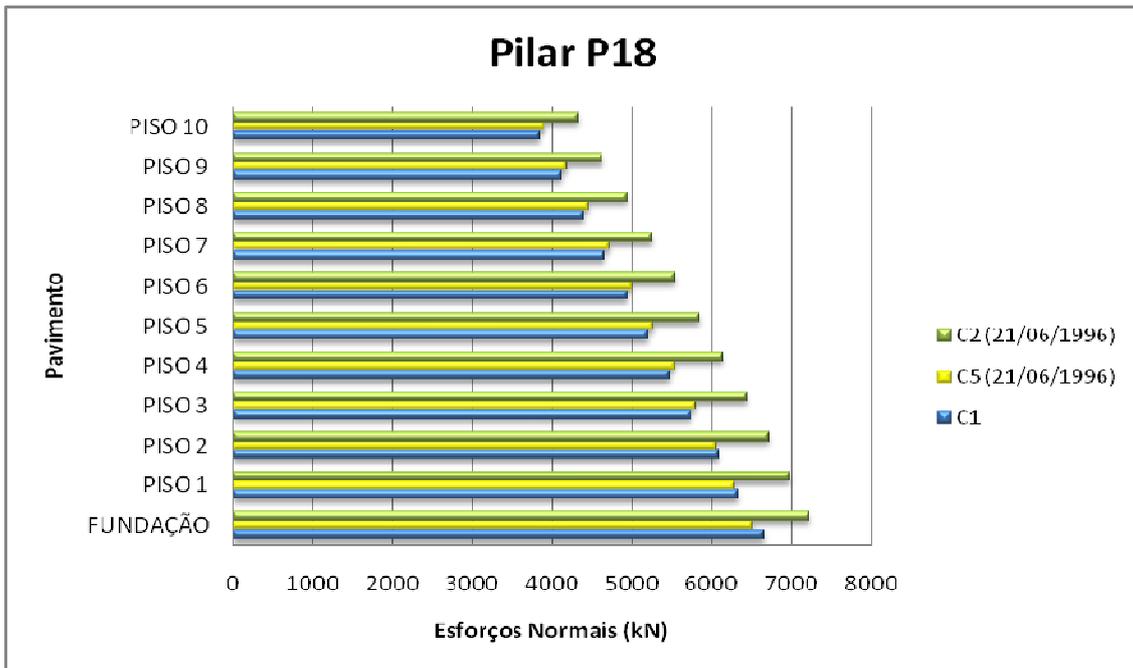


Figura 5.131 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1, no cenário C5 (21/06/1996) e no cenário C2 (21/06/1996)

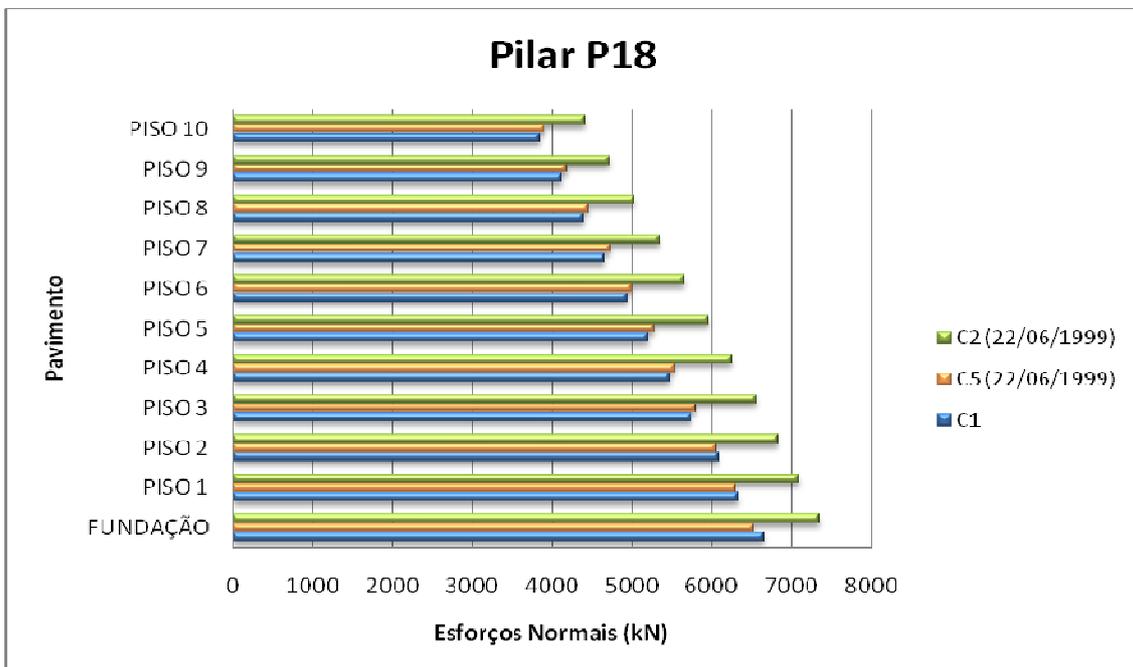


Figura 5.132 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1, no cenário C5 (22/06/1999) e no cenário C2 (22/06/1999)

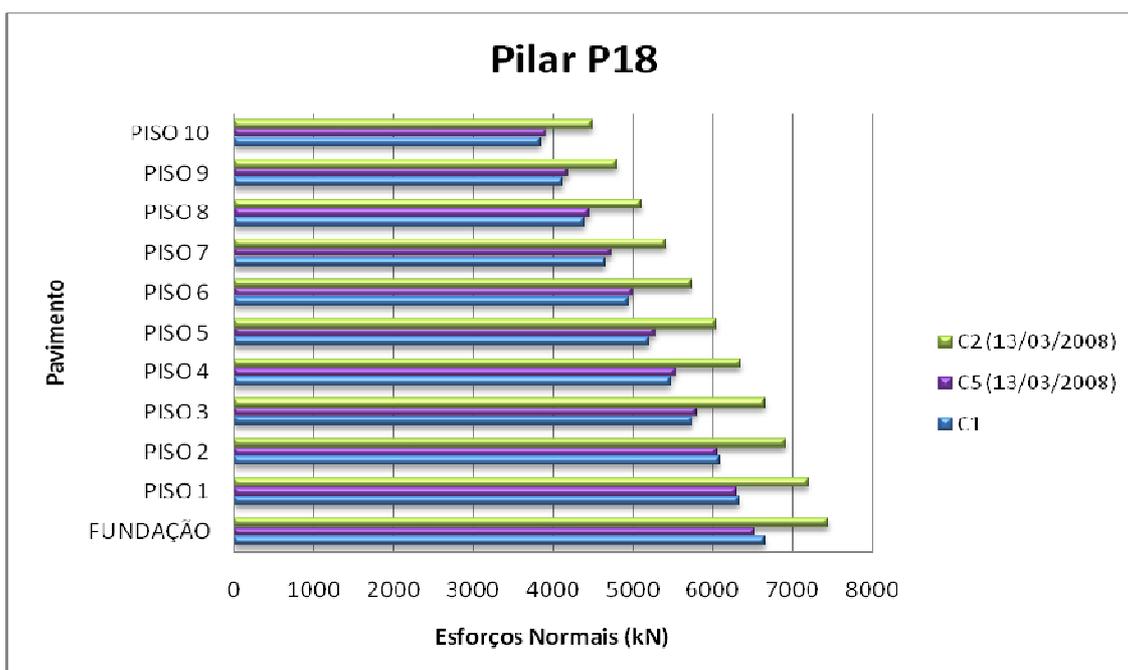


Figura 5.133 – Esforços normais do pilar P18 no cenário C1, no cenário C5 (13/03/2008) e no cenário C2 (13/03/2008)

Os efeitos do acréscimo de cargas no pilar P5, devido à consideração do coeficiente de mola individual, não tiveram a mesma proporção que no cenário C2 (mais de 100%). Contudo, em comparação com a carga do projeto original (7.927,00 KN) percebe-se que a resultante final, extraída do cenário C5 (13/03/2008) continua sendo inferior à de projeto, comprovado pelo fato deste pilar não ter sofrido reforço até a presente data.

No cenário C5 também foi considerado na base de todos os pilares um coeficiente médio de mola, desta vez individual para cada pilar, e feito um processamento para cada medição. As Figuras 5.134, 5.135, 5.136 e 5.137 apresentam estes resultados comparando os recalques calculados com os que foram medidos no edifício nas datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008.

Os resultados são bastante próximos dos recalques medidos, como no cenário C2, o que difere são as cargas dos processamentos e os valores dos recalques, já que os coeficientes de mola utilizados foram individuais. Estes resultados, assim como no cenário C2, também comprovam que a elaboração dos projetos estruturais considerando os efeitos da ISE se aproxima mais da realidade de obra

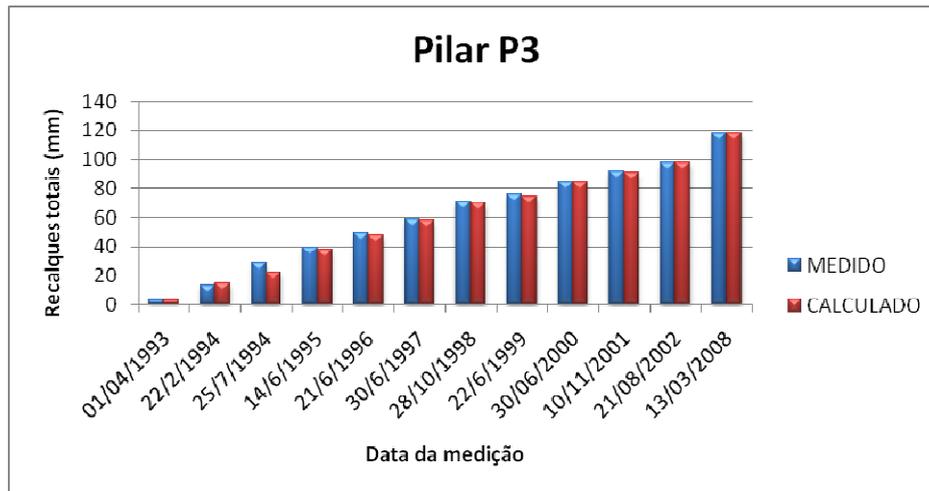


Figura 5.134 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P3 no cenário C5

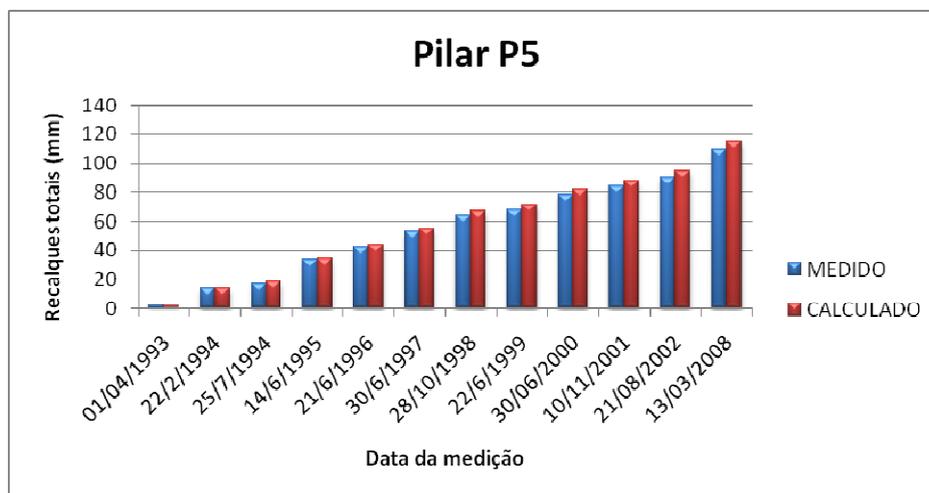


Figura 5.135 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P5 no cenário C5

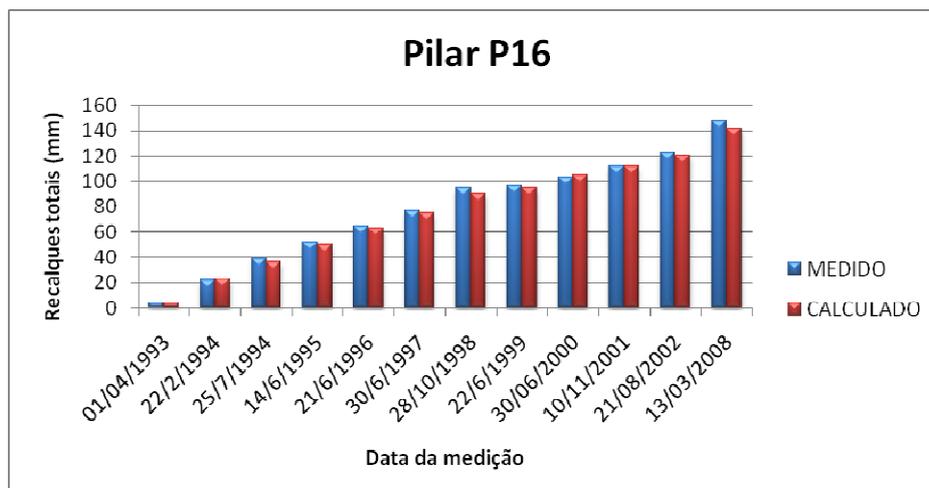


Figura 5.136 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P16 no cenário C5

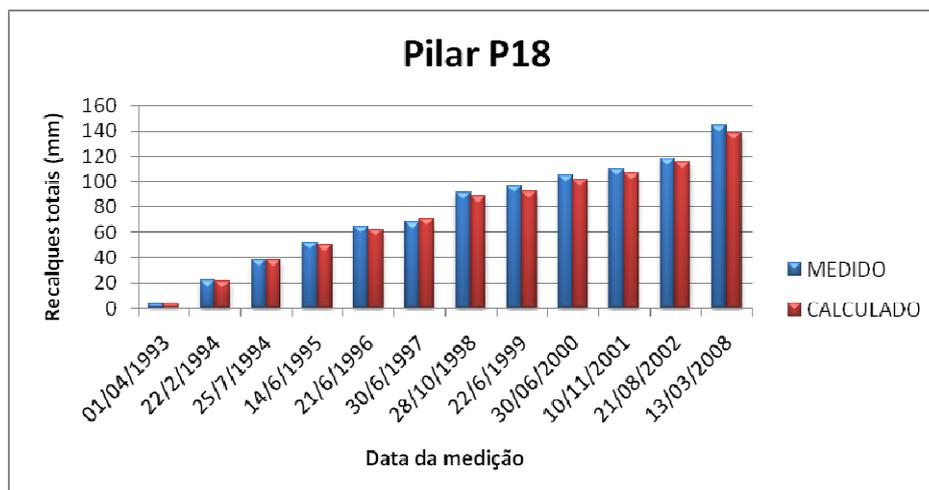


Figura 5.137 – Recalque medido X recalque calculado do pilar P18 no cenário C5

Para complementar a análise deste cenário C5, foram escolhidas as mesmas vigas do cenário C2, a viga V7 e a viga V12, apresentando os diagramas de momento fletor e esforço cortante das mesmas desde o Piso 1 até o Piso 10.

As Figuras 5.138 a 5.153 ilustram estes resultados para as medições das datas 01/04/1993, 21/06/1996, 22/06/1999 e 13/03/2008.

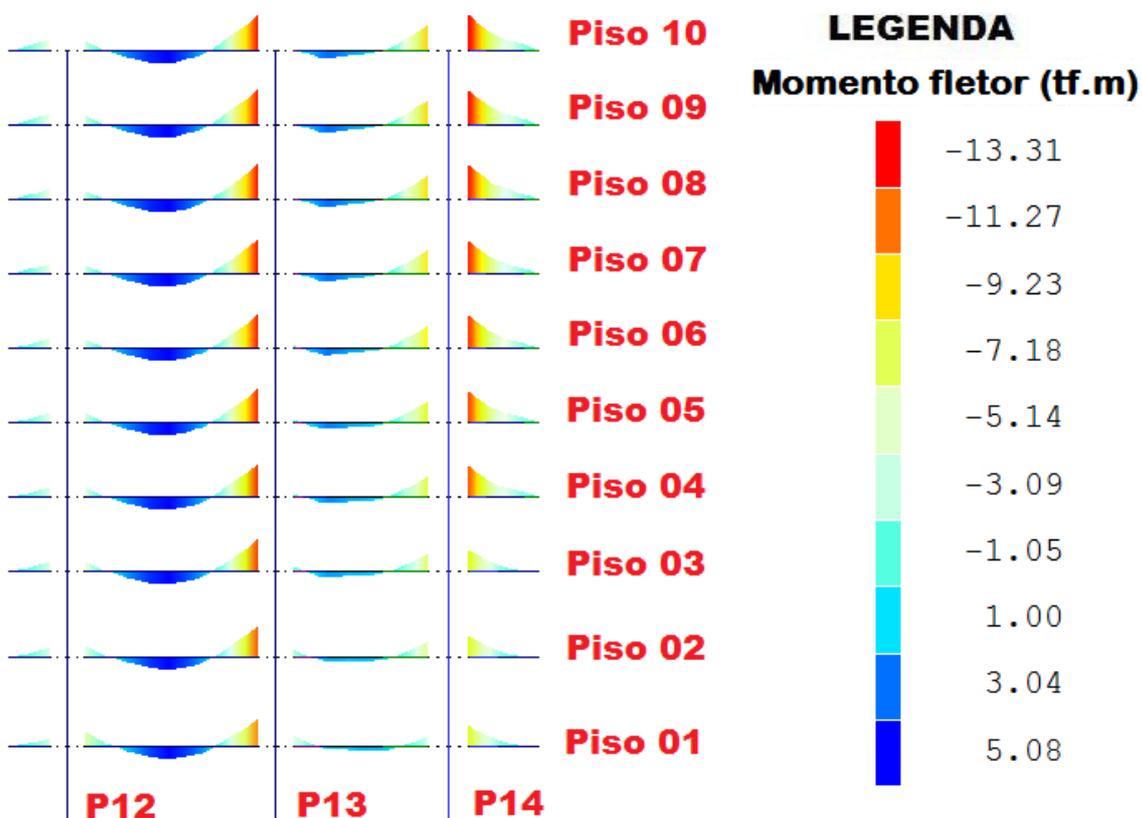


Figura 5.138 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C5 (01/04/1993)

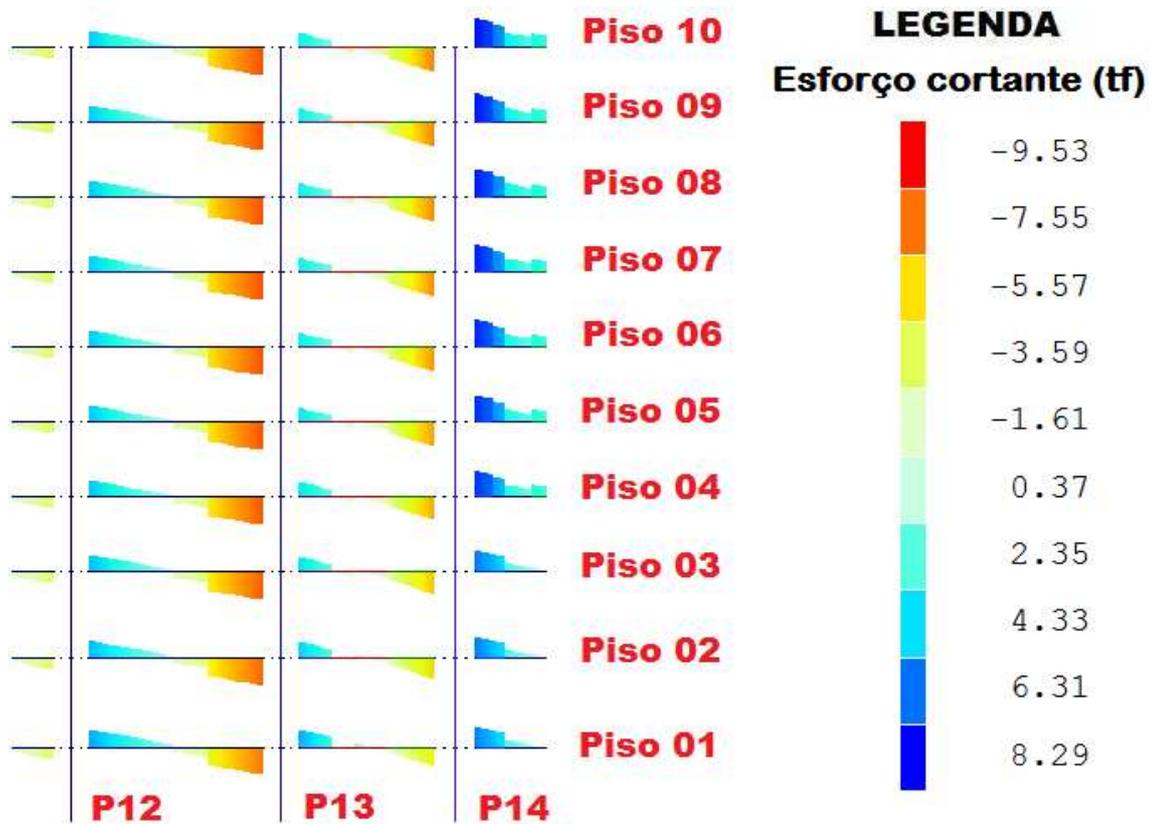


Figura 5.139 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C5 (01/04/1993)

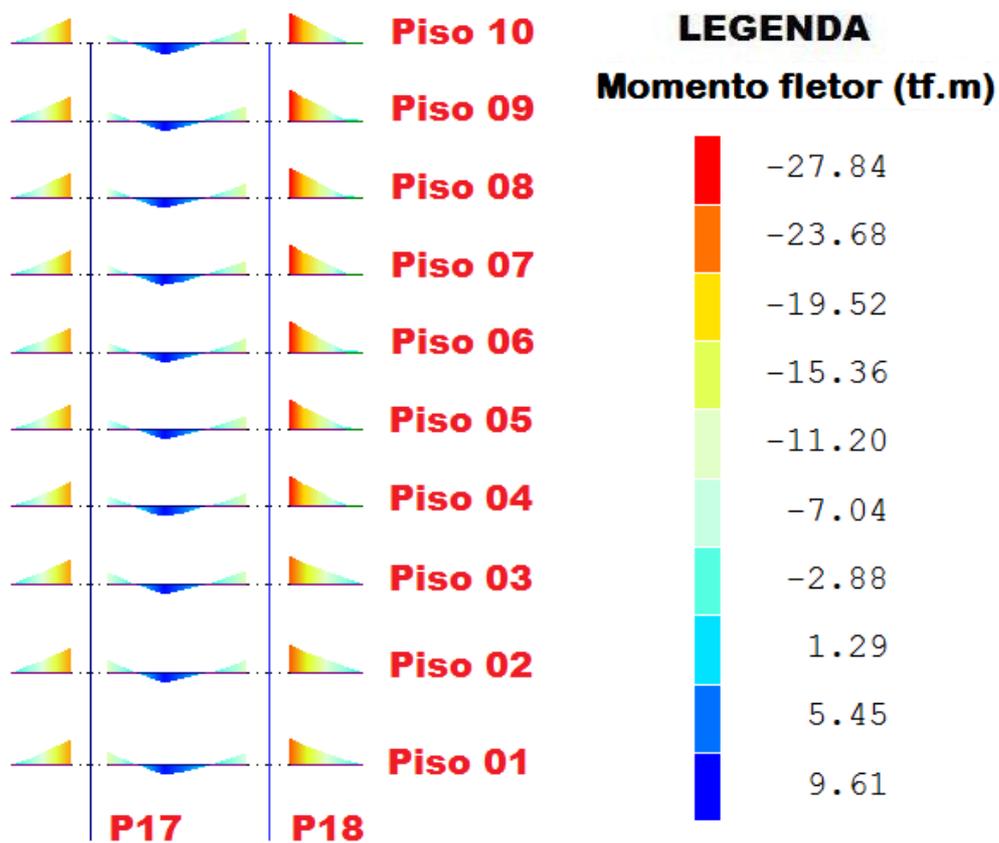


Figura 5.140 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C5 (01/04/1993)

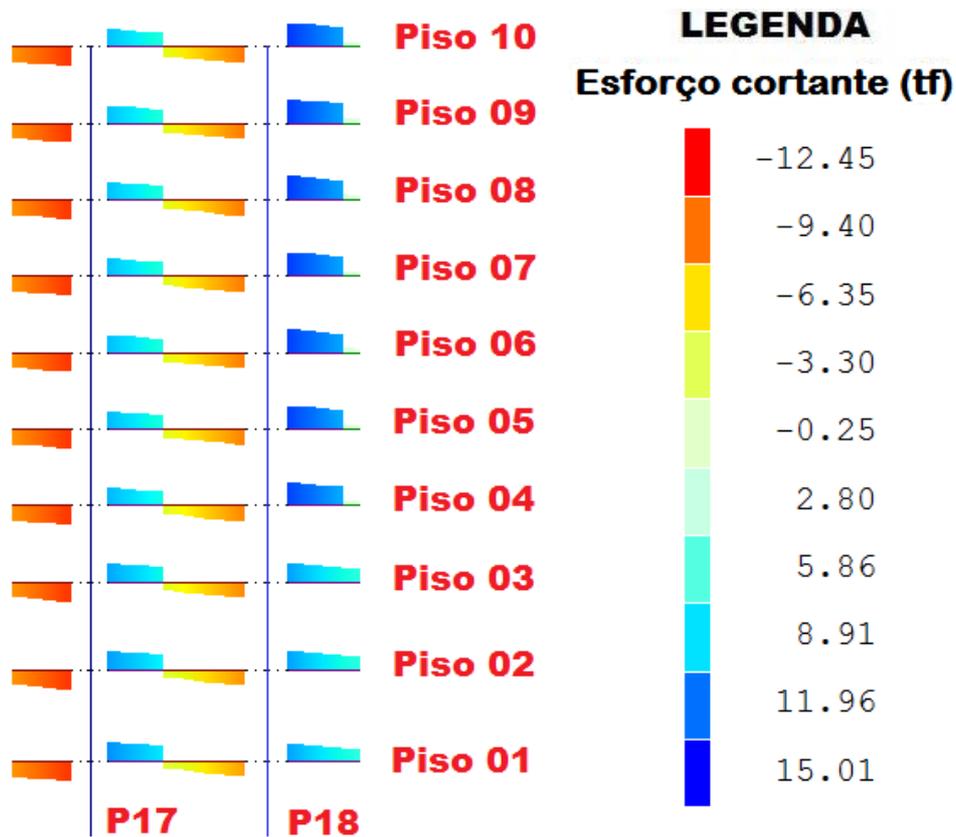


Figura 5.141 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C5 (01/04/1993)

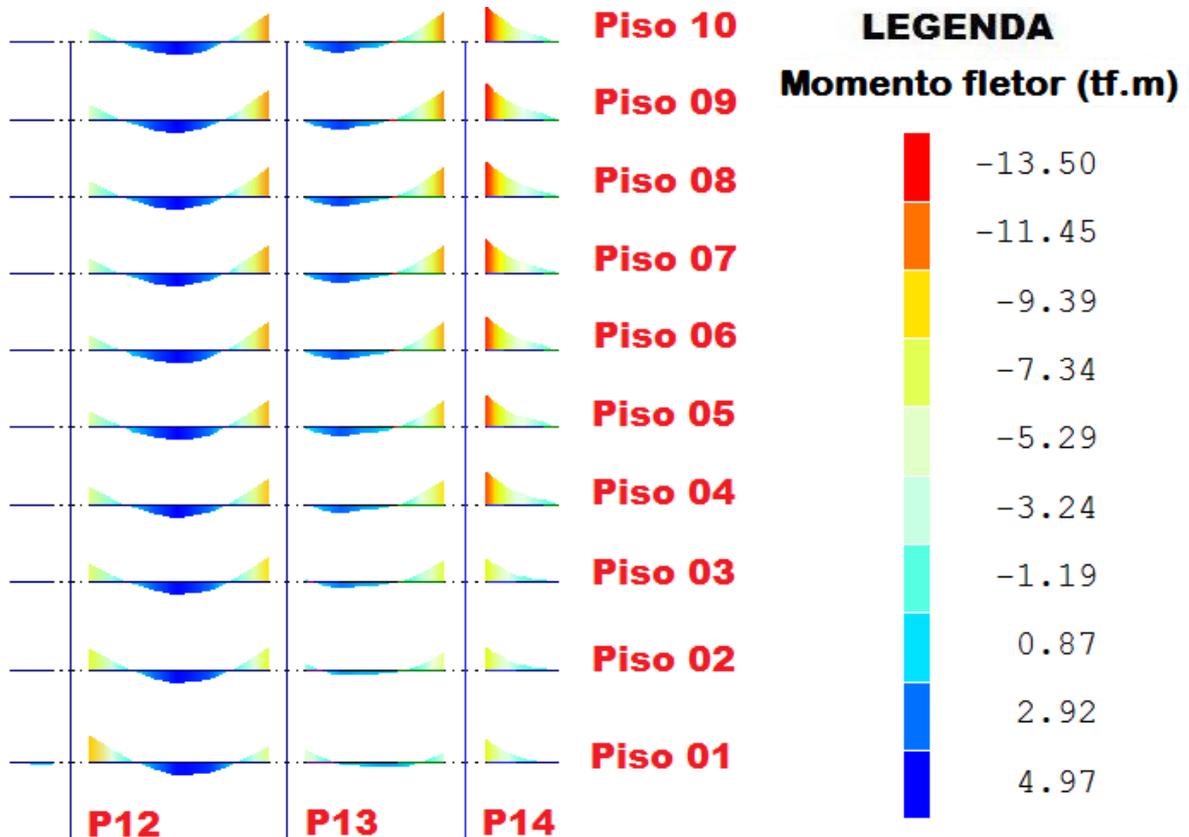


Figura 5.142 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C5 (21/06/1996)

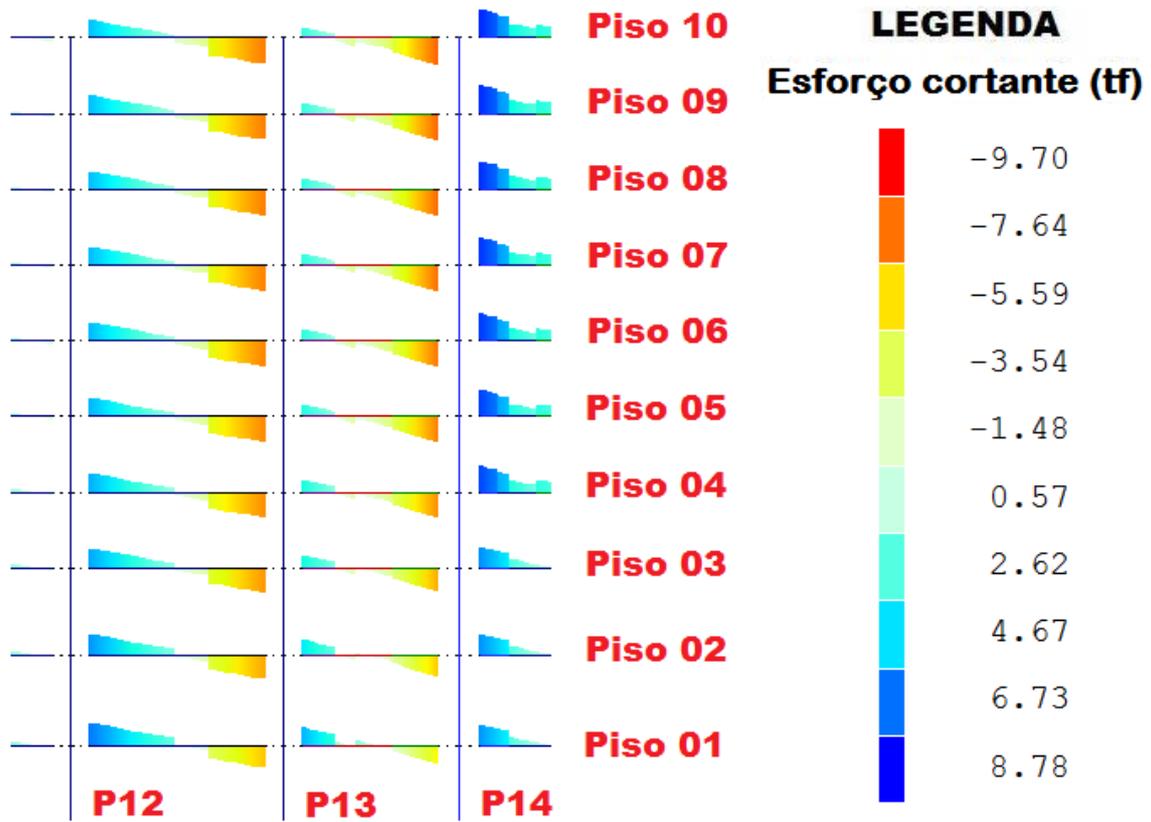


Figura 5.143 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C5 (21/06/1996)

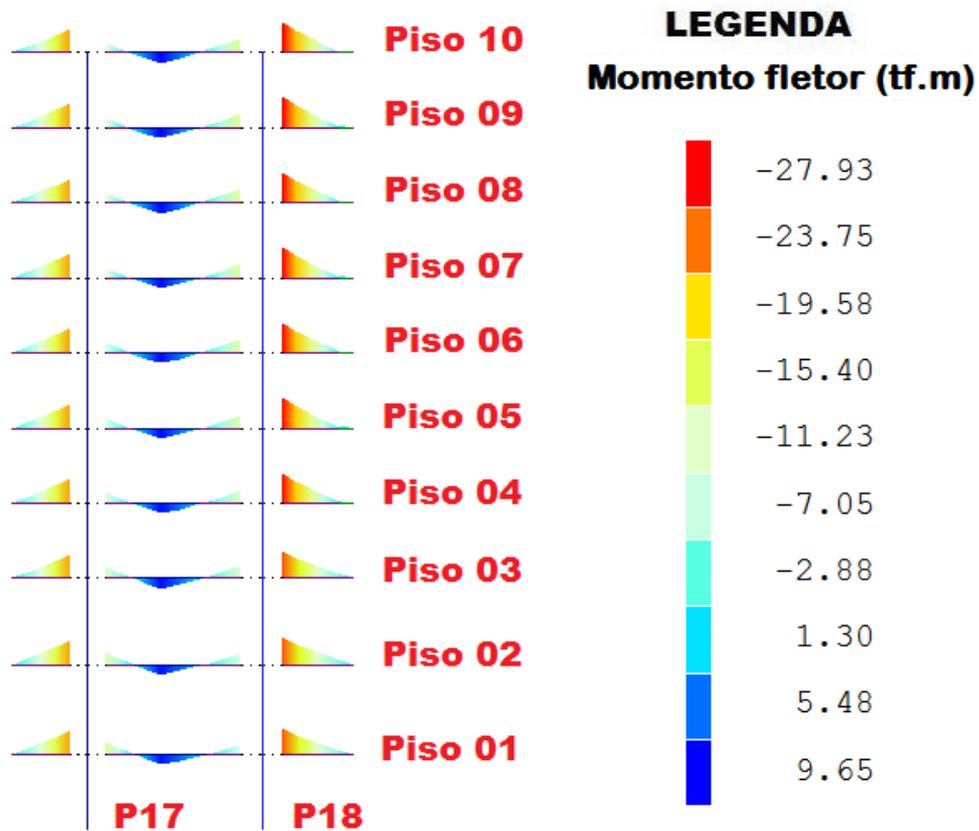


Figura 5.144 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C5 (21/06/1996)

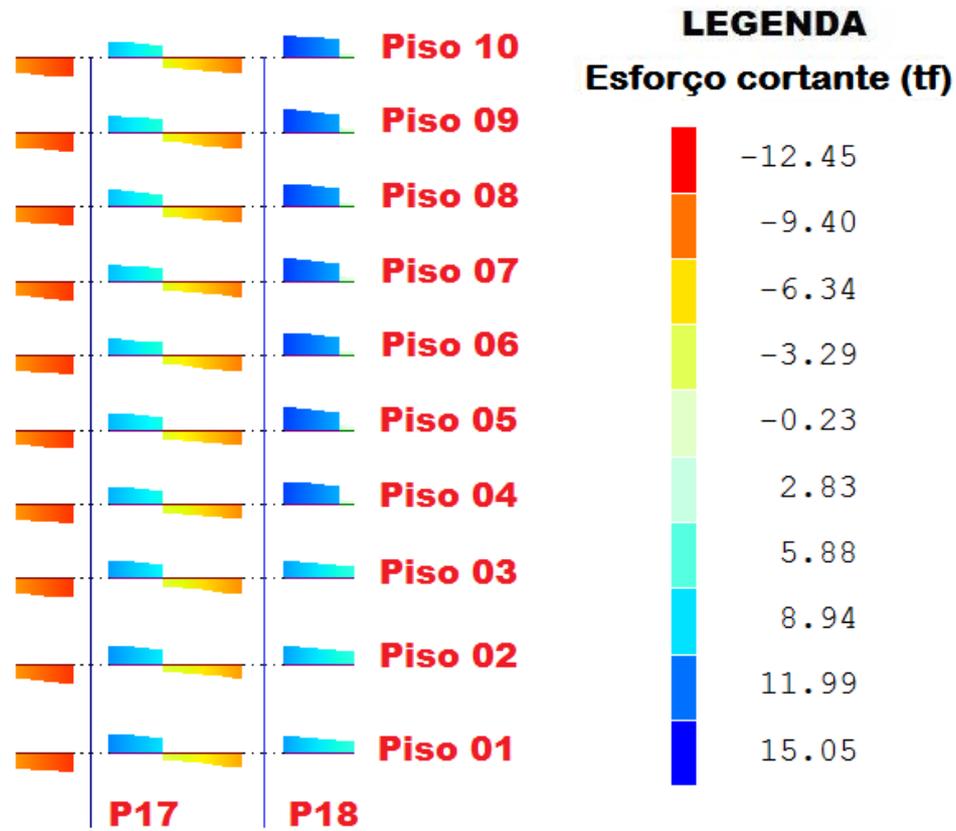


Figura 5.145 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C5 (21/06/1996)

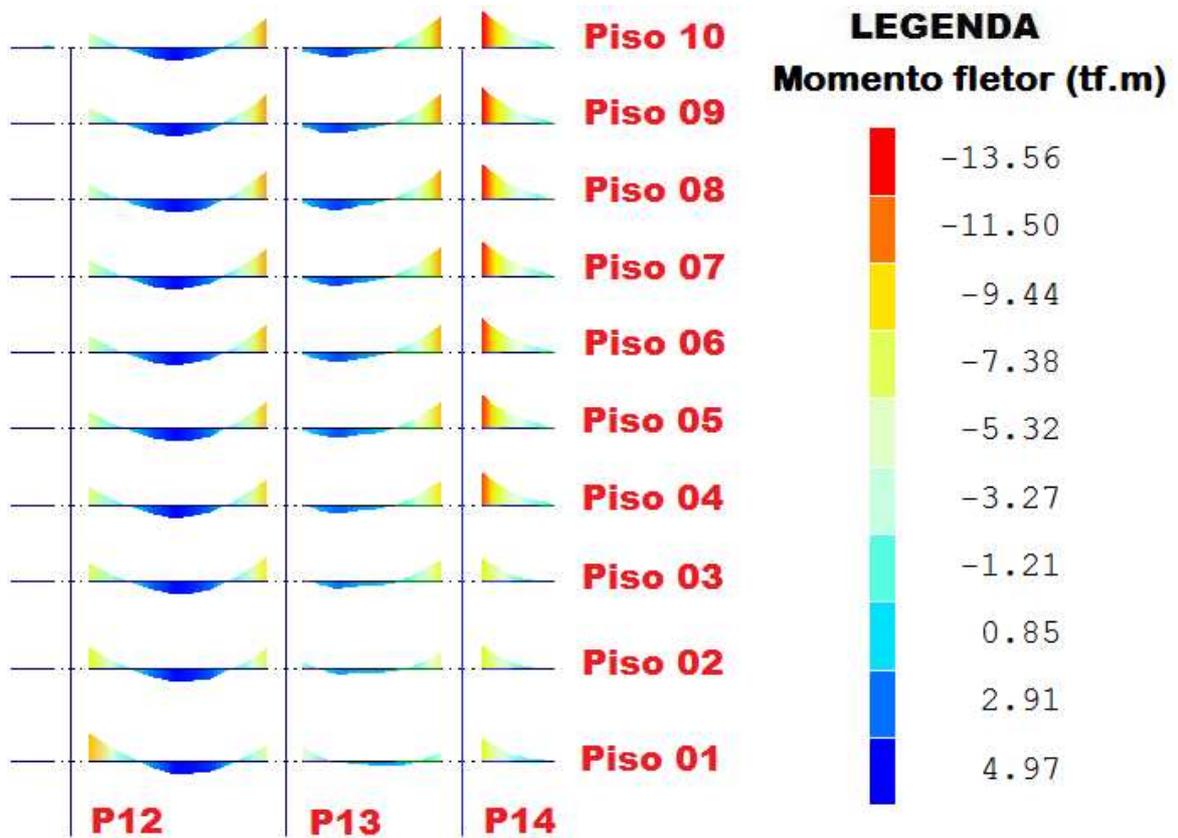


Figura 5.146 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C5 (22/06/1999)

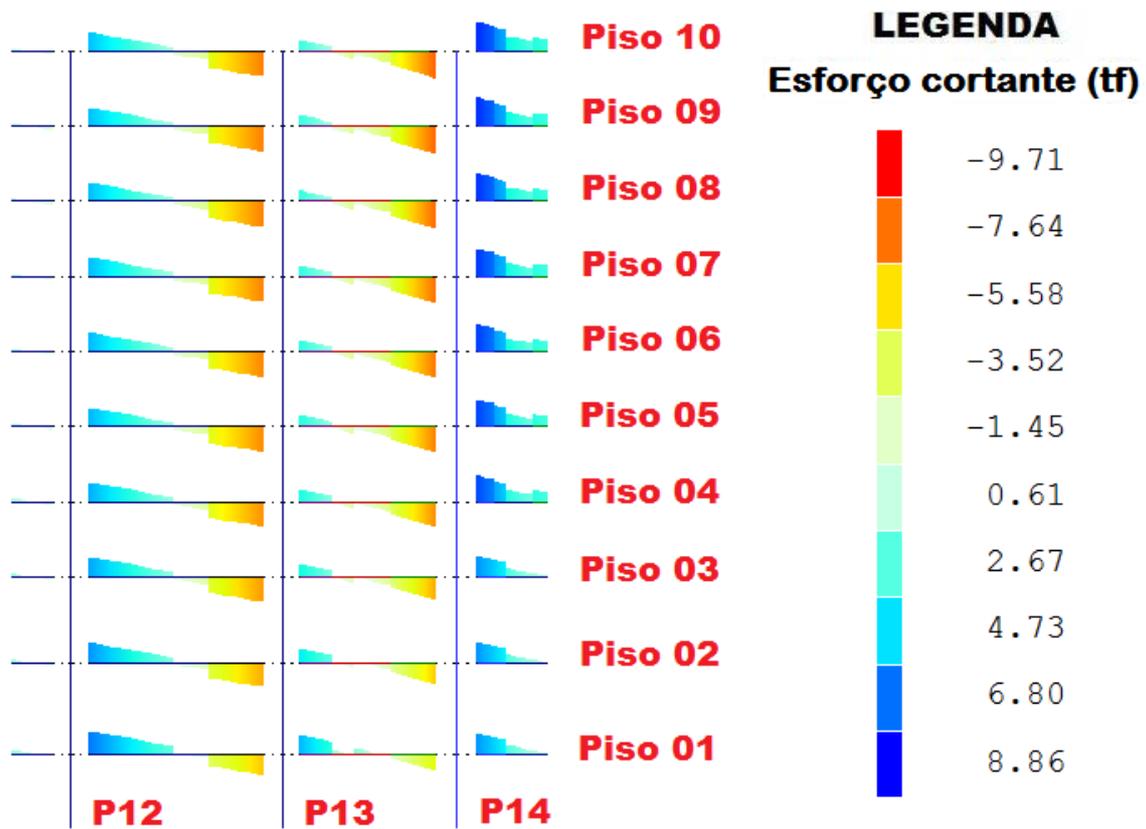


Figura 5.147 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C5 (22/06/1999)

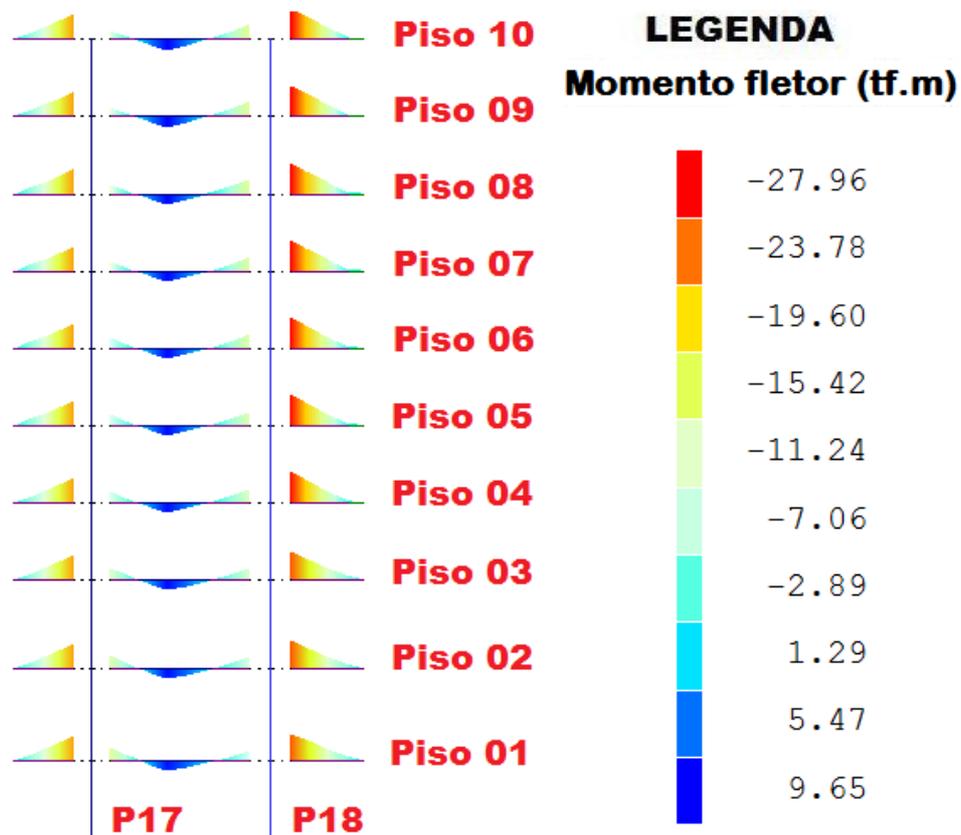


Figura 5.148 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C5 (22/06/1999)

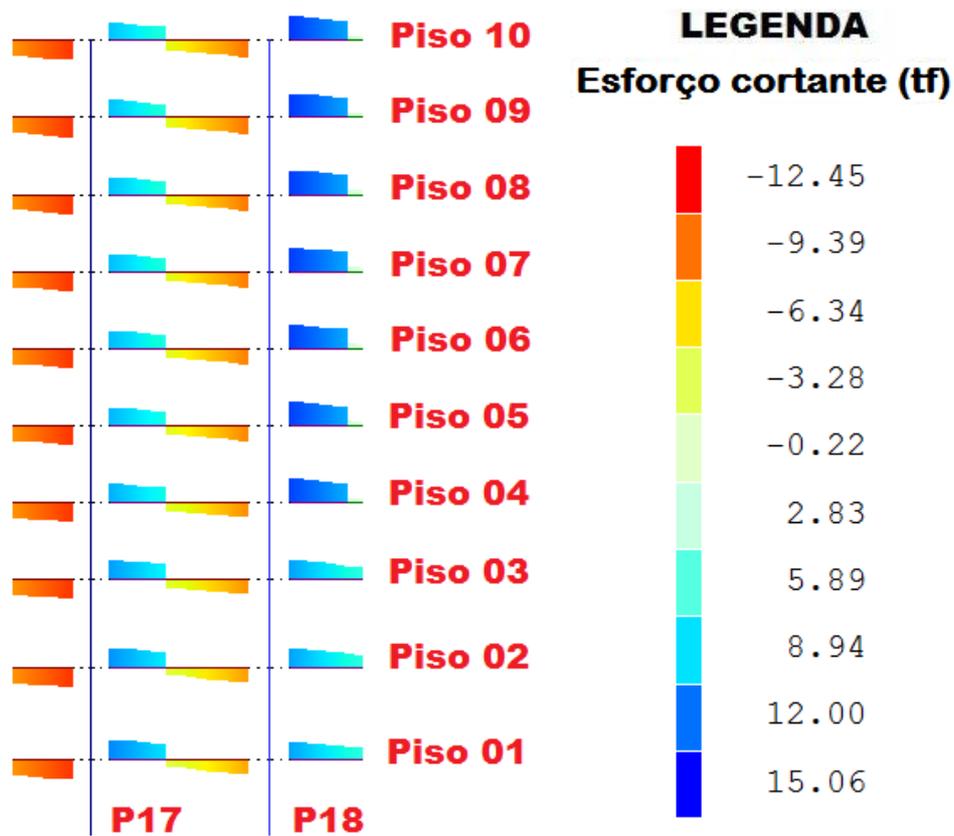


Figura 5.149 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C5 (22/06/1999)

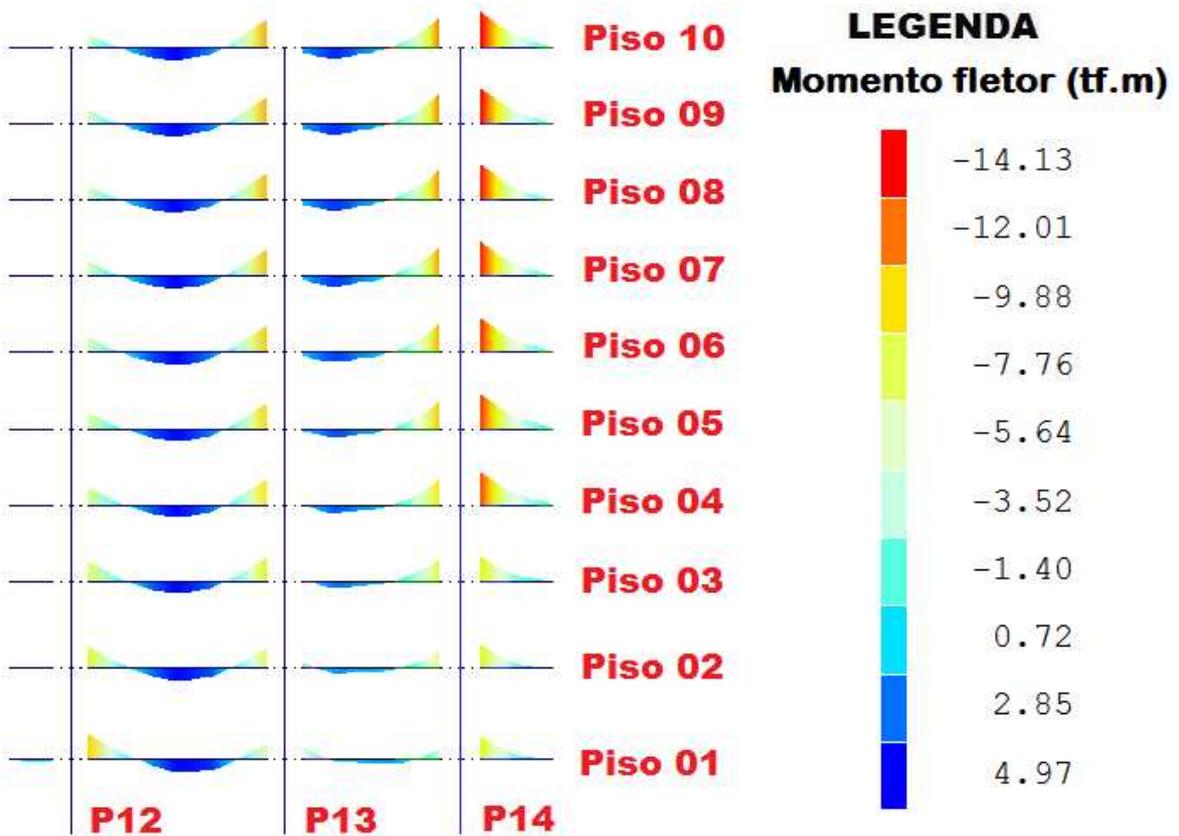


Figura 5.150 – Diagramas de momento fletor da viga V7 do cenário C5 (13/03/2008)

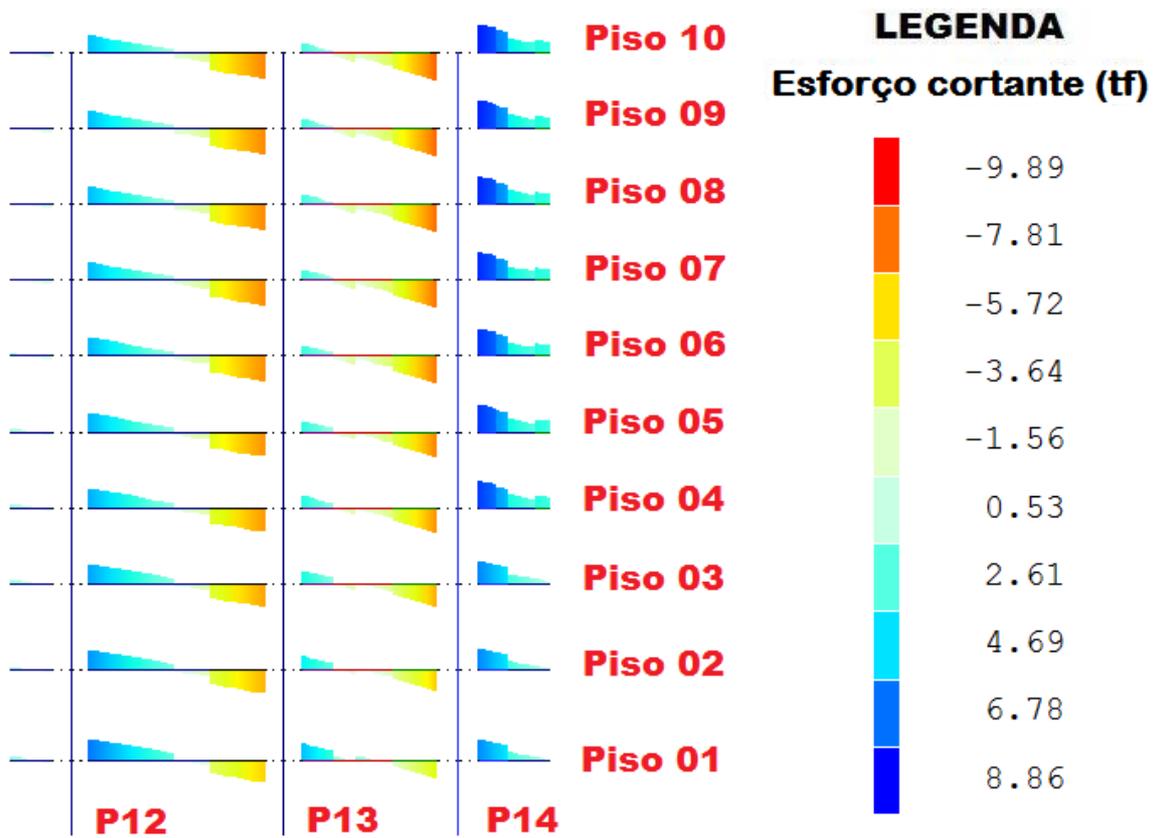


Figura 5.151 – Diagramas de esforço cortante da viga V7 do cenário C5 (13/03/2008)

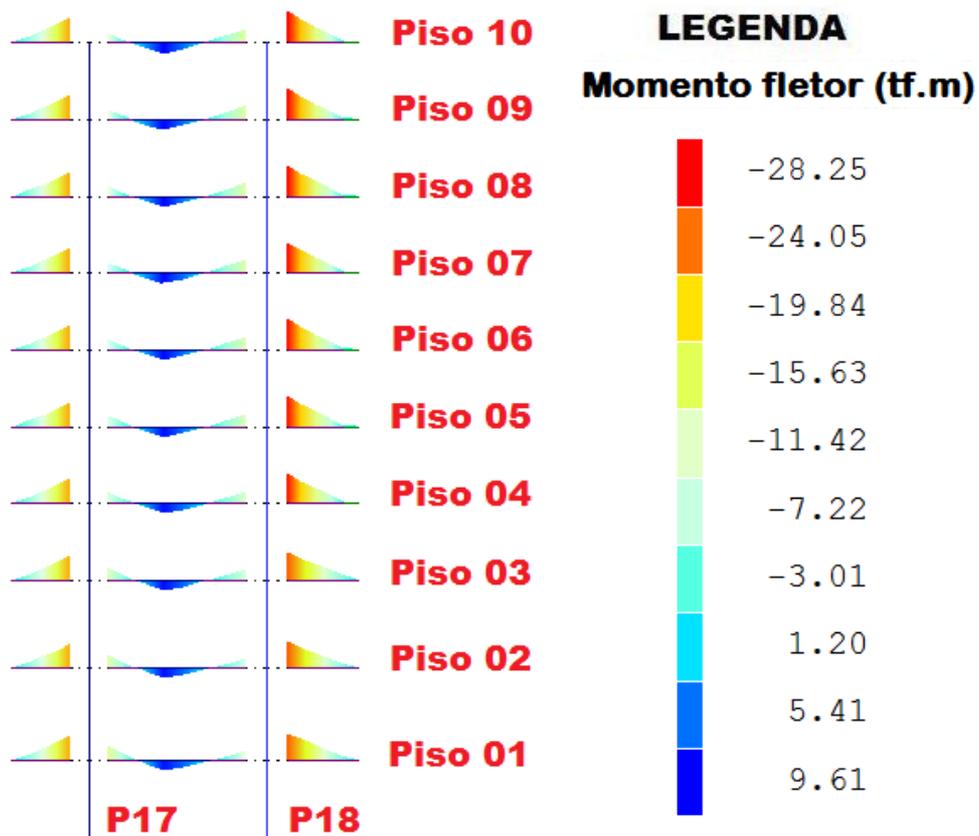


Figura 5.152 – Diagramas de momento fletor da viga V12 do cenário C5 (13/03/2008)

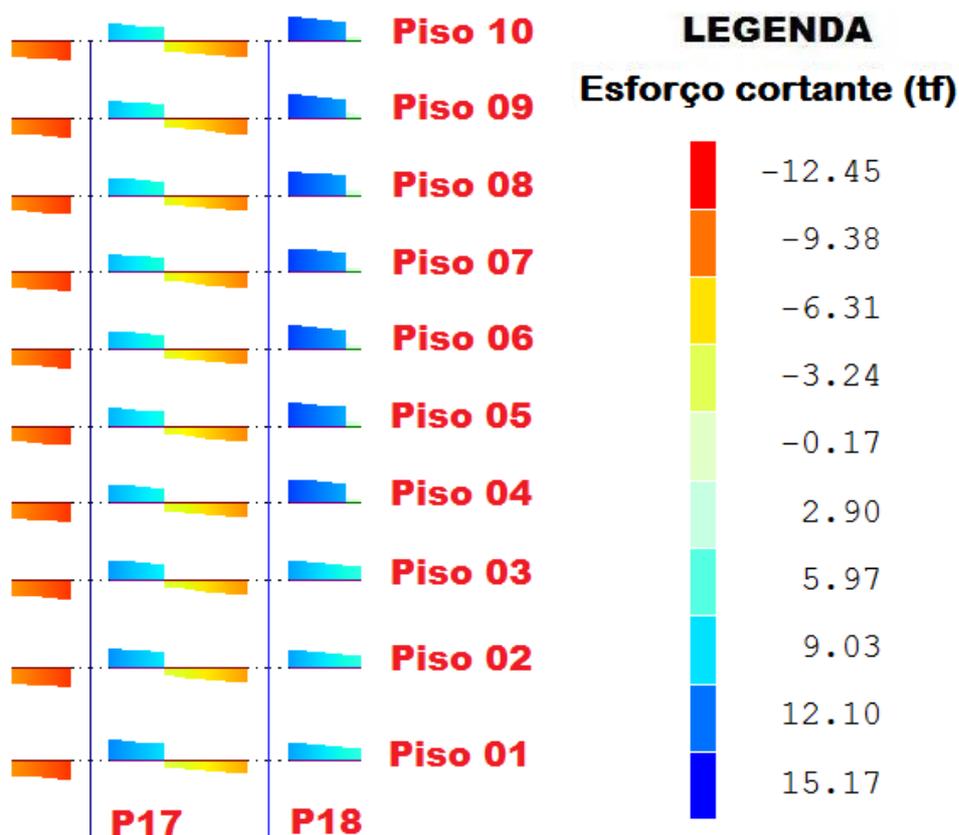


Figura 5.153 – Diagramas de esforço cortante da viga V12 do cenário C5 (13/03/2008)

Diante de todos estes gráficos, contendo os momentos fletores e esforços cortantes de duas vigas que se localizam internamente (V7) e externamente (V12) e dos gráficos mostrando as diferenças nos esforços normais dos pilares no edifício estudado, constata-se que os efeitos dos recalques nas estruturas alteram bastante os resultados dos esforços nestas peças. Em casos extremos, houve o acréscimo de mais de 100% da carga em pilares.

6 CONCLUSÕES

6.1 Considerações finais

Após a modelagem, o processamento e a apresentação de todos os cenários, conclui-se que:

A modelagem com o software CAD-TQS funcionou satisfatoriamente, fornecendo as saídas gráficas e numéricas para a análise desta pesquisa.

No cenário de apoios indeslocáveis (C1) observou-se que:

- a) As cargas do projeto original diferiram em 25% (vinte e cinco por cento) das cargas encontradas no processamento do cenário C1;
- b) A estrutura já apresentava uma tendência de inclinação do edifício, mesmo sem a consideração das ações do vento;
- c) A análise através dos indicadores apresentados por Borges (2009) foram determinantes sobre o comportamento da estrutura dentro dos limites da NBR-6118:2003 após a inclusão dos efeitos da ISE.

Nos cenários C2 e C5, onde a estrutura foi processada com coeficientes médios de mola e coeficientes individuais de mola, respectivamente, percebeu-se:

- a) Os efeitos dos recalques atingem mais consideravelmente os andares inferiores (até o 4º piso);
- b) A redistribuição de cargas é claramente perceptível;
- c) As diferenças dos esforços normais dos pilares em comparação com o Cenário C1, também tendem a se manter constantes do 4º piso em diante;
- d) Os esforços cortantes das vigas não apresentam diferenças significativas entre os andares;
- e) Os fletores nas vigas são mais acentuados nas vigas que apresentaram maior recalque diferencial dos seus apoios.

O Cenário C3 parece ser pouco representativo do comportamento da estrutura pois em seus resultados aparecem dados como cargas negativas bastante elevadas, assim como foi o cenário onde apresentou o maior deslocamento horizontal no topo do edifício.

Assim como no Cenário C3, o Cenário C4 apresentou resultados bastante inusitados, mesmo sendo levados em conta os carregamentos verticais da estrutura.

Diante destas considerações, chega-se às seguintes conclusões gerais:

- A análise através dos indicadores apresentados por Borges (2009) foram determinantes sobre o comportamento da estrutura em comparação com os limites da NBR-6118:2003, mesmo após a inclusão dos efeitos da ISE;
- Há facilidade em se incorporar aos projetos correntes a análise da ISE, através da imposição de coeficientes de mola na base dos pilares;
- É extremamente importante também se fazer o monitoramento das edificações com a medição de cargas e recalques.

6.2 Sugestões para futuras pesquisas

- Aplicação desta metodologia a outros prédios monitorados;
- Consideração de modelos que levem em conta o efeito de tempo de recalque;
- Estudo dos efeitos da ISE em edifícios calculados como lajes planas (sem vigas, as chamadas lajes cogumelos);
- Estudo dos efeitos da ISE nas lajes dos edifícios;
- Aprofundamento em uma análise não-linear (física e geométrica) de modelos estruturais com a incorporação da ISE.

REFERÊNCIAS

ALVES, F.S. **Análise do comportamento estrutural de um conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidos à ação de recalques.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações.** São Paulo: ed. Edgar Blucher Ltda, 1991. 142 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122** - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118** - Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6120** - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR-8681** - Ações e segurança na estrutura - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1994.

BORGES, A. C. L. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura.** Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FONTE, F. L. F., **Análise de interação solo-estrutura em edifícios.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, 2000.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

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

GUSMÃO, A. D. (2006), Artigo: *Desempenho de fundações de edifícios* – Escola Politécnica (UPE) e CEFET/PE, XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba/PR.

GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A., MAIA, G.B., OLIVEIRA Jr, R.F., (2008), Artigo: *Reforço das fundações de um edifício alto na região metropolitana do Recife* – Escola Politécnica (UPE) e CEFET/PE, XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios/RJ.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: ed. Pini, 2007. 624 p.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (I.S.E.) “*Structure-Soil Interaction A State-of-the-Art Report*”, London, 1978.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (I.S.E.) (1989), “*Structure-Soil Interaction: – The Real Behaviour of Structures*”, London, 1989.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MEYERHOF, G.G. (1953), *Some recent foundation research an its application to design*, Structural Engeneering, Londres, Vol. 31, pp. 151-167.

MILFONT, M. L. B. **Interação solo-estrutura de fundações em grelha sobre base elástica**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 1999.

MILITITSKY, J., CONSOLI, N. C. e SCHNAID, F., **Patologia das Fundações**. São Paulo: ed. Oficina de Textos, 2005. 208 p.

NETO, L. R. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estruturas de concreto com fundações em estaca cravada**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

POULOS, H.G. (1975a), *Settlement analysis of structural foundation systems*, Proc. Of IV South-East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malásia, Vol IV, pp. 52-62.

POULOS, H.G. (1975b), *Settlement analysis of structural foundation systems*, Proc. Of IV South-East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malásia, Vol I, pp. 181-214.

REIS, J.H.C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole** - Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIBEIRO, D. B. **Análise da Interação Solo-Estrutura Via Acoplamento MEC-MEF**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SAVARIS, G., **Monitoração de recalques de um edifício desde o início da construção e avaliação da interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos do Goytacazes, RJ, 2008.

SILVA, J.L. **Metodologia de projetos de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios**. São Paulo: ed. Pini, 1989. 194 p.

TQS, **Manuais (teórico e de utilização) do software SISEs**. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2007. 368p.

VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R., **Fundações I – critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais**. São Paulo: ed. Oficina de Textos, 2004. 226 p.

VIANNA, A. P. F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não-saturado.** Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

ANEXOS

Anexo 01 - Coeficientes de mola das medições 01/01/1993, 22/02/1994 e 25/07/1994

RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)	
01/04/1993	k (KN/mm)	22/02/1994	k (KN/mm)	25/07/1994	k (KN/mm)
2,10	2.047.619,05	12,00	358.333,33	17,50	245.714,29
2,50	1.768.000,00	12,50	353.600,00	23,00	192.173,91
2,80	2.035.714,29	12,80	445.312,50	28,80	197.916,67
3,20	3.253.125,00	17,00	612.352,94	32,90	316.413,37
2,10	1.409.523,81	14,00	211.428,57	17,00	174.117,65
2,30	1.947.826,09	14,50	308.965,52	17,00	263.529,41
2,70	2.540.740,74	15,40	445.454,55	14,30	479.720,28
0,80	4.837.500,00	13,70	282.481,75	14,00	276.428,57
1,60	4.287.500,00	14,70	466.666,67	12,95	529.729,73
1,90	3.415.789,47	17,90	362.569,83	33,70	192.581,60
3,50	4.291.428,57	21,10	711.848,34	37,30	402.680,97
3,40	973.529,41	15,20	217.763,16	29,90	110.702,34
1,95	2.451.282,05	18,20	262.637,36	34,05	140.381,79
3,75	1.642.666,67	22,15	278.103,84	38,75	158.967,74
3,20	2.781.250,00	19,20	463.541,67	34,40	258.720,93
3,60	3.244.444,44	22,20	526.126,13	38,60	302.590,67
2,50	2.448.000,00	19,70	310.659,90	35,80	170.949,72
3,10	2.145.161,29	21,70	306.451,61	38,50	172.727,27
47,00		303,95		498,45	

k(MÉDIO)

2.531.276,60

391.413,06

238.679,91

Anexo 02 - Coeficientes de mola das medições 14/06/1995, 21/06/1996 e 30/06/1997

RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)	
14/06/1995	k (KN/mm)	21/06/1996	k (KN/mm)	30/06/1997	k (KN/mm)
28,50	150.877,19	37,00	116.216,22	47,00	91.489,36
35,50	124.507,04	45,00	98.222,22	55,00	80.363,64
39,00	146.153,85	49,00	116.326,53	59,00	96.610,17
42,70	243.793,91	53,60	194.216,42	64,30	161.897,36
33,00	89.696,97	42,00	70.476,19	52,50	56.380,95
37,00	121.081,08	46,00	97.391,30	56,50	79.292,04
40,50	169.382,72	50,50	135.841,58	61,50	111.544,72
25,00	154.800,00	33,00	117.272,73	43,00	90.000,00
21,65	316.859,12	29,55	232.148,90	39,00	175.897,44
45,30	143.267,11	56,40	115.070,92	67,80	95.722,71
50,10	299.800,40	62,70	239.553,43	74,30	202.153,43
28,00	118.214,29	51,15	64.711,63	64,40	51.397,52
45,35	105.402,43	56,10	85.204,99	66,80	71.556,89
48,15	127.933,54	63,85	96.476,12	75,50	81.589,40
46,60	190.987,12	57,65	154.379,88	68,40	130.116,96
51,75	225.700,48	64,45	181.225,76	76,70	152.281,62
46,90	130.490,41	58,50	104.615,38	70,20	87.179,49
51,90	128.131,02	64,40	103.260,87	68,00	97.794,12
716,90		920,85		1.109,90	

k(MÉDIO)

165.950,62

129.195,85

107.189,84

Anexo 03 - Coeficientes de mola das medições 28/10/1998, 22/06/1999 e 30/06/2000

RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)	
28/10/1998	k (KN/mm)	22/06/1999	k (KN/mm)	30/06/2000	k (KN/mm)
58,00	7.413,79	61,50	6.991,87	72,00	5.972,22
66,00	6.696,97	71,00	6.225,35	80,50	5.490,68
71,00	8.028,17	76,00	7.500,00	84,50	6.745,56
76,40	13.625,65	81,50	12.773,01	88,70	11.736,19
64,00	4.625,00	68,00	4.352,94	78,00	3.794,87
68,00	6.588,24	73,00	6.136,99	83,00	5.397,59
74,00	9.270,27	78,00	8.794,87	88,00	7.795,45
53,00	7.301,89	57,00	6.789,47	68,00	5.691,18
48,30	14.202,90	52,90	12.967,86	64,20	10.685,36
81,10	8.002,47	85,80	7.564,10	96,10	6.753,38
88,80	16.914,41	93,90	15.995,74	102,10	14.711,07
75,00	4.413,33	77,50	4.270,97	83,10	3.983,15
82,00	5.829,27	84,10	5.683,71	93,60	5.106,84
83,60	7.368,42	94,90	6.491,04	103,00	5.980,58
83,10	10.709,99	85,40	10.421,55	94,70	9.398,10
94,50	12.359,79	96,70	12.078,59	103,00	11.339,81
82,80	7.391,30	87,60	6.986,30	96,50	6.341,97
91,20	7.291,67	96,30	6.905,50	104,70	6.351,48
1.340,80		1.421,10		1.583,70	

k(MÉDIO)

8.873,06

8.371,68

7.512,16

Anexo 04 - Coeficientes de mola das medições 10/11/2001, 21/08/2002 e 13/03/2008

RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)		RECALQUE(mm)	
10/11/2001	k (KN/mm)	21/08/2002	k (KN/mm)	13/03/2008	k (KN/mm)
77,00	5.584,42	83,00	5.180,72	100,52	4.277,76
87,00	5.080,46	93,00	4.752,69	114,40	3.863,64
92,00	6.195,65	97,50	5.846,15	118,34	4.816,63
98,00	10.622,45	103,83	10.026,00	126,88	8.204,60
84,00	3.523,81	90,00	3.288,89	109,51	2.702,95
88,50	5.062,15	95,00	4.715,79	117,00	3.829,06
95,00	7.221,05	100,00	6.860,00	119,15	5.757,45
73,00	5.301,37	77,00	5.025,97	92,75	4.172,51
66,80	10.269,46	74,40	9.220,43	89,86	7.634,10
103,00	6.300,97	110,00	5.900,00	125,46	5.172,96
112,50	13.351,11	118,60	12.664,42	140,62	10.681,27
87,80	3.769,93	96,50	3.430,05	120,21	2.753,51
102,00	4.686,27	109,70	4.357,34	129,47	3.691,97
112,00	5.500,00	120,90	5.095,12	145,78	4.225,55
100,90	8.820,61	109,00	8.165,14	128,26	6.939,03
112,00	10.428,57	123,30	9.472,83	148,00	7.891,89
101,70	6.017,70	109,40	5.594,15	129,93	4.710,23
110,00	6.045,45	118,00	5.635,59	143,87	4.622,23
1.703,20		1.829,13		2.200,01	

k(MÉDIO)

69.850,87

65.041,85

54.077,03