

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rossano Reis da Silva

**IMPACTO DAS MUDANÇAS NA NORMA NBR 6118 NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

Porto Alegre
julho de 2008

ROSSANO REIS DA SILVA

**IMPACTO DAS MUDANÇAS NA NORMA NBR 6118 NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Porto Alegre
julho de 2008

ROSSANO REIS DA SILVA

**IMPACTO DAS MUDANÇAS NA NORMA NBR 6118 NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de julho de 2008

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD. pela University of Leeds, UK
Orientador

Prof. Inácio Benvegno Morsch
Chefe do DECIV

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Eng. Charles Simon (Simon Engenharia)
Eng. Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço especialmente ao Professor Luiz Carlos, pela orientação, atenção prestada e sugestões propostas para o desenvolvimento e a conclusão deste trabalho.

Agradeço à Professora Carin, pelas críticas e sugestões durante a elaboração do trabalho.

Agradeço à Simon Engenharia, pela disponibilidade de equipamentos e de bibliografia, em especial aos Engenheiros Henrique e João, pelos importantes conselhos sobre projetos de estruturas e sobre o funcionamento do programa de cálculo.

Agradeço à minha namorada, Karine, por me apoiar e me confortar sempre, e também por compreender as muitas horas de clausura durante a realização deste trabalho.

Agradeço à minha mãe, Evany, e ao meu padrasto, Olvandar, pelo incentivo e pelos valiosos ensinamentos que me ajudaram a concluir o curso e este trabalho.

Agradeço aos meus familiares, amigos e colegas que de alguma forma contribuíram para a elaboração deste trabalho.

RESUMO

SILVA, R. R. **Impacto das Mudanças na Norma NBR 6118 no dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado de Edifícios**. 2008. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A Norma brasileira de concreto armado sofreu no ano de 2003 uma revisão geral. O produto dessa revisão foi uma Norma bem mais elaborada e abrangente do que a sua antecessora, publicada em 1980. As alterações e inovações presentes no novo texto normativo são reflexo das transformações técnicas nas áreas do conhecimento e do avanço das ferramentas utilizadas nos processos de cálculo estrutural. Isto resultou na disseminação de programas computacionais de cálculo e na introdução de critérios de durabilidade na etapa de projeto de estruturas, visando assegurar a obtenção da vida útil desejada. Pode-se considerar que, com estas mudanças, a etapa de projeto se tornou mais complexa, e cresceram as responsabilidades dos projetistas. A atual versão da norma incorpora estas novas filosofias adotando critérios que resultam em mudanças como o aumento dos cobrimentos, considerações diferentes sobre a rigidez dos elementos estruturais e a elevação da resistência mínima requerida dos concretos. Apesar de se reconhecer que foram feitos avanços, persiste um certo questionamento por parte dos projetistas quanto ao impacto das mudanças, em termos de peso e de custo das edificações. Buscando colaborar com dados para subsidiar esta discussão, o presente trabalho teve por objetivo comparar os resultados gerados, em termos quantitativos e qualitativos, no dimensionamento de um edifício segundo as recomendações das Normas antiga e atual, utilizando o programa de cálculo TQS versão 13.0. Como parâmetro de equivalência entre as estruturas, a partir do qual se estabeleceu a comparação dos resultados, foi definido o valor calculado do coeficiente gama-z, importante indicador da estabilidade da estrutura. Por este motivo se fez necessário uma etapa de compatibilização, na qual a estrutura pela Norma de 2003 teve as seções de alguns pilares incrementadas como forma de se aumentar a estabilidade do prédio, isto devido à redução da rigidez recomendada no texto da Norma atual. Portanto, para a estrutura segundo a Norma atual, verificou-se um aumento no consumo de concreto, no entanto, foi verificada uma redução nos consumos de aço tanto para pilares quanto para vigas.

Palavras-chave: NBR 6118; cálculo estrutural; consumo de aço; consumo de concreto.

ABSTRACT

SILVA, R. R. Impacto das Mudanças na Norma NBR 6118 no dimensionamento de Estruturas em Concreto Armado de Edifícios. 2008. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Influence of Changes in the NBR 6118 Design Code in the Dimensioning of the Concrete Structure of Buildings

The main Brazilian Concrete Design Code – NBR 6118, has suffered a general review in 2003. The result was a more advanced and broad text than the one found in the older code, published in 1980. The changes introduced in the body of the new standard reflect the technical advancements observed in this area of knowledge and recognize that the current scenario is marked by a dissemination of computational design-aiding tools and by the introduction of durability requirements in the process of structural design, aimed at increasing the desired service life. It might be assumed that, due to these changes, the design phase will become more complex, and the responsibilities of designers will increase. The new version of the design code incorporates these new stances, adopting requirements that result in changes such as increases in concrete cover, new approaches to building global elasticity, and higher minimum acceptable compressive strengths. Although most designers recognize that there was some advancement, many still question the possibility of negative effects due to the changes, in terms of rebar weight and general cost of certain building structures. Aiming to contribute to this debate, the present work was conceived with the objective of comparing, in terms of quality and quantity, the results of the design of a certain building performed according to the current and the older code, using one of the most widely known design software, the TQS version 13.0. To properly compare the results it was established that the γ_z coefficient, the most important indicator of global stability, had to be the same for both structures. For this reason, a compatibilization exercise was necessary, where the dimensions of some of the columns of the structure were increased for the application of the newer version of the code, in order to compensate for the lower requirements in terms of global stability. The results indicate that the dimensioning of the structure according to the new code resulted in a slight increase in concrete consumption, due to greater column cross areas, but the steel consumption was lower both in beams as in columns.

Keywords: NBR 6118; structural analysis; steel consumption, concrete consumption.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: diagrama representativo das etapas do trabalho	17
Figura 2: valores de módulo de elasticidade para NBR 6118/78 e para NBR 6118/2003	22
Figura 3: comparativo do consumo de aço entre modelos de cisalhamento	25
Figura 4: comparativo do consumo de materiais para as normas NBR 6118/78 e NBR 6118/2003	26
Figura 5: comparativo do consumo de materiais para as normas NBR 6118/78 e NBR 6118/2003	26
Figura 6: comparativo do consumo de aço para os elementos em função do fck.....	27
Figura 7: comparação dos momentos gerados pelo vento e pelo desaprumo para a NBR 6118/2003	28
Figura 8: variação no consumo de aço por pavimento para a NBR 6118/79 e a NBR 6118/2003	29
Figura 9: deslocamentos horizontais de acordo com a NBR 6118/78 e a NBR 6118/2003	29
Figura 10: método aproximado e vigas contínuas	31
Figura 11: pórtico H e vigas contínuas	32
Figura 12: grelha somente de vigas	33
Figura 13: grelha de vigas e lajes	34
Figura 14: pórtico plano	35
Figura 15: pórtico espacial	36
Figura 16: método dos elementos finitos	37
Figura 17: representação tridimensional e corte esquemático da estrutura	39
Figura 18: planta de fôrmas do pavimento tipo	40
Figura 19: subestruturas de contraventamento	48
Figura 20: planta de fôrmas do pavimento tipo segundo a NBR 6118/2003	53
Figura 21: ação do vento no pórtico POR3 para C1, C2 e C3	58
Figura 22: ação do vento nos pórticos POR4 e POR5 para C1, C2 e C3	59
Figura 23: ação do vento nos pórticos POR6 e POR7 para C1, C2 e C3	60
Figura 24: ação do vento no pórtico POR8 para C1, C2 e C3	60
Figura 25: deslocamento gerado pelo vento no pórtico POR3 para C1, C2 e C3	61
Figura 26: deslocamento gerado pelo vento no pórtico POR8 para C1, C2 e C3	62
Figura 27: deslocamento horizontal para os casos C1, C2 e C3	68
Figura 28: cargas verticais de compressão nas fundações	69
Figura 29: momento em X nas fundações	69

Figura 30: momento em Y nas fundações	70
Figura 31: comparativo do consumo de concreto	71
Figura 32: comparativo do consumo de fôrmas	71
Figura 33: comparativo do consumo de aço	72
Figura 34: comparativo da taxa de armadura	73

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: módulo de elasticidade do concreto	47
Quadro 2: coeficiente gama-z para as estruturas analisadas	54
Quadro 3: quadro de cargas nas fundações para C1, C2 e C3	63
Quadro 4: consumos de concreto e de fôrmas totais para C1	64
Quadro 5: consumo de aço total para C1	64
Quadro 6: taxa de armadura para C1	65
Quadro 7: consumos de concreto e de fôrmas totais para C3	65
Quadro 8: consumo de aço total para C3	65
Quadro 9: taxa de armadura para C3	65
Quadro 10: comparativo entre consumos totais de materiais para a estrutura	74

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 METODOLOGIA	14
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	14
2.2 OBJETIVOS	15
2.2.1 Objetivo Principal	15
2.2.2 Objetivos Secundários	15
2.3 HIPÓTESES	15
2.4 DELIMITAÇÃO	16
2.5 LIMITAÇÃO	16
2.6 DELINEAMENTO	17
2.6.1 Pesquisa Bibliográfica	18
2.6.2 Estudo Exploratório	18
2.6.3 Definição das Tipologias	18
2.6.4 Cálculo pela NBR 6118/78 e pela NBR 6118/2003	19
2.6.5 Comparação dos Resultados	19
3 NORMAS DE CONCRETO ARMADO: PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE A NBR 6118/78 E A NBR 6118/2003	20
4 MODELOS ESTRUTURAIS	30
4.1 MÉTODO APROXIMADO E VIGAS CONTÍNUAS	31
4.2 PÓRTICO “H” E VIGAS CONTÍNUAS	32
4.3 GRELHA SOMENTE DE VIGAS	32
4.4 GRELHA DE VIGAS E LAJES	33
4.5 PÓRTICO PLANO	35
4.6 PÓRTICO ESPACIAL	35
4.7 ELEMENTOS FINITOS	36
5 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	38
5.1 ESTRATÉGIA DE PROJETO	41
5.1.1 Critérios Comuns de Projeto	41
5.1.1.1 Definição do Modelo Estrutural	42
5.1.2 Critérios Específicos de Projeto	43
5.2 CÁLCULO SEGUNDO A NORMA DE 1978	44
5.3 CÁLCULO SEGUNDO A NORMA DE 2003	46
5.4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	47

5.4.1 Coeficiente Gama-z	48
5.4.2 Compatibilidade dos Projetos	51
6 RESULTADOS E ANÁLISES	55
6.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	55
6.1.1 Diagramas de Momentos e de Deformações	56
6.1.2 Cargas nas Fundações	62
6.1.3 Consumo de Materiais	63
6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS	66
6.2.1 Diagramas de Momentos e de Deformações	66
6.2.2 Cargas nas Fundações	68
6.2.3 Consumo de Materiais	70
7 CONCLUSÕES	75
REFERÊNCIAS	77

1 INTRODUÇÃO

A atual versão da principal Norma Brasileira de projeto de estruturas em concreto armado, a NBR 6118, traz incorporada ao texto inúmeras alterações e inovações, produto de uma ampla revisão ocorrida no ano de 2003, que a torna mais abrangente e complexa do que a versão anterior, publicada em 1978 e revisada em 1980. Durante esse período de 25 anos, o projeto estrutural passou por importantes transformações técnicas relativas aos conhecimentos e às ferramentas utilizadas. Nunca antes ocorreram mudanças tão expressivas como as verificadas neste período. A intenção do comitê revisor foi incorporar, na atual versão da Norma, critérios adequados para esta nova realidade, considerando o desempenho das estruturas construídas até então e os avanços no conhecimento. Os especialistas envolvidos argumentam que foi possível avançar em certas questões consensuais, mas que ainda é necessário um maior embasamento teórico e discussões amplas para a incorporação de conceitos como a técnica de projeto para a vida útil (*Service Life Design*). Os mesmos recomendam que, de agora em diante, as revisões sejam mais freqüentes para que o texto não fique desatualizado quanto à técnica de projeto.

Uma mudança conceitual importante consiste no fato de que a Norma de 1978 tratava do dimensionamento e da execução de estruturas de concreto armado. Já a Norma de 2003 trata somente do dimensionamento, deixando a execução para ser tratada separadamente na NBR 14931/2003. Desta forma estes dois assuntos podem ser mais detalhadamente abordados nas suas respectivas Normas.

O conhecimento adquirido por meio da pesquisa e da prática em projetos estruturais, bem como a troca de experiências com outras instituições ao redor do Mundo, permitiram agregar ao texto normativo recomendações inovadoras quanto aos materiais envolvidos, referentes ao seu desempenho, suas propriedades e os mecanismos de interação entre eles. Neste aspecto, aparece uma das principais novidades da atual Norma: a definição dos critérios de qualidade e durabilidade. As recomendações de qualidade não ficam restritas à estrutura e se aplicam também ao projeto, como forma de garantia do desempenho satisfatório da construção.

A Norma reconhece que o avanço tecnológico permitiu o desenvolvimento de ferramentas para a execução de cálculos antes inviáveis de serem feitos manualmente. Na Norma de 1978 os elementos eram dimensionados de forma isolada, refletindo a estratégia de cálculo vigente naquela época. Com os programas computacionais, as estruturas tendem a ser analisadas de forma integrada, como conjuntos de pórticos, o que se aproxima mais da realidade, pois considera as interações entre os diferentes elementos que constituem a edificação. Dessa forma o cálculo passa a ser mais rigoroso e menos conservador.

As considerações quanto ao desenvolvimento dos *softwares* têm influências tanto na análise estrutural quanto no dimensionamento. A definição dos carregamentos, bem como os seus percursos e suas conseqüências na estrutura podem ser melhor aproximados, permitindo-se fazer um análise global considerando efeitos de 2ª ordem. Isso repercute diretamente nos processos de dimensionamento, pois estes devem considerar a inserção destes esforços que não eram considerados na antiga versão da Norma. Todos os processos de cálculo sofreram algum tipo de revisão. Pode-se destacar como grandes mudanças o cálculo de esforço cortante em vigas e os procedimentos de cálculo de pilares.

Outro aspecto importante referente ao processo de revisão da NBR 6118, é que neste intervalo de 25 anos ocorreu a criação de novas Normas complementares à de concreto armado, como é o caso da NBR 6123, que trata da ação do vento nas construções. Por isso, o novo texto passa a tratar de forma obrigatória a consideração do vento, diferentemente da Norma anterior, na qual o vento era considerado em situações específicas.

Como conseqüência deste trabalho de revisão, a Norma está muito mais elaborada e alinhada com o estágio atual de conhecimento. Como seria de esperar, o período imediatamente posterior à revisão envolve a adaptação aos novos critérios e recomendações. Nestes últimos anos, todavia, nota-se a existência de uma certa resistência à Norma por parte de alguns projetistas, que levantam dúvidas e questionamentos quanto à validade e efeito benéfico das mudanças. Alguns profissionais acreditam que as alterações propostas geram sobrecargas e estruturas superdimensionadas. As dúvidas não puderam ainda ser dirimidas, dada a ausência de tempo suficiente de resposta às alterações propostas, pois o ciclo de produção entre o projeto, a execução, a entrega e a avaliação da construção é superior a 10 anos.

Neste contexto, a intenção deste trabalho é reunir subsídios para uma avaliação das alterações e inovações apresentadas na atual NBR 6118. Este tipo de trabalho é importante porque pode,

juntamente com outros trabalhos de anos anteriores sobre o mesmo tema, fornecer dados que venham a contribuir para as novas revisões no texto da Norma e para as avaliações por parte dos profissionais envolvidos no projeto estrutural.

No próximo capítulo é descrita a metodologia, bem como a organização com as quais foi desenvolvido este trabalho. O embasamento teórico para as hipóteses e definições foi fruto de pesquisa bibliográfica, a qual é apresentada nos capítulos 3 e 4. Nos capítulos finais são definidos os critérios para o projeto da estrutura e, após o dimensionamento por meio de software de cálculo, são apresentados e analisados os resultados referentes aos diagramas de solicitações, às cargas nas fundações e aos consumos de materiais.

2 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho foi inicialmente efetuada uma pesquisa do tipo bibliográfica. O principal material consultado foram as duas versões da Norma sobre concreto armado, a NBR 6118/1978 e a NBR 6118/2003. Foram examinados, também, vários artigos técnicos e acadêmicos, publicados em eventos e livros. A proposta de trabalho envolve, também, a realização de uma pesquisa do tipo aplicada, por meio da comparação entre resultados de dimensionamento produzidos de acordo com as diferentes versões da Norma. Considera-se que os dois tipos de pesquisa se complementam: a pesquisa aplicada gera resultados e a bibliográfica provê suporte para sua interpretação.

Um dimensionamento preliminar, sem muito refinamento, foi efetuado com o objetivo de auxiliar nas decisões acerca dos objetivos e delineamento do trabalho. Os resultados serão analisados de forma qualitativa e quantitativa. A metodologia foi estruturada com a definição progressiva dos seguintes itens:

- a) questão de pesquisa;
- b) objetivos;
- c) hipóteses;
- d) delimitações;
- e) limitações;
- f) delineamento da pesquisa.

Cada um destes itens será detalhado a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa, que subsidiou os limites da consulta bibliográfica e orientou o desenvolvimento do trabalho, foi derivada da dúvida quanto à eficiência das alterações e inovações presentes no novo texto da NBR 6118, e pode ser expressa da seguinte forma: **qual o impacto gerado pelas alterações na Norma NBR 6118, em relação ao consumo de aço e de concreto, para os diferentes elementos e para a estrutura de edifícios como um todo?**

2.2 OBJETIVOS

Os objetivos propostos para o trabalho podem ser divididos em um objetivo principal e vários objetivos secundários, como segue.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho é efetuar uma comparação entre os resultados do dimensionamento, quanto a consumos de materiais, obtidos com as duas versões da Norma sobre concreto armado publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas nos anos de 1978 e 2003.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são os seguintes:

- a) cálculo pelas Normas de 1978 e de 2003;
- b) comparação entre as cargas nas fundações geradas no dimensionamento da estrutura pelas duas Normas;
- c) análise do comportamento da estrutura, frente ao carregamento horizontal, obtido no dimensionamento pelas duas Normas;
- d) identificação de quais os elementos estruturais nos quais se notam as maiores diferenças de resultados.

2.3 HIPÓTESES

A partir da leitura das Normas já citadas, da análise das principais alterações e inovações nos textos normativos e dos resultados descritos em trabalhos anteriores, pôde-se formular as seguintes hipóteses:

- a) ocorre redução no consumo de aço e aumento no consumo de concreto para o edifício dimensionado pela NBR 6118/2003;
- b) para um mesmo carregamento, os dimensionamentos pelas duas Normas geram respostas diferentes da estrutura;
- c) a carga nas fundações aumenta para a estrutura dimensionada pela NBR 6118/2003;
- d) para o edifício dimensionado pela NBR 6118/2003, a maior diferença no consumo de aço é para os pilares.

2.4 DELIMITAÇÃO

O dimensionamento será feito para as condições típicas da cidade de Porto Alegre. Essa delimitação tem implicações na definição da classe de agressão ambiental e na definição do carregamento de vento e, como consequência, no dimensionamento da estrutura.

2.5 LIMITAÇÃO

As limitações quanto à validade dos resultados são impostas pela tipologia do edifício como um todo e dos diferentes elementos estruturais investigados. A tipologia do edifício é definida pelo número de pavimentos e pela planta baixa dos pavimentos, enquanto a dos elementos estruturais é definida por suas dimensões e distribuição em planta.

O software de cálculo utilizado também pode ser considerado como uma limitação, pois os diferentes programas existentes no mercado têm suas peculiaridades quanto às aproximações e à metodologia de cálculo. Por esse motivo, os resultados podem variar de um programa para outro.

Outra limitação para os resultados deste trabalho é o modelo estrutural empregado no dimensionamento da estrutura. Existem vários modelos de cálculo que se diferenciam pela precisão e apresentação dos resultados e pela forma de entrada de dados. Para este trabalho foi definido um modelo estrutural conveniente, e num capítulo mais adiante serão apresentados os motivos da escolha bem como seu funcionamento.

2.6 DELINEAMENTO

As etapas deste trabalho são:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) estudo exploratório;
- c) definição da tipologia;
- d) cálculo pela NBR 6118/1978;
- e) cálculo pela NBR 6118/2003;
- f) comparação dos resultados.

Essas etapas relacionam-se entre si como aparece na figura 1. Cada uma das etapas será detalhada nos itens seguintes.

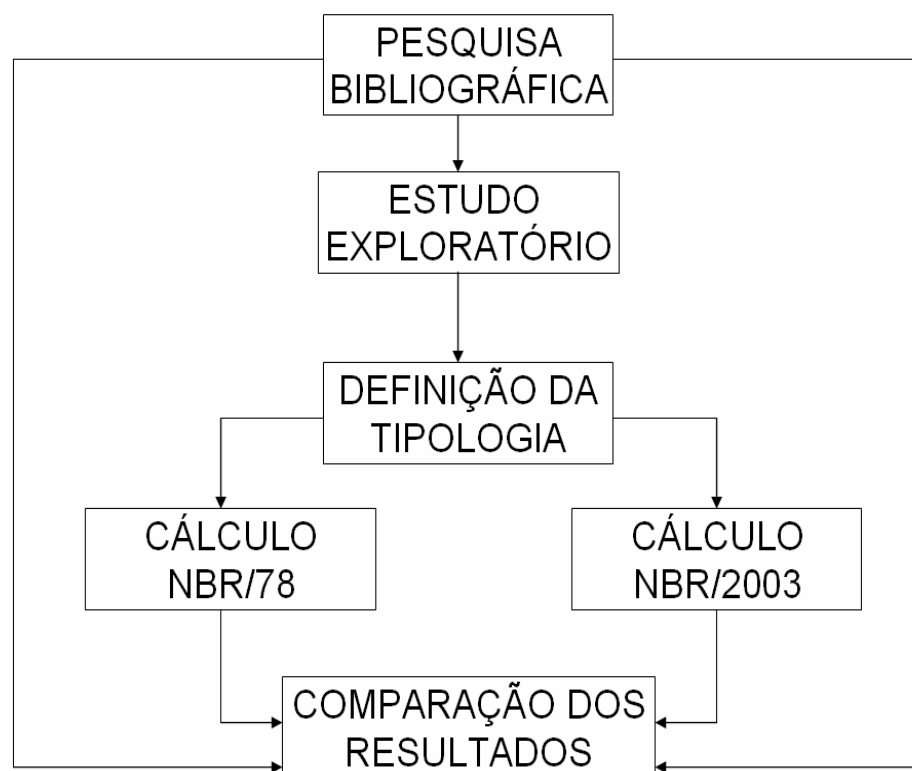


Figura 1: diagrama representativo das etapas do trabalho

2.6.1 Pesquisa Bibliográfica

Esta etapa sucedeu a definição da questão de pesquisa. Teve como material de consulta as Normas NBR 6118/1978 e a NBR 6118/2003, trabalhos acadêmicos de anos anteriores que já tratavam da comparação entre essas Normas, artigos publicados em eventos e livros referentes às Normas. Também foram pesquisados materiais na internet e em livros específicos sobre a análise de estruturas em computadores. A pesquisa bibliográfica seguiu ao longo de todo o trabalho, de modo que se integrou à pesquisa aplicada no decorrer das etapas.

2.6.2 Estudo Exploratório

Neste trabalho, essa etapa teve como objetivo determinar certos parâmetros para guiar as análises que foram realizadas no dimensionamento completo do edifício. O estudo exploratório consistiu no dimensionamento prévio da estrutura, de forma simplificada. Com o resultado deste dimensionamento foi possível estabelecer certas relações entre as características geométricas dos elementos estruturais e o consumo de aço e concreto, e determinar qual o elemento mais afetado pelas alterações da Norma. Esses resultados ajudaram a definir os objetivos e as hipóteses deste trabalho, como mostrado nos itens 2.2 e 2.3, respectivamente.

2.6.3 Definição da Tipologia

A definição da tipologia consistiu na determinação das variáveis a serem investigadas e na determinação dos objetivos a serem alcançados a partir dos resultados obtidos na pesquisa exploratória. Nessa etapa foi definida a planta baixa, bem como o número de pavimentos do edifício dimensionado. Foi nessa etapa, também, definida a geometria dos elementos. Isso é importante devido às diferenças nas dimensões mínimas especificadas em cada Norma. Os dois dimensionamentos podem ser feitos com mesmas dimensões para os elementos, neste caso não existirá diferença no consumo de concreto.

A pesquisa exploratória teve dois objetivos principais: indicação de quais os elementos mais afetados pelas mudanças na Norma e a familiarização com o programa utilizado para o

cálculo da estrutura. O primeiro objetivo direcionou a atenção para o elemento cuja diferença no consumo de aço foi maior, neste caso para pilares. Desta forma, o grau de refinamento e a profundidade das análises foram maiores para este elemento. O segundo objetivo serviu para melhor controlar as variáveis envolvidas no dimensionamento e para melhor interpretar os resultados obtidos.

2.6.4 Cálculo pela NBR 6118/1978 e pela NBR 6118/2003

O cálculo da estrutura, pelas duas Normas, foi feito por meio do programa TQS versão 13.0. Esse programa é utilizado há vários anos, e essa versão oferece ao usuário a opção de escolher a Norma pela qual o edifício será dimensionado. Pode-se fazer o refinamento do cálculo alterando certos parâmetros do programa, como por exemplo a espessura de cobertura e a consideração dos efeitos de segunda ordem, com o objetivo principal de potencializar as diferenças entre os resultados obtidos, mas sempre respeitando o texto da Norma.

Outra consideração importante foi a aproximação máxima do processo utilizado no trabalho com o processo utilizado no dia-a-dia dos escritórios de cálculo, pois, dessa forma, obteve-se a real validade dos resultados. É importante destacar que o dimensionamento feito para o trabalho foi um processo iterativo, no qual a etapa do cálculo da estrutura pôde influir na etapa de definição das tipologias e modificá-la, gerando a partir daí uma nova etapa de cálculo.

2.6.5 Comparação dos Resultados

A comparação foi feita entre os resultados definitivos, após todas as iterações entre as duas etapas anteriores. A partir desses resultados foram gerados gráficos para a análise quantitativa. Juntamente com essa última, foi feita uma análise qualitativa. Chegou-se às conclusões por meio dessa análise conjunta. Para a análise quantitativa pode-se atribuir a tarefa de mostrar os valores e as variações ocorridas na comparação entre as duas Normas. Quanto à análise qualitativa cabe discutir e explicar esses valores e essas variações.

3 NORMAS DE CONCRETO ARMADO: PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE A NORMA ANTIGA E A NORMA ATUAL

O projeto estrutural, desde a publicação da NBR 6118/1978, passou por transformações técnicas em relação tanto ao conhecimento quanto aos instrumentos disponíveis. Como explicam Ferreira e Oliveira (2005, p. 3), “[...] a atividade de projeto estrutural passou por mudanças significativas, principalmente devido ao advento computacional.”. A disponibilidade de ferramentas computacionais mais complexas e eficientes permitiu que se fizesse um número maior de análises, com maior refinamento, de forma simples.

Neste período houve, também, uma consolidação da consciência da relação entre projeto e vida útil da estrutura. Dessa forma o conteúdo do texto normativo teve que ser adaptado, para os novos procedimentos, bem como recomendações voltadas para a garantia da durabilidade da estrutura.

Em linha com esta nova visão, o novo texto da NBR 6118, mais abrangente, procura conceber a estrutura como um todo, num formato mais próximo da realidade, no qual existem interações entre os diferentes componentes, dando ênfase a todas as etapas do projeto (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007 p.18).

As alterações na NBR 6118 podem ser combinadas em três segmentos referentes às etapas de projeto, como segue: definição de critérios de qualidade e durabilidade; análise estrutural; e dimensionamento. Essas etapas são dependentes uma da outra, de forma que a definição do critério inicial de durabilidade interfere no resultado do dimensionamento. A seguir serão destacados alguns tópicos relativos às alterações feitas na NBR 6118 para cada etapa.

As recomendações para os requisitos de qualidade e durabilidade constituem uma das principais novidades da atual Norma. Nesta etapa são apresentados e definidos os critérios mínimos esperados para uma estrutura em concreto armado: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade. O primeiro refere-se à segurança à ruptura; o segundo refere-se à integridade da estrutura e o terceiro refere-se à conservação ao longo do tempo. Dessa forma a estrutura projetada deve comportar-se adequadamente, durante sua construção e ao longo da vida útil prevista, frente a ações ambientais, não apresentando ruptura frágil, comprometimento de desempenho ou danos desproporcionais às causas de origem.

Visto que muitos defeitos nas construções têm origem na fase de projeto, a Norma destaca requisitos de qualidade dos projetos, referentes às “[...] técnicas operacionais e atividades empregadas para verificar e demonstrar o atendimento aos requisitos da qualidade.”. Todas essas recomendações implicam na dedicação de mais tempo a essa etapa inicial e à adoção de medidas para a garantia da qualidade nas fases de projeto, execução e utilização (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007).

A atual versão da Norma inova também ao apresentar o conceito de Classe de Agressão Ambiental (CAA), “[...] que está relacionado com as ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura.”. A estrutura deve ser enquadrada em uma das CAA, e em função dessa classificação é especificada a resistência mínima para o concreto, o valor máximo do fator a/c , o cobrimento mínimo para a armadura e a máxima abertura de fissuras. Este tipo de procedimento já era adotado em diversas norma internacionais, bem como em algumas recomendações setoriais, tais como as adotadas pela Sabesp (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo), no Estado de São Paulo. Dado o fato de que os modelos de deterioração por corrosão são os mais conhecidos e importantes, a Norma apresenta recomendações para evitar este tipo de manifestação patológica. Apesar de ser de amplo conhecimento o fato de que vários fatores influem no processo corrosivo, a Norma se centra em dois fatores principais, relacionados à qualidade do concreto de cobrimento. Como referido por Ferreira e Oliveira (2005), a Norma “[...] considera que o risco e a evolução da corrosão depende essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento.”.

Com a introdução da CAA e a relação direta feita entre durabilidade da estrutura e qualidade e espessura do cobrimento, houve um acréscimo no valor mínimo de resistência do concreto, bem como na espessura do cobrimento dos elementos. No entanto, a Norma permite que se façam combinações: ao ser empregado um concreto de melhor qualidade a espessura pode ser reduzida, garantindo a mesma durabilidade para a estrutura. De qualquer forma, os critérios para a durabilidade e o cobrimento acarretam o uso de concretos de maior resistência mecânica e sugerem o emprego de elementos de maiores dimensões. (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007).

Antes de passar à etapa de análise estrutural cabe destacar as alterações que ocorreram na consideração das propriedades dos materiais. Com o objetivo de aumentar a durabilidade da estrutura, o valor mínimo de resistência mecânica para o concreto passou de 9 MPa para

20 MPa. O valor estimado para o módulo de elasticidade do concreto, tanto o inicial quanto o secante – Eci e Ecs respectivamente –, teve seu valor reduzido em até 25%, como mostra o gráfico da figura 2.

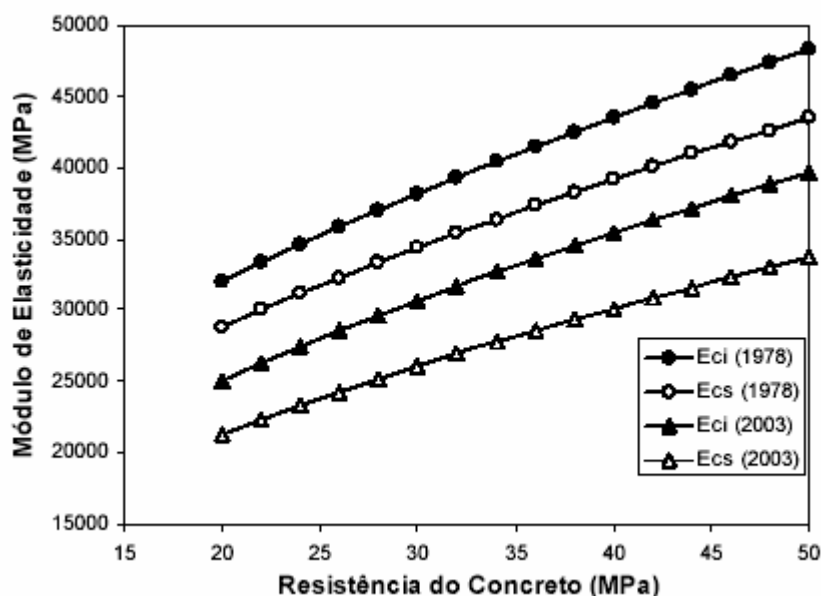


Figura 2: valores de módulo de elasticidade para NBR 6118/78 e para NBR 6118/2003 (FERREIRA; OLIVEIRA, 2005, p. 6)

Segundo Ferreira e Oliveira (2005, p. 6) essa redução do valor se deve “[...] à constatação de que em muitos casos, concretos que possuam a resistência f_{ck} estimada em projeto, não atingiam os módulos de elasticidade estimados.”.

O Ecs é utilizado nas “[...] análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites [...]”, bem como na “[...] avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal [...]”; e o Eci é usado na “[...] avaliação do comportamento global da estrutura [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Portanto, essa alteração no valor do módulo de elasticidade determina alterações também nos resultados da análise estrutural e da distribuição de esforços, tanto de forma global como local, reduzindo a rigidez da estrutura.

Outra novidade relativa à rigidez do concreto é a consideração da não linearidade física aproximada para análise dos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas de nós móveis. Essa análise não linear determina a redução da rigidez devido, entre outros fatores, ao efeito da fissuração.

A etapa de análise estrutural está mais elaborada e sofisticada em relação à Norma anterior, na qual este assunto era tratado de forma restrita. “O estágio atual de conhecimento exige uma distinção mais clara entre as várias formas possíveis de análise estrutural [...]”. (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007 p. 19). A partir do avanço das ferramentas de cálculo tornou-se possível a realização de projetos mais detalhados e realistas, pois os elementos deixaram de ser calculados isoladamente, e a estrutura passou a ser analisada de forma global. Os efeitos de 2ª ordem puderam ser mais precisamente considerados, bem como as determinações das não-linearidades físicas e geométricas, possibilitando o incremento na avaliação das solicitações. Portanto, nesta etapa pode-se considerar primeiramente as alterações com relação às ações solicitantes.

Na atual Norma a ação do vento, conforme a NBR 6123, é tomada como obrigatória, ao contrário da Norma anterior, a qual limitava esta ação à situações específicas como segue (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1979, p. 5):

Será exigida a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e obrigatoriamente no caso de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que 4 vezes a largura menor, ou em que em uma dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4. Deverá ser levada em conta a possível influência desfavorável de construções próximas à estrutura em exame, que por suas dimensões e forma possam tornar essa influência considerável.

Outra mudança relativa às ações é a consideração de imperfeições geométricas, referentes às variações de posição e forma tanto dos elementos quanto da estrutura como um todo. Segundo o Instituto Brasileiro do Concreto (2007, p. 47):

Muitas dessas imperfeições podem ser cobertas apenas pelos coeficientes de ponderação, mas, as imperfeições do eixo das peças, não. Elas devem ser explicitamente consideradas porque têm efeitos significativos sobre a estabilidade da construção. Esses efeitos decorrem não só das solicitações diretamente atuantes, mas também da fluência e da sensibilidade a imperfeições das estruturas de concreto.

Devido a esse comportamento da estrutura em concreto armado, a atual Norma estipula (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 45):

Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

Para as imperfeições globais, o momento na base gerado pelo desaprumo não deve ser sobreposto ao do vento, neste caso toma-se o maior valor. Para as imperfeições locais, o desaprumo gera um momento mínimo de 1ª ordem que deve ser somado ao momento de 2ª ordem.

Devido ao avanço tecnológico, a análise estrutural passou a “[...] estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 60). O novo texto da Norma trata de vários tipos de análise estrutural, “[...] que se diferenciam pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura, não perdendo de vista em cada caso as limitações correspondentes.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 61). Da mesma forma, a análise dos efeitos de 2ª ordem passou a ser realizada em relação à estrutura global, ao contrário da Norma anterior, na qual eram considerados apenas os efeitos de 2ª ordem locais.

A redução na rigidez dos elementos, gerada pela redução do módulo de elasticidade e inércia devido à consideração da fissuração, somada à obrigatoriedade da ação do vento, têm impacto direto no dimensionamento. Essas inovações e mudanças tendem a sobrecarregar a estrutura. Segundo Ferreira e Oliveira (2005, p. 5), esse efeito é amenizado por ajustes do processo de dimensionamento.

A etapa de dimensionamento sofreu várias inovações e alterações. A intensidade da mudança varia de acordo com o esforço e o elemento estrutural considerado. Por se tratar de um assunto bastante complexo, neste trabalho serão consideradas apenas algumas dessas alterações e inovações.

A questão da flexão em vigas é um assunto que não sofreu quase nenhuma alteração. No entanto, para o cisalhamento em vigas pode-se dizer que a mudança foi bem significativa, pelo fato da atual Norma tratar de dois modelos de cálculo: o modelo I no qual a inclinação das bielas comprimidas é de 45°, e o modelo II no qual o ângulo varia entre 30° e 45°. Este último modelo, de acordo com Ferreira e Oliveira (2005, p.5), “[...] permite aumentar a sollicitação por cortante nos elementos com um menor consumo de armadura [...]”. Na comparação feita por Magalhães e Fonte (2006, p. 8), para um prédio residencial em Recife - PE, o modelo II permitiu uma economia no consumo de aço de mais de 8%, para um ângulo

de inclinação das diagonais comprimidas de 30°. O resultado pode ser conferido no gráfico da figura 3.

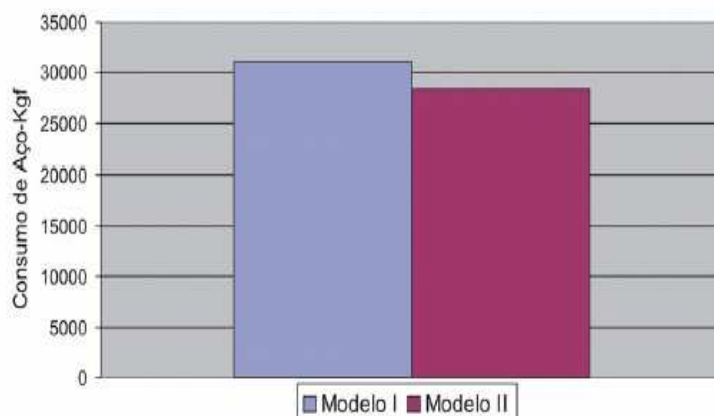


Figura 3: comparativo do consumo de aço entre modelos de cisalhamento (MAGALHÃES; FONTE, 2006, p. 8)

Outra mudança importante ocorreu no dimensionamento de pilares. De acordo com Oliveira Neto e Bastos (2004, p. 1):

[...] a nova Norma introduziu várias modificações, como nos valores das excentricidades acidental e de 2ª ordem, um maior cobrimento de concreto, uma nova metodologia para o cálculo da esbeltez limite à consideração dos esforços de 2ª ordem, e principalmente com a consideração de um momento fletor mínimo, que pode substituir o momento devido a excentricidade acidental.

Ferreira e Oliveira (2005, p. 8) afirmam que as mudanças no dimensionamento de pilares geram uma economia no consumo de aço, pois o método ficou mais rigoroso e menos conservador. Essa economia é reforçada pela redução na taxa mínima de armadura, que passou de 0,8% para 0,4%.

Ferreira e Oliveira (2005), considerando um prédio residencial em Belém – PA, e Magalhães e Fonte (2006), considerando um prédio residencial em Recife – PE, obtiveram alguns resultados de consumo, tanto de aço quanto de concreto, a partir da comparação do dimensionamento feito pela NBR6118/1978 e pela NBR6118/2003.

Os resultados alcançados pelos autores têm a mesma tendência: redução no consumo global de aço e aumento no consumo global de concreto. A redução no consumo de aço é gerada

pelas alterações e inovações quanto aos métodos de cálculo, principalmente em relação aos pilares. O aumento no consumo de concreto deve-se às novas limitações quanto às dimensões dos elementos, bem como à redução de rigidez imposta pela consideração da abertura de fissuras. Os resultados de Ferreira e Oliveira (2005) e de Magalhães e Fonte (2006) estão mostrados nas figuras 4 e 5, respectivamente.

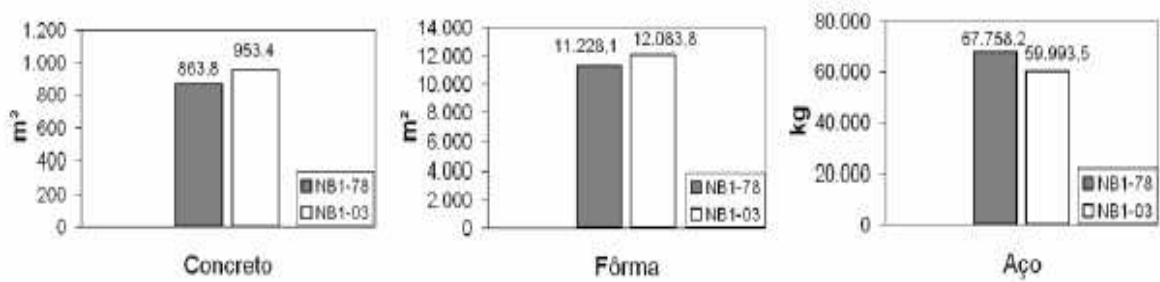


Figura 4: comparativo do consumo de materiais para as normas NBR6118/1978 e NBR6118/2003 (FERREIRA; OLIVEIRA, 2005, p. 13)

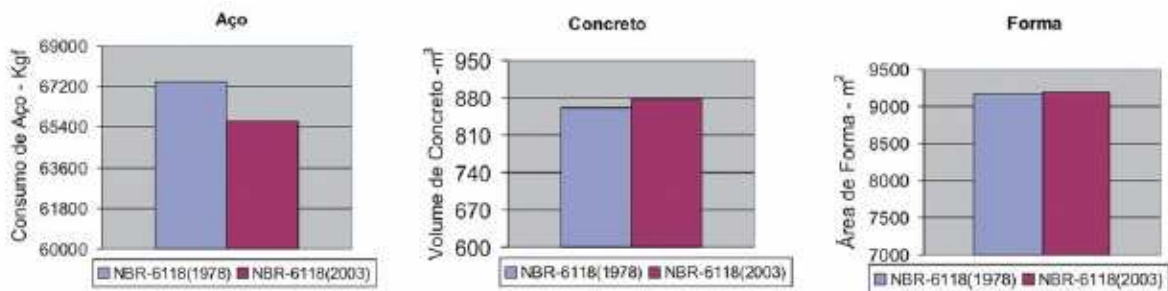


Figura 5: comparativo do consumo de materiais para as normas NBR6118/1978 e NBR6118/2003 (MAGALHÃES; FONTE, 2006, p. 12)

Embora os resultados mostrem a mesma tendência, existe uma variação de consumo de materiais para cada prédio. Essa diferença está ligada à tipologia do edifício e dos elementos estruturais estudada em cada trabalho. Por exemplo, Ferreira e Oliveira (2005) apresentam uma redução no consumo de aço de 12% a favor da NBR6118/2003, enquanto Magalhães e Fonte (2006) apresentam uma redução de 4,4% a favor da mesma Norma. Para complementar este resultado se faz necessário um estudo mais detalhado referente aos elementos estruturais, de modo a caracterizar o elemento de acordo com sua forma geométrica e distribuição, e relacioná-lo com o consumo de aço.

Quando analisado o consumo de aço por elemento, fica evidente a contribuição dos pilares no resultado total. De acordo com Ferreira e Oliveira (2005, p. 13), a redução no consumo de aço para as lajes foi de 13%, para as vigas foi de 14%, e para os pilares foi de 46%. Este resultado reforça a constatação de que o dimensionamento de pilares, na atual Norma, ficou menos conservador; e reforça também a constatação de que ocorre uma economia de aço no dimensionamento ao esforço cortante de vigas, tanto para o modelo I quanto para o modelo II de cálculo.

Devido ao fato do atual texto da NBR 6118 exigir valores mínimos de resistência do concreto em função da CAA definida para o projeto, Magalhães e Fonte (2006, p. 9) propõem a comparação entre dimensionamentos pela atual Norma variando-se aquela resistência. Neste caso foram testados os valores de 30 e 40 MPa.

Os resultados são apresentados na figura 6. Estes resultados vêm a confirmar que são os pilares os maiores responsáveis pela significativa redução no consumo de aço, mesmo na situação na qual ocorreu o acréscimo no consumo de aço para as lajes.

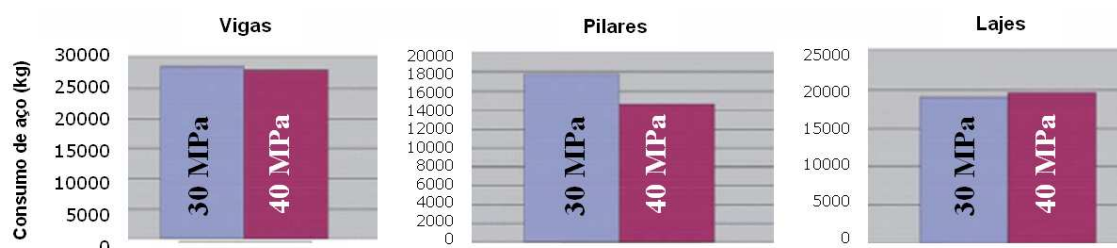


Figura 6: comparativo do consumo de aço para os elementos em função do fck (MAGALHÃES; FONTE, 2006, p.9)

Outro estudo feito por Magalhães e Fonte (2006, p.11) diz respeito às inovações e alterações na análise estrutural observadas na atual Norma, uma vez que o novo texto normativo torna obrigatória a consideração da ação do vento e a consideração das imperfeições geométricas globais. Na figura 7 é mostrada a comparação entre as intensidades dos momentos gerados pela ação do vento e pelo desaprumo para um pilar específico. A diferença neste caso é de mais de 81%. Esses dois esforços não são superpostos, dessa forma o vento é considerado a ação mais desfavorável e determinante para o dimensionamento da estrutura.

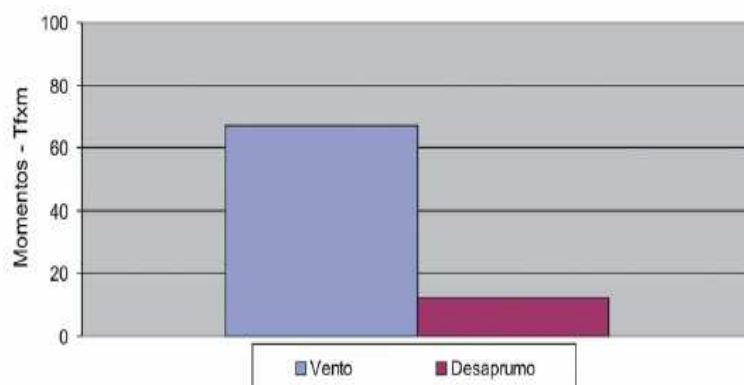


Figura 7: comparação dos momentos gerados pelo vento e pelo desaprumo para a NBR6118/2003 (MAGALHÃES; FONTE, 2006, p. 11)

Ferreira e Oliveira (2005, p. 13) fazem um estudo sobre a variação na diferença de consumo de aço, entre as duas Normas, em relação à altura do edifício, como mostrado na figura 8. Esse resultado mostra que a diferença no consumo de aço é menor nos andares superiores, nos quais a armadura mínima é utilizada, em função da redução na taxa mínima de armadura na atual versão da Norma. A diferença fica maior à medida que o estudo se aproxima do pavimento térreo, no qual os elementos são mais solicitados e têm armadura mais pesada. Esse comportamento é observado tanto para as vigas quanto para os pilares, e demonstra que houve um refinamento nos métodos de cálculo, gerando assim uma estrutura mais leve e otimizada.

No mesmo trabalho, Ferreira e Oliveira (2005, p. 12) comparam o deslocamento horizontal da estrutura para as duas Normas, como mostra a figura 9. Nesse resultado aparece o que já tinha sido comentado anteriormente, a respeito da redução de rigidez da estrutura, pois o dimensionamento feito pela NBR 6118/2003 gera uma estrutura mais deslocável, mas ainda assim, para o caso estudado, dentro dos limites impostos pela Norma.

Todo o desenvolvimento fruto da revisão bibliográfica, bem como os dados e resultados de trabalhos anteriores apresentados neste capítulo serão utilizados como base de comparação para os estudos a serem realizados no presente trabalho. No próximo capítulo serão apresentados alguns tipos de modelos estruturais mais comumente utilizados pelos softwares de cálculo estrutural. O funcionamento de cada modelo será sucintamente descrito com o objetivo de fornecer subsídios para a definição do modelo utilizado no dimensionamento realizado neste trabalho.

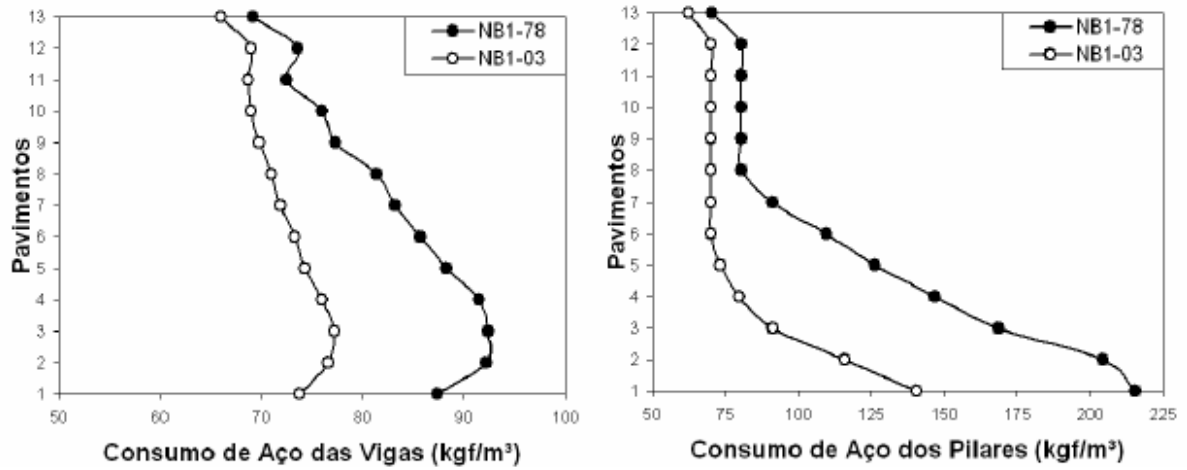


Figura 8: variação no consumo de aço por pavimento para a NBR 6118/1978 e a NBR 6118/2003 (FERREIRA; OLIVEIRA, 2005, p.13)

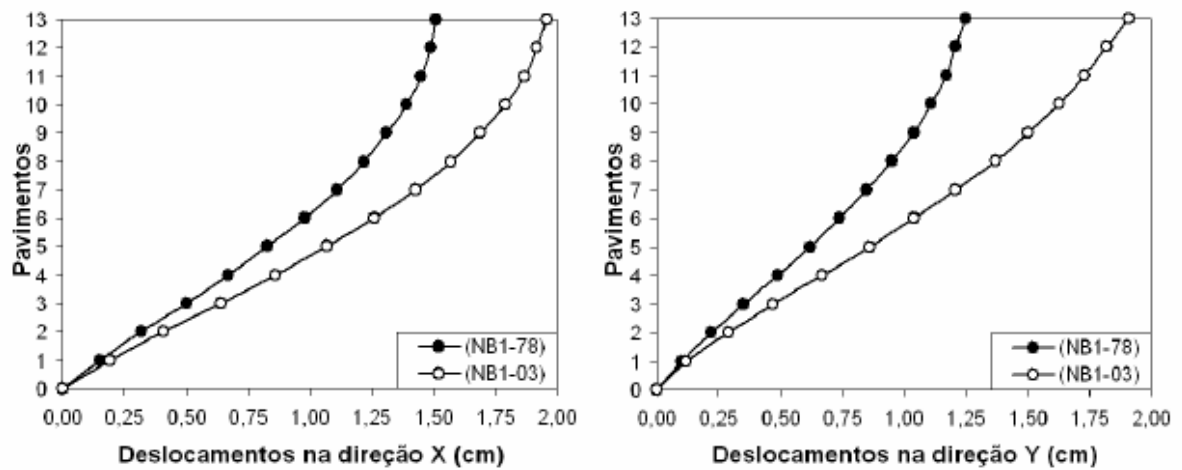


Figura 9: deslocamentos horizontais de acordo com a NBR 6118/1978 e a NBR 6118/2003 (FERREIRA; OLIVEIRA, 2005, p. 12)

4 MODELOS ESTRUTURAIS

Modelo estrutural é um protótipo que procura simular uma estrutura real no computador. Segundo Kimura (2007), todo cálculo realizado é baseado na adoção de um certo modelo estrutural, ou seja, a definição deste modelo interfere diretamente nos resultados obtidos.

Os modelos estruturais podem ser considerados como uma composição de um ou mais tipos de elementos estruturais, e devem abranger todas as solicitações atuantes na estrutura. Esses modelos “[...] têm seu uso determinado também pela disponibilidade de tempo, conhecimento e ferramentas computacionais por parte do projetista, ou por limitações de custo do projeto” (FONTES, 2005, p. 9).

Para o dimensionamento de um edifício podem ser empregados vários modelos estruturais. Estes se diferem pela precisão na simulação, facilidade de entrada dos dados e de interpretação dos resultados. Na prática é comum se fazer uma combinação entre modelos, pois cada um deles serve para um fim específico. É importante salientar que deve ter domínio sobre o modelo, isto significa muitas vezes abrir mão de um método mais apurado em favor de um mais simples, garantindo assim o controle e a capacidade de verificação sobre os resultados.

Kimura (2007) classifica os tipos de modelos estruturais mais utilizados como segue:

- a) método aproximado e vigas contínuas;
- b) pórtico H com vigas contínuas;
- c) grelha somente de vigas;
- d) grelha de vigas e lajes;
- e) pórtico plano;
- f) pórtico espacial;
- g) elementos finitos.

A seguir serão brevemente apresentados e descritos cada um dos modelos de análise estrutural.

4.1 MÉTODO APROXIMADO E VIGAS CONTÍNUAS

Este modelo, segundo Kimura (2007), serve para a análise de um pavimento, para o qual as solicitações e as reações das lajes são calculadas a partir de tabelas consagradas (Marcus ou Czerny); as cargas das lajes são transferidas às vigas por quinhões ou áreas de influência (esquema de divisão em trapézios e triângulos); os esforços nas vigas são calculados por meio de vigas contínuas sobre apoios simples; as reações dos apoios das vigas são transferidas como cargas nos pilares. A figura 10 mostra um esquema do funcionamento deste modelo.

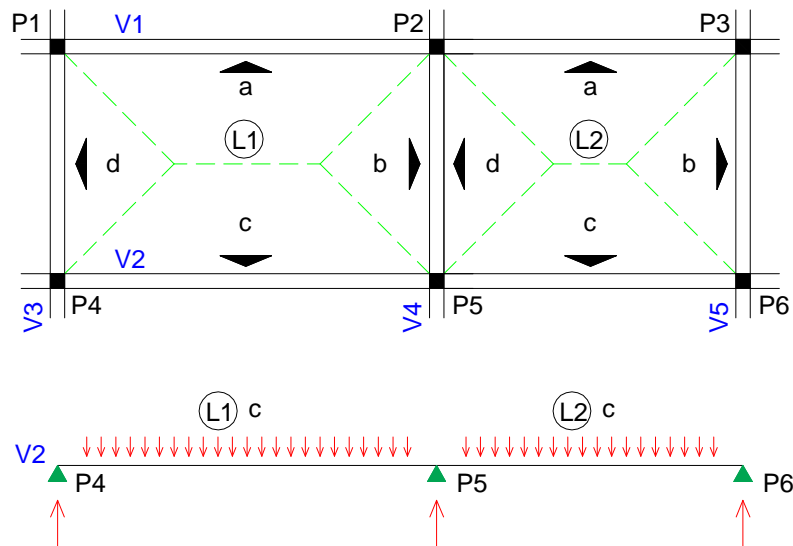


Figura 10: método aproximado e vigas contínuas

As limitações deste método são:

- a) as lajes, as vigas e os pilares são calculados isoladamente, não são consideradas as interações entre os elementos;
- b) somente lajes retangulares podem ser calculadas;
- c) não considera ações horizontais.

Segundo Fontes (2005), os resultados deste modelo são válidos apesar de não serem tão realistas. Contudo, o modelo é simples e de fácil compreensão, e possibilita cálculos manuais.

4.2 PÓRTICO H COM VIGAS CONTÍNUAS

Este método é uma evolução do anterior. A diferença é que as vigas e pilares são modelados juntos, ou seja, considera a interação entre estes elementos como um pórtico plano. A representação com o funcionamento deste modelo é mostrada na figura 11.

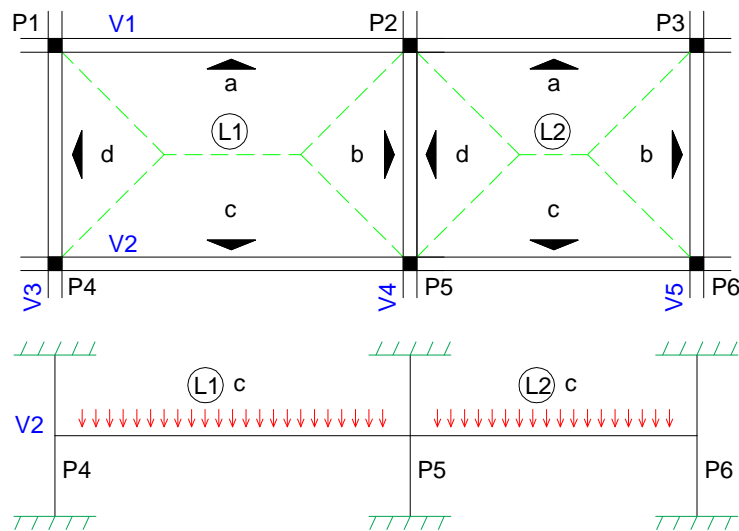


Figura 11: pórtico H e vigas contínuas

4.3 GRELHA SOMENTE DE VIGAS

Este modelo é direcionado para análise estrutural de um pavimento segundo Kimura (2007). Como no método aproximado, as solicitações e reações das lajes são calculadas a partir de tabelas consagradas (Marcus ou Czerny); as cargas das lajes são transferidas às vigas por quinhões ou áreas de influência (esquema de divisão em trapézios e triângulos); as vigas são simuladas como barras e interligadas entre si, possibilitando a interação entre essas barras e a obtenção de esforços e deslocamentos oriundos da aplicação de cargas verticais em qualquer viga (barra) do pavimento; as reações dos apoios das vigas são transferidas como cargas nos pilares. A figura 12 mostra o esquema de funcionamento deste modelo.

Conforme afirma Kimura (2005), as limitações do modelo são: a impossibilidade de analisar ações horizontais no edifício, e a desconsideração da interação entre pilares e vigas. A interpretação dos resultados do modelo é relativamente simples com recurso computacional. Os resultados são mais realistas que os gerados pelos métodos anteriores.

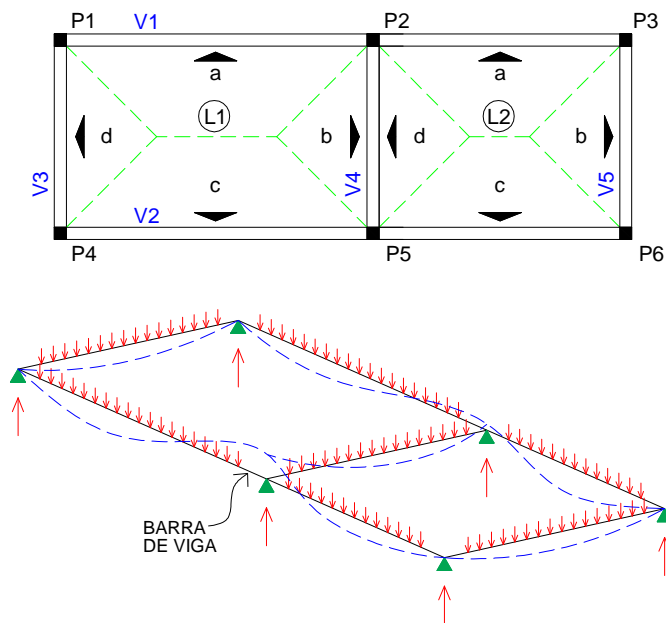


Figura 12: grelha somente de vigas

4.4 GRELHA DE VIGAS E LAJES

Também conhecido como método por analogia de grelhas, segundo Kimura (2007), este método é direcionado para a análise de um pavimento. As lajes e vigas são representadas por elementos lineares (cada painel de laje é dividido numa malha de barras ortogonais entre si no plano da laje que são denominadas **barras de laje**); as cargas nas barras de laje são transferidas para as barras de vigas; as reações dos apoios das vigas são transferidas como cargas nos pilares. O esquema de funcionamento deste modelo é mostrado na figura 13.

A interação entre vigas e lajes é considerada de forma precisa. A transferência de esforços segue a lei da rigidez, na qual a barras com maior rigidez absorve a maior parcela da carga.

Existe perfeita interação entre barras, isso possibilita a obtenção de esforços e deslocamentos oriundos da aplicação de cargas verticais em qualquer viga ou laje do pavimento. “[...] As cargas são distribuídas ao longo dos elementos ou concentradas nos nós, com parcelas dadas pelas áreas de influências referentes, respectivamente, às barras e aos seus pontos de inserção.” (FONTE, 2005, p. 17).

A rigidez de qualquer barra, bem como a discretização das malhas das lajes podem ser controladas. Isto é importante em regiões com grande concentração de esforços. Contudo, essa interferência nas barras e nas malhas pode demandar do profissional conhecimento mais aprimorado do método, bem como tempo de modelagem. E isto pode se tornar uma desvantagem.

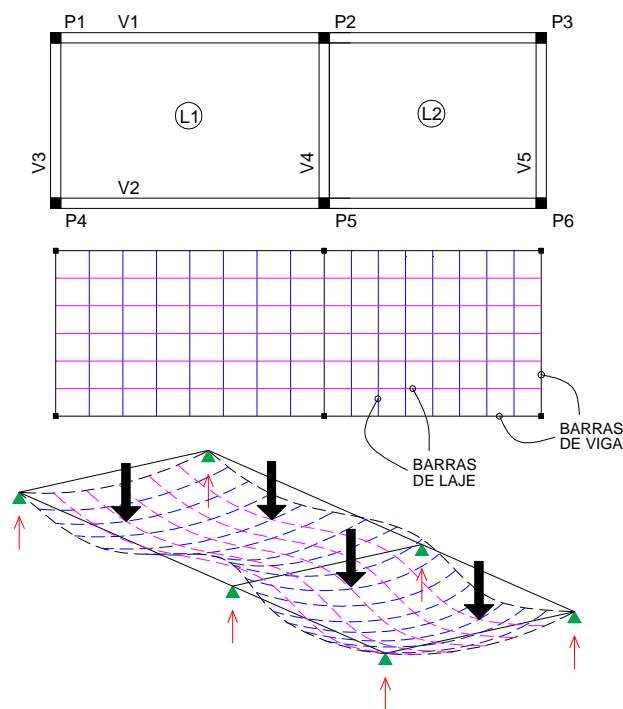


Figura 13: grelha de vigas e lajes

As limitações do modelo, de acordo com Kimura (2007) são: a impossibilidade de analisar ações horizontais no edifício, e a desconsideração da interação entre pilares e vigas. Com recurso computacional, a interpretação dos resultados do modelo é relativamente simples. Os resultados são bem realistas no plano das lajes e vigas.

4.5 PÓRTICO PLANO

O pórtico plano, de acordo com Kimura (2007), consiste num modelo bidimensional no qual vigas e pilares, dispostos num mesmo plano, são representados por barras. É usado para avaliar parte da estrutura e admite carregamento vertical e horizontal. As lajes não fazem parte do modelo. A figura 14 mostra o esquema de funcionamento deste modelo. Contudo, Fontes (005), afirma que as barras horizontais constituintes dos pórticos simulam o efeito das lajes na consideração de diafragma rígido.

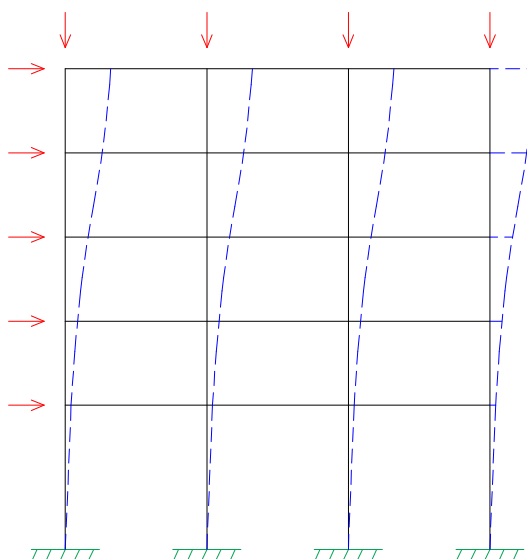


Figura 14: pórtico plano

A interação entre as barras é considerada, isto possibilita determinar os deslocamentos e esforços oriundos da aplicação de cargas verticais ou horizontais em qualquer outra barra do mesmo plano. Permite avaliar o comportamento global da estrutura. Com recurso computacional, a interpretação dos resultados do modelo é simples.

4.6 PÓRTICO ESPACIAL

Este pórtico “[...] consiste num modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes num edifício, possibilitando uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura.” (KIMURA, 2007, p. 122).

A interação entre as barras é considerada, isto possibilita determinar os deslocamentos e esforços oriundos da aplicação de cargas verticais ou horizontais em qualquer outra barra do pórtico. As lajes são consideradas como diafragmas rígidos podendo sofrer deslocamentos nas direções do plano da laje, devido ao movimento de corpo rígido e à rotação vertical de todo o pavimento. Na figura 15 é mostrado o esquema de funcionamento deste modelo.

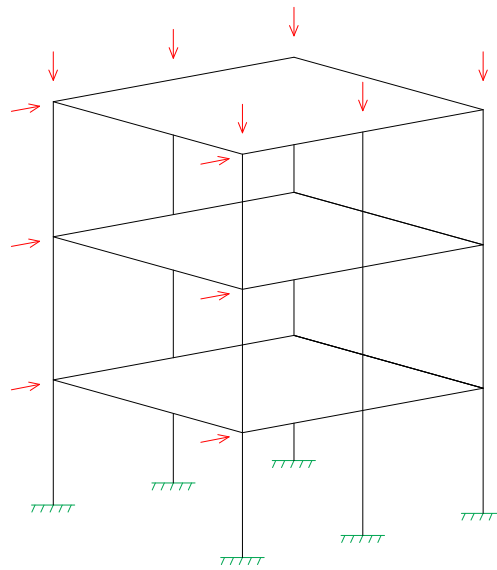


Figura 15: pórtico espacial

Este modelo é muito usado para verificar a ação do vento. O vento é simulado através de cargas concentradas horizontais em cada pavimento. Para obtenção do valor da carga horizontal em cada pavimento fornecem-se apenas a direção e o sentido de atuação do efeito de vento e dos parâmetros estabelecidos em Norma. Somente por meio deste método é possível avaliar os efeitos globais gerados pelas cargas verticais e os efeitos nas vigas gerados pelas cargas horizontais. Com recurso computacional, a interpretação dos resultados do modelo é simples.

4.7 ELEMENTOS FINITOS

Segundo Kimura (2007), de forma similar à grelha, este método é direcionado para a análise de um pavimento. As lajes são representadas por uma malha de elementos finitos

bidimensionais (placas) ou tridimensionais (sólidos); as vigas são representadas por elementos finitos lineares (barras) como na grelha; os esforços dos elementos planos das lajes são transferidos aos elementos lineares das vigas; as reações de apoio das vigas são transferidas como carga nos pilares. Na figura 16 é mostrado o esquema de funcionamento deste modelo.

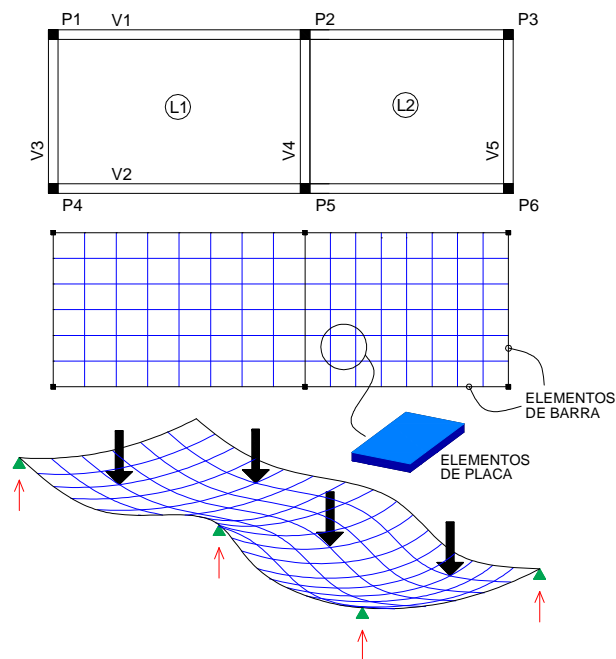


Figura 16: método dos elementos finitos

O comportamento de um elemento finito sobreposto aos demais elementos finitos da malha simula a estrutura. Existem vários tipos de elementos finitos cada qual com suas particularidades.

A discretização das malhas das lajes pode ser controlada. Isto é importante em regiões com grande concentração de esforços. Contudo, essa interferência nos elementos finitos e nas malhas pode demandar do profissional conhecimento mais aprimorado do método, bem como tempo de modelagem. E isto pode se tornar uma desvantagem.

As limitações do modelo, de acordo com Kimura (2007), são: a impossibilidade de analisar ações horizontais no edifício, e a desconsideração da interação entre pilares e vigas. A interpretação dos resultados e a determinação dos carregamentos são mais complicados que nos métodos anteriores e requer conhecimento mais aprimorado por parte do profissional sobre a teoria do método de elementos finitos.

5 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Este trabalho apresenta um estudo dos impactos decorrentes da revisão da Norma Brasileira que trata do projeto de estruturas em concreto armado. Para isso foi realizado o dimensionamento de um prédio, primeiramente de acordo com os critérios da antiga Norma, posteriormente com os critérios da Norma vigente. A partir desses dimensionamentos, será feita uma análise dos resultados e quantitativos gerados. No dimensionamento de ambos os casos foi utilizado o programa comercial de cálculo TQS versão 13.0, que faz o cálculo tanto pela Norma de 1978 quanto pela Norma de 2003.

O prédio analisado tem como base o projeto real de um edifício comercial que está em fase de construção na cidade de São Leopoldo – RS. A planta do prédio real teve que ser adaptada para este trabalho por conta do número proposto de pavimentos, que é maior que no projeto original, isto implica num aumento das medidas dos elementos estruturais tais como vigas e pilares. Como não é objetivo deste trabalho, não se discutirá questões como a distribuição dos elementos em planta, nem questões ligadas à arquitetura, como pilares e vigas salientes. Foi mantido o conceito do projeto real: preservaram-se embutidos ou salientes pilares e vigas. É importante destacar que o projeto real foi desenvolvido no ano de 2007, portanto seguindo as prescrições da Norma atual.

No lançamento da estrutura, buscou-se atender a certos critérios: estéticos, tentando embutir a estrutura nas alvenarias sempre que possível; econômicos, tentando padronizar dimensões e vãos dos elementos estruturais (economia de fôrmas); de resistência, tanto aos esforços verticais quanto aos horizontais; e de desempenho em serviço, atendendo aos limites de deformação estabelecidos na Norma.

O edifício é composto por um baldrame, 12 pavimentos tipo, uma cobertura com acesso ao terraço, casa de máquinas e reservatório superior. A altura total do prédio é de 47,86 m, pé-direito de 3,15 m, e projeção retangular de 36,80 por 19,21 m. A estrutura a ser dimensionada pelas duas Normas é representada na figura 17, juntamente com um corte esquemático no qual estão listados os pés-direito e níveis dos pavimentos. Para fins deste trabalho, não está sendo considerado qualquer interação estrutura-solo, tampouco o tipo de fundação empregado.

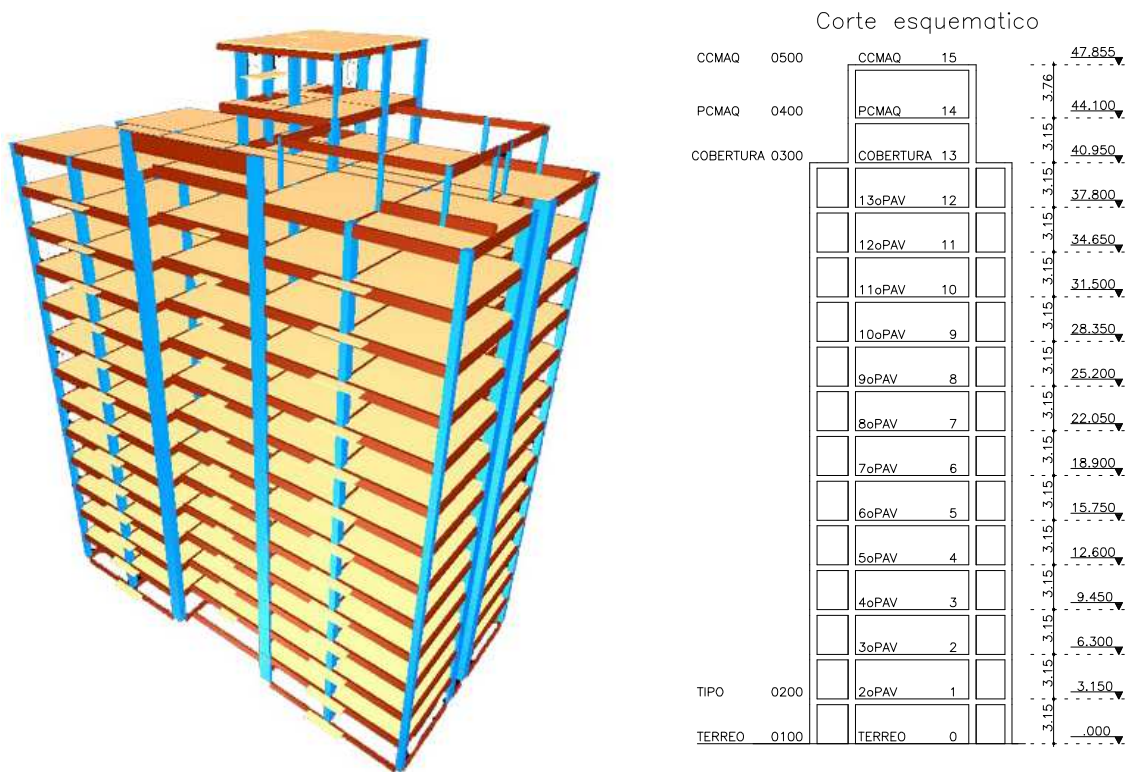


Figura 17: representação tridimensional e corte esquemático da estrutura

O dimensionamento será feito para todo o prédio, com seus 15 pavimentos. A análise dos resultados e quantitativos obtidos nos cálculos foram feitas para todos os pavimentos, contudo, é apresentada apenas a planta do pavimento tipo. A figura 18 mostra a planta de fôrma deste pavimento.

Quanto à utilização, o prédio terá basicamente salas de aula e sanitários. O pavimento térreo terá 8 salas de aula, hall de entrada, circulação e banheiros. O pavimento tipo terá 9 salas de aula, sanitários feminino e masculino, e circulação. O acesso aos pavimentos e cobertura se dá por meio de escada enclausurada e de dois elevadores. A cobertura terá reservatórios e também acesso ao público. Essa descrição é importante para a definição dos carregamentos verticais.

A seguir serão descritos os critérios definidos para o dimensionamento do edifício pelas Normas antiga e atual.

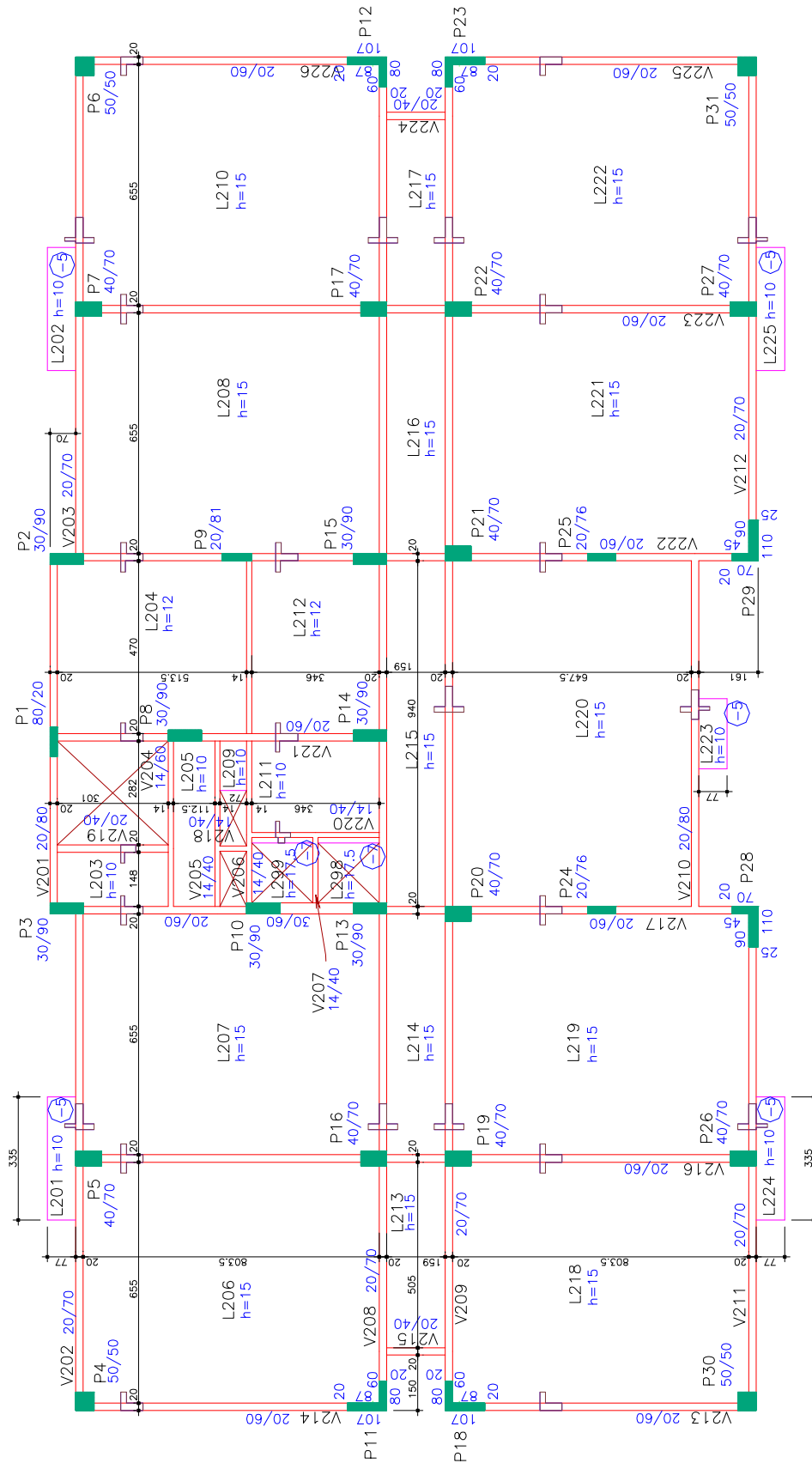


Figura 18: planta de fôrmas do pavimento tipo

5.1 ESTRATÉGIA DE PROJETO

Neste trabalho foram considerados critérios de dimensionamento comuns e específicos às Normas antiga e atual. Critérios comuns são aqueles definidos independentemente da Norma utilizada. Eles dizem respeito, basicamente, à definição do carregamento da estrutura e à metodologia e modelo de cálculo utilizados pelo programa computacional. Critérios específicos tratam das recomendações para materiais, para disposições construtivas e geometria dos elementos estruturais, e para metodologia de dimensionamento particulares de cada Norma. São os critérios específicos que geram os resultados que serão analisados e comparados.

Os critérios comuns e específicos de cada Norma servem como dados de entrada para o software realizar o cálculo da estrutura. Com a definição destes critérios, a estrutura foi dimensionada primeiramente segundo as recomendações da Norma de 1978 e depois segundo as recomendações da Norma de 2003.

5.1.1 Critérios Comuns de Projeto

O projeto de uma estrutura passa pelas etapas de definição dos materiais, dos carregamentos e do modelo estrutural empregado no cálculo. Neste trabalho, as definições dos parâmetros dessas etapas são as mesmas para o dimensionamento por ambas as Normas.

Em termos de materiais, a resistência característica do concreto foi estabelecida em 30 MPa. Valor acima do mínimo recomendado pelas duas Normas: 9 MPa para a Norma de 1978, e 20 MPa para a Norma de 2003. Aquele valor é bem comum nos dias de hoje para uma estrutura do porte da que está sendo estudada.

O carregamento vertical é constituído por uma parcela permanente e uma variável. O valor destas parcelas varia conforme o caso. A carga referente ao peso próprio da estrutura – que é uma carga permanente – é automaticamente determinada pelo programa. Para o pavimento tipo do prédio estudado, seguem as seguintes definições:

- a) lajes em balanço: 1,5 kN/m² para carga permanente (correspondente ao aparelho de ar-condicionado e proteção) e 1,0 kN/m² para carga variável;
- b) demais lajes: 1,0 kN/m² para carga permanente (correspondente ao revestimento) e 3,0 kN/m² para carga variável.

O carregamento horizontal é originado pela ação do vento. A consideração deste carregamento é muito importante para estruturas altas, e ele é determinado seguindo as recomendações da Norma de vento NBR 6123/1986. Para a cidade de São Leopoldo se considerou a mesma velocidade básica de vento usada para a cidade de Porto Alegre, que é de 45 m/s. Outros fatores para a determinação da pressão do vento são os seguintes:

- a) fator topográfico igual a 1: para terreno plano com obstáculos;
- b) categoria de rugosidade IV: para terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados;
- c) classe da edificação B: para maior dimensão entre 20 e 50 m;
- d) fator estatístico igual a 3: para edificações em geral.

5.1.1.1 Definição do Modelo Estrutural

A definição do modelo estrutural para o projeto deste trabalho levou em conta dois critérios: familiaridade com o modelo e validade dos resultados. Como foi apresentado no capítulo 4 deste trabalho, existem modelos estruturais direcionados à análise de pavimentos isolados e à análise global da estrutura. Para o primeiro grupo temos: vigas contínuas, grelha e elementos finitos. Para o segundo: pórtico plano e pórtico espacial. No dimensionamento de um edifício, uma combinação entre modelos gera uma simulação mais próxima da realidade.

O modelo escolhido para avaliar os esforços verticais nos níveis dos pavimentos foi o método simplificado e vigas contínuas. Isto por causa da simplicidade do método, e também por ser o método mais divulgado durante a graduação. Esta situação garante domínio sobre as variáveis do modelo. Para avaliar o comportamento global e esforços horizontais foi adotado o modelo de pórtico espacial.

Sabendo-se que o método simplificado não representa de maneira muito fiel a distribuição das cargas e os esforços nas vigas, estas foram analisadas pelo modelo de pórtico espacial. Dessa maneira é garantida a legitimidade dos resultados.

Cabe salientar que os modelos estruturais como pórtico espacial tratam as ligações entre pilares e vigas como ligações semi-rígidas. Segundo Kimura (2007 p. 261) “[...] esta flexibilização da ligação é realizada por uma formulação que considera a existência de molas nos extremos das barras”.

Nos programas de modelagem os pilares são representados por barras passando pelo centro de gravidade da seção. O apoio das vigas nos pilares não coincide necessariamente com o centro de gravidade do pilar. Nos programas de modelagem, pode-se simular, nesta situação, ligações flexíveis entre a viga e o pilar por meio do chamado *offset* rígido. “Costuma-se modelar esses nós de dimensões finitas como elementos infinitamente rígidos, ou elementos de rigidez significativamente maior que a dos demais, [...]”. Esse mecanismo garante o comportamento mais realista da estrutura (FONTES, 2005, p. 17).

No programa utilizado neste trabalho, é considerada este tipo de ligação. Se a estrutura não for calculada com consideração da flexibilização das ligações, o modelo pode gerar esforços irreais e resultados incorretos. Isto vale principalmente nas ligações entre vigas e pilares alongados.

5.1.2 Critérios Específicos de Projeto

Serão apresentados alguns critérios específicos para o dimensionamento de estruturas segundo cada Norma sobre concreto armado discutida no trabalho. Estes critérios serão apresentados de forma resumida, pois não é objetivo deste trabalho detalhá-los. Serão apenas relacionados alguns dos critérios direcionados às disposições construtivas, às características geométricas e às características de materiais para os elementos estruturais.

Recomendações de Norma relacionadas a métodos de cálculo não serão descritas neste capítulo. Questões mais pontuais, nas quais se fizer necessária a apresentação de algum formulário matemático para o entendimento, serão mostradas no capítulo de análise de resultados (capítulo 6).

5.2 CÁLCULO SEGUNDO A NORMA DE 1978

Antes de relacionar os critérios específicos da antiga Norma, cabe fazer algumas considerações. Quando essa Norma foi lançada não estavam disponíveis os atuais recursos computacionais, o que limitava consideravelmente a capacidade de se efetuar análises estruturais muito complexas. Apesar de se conhecer certas ações e seus efeitos, estes não podiam ser avaliados, ou por não se possuir ferramentas adequadas, ou por que os cálculos envolvidos demandavam um tempo muito longo. Por isso, análises globais eram inviáveis e os elementos estruturais eram analisados de forma isolada, com a estrutura sendo dividida em partes. As análises feitas dessa forma eram muito conservadoras e tendiam a gerar estruturas pesadas e rígidas.

O avanço tecnológico e o desenvolvimento de pesquisas e testes forneceram a base para o surgimento de novas técnicas de cálculo e de análise estrutural. Com ferramentas mais poderosas de cálculo pôde-se lançar mão de métodos de avaliação globais da estrutura, que consideravam de forma mais adequadas as conexões entre elementos, as deformações globais, a instabilidade e os efeitos de 2ª ordem.

Outro aspecto relevante que mudou a concepção de projeto foi a criação e popularização da norma brasileira que trata da ação do vento nas edificações – NBR 6123. Esta Norma foi disponibilizada em 1986. Até então esse efeito só podia ser avaliado tomando como base Normas estrangeiras. Por isto, a Norma de 1978 recomendava a consideração da ação do vento apenas em casos especiais. O acúmulo de conhecimento sobre a ação do vento em estruturas, advindo de ensaios em túnel de vento, associado ao advento de ferramentas mais poderosas de cálculo, permitiram que se começasse a avaliar de forma mais precisa e completa os efeitos do vento em edifícios, antes mesmo da revisão de 2003. Hoje em dia passou a ser prática corrente analisar estes efeitos, muitas vezes combinando dados teóricos e experimentais.

A seguir serão listados alguns dos principais critérios utilizados no dimensionamento de estruturas de concreto armado, segundo o texto da Norma de 1978:

- a) cobrimentos:
 - pilares: 20 mm;
 - vigas: 15 mm;
 - lajes: 10 mm;

- b) taxa mínima de armadura para pilares: 0,8%;
- c) deformação máxima para vigas e lajes: 1/300 do vão teórico.

Na determinação do módulo de elasticidade tangente inicial e do módulo de elasticidade secante do concreto aplicavam-se as seguintes equações, respectivamente:

$$E_{ci} = 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{Equação 1})$$

$$E_{cs} = 0,90 \cdot E_{ci} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (MPa);

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto (MPa);

f_{ck} : resistência característica do concreto (MPa).

Para a avaliação da importância dos efeitos de 2ª ordem, foi considerado o coeficiente gama-z. O procedimento para o cálculo do gama-z implica numa análise não linear da estrutura, e este parâmetro foi comumente utilizado pelos projetistas para comparar estruturas, no intervalo de tempo entre 1978 e 2003. Dada sua importância, buscou-se neste trabalho assegurar que a comparação de normas iria ser efetuada considerando um mesmo valor deste parâmetro. Este parâmetro será descrito em maior detalhe no item 5.4.1.

Para realização do trabalho cabe destacar, ainda, que, na avaliação dos deslocamentos horizontais, foram considerados os mesmos critérios e valores da Norma de 2003. Isso porque a Norma de 1978 não define estes valores, apenas recomenda sua verificação. Os valores limites considerados foram os seguintes: 1/1700 da altura total do prédio para deslocamento do topo; e 1/850 do pé-direito para deslocamento entre pavimentos.

5.3 CÁLCULO SEGUNDO A NORMA DE 2003

De forma a se estabelecer uma comparação com o item anterior, a seguir serão listados alguns critérios utilizados no dimensionamento da estrutura de interesse neste trabalho, segundo o texto da Norma de 2003:

- a) cobrimentos para CAA II:
 - pilares e vigas: 25 mm;
 - lajes: 15 mm.
- b) taxa mínima de armadura para pilares: 0,4%;
- c) deformação máxima para vigas e lajes: 1/250 do vão teórico.

Para a determinação do módulo de elasticidade tangencial inicial e do módulo de elasticidade secante do concreto aplicaram-se as seguintes equações, respectivamente:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 3})$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (\text{Equação 4})$$

Na revisão da Norma, foram incorporados, ao texto da nova versão, os métodos para avaliação da importância dos efeitos de 2ª ordem. Portanto o cálculo do parâmetro gama-z e a consideração da não-linearidade física dos elementos são obrigatórios.

Como já foi referido no item anterior, os limites para os deslocamentos horizontais a serem adotados, segundo a Norma de 2003, são: 1/1700 da altura total do prédio para deslocamento no da estrutura topo; e 1/850 do pé-direito, para deslocamento entre pavimentos.

5.4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Até este ponto do trabalho foram apresentados os dados de entrada para o software realizar o processamento da estrutura, que são os carregamentos e as características geométricas e de materiais. Neste processamento as cargas são distribuídas e a estrutura é avaliada de acordo com o modelo estrutural definido previamente. A partir dos resultados gerados no processamento, os elementos estruturais são detalhados.

Como foi descrito anteriormente, os carregamentos, as características geométricas e o modelo estrutural são os mesmos para o dimensionamento tanto pela Norma antiga quanto pela atual. Os critérios se diferem quanto às disposições construtivas recomendadas pelas Normas (cobrimentos e taxas de armadura) e quanto ao cálculo do módulo de elasticidade do concreto. O módulo de elasticidade tem fundamental importância no dimensionamento, uma vez que é por meio dele que se determinam as rigidezes dos elementos estruturais e da estrutura como um todo. O quadro 1 apresenta um comparativo entre os valores de E_{ci} e E_{cs} estimadas segundo as prescrições das duas versões da Norma, para um concreto com resistência característica à compressão f_{ck} de 30 MPa.

MÓDULO DE ELASTICIDADE				
fck (MPa)	NBR 6118 (1978)		NBR 6118 (2003)	
	Eci (MPa)	Ecs (MPa)	Eci (MPa)	Ecs (MPa)
30	38200,26	34380,23	30672,46	26071,59

Quadro 1: módulo de elasticidade do concreto
(baseado em MAGALHÃES; FONTE, 2006)

No item 5.1.1.1 deste trabalho foi definido que seria usado o modelo de pórtico espacial para a avaliação global da estrutura.

A planta apresentada na figura 18 pode ser dividida em várias subestruturas de contraventamento, sendo as principais formadas por 5 pórticos na direção X – POR1 a POR5 – e 8 na direção Y – POR6 a POR13 –. Estes pórticos aparecem destacados na figura 19. Nesta figura também aparecem definidos os 4 sentidos de incidência de vento: 0°, 90°, 180° e 270°.

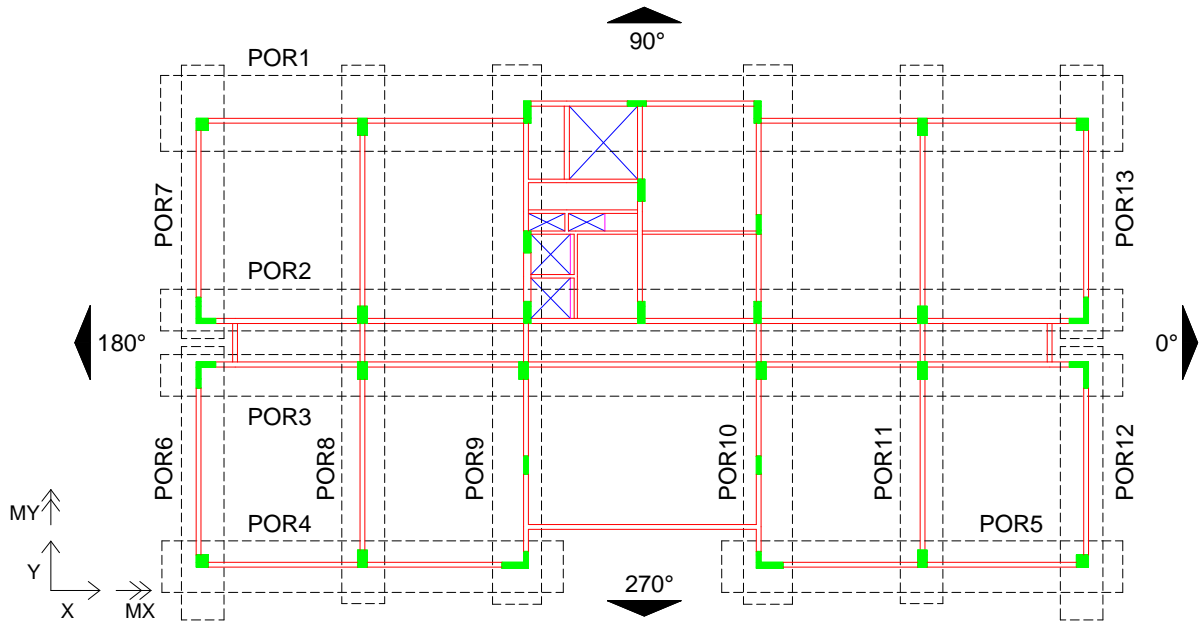


Figura 19: subestruturas de contraventamento

A verificação da estabilidade, associada à importância dos efeitos globais de 2ª ordem, é obrigatória pelo texto da Norma atual, e foi considerada também para o projeto pela Norma antiga. O método utilizado foi o mesmo para as duas Normas: verificação por meio do coeficiente gama-z. O software empregado gera diferentes valores de gama-z para as duas direções, em função de uma combinação específica de ações horizontais e verticais; sendo tomado o maior valor dentre todos aqueles gerados como o gama-z da estrutura. O conceito e o método de cálculo utilizado para tanto serão apresentados no item a seguir, bem como a importância deste coeficiente na análise da estrutura.

5.4.1 Coeficiente Gama-z (γ_z)

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós de uma estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de segunda ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Esses efeitos são reais, ocorrem em qualquer estrutura em concreto armado e estão ligados à estabilidade global da estrutura.

A atual versão da Norma permite classificar as estruturas em estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.

Estruturas de nós fixos são aquelas nas quais os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, a Norma permite que se considerem apenas os efeitos locais de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas nas quais os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nelas, devem ser obrigatoriamente considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais totais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para valores de gama-z menores que 1,3, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003).

O coeficiente gama-z tem como objetivo classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós. Dessa forma, ele é usado para avaliar a importância dos esforços de 2ª ordem, e é determinado a partir de uma análise linear de 1ª ordem, levando em consideração a não linearidade física dos elementos estruturais. O gama-z funciona como um multiplicador dos esforços obtidos na análise de 1ª ordem. Considera-se que a estrutura é de nós fixos se o valor de gama-z for menor que 1,1. Pode-se dizer que a parte decimal deste valor indica a magnitude dos efeitos de 2ª ordem. Quanto maior o gama-z, maiores são os efeitos de 2ª ordem.

O valor de gama-z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;

A Norma de 2003 recomenda, para a determinação da não linearidade física, que sejam tomados os seguintes valores de rigidez:

a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$;

b) vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $As' \neq As$ e $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $As' = As$;

c) pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$;

Onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial do concreto (MPa);

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto (m^4).

Quando as estruturas de contraventamento forem compostas exclusivamente por pilares e vigas, como ocorre no caso descrito neste trabalho, e o valor de gama-z for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por $(EI)_{sec} = 0,7E_{ci}I_c$.

A redução de 30% na rigidez dos elementos resulta em deslocamentos 1,43 maiores que o cálculo sem a consideração da não linearidade física do concreto. Esta redução na rigidez, aliada à consideração dos valores de cálculo das ações, gera deslocamentos duas vezes maiores do que aqueles estimados sem consideração da majoração das cargas (1,43 x 1,4).

O fato do parâmetro gama-z, numa estrutura de nós móveis, funcionar como um multiplicador de esforços implica em se restringir seu valor entre 1,1 e 1,3. Comumente na prática de projeto, se consideram aceitáveis valores menores que 1,15.

O coeficiente gama-z é um importante indicador da estabilidade global da estrutura. Para valores entre 1,00 e 1,20 a estrutura é considerada estável; para valores em torno de 1,3 considera-se que a estrutura possui um alto grau de instabilidade. Já valores superiores a 1,3 revelam que a estrutura é muito instável e impraticável.

5.4.2 Compatibilização de Projetos

Para orientar a compatibilização dos projetos para aplicação das normas antiga e atual, foi definido que o valor máximo do gama-z seria de 1,15. Este limite é imposto pelo projetista e não deve ser excedido em nenhuma das combinações de carregamentos.

Para o dimensionamento pela Norma de 1978, os maiores valores calculados de gama-z foram de 1,13, na direção X, e de 1,06, na direção Y. Ambos os valores se encontram abaixo do limite imposto para o projeto. Estes valores se referem às seguintes combinações, respectivamente:

a) $PP + CP + CA + 0,6V$ (0° ou 180°);

b) $PP + CP + CA + 0,6V$ (90° ou 270°).

Onde:

PP: peso próprio da estrutura;

CP: cargas permanentes;

CA: cargas acidentais;

V: força horizontal correspondente à carga de vento.

Cabe salientar que este resultado mostra que o edifício é mais estável na direção Y do que na direção X. À primeira vista isto pode parecer incoerente, pois o edifício é mais esbelto na direção Y. Mas na direção X os pórticos POR2 e POR3, que aparentemente teriam uma rigidez alta por serem maiores, têm pilares com rigidez muito baixa nesta direção. Isso se verifica também nos demais pórtico na direção X, nos quais a orientação dos pilares lhes conferem maior rigidez na direção Y. Por este motivo, também, as ligações entre os pilares e vigas na direção X são mais flexíveis do que na direção Y, e isso contribui ainda mais para a menor estabilidade naquela direção.

No dimensionamento pela Norma atual, os maiores valores de gama-z também se referem às mesmas combinações citadas anteriormente. Os valores calculados foram de 1,17 na direção X, e de 1,08 na direção Y, valores maiores do que os calculados pela outra Norma, mas repetindo aquela característica da estrutura na qual a direção Y é a mais estável.

Neste dimensionamento, o valor de gama-z na direção X ultrapassou o limite imposto para o projeto. Este aumento na instabilidade se deve à redução da rigidez global do prédio devido à mudança na expressão usada para o cálculo do módulo de elasticidade. De acordo com o quadro da figura 19, os valores estimados de E_{ci} e de E_{cs} , para um concreto com resistência característica de 30 MPa, foram reduzidos em cerca de 20 e 24%, respectivamente.

Segundo estes últimos resultados, a estrutura pela Norma atual teve que ser redimensionada. Este redimensionamento ocorreu de modo a tornar a estrutura mais estável, reduzindo o valor calculado de gama-z para um valor inferior ao limite de 1,15 definido em projeto. Além de respeitar este limite, o redimensionamento teve como objetivo aproximar ao máximo o novo valor de gama-z daquele valor calculado para a estrutura da Norma antiga, enrijecendo a estrutura apenas o necessário para se chegar àquele valor. Esta equiparação ocorreu porque o gama-z funciona como um majorador de cargas, conforme foi apresentado no item 5.4.1. Desta forma se buscou uma equivalência nos carregamentos para os dois projetos.

Para o redimensionamento, foi observado o fato de que o gama-z mais crítico ocorre na direção X. Portanto, a solução foi enrijecer a estrutura nesta direção. O enrijecimento pode ocorrer de duas formas: aumentando a altura das vigas ou aumentando a dimensão dos pilares naquela direção. A primeira solução não se mostrou eficiente, pois, como já foi destacado, a ligação entre vigas e pilares na direção X é muito flexível. Isso ocorre devido ao fato dos pórticos apresentarem, nesta direção, poucos pilares de baixa rigidez e grandes vãos entre eles. Dessa forma, os pilares não têm rigidez suficiente para o perfeito engastamento das vigas. Logo, o aumento da altura das vigas não seria suficiente para travar os pórticos nesta direção.

A solução adotada, portanto, foi o enrijecimento dos pilares na direção X. Procurou-se manter as dimensões originais nos pilares que já estavam embutidos nas paredes, com exceção de alguns dos **pilares em L**, nos quais foi possível aumentar uma dimensão e mantê-los embutidos. O redimensionamento ocorreu em alguns dos pilares que já estavam salientes, desta forma não acarretando possíveis problemas com a arquitetura. Esse detalhe é importante para que o resultado final do redimensionamento seja uma estrutura exequível.

Na figura 20 é mostrada a planta de fôrmas final do pavimento tipo para a estrutura calculada pela Norma atual, e aparecem destacados os pilares redimensionados. A planta para a estrutura calculada pela antiga Norma continua sendo aquela mostrada na figura 18.

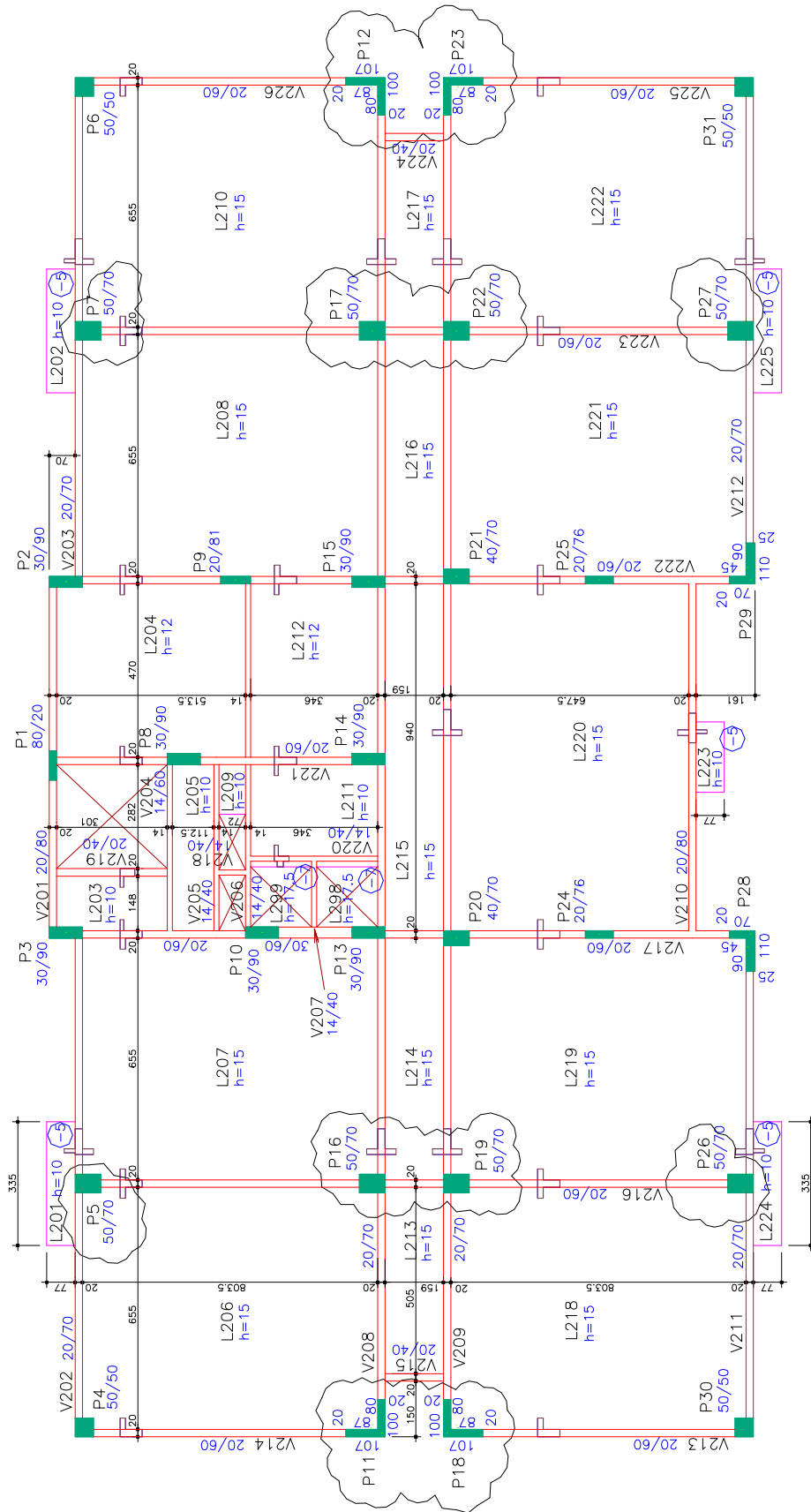


Figura 20: planta de fôrmas do pavimento tipo segundo a NBR 6118/ 2003

Os pilares cuja dimensão foi aumentada são os seguintes: P5, P7, P11, P12, P16, P17, P18, P19, P22, P23, P26 e P27. Os **pilares em L** – P11, P12, P18 e P23 – tiveram a dimensão na direção X aumentada de 80 cm para 100 cm. Os demais tiveram sua dimensão na direção X aumentada de 40 cm para 50 cm. A distribuição das subestruturas de contraventamento segue a mesma daquela da figura 19. Todos aqueles pórticos tiveram pelo menos um pilar redimensionado.

Com o redimensionamento, os valores do gama-z calculados para o edifício foram de 1,13 na direção X e de 1,07 na direção Y. O valor na direção X é exatamente o mesmo que o calculado pela Norma antiga. Já para a direção Y o valor ficou um pouco acima, pois não se alterou nenhuma medida de nenhum elemento nesta direção. Contudo, esta diferença não é importante, pois o valor de gama-z adotado para toda a estrutura é o maior dentre as duas direções. Estes valores de gama-z foram calculados para as mesmas combinações de carregamento já listadas. A seguir, no quadro 2, são mostrados os diferentes valores do coeficiente gama-z nas duas direções analisadas, que serviu de base para a compatibilização das estruturas.

COEFICIENTE GAMA-Z			
DIREÇÃO	NBR 6118 (1978)	NBR 6118 (2003)	NBR 6118 (2003) REDIMENSIONADA
X	1,13	1,17	1,13
Y	1,06	1,08	1,07

Quadro 2: coeficiente gama-z para as estruturas analisadas

Portanto, os resultados gerados no cálculo desta nova estrutura com os pilares redimensionados foram analisados e comparados com os resultados obtidos no cálculo pela Norma Antiga. Os resultados referentes aos diagramas de solicitações, às deformações e aos quantitativos, bem como as análises respectivas, serão apresentados nos capítulos seguintes. Para facilitar o desenvolvimento e o entendimento deste trabalho, foram denominados de C1, C2 e C3, respectivamente, os cálculos realizados pela NBR 6118 de 1978, pela NBR 6118 de 2003, e pela compatibilização – redimensionamento – da NBR 6118 de 2003.

6 RESULTADOS E ANÁLISES

Os processos de cálculo realizados para a estrutura geraram uma quantidade enorme de dados e de resultados, que é impossível tentar apresentá-los todos neste trabalho. Dessa forma foram escolhidos alguns dos dados produzidos para serem apresentados neste capítulo, com o objetivo de sustentar as discussões associadas à questão de pesquisa proposta para o trabalho.

Alguns destes dados já foram apresentados e discutidos em capítulos anteriores, como, por exemplo, a combinação crítica de carregamento e o valor do parâmetro gama-z. Esses dois dados serviram, numa etapa intermediária do trabalho, para que fossem definidos certos critérios até se chegar aos resultados finais. Os resultados finais – diagramas e quantitativos de materiais – serviram para responder à questão de pesquisa e para elaborar as conclusões deste trabalho.

Este capítulo é dividido em duas partes: na primeira parte são apresentados os resultados obtidos nos diferentes casos de cálculos; na segunda parte são apresentadas as análises destes resultados.

6.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados gerados pelos cálculos podem ser divididos, de uma forma geral, como segue: um grupo de resultados que serve como subsídio para explicar a resposta da estrutura, bem como para determinar o consumo de materiais, formado por diagramas de solicitações e de deformações; e outro grupo formado por tabelas, quadros e gráficos com quantitativos de materiais e com cargas finais nas fundações. Este último grupo corresponde ao objetivo principal deste trabalho.

A situação C2 não aparece nos quantitativos finais porque se trata de uma estrutura fora dos critérios impostos para este trabalho e, segundo estes critérios, impraticável. Contudo, os diagramas de C2 foram freqüentemente analisados servindo como uma ligação entre C1 e C3 e ajudando a explicar o comportamento e resultados dessas, funcionando como uma espécie de histórico da estrutura.

Os resultados estão organizados de acordo com o que eles mostram:

- a) diagramas de momento e de deformações;
- b) cargas nas fundações;
- c) quantitativos de materiais.

Nos diagramas, tanto para momento quanto para deformações, são considerados apenas o pavimento térreo, os pavimentos tipo e a cobertura, sendo desconsiderado o volume superior formado pela casa de máquinas e pelo reservatório superior. Este critério foi adotado porque todos os pilares têm seção contínua do térreo até a cobertura, e os poucos pilares que continuam além da cobertura tem seção reduzida. Para as cargas nas fundações e para os quantitativos, é considerada toda a estrutura, com seus 15 pavimentos.

6.1.1 Diagramas de Momento e de Deformações

Neste item são apresentados diagramas de momento fletor e de deformações para subestruturas de contraventamento nas direções X e Y.

Estes diagramas correspondem aos pórticos planos que tiveram pelo menos um pilar redimensionado na etapa de compatibilização: POR3, POR4 e POR5, na direção X; e POR6, POR7 e POR8, na direção Y. Desta forma foi possível analisar o impacto, na estrutura e nos quantitativos, do incremento na seção de pilares. Todos os diagramas mostram a influência, nas vigas e pilares, da ação exclusiva do vento com intensidade total na direção dos pórticos.

Primeiramente são apresentados os diagramas de momento, mostrados nas figuras 21 a 24. Nestes diagramas os valores mostrados estão em **tfm**.

Na figura 21 é mostrado o diagrama do pórtico POR3 para os casos C1, C2 e C3.

Os diagramas dos pórticos POR4 e POR5 são mostrados na figura 22, para os mesmos casos de cálculo.

Nessas figuras aparece a evolução dos momentos para os diferentes casos de cálculo. É importante salientar que no POR3 tiveram aumento de seção os pilares P18, P19, P22 e P23;

no POR4, o pilar P26; e no POR5, o pilar P27. Todos esses pilares tiveram incremento de seção apenas na direção X.

Na direção Y a estrutura não precisou ser enrijecida, portanto, nenhum pilar teve incremento de seção nessa direção. No POR6 foi redimensionado o pilar P11; no POR7, o P18, e no POR8, os P16 e P19; todos os incrementos na direção X.

A figura 23 mostra o diagrama dos pórticos POR6 e POR7 para os casos C1, C2 e C3.

Na figura 24 é mostrado o diagrama do pórtico POR8 para os mesmos casos de cálculo. Nesta última figura foram removidos alguns dos valores numéricos dos diagramas para facilitar a visualização, sem prejuízo para a análise.

A Norma atual exige a análise em serviço, ou seja, a verificação dos deslocamentos horizontais da estrutura. Por isso foi analisado um pórtico para cada direção.

Os diagramas de deformações são apresentados nas figuras 25 e 26. Os valores mostrados nestes diagramas estão em **cm**.

Para esta análise, um pórtico em cada direção foi suficiente para representar o comportamento da toda a estrutura. Isso porque a consideração do diafragma rígido implica em todos os pilares, num determinado nível, terem a mesma deformação, para ambas as direções.

Na figura 25 é mostrado o diagrama do pórtico POR3 para os casos de cálculo C1, C2 e C3.

A figura 26 apresenta o diagrama do pórtico POR8 para os mesmos casos de cálculo.

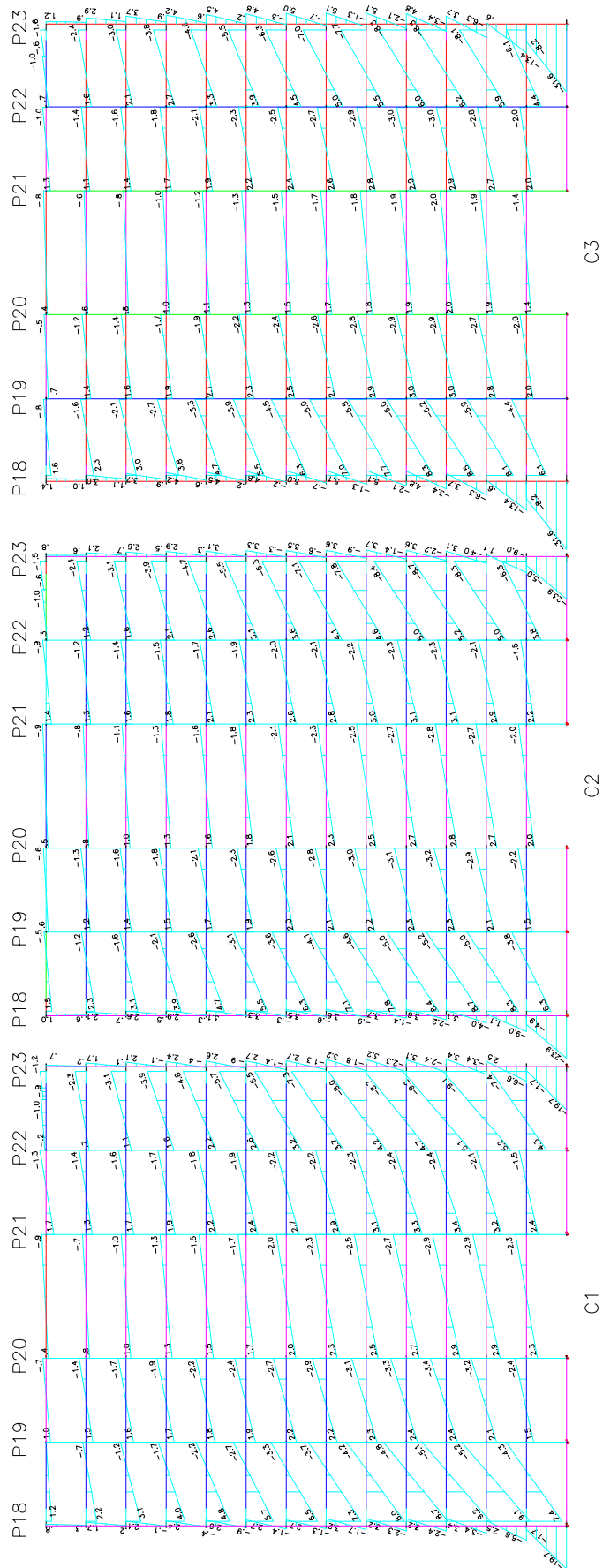


Figura 21: ação do vento no pórtico POR3 para C1,C2 e C3

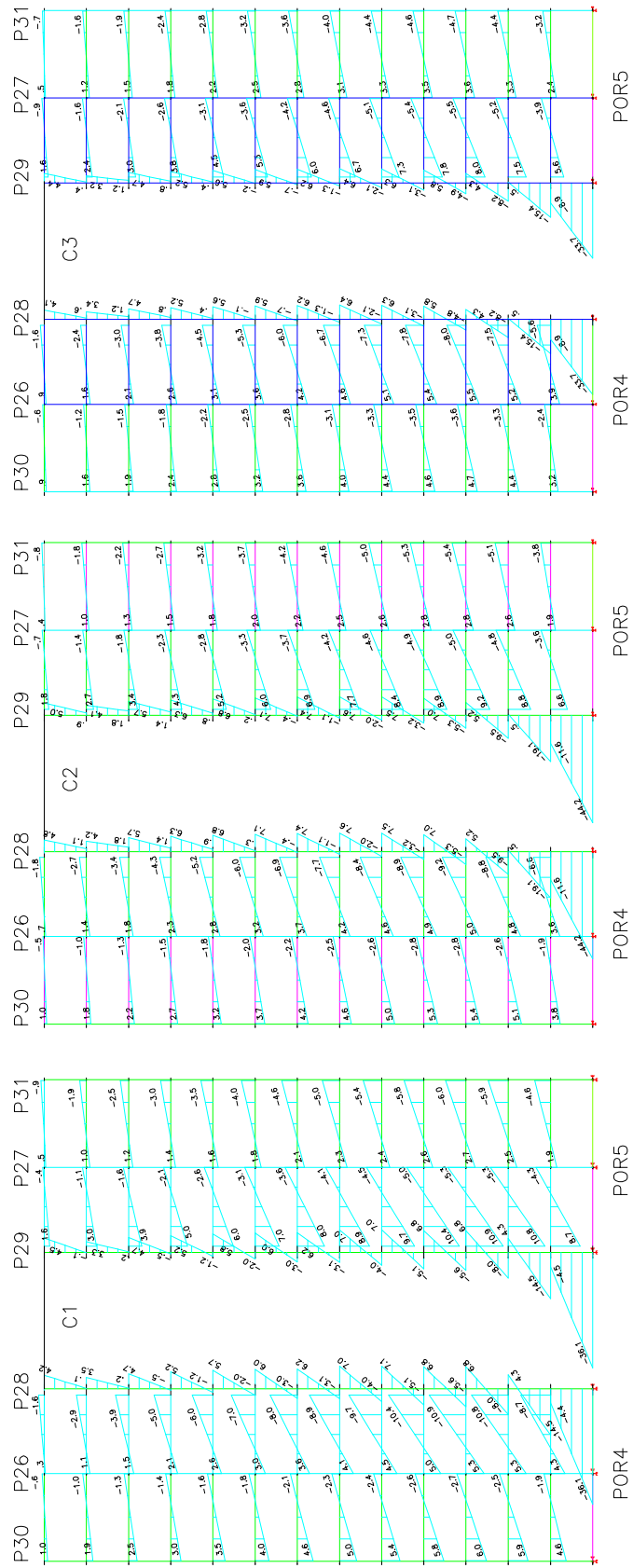


Figura 22: ação do vento nos pórticos POR4 e POR5 para C1, C2 e C3

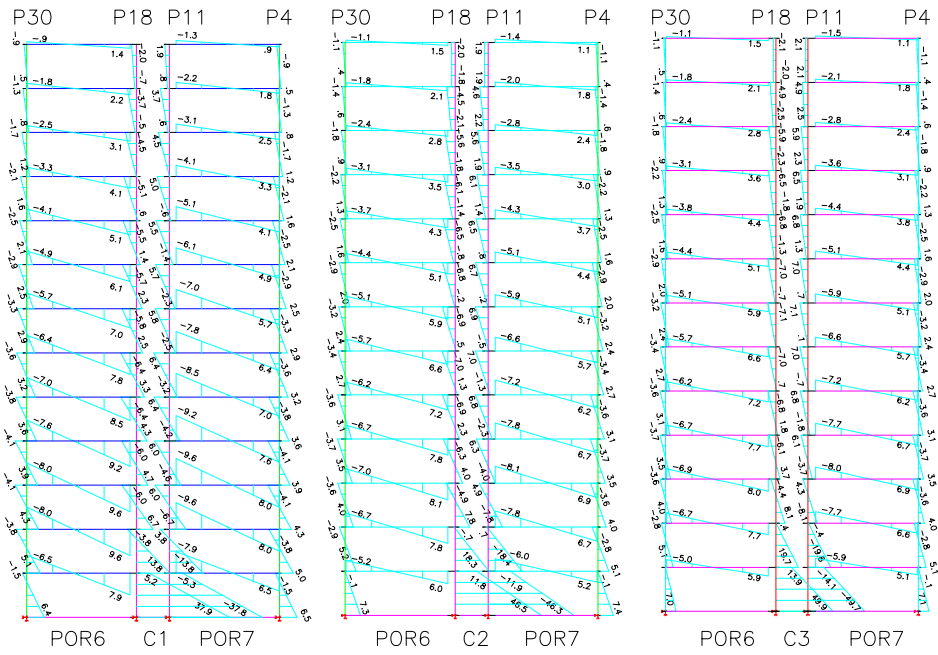


Figura 23: ação do vento nos pórticos POR6 e POR7 para C1, C2 e C3

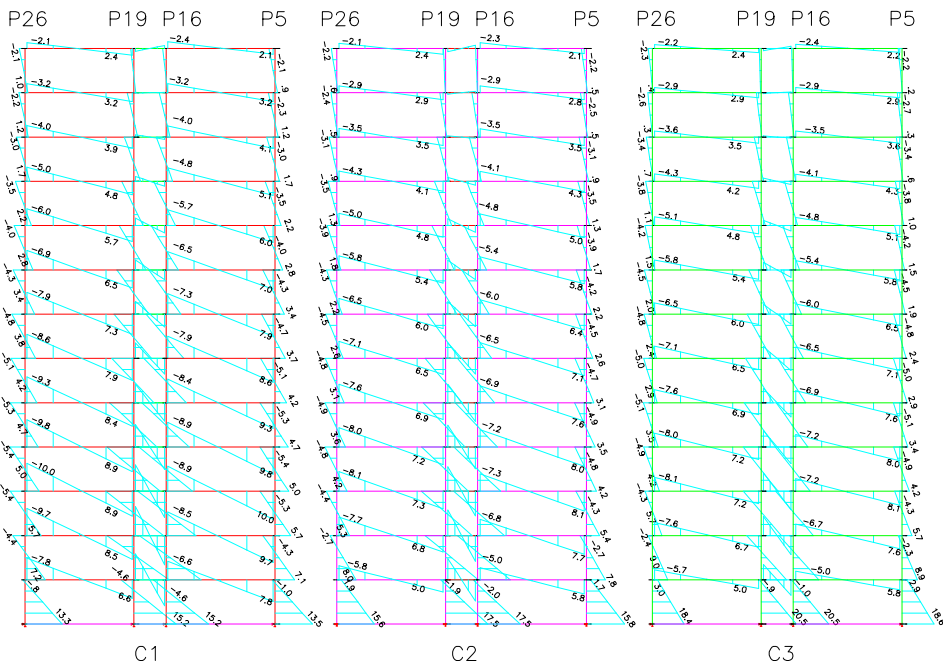


Figura 24: ação do vento no pórtico POR8 para C1, C2 e C3

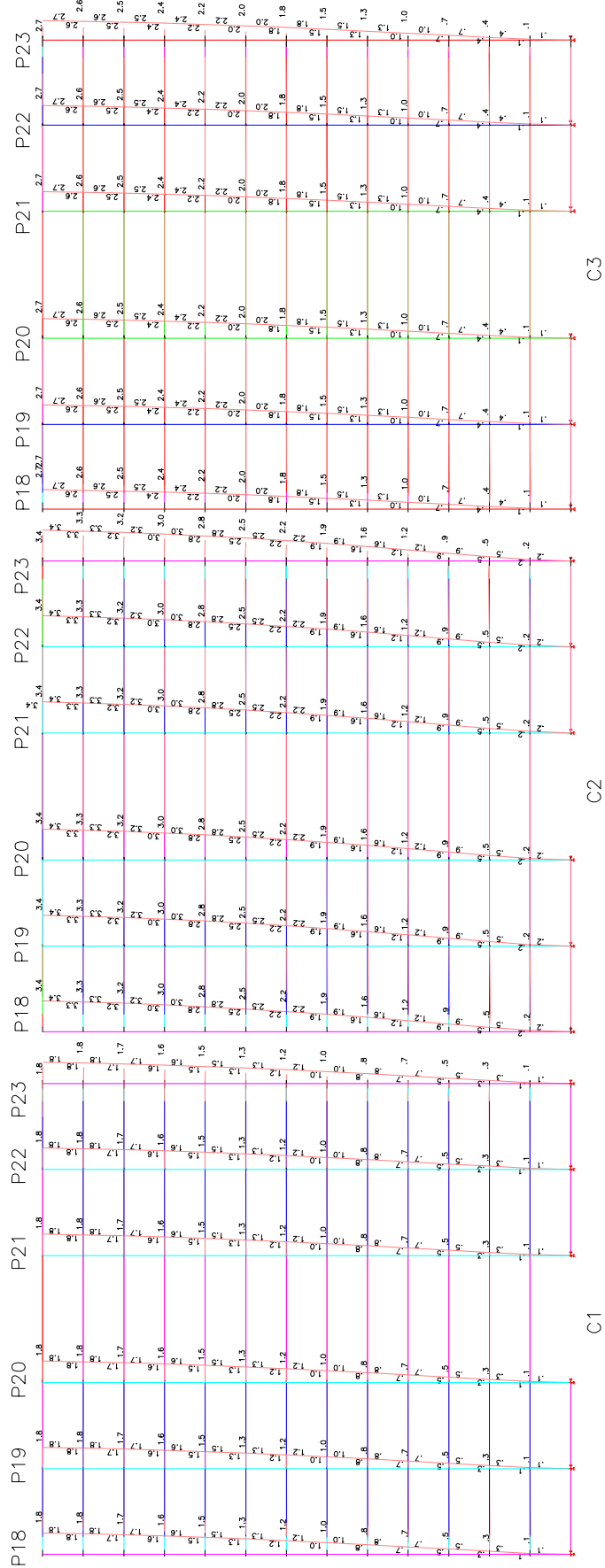


Figura 25: deslocamento gerado pelo vento no POR3 para C1, C2 e C3

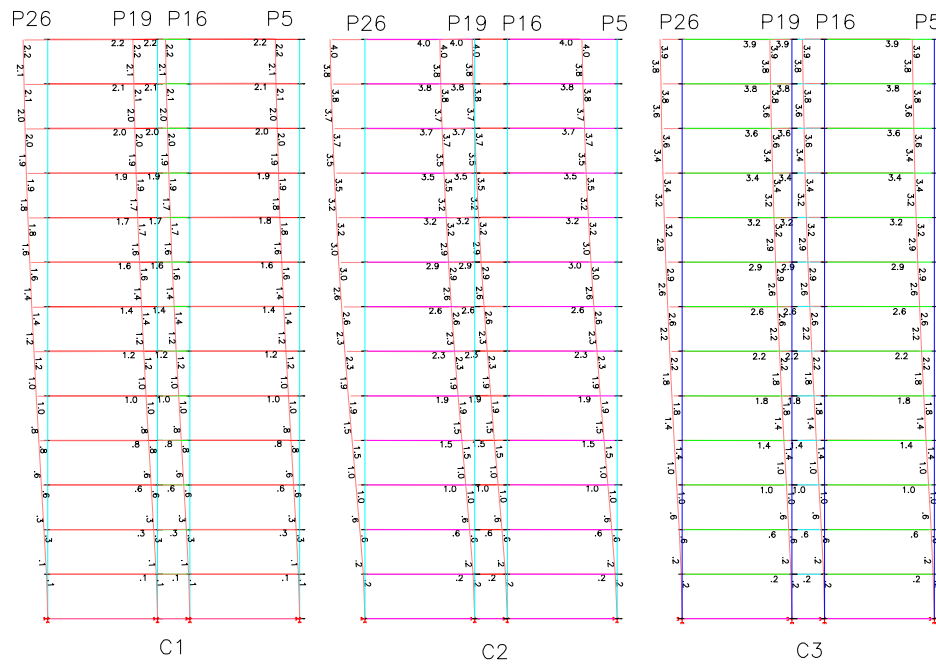


Figura 26: deslocamento gerado pelo vento no POR8 para C1, C2 e C3

6.1.2 Cargas nas Fundações

Com intuito de verificar o quanto as mudanças na Norma afetaram o projeto de fundações, foi feita a comparação entre as cargas finais nas fundações para os 3 casos de cálculo. As cargas nas fundações apresentadas neste item se referem à força de compressão e aos momentos em X e em Y nos pilares, no nível no pavimento térreo. Os valores das forças e dos momentos correspondem aos máximos obtidos dentre as várias combinações de carregamentos.

Neste trabalho não foi obtido nenhum valor negativo para a força mínima nos pilares, que significaria tração, ou seja, uma força que tende a arrancar o pilar da fundação. Isso é bem normal para uma estrutura com o porte da estrutura calculada. Para os momentos foram obtidos valores negativos para momentos mínimos em ambas as direções. No entanto, na prática de projeto, costuma-se ficar com o maior valor em módulo e representá-lo como positivo e negativo, ou seja, nos dois sentidos, segundo a regra da mão direita para cada direção.

No quadro 3 são mostradas as cargas nos pilares para os casos de cálculo C1, C2 e C3. Mesmo correspondendo a uma estrutura impraticável segundo os critérios deste trabalho, os

valores de C2 aparecem no comparativo de cargas porque ajuda a entender a redistribuição das cargas com o redimensionamento dos pilares.

NBR 6118 (1978)				NBR 6118 (2003)				NBR 6118 (2003) REDIMENSIONADA			
PILAR	F (tf)	MX (tfm)	MY (tfm)	PILAR	F (tf)	MX (tfm)	MY (tfm)	PILAR	F (tf)	MX (tfm)	MY (tfm)
P1	278,90	0,90	11,80	P1	257,70	1,00	13,70	P1	257,40	1,00	10,30
P2	375,30	22,60	3,50	P2	336,20	26,50	4,00	P2	333,60	25,50	3,10
P3	374,10	23,10	3,60	P3	339,20	27,00	4,10	P3	336,50	26,10	3,20
P4	250,40	7,40	7,50	P4	231,80	8,40	8,50	P4	229,60	8,20	6,60
P5	496,10	14,10	5,90	P5	464,90	16,00	6,50	P5	473,80	18,90	9,10
P6	255,00	8,20	7,30	P6	235,40	9,40	8,30	P6	232,60	9,00	6,50
P7	511,40	14,80	5,10	P7	480,40	17,50	5,80	P7	489,40	20,60	7,90
P8	497,50	24,60	3,80	P8	449,90	28,30	3,80	P8	450,00	27,30	3,10
P9	304,00	14,20	0,90	P9	299,60	16,30	1,00	P9	299,00	15,70	0,90
P10	396,80	25,70	4,10	P10	377,40	30,40	4,70	P10	375,90	29,30	4,10
P11	317,60	37,30	18,60	P11	295,30	46,20	20,60	P11	301,50	48,30	27,40
P12	323,20	41,10	18,70	P12	300,80	51,20	20,80	P12	308,80	53,20	27,80
P13	369,50	28,20	3,30	P13	341,20	31,20	3,90	P13	339,00	30,10	3,20
P14	382,90	23,70	3,30	P14	347,70	27,40	3,80	P14	350,20	26,30	3,00
P15	436,40	26,00	3,00	P15	396,30	29,90	3,30	P15	393,20	28,70	2,50
P16	518,30	16,20	5,20	P16	499,90	18,00	5,80	P16	509,60	20,90	8,00
P17	540,00	17,20	5,00	P17	521,50	19,10	5,60	P17	532,10	22,30	7,80
P18	321,80	37,00	20,30	P18	299,30	45,50	22,70	P18	304,50	47,50	30,10
P19	496,00	16,00	5,30	P19	477,30	17,60	5,80	P19	486,00	20,60	8,10
P20	489,36	17,20	7,60	P20	485,00	19,40	8,20	P20	483,90	18,70	6,80
P21	506,70	17,60	7,60	P21	495,30	19,80	8,10	P21	494,10	19,10	6,70
P22	518,20	17,00	5,30	P22	497,70	18,90	5,90	P22	506,80	22,00	8,30
P23	328,00	40,80	20,50	P23	305,00	50,50	23,10	P23	310,30	52,40	30,60
P24	266,10	11,40	0,50	P24	255,60	13,10	0,60	P24	255,10	12,60	0,40
P25	274,10	11,70	0,50	P25	266,10	13,50	0,60	P25	285,60	13,00	0,40
P26	468,40	14,10	5,10	P26	441,50	16,20	5,70	P26	451,10	19,10	7,70
P27	479,90	15,10	5,00	P27	453,30	17,30	5,60	P27	463,00	20,40	7,60
P28	383,30	14,80	41,70	P28	367,40	17,40	50,00	P28	363,60	16,70	37,40
P29	395,00	14,70	41,20	P29	378,20	17,20	49,20	P29	374,60	16,50	36,80
P30	253,50	7,50	6,80	P30	234,30	8,60	7,70	P30	231,10	8,30	6,00
P31	258,20	8,30	6,90	P31	238,30	9,50	7,80	P31	234,50	9,20	6,10

Quadro 3: Quadro de cargas nas fundações para C1, C2 e C3

6.1.3 Consumo de Materiais

Os resultados apresentados neste item se referem aos quantitativos da estrutura gerados nos diferentes casos de cálculo. Esses quantitativos correspondem a todos os pavimentos do edifício para os casos C1 e C3. Esses quantitativos foram gerados com base no detalhamento dos elementos, sendo ambas as tarefas realizadas automaticamente pelo TQS após o processamento da estrutura.

É importante salientar que esse detalhamento automático depende das configurações internas do programa, definidas pelo usuário. Outra questão importante é que na prática de projetos,

com o objetivo de otimizar o projeto, o detalhamento de todos os elementos sofre algum tipo de edição gráfica, e isso tem impacto nos consumos, principalmente no de aço. Considerou-se que, com ou sem edição, a relação entre os quantitativos, para os casos C1 e C3, permaneceria a mesma, para efeito de comparação.

Primeiramente são apresentados os quantitativos para o caso C1. No quadro 4 é apresentado o consumo de concreto e de fôrmas. O consumo de aço é apresentado no quadro 5, e a taxa de aço, no quadro 6. Todos os quantitativos estão separados por pavimento e correspondem ao total da estrutura.

Nos quadros 7 e 8 são apresentados os consumos da estrutura para o caso C3, respectivamente, para concreto e fôrmas e para aço. A taxa de aço é apresentada no quadro 9.

CONCRETO-C1 (m3)				FÔRMAS-C1 (m2)		
PAVTO	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
CCMAQ	6,8	3,8	11,4	68,0	41,1	95,3
PCMAQ	10,1	13,7	10,9	104,0	150,1	83,3
COBERTURA	26,4	34,6	84,5	242,0	348,1	589,2
TIPO	316,8	389,9	1054,3	2903,8	3876,3	7246,9
TERREO	0,0	31,7	3,9	0,0	372,5	25,6
TOTAL	360,1	473,8	1165,0	3317,8	4788,0	8040,3

Quadro 4: consumos de concreto e de fôrmas totais para C1

AÇO-C1 (kg)			
PAVTO	PILARES	VIGAS	LAJES
CCMAQ	591,4	313,2	760,7
PCMAQ	996,6	1143,2	716,1
COBERTURA	2434,1	3428,7	5324,3
TIPO	44948,3	47549,9	79486,7
TERREO	0,0	1791,8	238,1
TOTAL	48970,4	54226,8	86525,9

Quadro 5: consumo de aço total para C1

TAXA AÇO-C1 (kg/m3)	
CCMAQ	75,8
PCMAQ	82,4
COBERTURA	76,9
TIPO	97,7
TERREO	57,0
TOTAL	94,9

Quadro 6: Taxa de armadura para C1

CONCRETO-C3 (m3)				FÔRMAS-C3 (m2)		
PAVTO	PILARES	VIGAS	LAJES	PILARES	VIGAS	LAJES
CCMAQ	6,8	3,9	11,4	68,0	41,3	95,1
PCMAQ	10,1	13,7	10,9	104,0	150,1	83,3
COBERTURA	28,7	34,4	84,4	252,1	345,9	588,8
TIPO	344,1	387,2	1053,6	3024,8	3849,4	7242,1
TERREO	0,0	31,4	3,9	0,0	369,7	25,6
TOTAL	389,7	470,6	1164,2	3448,9	4756,4	8034,9

Quadro 7: consumos de concreto e de fôrmas totais para C3

AÇO-C3 (kg)			
PAVTO	PILARES	VIGAS	LAJES
CCMAQ	381,4	308,1	784,1
PCMAQ	731,5	1127,2	712,2
COBERTURA	1891,2	3253,3	5401,5
TIPO	36268,8	44319,7	84231,6
TERREO	0,0	2011,8	187,6
TOTAL	39272,9	51020,1	91317,0

Quadro 8: consumo de aço total para C3

TAXA AÇO-C3 (kg/m3)	
CCMAQ	66,7
PCMAQ	74,1
COBERTURA	71,5
TIPO	92,3
TERREO	62,3
TOTAL	89,7

Quadro 9: taxa de armadura para C3

6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises dos resultados foram feitas separadamente, conforme a divisão do item 6.1. Essa segmentação facilita a análise, apesar de existir uma relação entre os diferentes resultados. Para realizar as análises, além dos resultados apresentados nos itens anteriores, foram consultadas as Normas e os relatórios gerados pelo programa de cálculo.

As análises dos diagramas foram feitas de forma qualitativa, com o objetivo de fornecer subsídios para as análises quantitativas feitas para as cargas nas fundações e para os consumos de materiais. A análise desses últimos resultados corresponde ao objetivo principal deste trabalho.

6.2.1 Diagramas de Momento e de Deformações

Todos os casos de cálculo geraram estruturas de nós móveis. O modelo estrutural de pórtico permite analisar os efeitos decorrentes dessa situação. Os diagramas de momento fletor são bem característicos de uma estrutura deste tipo, nos quais aparece a variação na solicitação dos pilares em função da altura do prédio, devido ao deslocamento dos nós. Este modelo também permite avaliar a solicitação nas vigas, por conta do carregamento horizontal.

Conforme mostrado nos diagramas de momento fletor para o pórtico POR3, foram os pilares P18 e P23 que absorveram quase toda a carga, por serem mais rígidos. Foi verificado um acréscimo nos momentos nos pilares deste pórtico na passagem de C1 para C2. Esse acréscimo foi pequeno, e aconteceu devido à redução de rigidez da estrutura decorrente da reformulação do momento de elasticidade do concreto, como pode ser verificado nas equações 1 e 3. Na situação C3, devido ao redimensionamento na direção X de 4 pilares deste pórtico, ocorreu um grande acréscimo de rigidez nessa direção. Este pórtico passou a absorver muito mais carga que nas situações anteriores. As vigas que chegam aos pilares P18 e P23 foram aliviadas, porque estes pilares tiveram um acréscimo de momentos ao longo de toda sua altura. As vigas que chegam aos pilares P19 e P22 tiveram um acréscimo nos seus momentos de engastamento, devido ao incremento desses pilares na direção X. Essa redistribuição de carregamento impactou no diagrama dos pórticos POR4 e POR5.

Para os pórticos POR4 e POR5, foram os pilares P28 e P29 que absorveram praticamente toda a carga, devido à sua maior rigidez. O momento nos pilares aumentou na passagem de C1 para C2, como consequência da redução na rigidez da estrutura. No caso C3 ocorreu uma redução nos momentos dos pilares, inclusive em relação aos momentos de C1, apesar do redimensionamento de pilares dos pórticos POR4 e POR5. Isso ocorreu porque foi verificada uma redistribuição de cargas interessante: uma parcela do carregamento destes pórticos foi absorvida pelo POR3, em decorrência do acréscimo maior de rigidez ocorrido neste último em relação aos demais. Com a redução do momento nos pilares P28 e P29, as vigas que chegam neles acabaram sendo aliviadas. Já as vigas que chegam aos pilares P26 e P27 tiveram um acréscimo nos seus momentos de engastamento, devido ao incremento desses pilares na direção X.

Os diagramas dos pórticos POR6 e POR7 mostram que foram os pilares P18 e P11 que absorveram a maior parcela da carga. Foi verificado o aumento nos momentos de todos os pilares na passagem de C1 para C2, devido à redução na rigidez da estrutura. No caso da situação de cálculo C3, ocorreu o redimensionamento dos pilares P18 e P11 na direção X, acarretando um pequeno acréscimo na rigidez destes pilares na direção Y. Por isso, esses pilares acabaram absorvendo mais carga, e os outros, menos, quando comparado com a situação C2.

O pórtico POR8 tem uma singularidade em relação aos demais até agora estudados: é o único com todos os pilares iguais. Isso acarreta numa distribuição mais regular de momentos nos pilares. Isso pôde ser visto nos diagramas de momento fletor deste pórtico. Neste pórtico todos os pilares foram redimensionados na direção X, isso acarreta um pequeno acréscimo na rigidez na direção Y. Na passagem de C1 para C2 ocorreu o acréscimo nos momentos devido à redução na rigidez da estrutura. Em C3, com o aumento na dimensão dos pilares, é aumentada a rigidez do pórtico e este passou a absorver maior parcela de carga. Por isso o aumento de momentos nos pilares nessa situação.

O diagrama de deformação do pórtico POR3 na direção X mostra o quanto foi importante a etapa de compatibilização. Nesse diagrama a deformação para C2 é quase o dobro da deformação em C1, isso por consequência da redução da rigidez da estrutura. Para C3, com o redimensionamento dos pilares, a deformação é reduzida. Para o pórtico POR8, na direção Y, a deformação no caso C2 também é quase o dobro daquela para C1. Neste pórtico, no entanto,

o redimensionamento não surtiu efeito, pois aumentou muito pouco a rigidez na direção Y. Na figura 27 é mostrada uma comparação entre os deslocamentos nas duas direções, e fica evidente o resultado do redimensionamento para os dois pórticos.

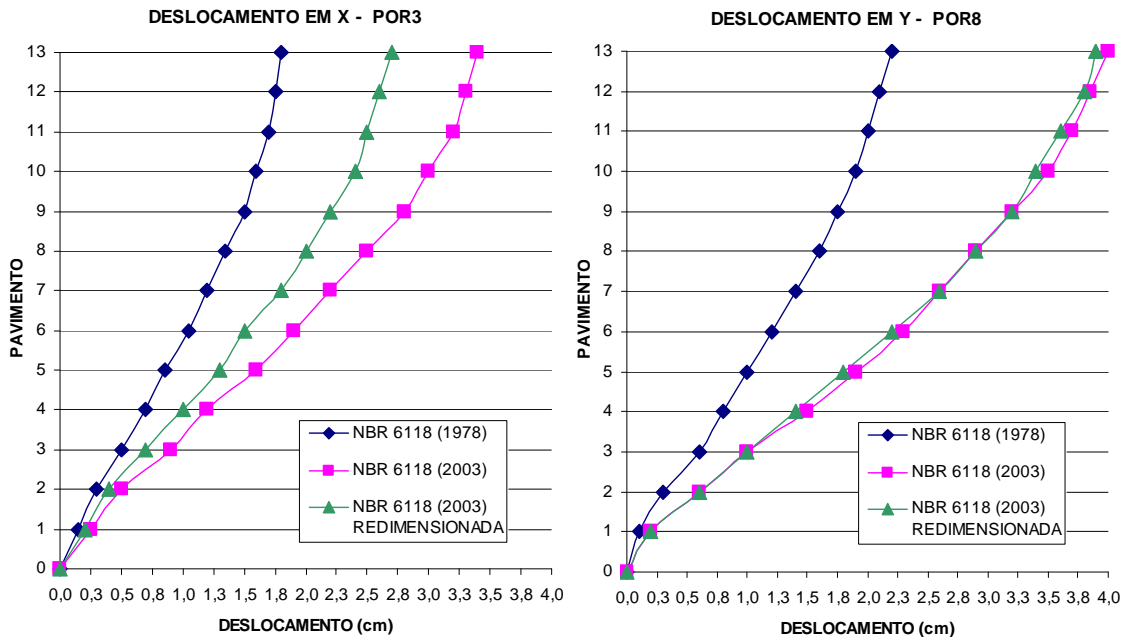


Figura 27: deslocamento horizontal para os casos C1, C2 e C3

6.2.2 Cargas nas Fundações

Para analisar o resultado das cargas nas fundações, foram gerados gráficos para comparar a força de compressão e os momentos nas direções X e Y para os diferentes casos de cálculo da estrutura. Esses gráficos são mostrados nas figuras 28, 29 e 30.

O caso C1 gerou maiores cargas de compressão para todos os pilares. A maior rigidez da estrutura calculada pela antiga Norma, decorrente do maior valor de módulo de elasticidade, implica em maiores reações dos pilares. A diferença para as cargas de compressão entre C2 e C3 fica por conta do acréscimo de peso no redimensionamento dos pilares, pois foram justamente os pilares redimensionados que apresentaram acréscimo de carga.

O caso C1 gerou menores momentos em X para todos os pilares. O acréscimo nos momentos, para C2 e C3, ocorreu por causa da redução da rigidez da estrutura. A diferença entre os

momentos de C2 e de C3 foi devido ao redimensionamento e à conseqüente redistribuição de carregamentos. Isso pode ser observado para o pórtico POR9, formado por P3, P10, P13, P20, P24 e P28, e para o pórtico POR10, formado por P2, P9, P15, P21, P25 e P29, ambos na direção Y. Os pilares desses dois pórticos tiveram os momentos reduzidos, na passagem de C2 para C3, porque parte da carga absorvida por eles passou a ser absorvida por outros pórticos mais rígidos, como o POR8 e POR11, que se desenvolviam na mesma direção. Independentemente da relação entre C2 e C3, essas duas situações de cálculo geraram, para Mx, momentos nos pilares sempre maiores que no caso C1.

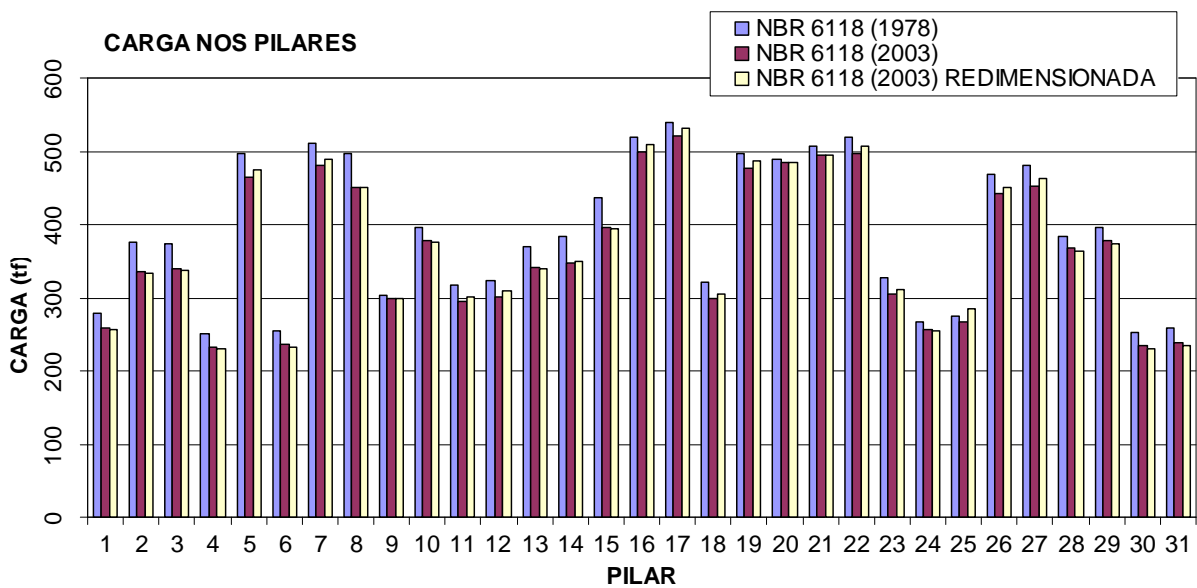


Figura 28: cargas verticais de compressão nas fundações

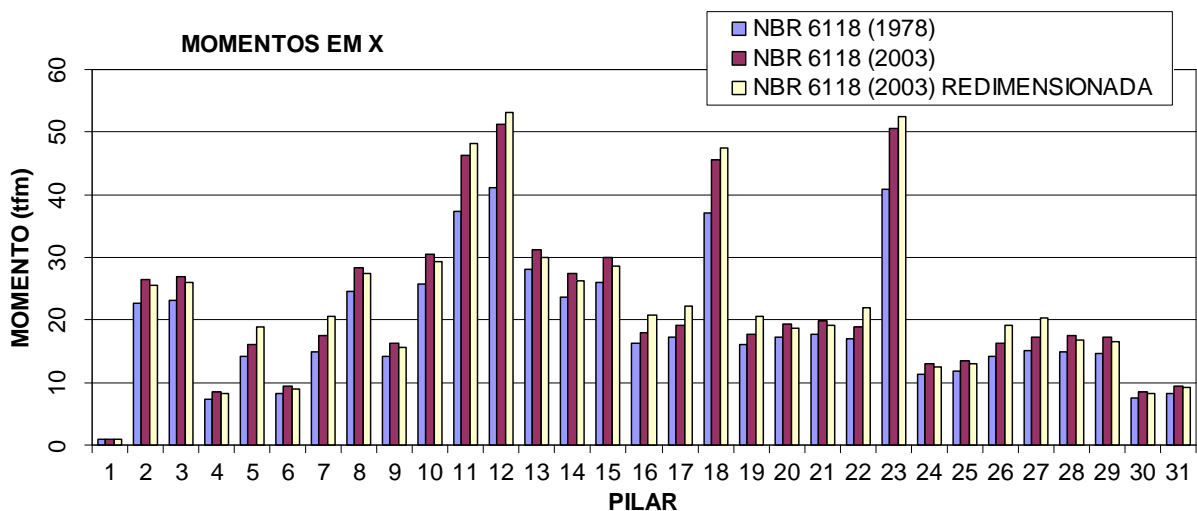


Figura 29: momentos em X nas fundações

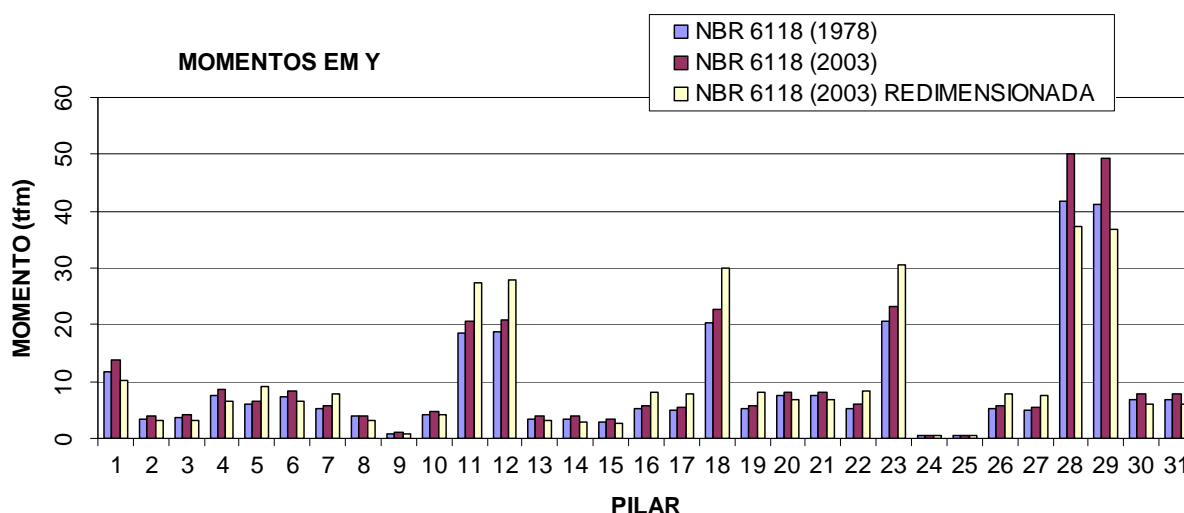


Figura 30: momentos em Y nas fundações

O gráfico dos momentos em Y mostra que os momentos nos pilares, para o caso C1, resulta em valores sempre menores que os momentos para o caso C2, devido à redução na rigidez da estrutura, dado que a estrutura, em ambos os casos, é geometricamente idêntica. No caso de cálculo C3, os pilares redimensionados, devido à sua maior rigidez, acabaram absorvendo as cargas dos pórticos nessa direção. Dessa forma, foi verificado um acréscimo nos momentos dos pilares redimensionados e, ao mesmo tempo, um alívio dos demais pilares, a ponto desses ficarem com momentos menores que no caso C1. Outro aspecto interessante é a contribuição dos **pilares em L** para a estrutura. Todos os pilares retangulares têm a maior inércia na direção Y, cabendo aos **pilares em L** a função de enrijecer a estrutura na direção X.

6.2.3 Consumo de Materiais

Para analisar os resultados de consumo de materiais, foram gerados gráficos comparativos entre os casos C1 e C3, para os diferentes elementos estruturais e para toda a estrutura. A comparação foi feita para o consumo de concreto, de fôrmas e de aço. Os comparativos deste item foram elaborados a partir dos quantitativos gerados pelo TQS. Para esta análise, os valores para C1 são sempre tomados como sendo a referência.

O quantitativo de concreto é mostrado na figura 31. Como já havia sido observado anteriormente, o redimensionamento gerou um aumento no consumo de concreto para os pilares. Contudo, para as vigas e lajes, foi observada uma redução de pequena monta neste

consumo. Isso decorre do fato do incremento do pilar ocupar um volume antes ocupado por uma viga ou laje. Para os pilares, o acréscimo foi de 8% no consumo de concreto; para vigas foi de 0,7%; e para lajes, praticamente zero.

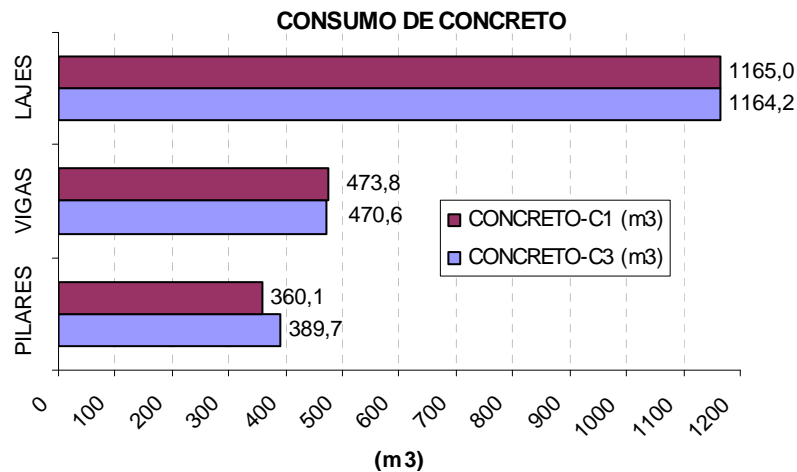


Figura 31: comparativo do consumo de concreto

O comparativo para o consumo de fôrmas é mostrado na figura 32. Para o consumo de fôrmas vale o mesmo raciocínio feito para o consumo de concreto. O consumo aumenta 4% para os pilares, em decorrência do redimensionamento, e diminui menos de 0,1% para vigas e para lajes. Neste trabalho, a compatibilização da estrutura foi feita para atender o critério de estabilidade definido pelo gama-z, por isso, os elementos redimensionados foram os pilares. Em outros casos o critério pode ser diferente, dessa maneira o aumento no consumo de concreto pode ser verificado em outros elementos.

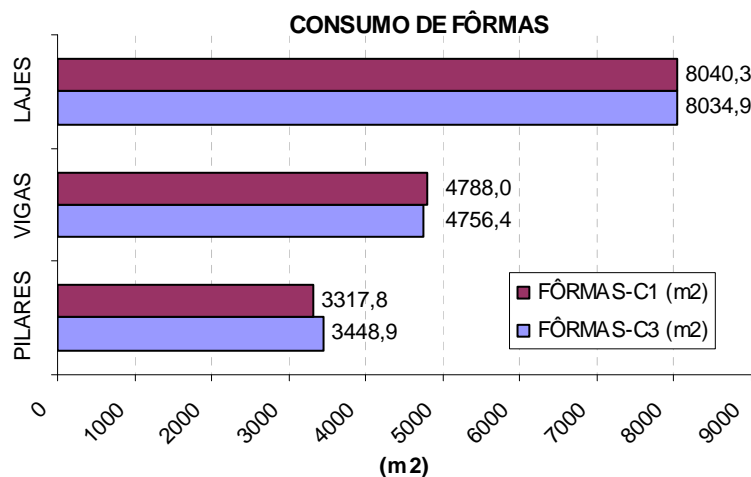


Figura 32: comparativo do consumo de fôrmas

As maiores diferenças foram verificadas quanto ao consumo de aço. Na figura 33 é apresentado o comparativo para os elementos estruturais. Neste comparativo destaca-se o consumo dos pilares, que foi reduzido em 20% para o caso C3. Isso se deve, em parte, à revisão dos métodos de cálculo, que se tornaram mais rigorosos, mais elaborados e menos conservadores; e em outra parte à redução da armadura mínima para pilares, que passou de 0,8 para 0,4%. Essa última mudança é importante, porque nos últimos pavimentos superiores da estrutura os pilares de seção constante são armados com a armadura mínima. Outro fator que influencia nessa redução do consumo de aço é o aumento da seção de alguns dos pilares, pois o aumento da área de concreto reduz a área necessária de aço na seção.

A redução no consumo de aço para as vigas foi de 6% para o caso C3. A diferença obtida para as vigas tem origem na redução de rigidez da estrutura, pois o método de cálculo permaneceu praticamente o mesmo da Norma antiga para a atual. Mesmo para o caso C2, ou seja, sem o redimensionamento, já havia essa redução no consumo de aço. Com a redução de rigidez da estrutura, os pilares ficaram mais solicitados e as vigas mais aliviadas.

Para as lajes ocorreu um acréscimo no consumo de aço de 5,5% para o caso C3. Foi verificado que as solicitações, tanto no caso C1 quanto no C2, eram as mesmas. Portanto, acredita-se que a diferença no consumo de aço se deve a critérios internos do programa ou a alterações nos métodos de cálculo. Cabe salientar que, neste trabalho, foi adotada diretamente a armadura gerada pelo programa, sem otimização ou ajuste.

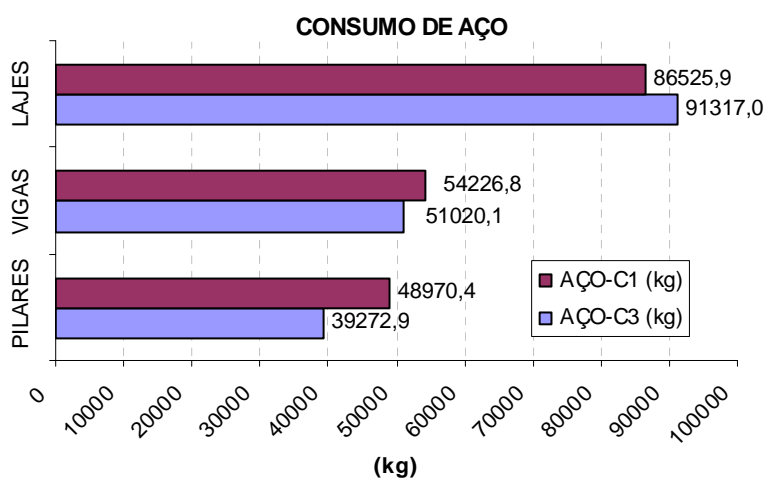


Figura 33: comparativo do consumo de aço

A figura 34 apresenta um comparativo entre as taxas de aço para os elementos estruturais e para toda a estrutura. A tendência é a mesma do consumo de aço. Para os pilares e para as vigas ocorreu uma redução de 26% e 5,5%, respectivamente. Para as lajes ocorreu um acréscimo de 5,5%. Para a estrutura inteira, foi verificada uma redução de 5,5% na taxa de armadura. Na análise deste gráfico cabe salientar o valor da taxa de armadura para os pilares no caso C1. Esse dado mostra o quão conservador era o método de cálculo adotado na antiga Norma.

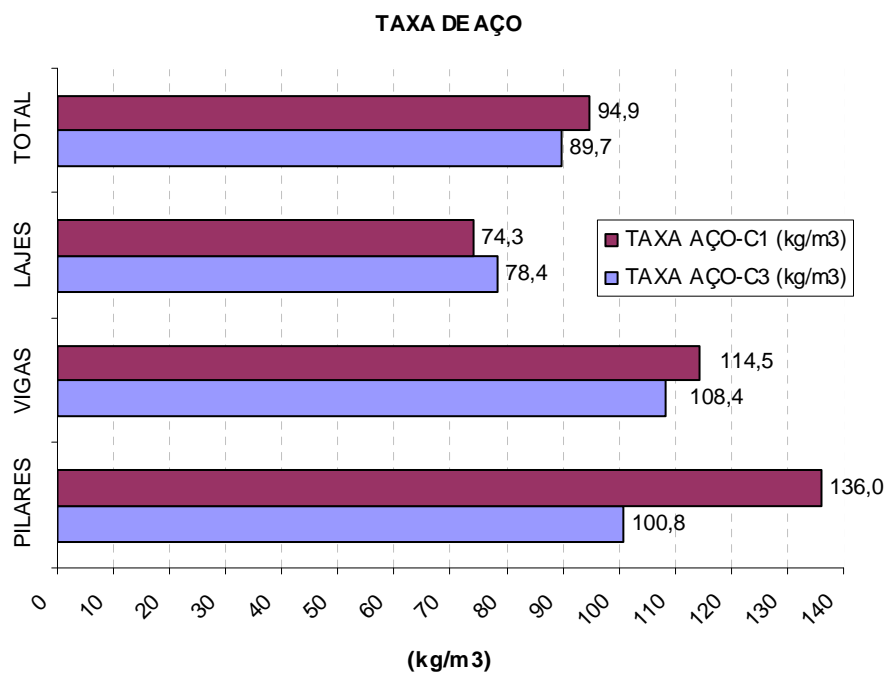


Figura 34: comparativo da taxa de armadura

Por fim, é apresentado um comparativo para toda a estrutura no quadro 10. Vale salientar que estes valores são válidos para a estrutura estudada neste trabalho. Para o consumo total de concreto e de fôrmas ocorreu um acréscimo de 1,3 e 0,6%, respectivamente. Esses dois valores foram comandados pelo redimensionamento dos pilares. O consumo total de aço foi reduzido em 4,3%, sendo muito influenciado pela redução do consumo nos pilares. Portanto, verifica-se que, em ambos os casos, os pilares são os elementos que mais contribuiram para as diferenças nestes quantitativos. Isto não é por acaso, visto que foi o dimensionamento destes que mais sofreu mudanças importantes no novo texto da Norma.

CONSUMO	NBR 6118 (1978)	NBR 6118 (2003) REDIMENSIONADA
CONCRETO (m3)	1998,90	2024,50
FÔRMAS (m2)	16146,10	16240,20
AÇO (kg)	189723,10	181610,00

Quadro 10: comparativo entre consumos totais de materiais para a estrutura

7 CONCLUSÕES

As alterações no texto da Norma de concreto armado tornaram-na mais adequada à necessidade e à realidade prática atual de projeto. A difusão das ferramentas computacionais viabilizou a consideração global da estrutura. A revisão de 2003 também aumentou a responsabilidade da etapa de projeto, pois passaram a incidir sobre esta etapa responsabilidades associadas à definição de parâmetros importantes para a durabilidade e qualidade da estrutura.

Outra consequência importante da revisão do texto normativo foi a mudança na sua apresentação. Apesar de a Norma atual ser bem mais completa e extensa, sua utilização é mais amigável, pois os assuntos estão segmentados de modo que a consulta acompanhe a ordem do processo de projeto.

Na comparação entre estruturas geometricamente iguais, o dimensionamento segundo a Norma antiga gerou uma estrutura mais rígida do que a estrutura gerada segundo a nova Norma. O valor de gama-z da estrutura, determinado de acordo com os critérios da versão antiga da norma, é bastante inferior ao calculado usando os procedimentos da versão atual. Essa diferença tem origem na redução do valor do módulo de elasticidade do concreto na Norma atual. Foi necessário um redimensionamento da estrutura pela Norma atual para torná-la mais rígida, de forma a equiparar os valores de gama-z. O incremento de seção dos pilares se mostrou mais eficaz para o redimensionamento, porque foram esses os elementos mais sobrecarregados com a redução na rigidez da estrutura para carregamento horizontal.

A estrutura redimensionada gerou cargas verticais nas fundações menores do que as cargas geradas pela estrutura da antiga Norma. De um modo geral, os momentos nas fundações aumentaram. Para os momentos em X ocorreu uma situação inversa, com a estrutura redimensionada gerando momentos maiores do que os gerados pela estrutura calculada de acordo com a antiga Norma. Os momentos na direção Y para a estrutura redimensionada aumentaram nos pilares redimensionados e foram reduzidos para os demais.

Os consumos de concreto e de fôrmas aumentaram em decorrência da necessidade do redimensionamento da estrutura. O consumo de aço, bem como a taxa de armadura, diminuíram consideravelmente para a estrutura redimensionada, em grande parte, por causa

dos pilares. Apesar de mais solicitados, o aumento de seção e a revisão da metodologia de cálculo acarretaram a redução da área de aço necessária nos pilares.

Portanto, para a estrutura estudada neste trabalho, as alterações da Norma de concreto armado referentes aos materiais e à metodologia de cálculo tiveram maiores impactos nos resultados obtidos. Essas alterações causaram a redução na rigidez da estrutura, gerando a necessidade de seu redimensionamento, bem como o aumento dos esforços de flexão nas fundações. Em contra partida, permitiram um refinamento dos cálculos, gerando uma visão mais precisa do comportamento da estrutura e uma economia de armadura.

De forma geral, tomando como referência as análises efetuadas, poderia se concluir que o efeito total da atualização da norma é positivo, pois os impactos econômicos são muito pequenos e a expectativa de vida útil é aumentada consideravelmente. Estes resultados se somam com outros exercícios similares realizados por outros pesquisadores e disponíveis em trabalhos de anos anteriores.

Obviamente, é necessário estudar mais situações, preferencialmente de projetos efetivamente executados, antes de admitir que estas conclusões e tendências sejam estendidas para a maioria das edificações.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1978.

_____. **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.

FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, D. R. C.. Análise quantitativa dos dimensionamentos de um edifício residencial de concreto armado de acordo com as recomendações de NBR 6118/1978 e da NBR 6118/2003. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Olinda. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2005. 1CD.

FONTES, F. F. **Análise Estrutural de Elementos Lineares Segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Prática Recomendada Ibracon – Comentários Técnicos NB-1**. São Paulo, IBRACON, 2007.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculo de Edifícios com o Uso de Sistemas Computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

MAGALHÃES, C. W. F. S.; FONTE, A. O. C.. Análise comparativa do custo da estrutura de um edifício de concreto armado quando dimensionado pela NBR 6118 (2003) e NBR 6118 (1978). CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48., 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2006. 1CD.

OLIVEIRA NETO, L. e BASTOS, P. S. S.. Dimensionamento de pilares de canto segundo a NBR 6118/2003. CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46., 2004, Florianópolis. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2004. 1CD.