

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

LUIZ HENRIQUE CESCO

**SIMULAÇÃO DAS VANTAGENS POTENCIAIS DO USO DE CONCRETO COM
FCK CRESCENTES EM PROJETOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS PADRÃO
COM 8, 16 E 32 PAVIMENTOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2015

LUIZ HENRIQUE CESCO

**SIMULAÇÃO DAS VANTAGENS POTENCIAIS DO USO DE CONCRETO
COM FCK CRESCENTES EM PROJETOS ESTRUTURAIS DE
EDIFÍCIOS PADRÃO COM 8, 16 E 32 PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Mario Arlindo Paz
Irrigaray

Co-orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda
Dias

PATO BRANCO

2015



TERMO DE APROVAÇÃO

SIMULAÇÃO DAS VANTAGENS POTENCIAIS DO USO DE CONCRETO COM FCK CRESCENTES EM PROJETOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS PADRÃO COM 8, 16 E 32 PAVIMENTOS

LUIZ HENRIQUE CESCO

No dia 18 de junho de 2015, às 08h15min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº10-TCC/2015.

Orientador: Prof. Dr. MARIO ARLINDO PAZ IRRIGARAY (DACOC/UTFPR-PB)

Co-orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. VOLMIR SABBI (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a.Dr^a. ELIZÂNGELA MARCELO SILIPRANDI (DACOC/UTFPR-PB)

DEDICATÓRIA

À Simone, Luciane e João, pelos esforços necessários para conduzir minha formação educacional.

À Allanna, que acompanhou minha caminhada ao longo do curso, e irá me acompanhar pelo resto da vida.

À todos que participaram desses cinco anos de muito trabalho e esforço.

AGRADECIMENTOS

Durante todo o período da minha formação acadêmica tive o prazer de conviver com pessoas inesquecíveis, não tenho como mencionar todas sucintamente, mas saibam que levarei sempre comigo a importância de terem estas ao meu lado.

Começarei agradecendo aos meus excelentes professores, que sempre me ajudaram prontamente, juntamente a eles, à Universidade Tecnológica Federal do Paraná pelo apoio. Em especial, ao meu Orientador Professor Dr. Mário Irrigaray e meu Co-Orientador Professor Dr. Gustavo Lacerda, que me ajudaram a desenvolver este projeto com suas ideias e soluções. Muito obrigado a todos.

Aos grandes amigos que fiz ao longo do curso, excelentes pessoas com a qual tive o prazer de conviver diariamente. Convivemos mais com estes, do que com nossas próprias famílias. Nossas histórias sempre estarão vivas em minhas memórias, e carregarei comigo sempre. A vocês, que espero a continuidade da amizade independente dos nossos futuros caminhos, meus agradecimentos.

A minha querida mãe Simone que mesmo com todas as enormes dificuldades enfrentadas, conseguiu oferecer a oportunidade da educação que não teve a seus filhos, e hoje tem uma médica veterinária e um engenheiro civil, e logo mais terá outro orgulho. Junto com ela minha amada irmã Luciane que foi de extrema importância pra minha formação, e que também se dedicou muito para que fosse possível meus estudos. Ao meu irmão João que, mesmo pequeno, ajuda a todos nós em qualquer situação. A vocês, metade do meu diploma.

Ao restante da minha família, avós, tios e tias, vocês também fazem parte desta conquista. Obrigado, também, a minha sogra Ivete, que me acolheu em sua residência praticamente durante todo o curso fazendo com que me sentisse parte da família.

Por fim, a minha namorada Allanna. Um espaço como este é muito pequeno para o tamanho da gratidão que tenho por ti. A outra metade do meu diploma é seu. Coube a você aguentar todo o estresse em cada fim de semana, decorrente de todos os problemas possíveis que passei na universidade. Me cuidou, me deu forças, foi a minha base, nunca pensei em desistir e isso se deve muito a te ter do meu lado. Obrigado por

todos os dias bons e ruins que você passou do meu lado, obrigado por me fazer um homem melhor, por me acalmar, e por ser sempre o meu porto seguro. Tenho certeza que temos uma longa história pela frente, e só nós sabemos o quão árduo foi para chegar onde estamos. Obrigado por tudo, meu amor. Não há palavras nem espaço que possa descrever o quanto você é importante pra mim, e o quanto contribuiu para a minha formação acadêmica e, acima de tudo, a formação do meu caráter. Obrigado novamente, te amo muito!

Novamente agradeço a todos que estiveram presente nesta caminhada, a vocês todo o meu respeito.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar uma simulação dos ganhos potenciais do emprego de concreto com fck crescente em projeto estrutural, os benefícios em consumo de materiais, custos e durabilidade. O ponto de partida desse trabalho foi dimensionar a estrutura de um edifício denominado “padrão”, com fck de 30 Mpa, considerando que o mesmo tivesse primeiro 8 pavimentos, depois 16 pavimentos e, finalmente, 32 pavimentos, determinando-se a quantidade de insumos necessários. Na sequência procedeu-se novamente o dimensionamento da estrutura, adotando fck de 40 Mpa, para as três possibilidades de número de pavimentos, e finalmente adotou-se fck de 50 Mpa, de mesmo modo. Posteriormente realizou-se análise dos consumos necessários para cada edificação considerando diferentes fck. Analisou-se, ainda, a diferença de vida útil de projeto, adotando-se os diferentes fck's. As conclusões foram que de todas as hipóteses modeladas, em nenhuma delas a estrutura concebida com concreto de fck igual a 30 MPa obteve vantagens sobre as que tinham concreto de resistência mais elevada. É provado também, através de estimadores de vida útil, que uma estrutura de 50 MPa mesmo sendo inicialmente mais cara, terá uma durabilidade maior que as confeccionadas com concreto de menor resistência, apontando que mesmo gastando um maior valor, os benefícios obtidos pela escolha de um fck mais elevado tende a compensar. Por fim, o ganho de área útil em todos os pavimentos é expressivo quando usamos um concreto com resistência elevada, aumentando, conseqüentemente, o valor de venda do imóvel e os ganhos no edifício como um todo. Com isso pode-se concluir com base nos resultados obtidos, que deve-se estudar opções de projetos mais arrojados para que as construções passem a ter um desempenho mais elevado, e até mesmo valores mais baixos e retornos maiores que os executados atualmente com um concreto convencional.

Palavras-chave: Estrutura de Concreto Armado. Aumento da Resistência do Concreto. Durabilidade de Estruturas. Vida Útil de Estruturas. Compatibilização. Custo de Estruturas.

ABSTRACT

This paper aims to conduct a simulation of the potential gains from concrete job with increasing fck in structural design, the benefits in material consumption, cost and durability. The starting point of this study was to scale the structure of a building named "default" with fck 30 MPa, whereas that had first eight floors, floor 16 and then finally 32 floors, determining the amount of inputs necessary. Following proceeded again dimensioning the structure adopting fck 40 MPa for three possible number of floors, and finally adopted fck 50 MPa, similarly. Subsequently held analysis of inputs required for each different building considering fck. Consideration was also the lifetime of difference in design, adopting different fck's. The conclusions were that all modeled cases, in any of which the structure is designed with concrete fck equal to 30 MPa was obtained which had the advantages of higher strength concrete. It is also proven through life estimators, a structure of 50 MPa even though initially more expensive, will have a higher durability than concrete made with less resistance, pointing out that even spending a higher value, the benefits obtained by the choice of a higher fck tends to compensate. Finally, the gain of floor area on all floors is significant when we use a concrete with high strength, increasing thus the sales value of the property and the gains in the building as a whole. Thus it can be concluded based on the results obtained, which should be studied design options boldest so that the buildings start to have a higher performance and even lower values and higher returns than those currently performed with a concrete conventional.

Keywords: Concrete Structure Armed. Increased Concrete Resistance. Structural durability. Structures of Life. Compatibility. Structural cost.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção Transversal de uma Viga sujeita a esforços	10
Figura 2 - Viga contínua com vários apoios	10
Figura 3 - Comportamento de vigas subarmadas e superarmadas	21
Figura 4 - Conceituação de vida útil da estrutura de concreto	24
Figura 5 - Variação do desempenho de uma estrutura de concreto armado ao longo do tempo	25
Figura 6 - Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto. (R: resistência; D: durabilidade; DES: desempenho; VU: vida útil; CCV: custos do ciclo de vida; SUS: Sustentabilidade)	26
Figura 7 - Classificação dos diferentes tipos de ações em estruturas e seus materiais	28
Figura 8 - Efeitos globais, locais e localizados.....	30
Figura 9 - Tipos de instabilidade em pórticos.....	31
Figura 10 – Núcleo rígido participando do contraventamento da estrutura).....	31
Figura 11 - recomendação de sistema de contraventamento para diferentes alturas...	32
Figura 12 - Deformações em estrutura com pórticos e pilar-parede	34
Figura 13– Exemplo de núcleo rígido.....	35
Figura 14 – Isopletras de velocidade básica do vento.....	41
Figura 15 - Comparação do deslocamento de uma estrutura com vínculo de apoio engastado e rotulado, respectivamente	52
Figura 16 - Projeto arquitetônico do subsolo.....	53
Figura 17 - Projeto arquitetônico Pavimento Térreo.....	54
Figura 18 - Projeto arquitetônico Pavimento Tipo	54
Figura 19 – Projeto arquitetônico Cobertura	55
Figura 20 – Fluxograma para Hipótese 1, primeiro lançamento – 8 Andares	56
Figura 21 – Fluxograma para Hipótese 1, 16 e 32 Andares.....	57
Figura 22 – Fluxograma para Hipótese 3.....	58
Figura 23 – Projeto estrutural do subsolo.....	59

Figura 24 – Projeto estrutural do térreo.....	60
Figura 25 – Projeto estrutural pavimento tipo.....	61
Figura 26 – Projeto estrutural da cobertura.....	62
Figura 27 – Problema de pilar aparente.....	63
Figura 28 – Redução da seção de pilares.....	64
Figura 29 – Demonstração do momento de inércia do edifício.....	65
Figura 30 – Pilares-paredes na caixa de escadas (16 andares).....	66
Figura 31 – Pilares-paredes no centro da edificação (16 andares).....	67
Figura 32 – Pilares-paredes em L na extremidade da edificação (32 andares).....	67
Figura 33 – Pilar-parede no centro do pavimento, em parede cega (32 andares).....	68
Figura 34 – Custo de fôrmas – 8 Andares.....	70
Figura 35 – Custo de fôrmas – 16 Andares.....	71
Figura 36 – Custo de fôrmas – 32 Andares.....	71
Figura 37 – Custo com concreto – 8 andares.....	73
Figura 38 – Custo com concreto – 16 Andares.....	73
Figura 39 – Custo com concreto – 32 Andares.....	74
Figura 40 – Custo da armadura – 8 Andares.....	76
Figura 41 – Custo da armadura – 16 Andares.....	77
Figura 42- Custo da armadura – 32 Andares.....	77
Figura 43 – Relação F_{ck} X Custo entre hipóteses (8 Andares).....	79
Figura 44 - Relação F_{ck} X Custo entre hipóteses (16 Andares).....	81
Figura 45 - Relação F_{ck} X Custo entre hipóteses (32 Andares).....	82
Figura 46 – Perda no valor de venda do edifício (8 Andares).....	85
Figura 47 - Perda de valor por pilares aparentes (16 Andares).....	86
Figura 48 - Perda no valor de venda do edifício (16 Andares).....	87
Figura 49 - Perda de valor por pilares aparentes (32 Andares).....	88
Figura 50 - Perda no valor de venda do edifício (32 Andares).....	89
Figura 51 – Profundidade da carbonatação.....	94

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou formação de compostos expansivos.....	22
Quadro 2 - Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão da armadura.....	22
Quadro 3 - Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado	23
Quadro 4 – Peso específico dos materiais de construção	39
Quadro 5 - Combinação últimas normais.....	43
Quadro 6 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	43
Quadro 7 - Ações permanentes diretas agrupadas.....	44
Quadro 8 – (Adaptado) Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais	44
Quadro 9 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis	45
Quadro 10 – (Adaptado) Combinações de serviço	46
Quadro 11 - Classes de agressividade ambiental.....	47
Quadro 12 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	48
Quadro 13 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\otimes c = 10$ mm.....	48
Quadro 14 - Espessuras mínimas para lajes	50
Quadro 15 – Valores do coeficiente adicional para lajes em balanço	50
Quadro 16 – valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede	51
Quadro 18 – Custo com fôrmas nas hipóteses 1 e 2	70
Quadro 19 – Custo com fôrmas na hipótese 3.....	70
Quadro 20 – Custo com concreto (hipóteses 1 e 2).....	72
Quadro 21- Custo com concreto (hipótese 3)	72
Quadro 22 – Custo de armação do aço (hipóteses 1 e 2).....	75

Quadro 23 – Custo de armação do aço (hipótese 3)	76
Quadro 24 – Comparativo de custo finais entre hipóteses (8 Andares)	79
Quadro 25 – Comparativo de custo finais entre hipóteses (16 Andares)	80
Quadro 26 - Comparativo de custo finais entre hipóteses (32 Andares)	82
Quadro 27 – Perda de valor por pilares aparentes (8 Andares)	84
Quadro 28 – Equação de estimativa de vida útil para uma estrutura de concreto armado	92
Quadro 29 – Coeficientes do modelo	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos.....	2
1.1.1	Objetivo geral.....	2
1.1.2	Objetivos específicos	2
1.2	JUSTIFICATIVA	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	ESTUDO DO CONCRETO	5
2.1.1	Características do concreto	5
2.1.2	Resistência à compressão (fck).....	6
2.1.3	Tendência de evolução do concreto.....	7
2.1.4	Concreto de alta resistência/desempenho (CAD).....	8
2.2	ADERÊNCIA ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA	8
2.3	CONCRETO ARMADO.....	9
2.3.1	Definição de concreto armado.....	9
2.3.2	Normas técnicas relacionadas com o concreto armado	11
2.3.3	A absorção dos esforços pelo aço, em pilares	12
2.4	PROJETOS ESTRUTURAIS	12
2.4.1	Princípios básicos para projeto de estruturas de concreto	12
2.4.1.3	Conceito de estrutura segura	13
2.4.2	Diretrizes do projeto de estrutura para garantia do desempenho e custo	14
2.4.3	Análise dos tipos de estrutura	19
2.4.4	Necessidade de se projetar vigas superarmadas, e não subarmadas	20
2.5	DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	21
2.6	ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS	26

2.6.1	Efeitos globais de 1° ordem.....	29
2.6.2	Efeitos globais de 2° ordem.....	29
2.7	CONTRAVENTAMENTO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	30
2.7.1	Contraventamento com pórticos.....	33
2.7.2	Contraventamento com pilar-parede	33
2.7.3	Contraventamento com núcleos rígidos	34
3	MÉTODOS	36
4	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES DE PROJETO	37
4.1	AÇÕES.....	37
4.1.1	Permanentes.....	38
4.1.2	Variáveis.....	38
4.2	COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM OS ESTADOS LIMITES	42
4.2.1	Combinações últimas (ELU)	43
4.2.2	Combinações de serviço (ELS)	45
4.3	CLASSIFICAÇÃO QUANTO A AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	46
4.3.1	Classe de agressividade ambiental do projeto em estudo.....	49
4.4	DIMENSÕES LIMITES DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	49
4.4.1	Vigas.....	49
4.4.2	Lajes maciças.....	50
4.4.3	Pilares e Pilares-parede	51
5	PROJETO ARQUITETÔNICO BASE	52
6	PROJETO ESTRUTURAL	55
6.3	PROJETO ESTRUTURAL PADRÃO	58
6.4	PROJETO ESTRUTURAL COM VARIAÇÃO DE SEÇÃO	62
6.5	PROJETO ESTRUTURAL COM CONTRAVENTAMENTO	64
7	ANÁLISE DE RESULTADOS	68

7.1	CONSUMO E CUSTO DE MATERIAIS	69
7.1.2	Concreto.....	72
7.1.3	Aço.....	75
7.2	COMPARATIVO DE CUSTOS ESTRUTURAIS GLOBAIS.....	78
7.2.1	8 andares.....	79
7.2.2	16 andares.....	80
7.2.3	32 andares.....	82
7.3	VALOR DE VENDA DOS IMÓVEIS	83
7.3.1	Perda de valor - 8 andares	84
7.3.2	Perda de valor - 16 andares	86
7.3.3	Perda de valor - 32 andares	88
7.3.4	Considerações sobre as perdas.....	89
7.4	VIDA ÚTIL DA ESTRUTURA	90
7.4.1	Manutenção de edificações	90
7.4.2	Estimativa de vida útil da estrutura.....	91
8	CONCLUSÕES	95
8.1	SUGESTÕES PARA POSSÍVEIS TRABALHOS	97
	REFERÊNCIAS	98

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil sempre esteve em constante desenvolvimento, e recentemente a concorrência aumenta. Com isso, há busca por um diferencial que consiga conquistar uma fatia desse ramo. Empresas que já entenderam este aspecto optam por alternativas ao trabalho padrão e pela utilização e produção de novas tecnologias, que melhoram o desempenho do empreendimento geram um custo benefício muito interessante.

Tem-se por cultura um fck (resistência característica a compressão do concreto) muito utilizado nas construções, que hoje em dia dificilmente ultrapassam os 25 MPa. Isso muitas vezes parece satisfaz as necessidades da obra, porém a longo prazo pode não ser um bom negócio, até mesmo financeiramente. O raciocínio é muito simples: quanto menor a resistência a compressão do concreto, maior a seção da estrutura e também maior a área de aço necessária. Ou seja, tendo um fck baixo terá maior consumo de todos os materiais, inclusive formas. Outro problema que se enfrenta é o desempenho de estruturas realizadas com concreto de baixa resistência, patologias como infiltração de água, corrosão da armadura pela carbonatação, fissuras, entre outros.

Para se obter um ganho positivo em todos os aspectos citados acima (área útil, consumo de materiais, desempenho) pode ser usado um concreto de alta resistência, acima de 40 MPa. Assim, as seções de todas as peças tendem a ser reduzidas, conseqüentemente a área de aço e de formas serão menores por dependerem do fck. Também há a possibilidade de projetos estruturais mais arrojados, que possam aumentar os vãos livres, e conseqüentemente diminuir o número de pilares.

Hoje em dia, não basta fazer projetos convencionais e mandar para o canteiro de obras. Uma edificação mal executada é mais comum do que se imagina e isso gera complicações para empresa, tanto jurídicas como de reputação. Outro aspecto que tem sido muito valorizado nos últimos anos, é o crescimento da compatibilização de projetos.

A compatibilização tem um ótimo benefício ao término da construção, pois com esse método diminuem as vigas e pilares aparentes, aumentando a área útil dos cômodos e também dos estacionamentos. Conseqüentemente há um conforto visual para o cliente e uma boa valorização do imóvel.

Neste trabalho será analisada uma edificação primeiramente com oito, depois com dezesseis e, por fim com trinta e dois pavimentos, a partir da qual serão desenvolvidos projetos com três propostas de resistência de concreto, visando analisar qual destas mostram maiores vantagens. Por fim, deseja-se chegar a uma conclusão que seja possível identificar qual a melhor solução estrutural para cada caso.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Conceber projetos estruturais de um edifício em três condições diferentes: com oito, com dezesseis e trinta e dois andares. Algumas hipóteses serão levadas em conta, buscando chegar a um formato ideal que se enquadre na situação aplicada, e que indique caminhos para estruturas de porte parecido.

A ideia principal na modelagem será o aumento gradativo do f_{ck} do concreto (30, 40 e 50 MPa) e mudanças no projeto estrutural de acordo com o caso, buscando a melhor solução e aproveitando os benefícios do alto valor da resistência à compressão do concreto.

1.1.2 Objetivos específicos

A partir de um projeto arquitetônico adaptado para a situação, serão estudadas sobre ele três hipóteses:

- Hipótese 1 – Edifícios com estrutura e f_{ck} de 30 MPa:
 - Lançamento estrutural comum de três edifícios:
 - 8, 16 e 32 andares;
- Hipótese 2 – Aumento do valor da resistência a compressão do concreto:
 - Manter lançamento estrutural anterior:
 - 8, 16 e 32 andares.
 - Concreto com 40 e 50 MPa;

- Hipótese 3 – Otimização do projeto estrutural com fck elevado:
 - Melhorar lançamento estrutural, diminuindo a seção das peças:
 - 8, 16 e 32 andares.
 - Concreto com 40 e 50 MPa.

Com os resultados de cada hipótese, será levantado o consumo de materiais envolvidos no processo (fôrmas, aço e concreto) para a elaboração de um comparativo de consumo de cada caso, assim como seus respectivos custos.

E por fim, será analisado os possíveis benefícios que cada hipótese fornece, buscando fatores como a compatibilização, rapidez no processo e entre outras.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ao passar do tempo é observado o avanço e a criação de novas tecnologias que podem ser empregadas no ramo da construção civil.

Os edifícios brasileiros, estruturalmente falando, seguem uma tendência. São calculados com base em concreto de $f_{ck} = 20$ MPa, que é o mínimo permitido por norma para uma edificação considerada em uma classe de agressividade ambiental I. Em ambientes urbanos o mínimo recomendado, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), é um concreto com resistência de 25 MPa (agressividade ambiental II). Caso a norma brasileira não estabelecesse estes valores, a chance de ter um material mais frágil e que não atingisse os requisitos mínimos para durabilidade seria alta.

Também pode-se notar que, em regra, não há uma compatibilização entre projetos, causando um grande problema aos imóveis, principalmente residenciais. As grandes seções transversais necessárias das peças da estrutura de concreto armado para compensar a baixa resistência do concreto, impedem que os mesmos fiquem escondidos na alvenaria. Conseqüentemente, causará um desconforto ao usuário e uma possível desvalorização do imóvel.

Uma solução que pode ser adotada é o aumento da resistência à compressão do concreto que conseqüentemente diminuiria o tamanho da seção, tendo um ganho em área útil dos cômodos e tornando-se mais fácil a compatibilização. Culturalmente tem-se o preconceito de que este tipo de concreto custa mais caro, e logo esta opção tende a

ser descartada. Porém sabe-se que a quantidade de aço necessária depende da resistência do concreto, sendo assim quanto maior o fck menor a área necessária de aço. Ao juntar o aumento gradativo de fck, com projetos estruturais moldados de forma otimizada buscando a melhoria geral, se configura a originalidade e viabilidade deste trabalho.

A importância deste trabalho deve-se ao estudo comparativo entre estruturas com diferentes fck's, buscando chegar a uma conclusão em relação ao ganho de área útil em um projeto comum e outro otimizado, comparando os custos de cada caso e qual é o mais vantajoso. Cabe-se ainda a análise dos benefícios que o concreto com resistência elevada traz a estrutura, como a durabilidade por exemplo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTUDO DO CONCRETO

2.1.1 Características do concreto

O concreto, como qualquer outro material, dispõe de suas características próprias que o diferenciam dos demais. A seguir, as principais delas segundo Isaia (2011):

- **Disponibilidade** de matéria-prima: O concreto é composto por materiais de custo relativamente baixo. Além disso, o cimento é composto 90% pelos cinco elementos mais abundantes na crosta terrestre em massa (Oxigênio, Silício, Alumínio, Ferro e Cálcio), o que facilita seu emprego ao redor do mundo;
- **Versatilidade** de moldagem: Por ser plástico no estado fresco, pode ser moldado nas formas conforme o projeto. A geometria da peça pode ser adaptada aos esforços solicitantes de acordo com a estética. Consegue aliar função estrutural com estética;
- **Hiperestaticidade**: As peças de concreto armado podem ser solidárias entre si, criando rigidez através dos vínculos. As ligações possibilitam engastamento entre as peças, proporcionando seções mais esbeltas (economia), resistência e formas estruturais com funções simultâneas;
- **Facilidade de execução**: Pode ser executado com mão-de-obra sem especialização, com equipamentos simples ou complexos dependendo da obra.
- **Durabilidade**: Se bem projetado e executado, o concreto é capaz de resistir a ação do tempo e de agentes agressivos por um longo período. Desempenho ao fogo semelhante ao aço. O cobrimento da armadura é essencial para a duração da mesma, se feita de acordo com a classe de agressividade ambiental do local.
- **Custo**: Nenhum outro material dispõe de uma excelente relação qualidade/custo.

- **Sustentabilidade:** Normalmente os materiais necessários estão disponíveis próximo ao local da obra, não tendo gastos elevados com transporte e manuseio. Se comparado ao aço, a energia necessária para fazer a mesma quantidade de aço é 12 vezes menor. As peças sofrem menos os efeitos da variação térmica.
- **Desvantagens**
 - Baixa resistência a tração
 - Peso próprio elevado (pode ser diminuído dependendo do tipo de agregado)
 - Variações volumétricas
 - Retração e fluência que podem ocasionar fissuras
 - Calor de hidratação

2.1.2 Resistência à compressão (f_{ck})

Se em uma experiência, for utilizado pequenos cilindros de aço sendo submetidos a compressão até o seu rompimento, certamente a variabilidade entre as tensões de ruptura seriam pequenas, podendo facilmente ser tomado como base a média entre elas para o resultado final. Isso se deve pelo controle de qualidade durante o processo de fabricação (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

Ainda segundo Botelho e Marchetti (2013), se fosse feito o mesmo com o concreto, a variabilidade seria muito grande e a média não retrataria a real capacidade do concreto, já que poderia romper em um número não muito próximo a este. A causa é o baixo controle do processo em obras e a mão-de-obra não especializada. Porém esta regra vale até mesmo para concreto produzido em empresas especializadas.

Portanto, a norma brasileira faz um tratamento estatístico do f_{ck} , que se baseia basicamente na seguinte ideia: se o objetivo, segundo o projeto, é um concreto de 20 MPa, seria muito difícil uma homogeneidade na obra inteira, portanto é especificado que dos 100% de concreto produzido, 95% deve ser maior ou igual ao f_{ck} inicialmente proposto.

Quando um calculista estrutural fixa o valor do f_{ck} , o concreto produzido deve ser de uma resistência maior. Este valor deve ser minorado por um coeficiente definido por norma (1,3 para concreteiras e 1,4 para produção em obra) resultando no valor de cálculo f_{cd} .

NOTAS:

- O teste de compressão é feito aos 28 dias, devido à proximidade com o seu valor de resistência final, pois o concreto continua a aumentar a sua capacidade;
- Depois de lançado na forma, e do teste de 28 dias, o concreto ainda pode ganhar até 30% a mais de resistência (BOTELHO; MARCHETTI, 2013)
- Para a dosagem do concreto (NBR 12655 (ASSOCIAÇÃO..., 2015)), é usado o conceito de resistência média do concreto (f_{cj}) $f_{cj} = f_{ck} + 1,65.S_d$;
- S_d é o desvio padrão dependente do processo produtivo, 4,0 para produção de concreto de alta qualidade, e 5,5 para produção em obra (segundo a Tabela 6, da NBR 12655 (ASSOCIAÇÃO..., 2015));
- Então, um f_{ck} de 20MPa produzido no local, tem-se um $f_{cj} = 30$ MPa aproximadamente, pois como já dito anteriormente, apenas 5% das amostras podem ter valor menores que 20 Mpa.

2.1.3 Tendência de evolução do concreto

Mesmo os constituintes do concreto não sofrendo grandes mudanças ao decorrer do tempo (exceto os aditivos), a tecnologia em torno dele tem avançado bastante, principalmente estudos realizados em relação a pasta e a zona de transição. Também o desenvolvimento de equipamentos capazes de produzir uma mistura mais homogênea. O mesmo caminho segue o concreto armado, compatibilizando este com estruturas metálicas por exemplo, reduzindo assim o peso da estrutura (ISAIA, 2011).

Segundo Neville (1997), pode-se produzir um concreto estrutural de boa qualidade sem utilizar técnicas avançadas, realizando uma dosagem correta, controle de qualidade e execução apropriada.

2.1.4 Concreto de alta resistência/desempenho (CAD)

A partir da década de 1960 foram divulgados os primeiros estudos, ao redor do mundo, sobre a utilização de superplastificantes para concreto estrutural, visando diminuir o uso de água na mistura e ao mesmo tempo manter a trabalhabilidade. Outros testes já tinham sido realizados juntos estes aditivos com a sílica ativa, tendo como resultado um concreto muito mais resistente e conseqüentemente a evolução das estruturas (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

As vantagens deste tipo de concreto foram percebidas quase que imediatamente: menor volume de concreto, diminuição do peso próprio, do uso de armaduras e fôrmas, e conseqüentemente do custo. Outro ponto positivo é a diminuição da seção das peças, tendo assim um ganho da área útil da edificação, tanto nas residências/comerciais quanto nos estacionamentos.

“O concreto de alto desempenho (CAD) possui maior durabilidade que o concreto convencional por ter microestrutura compacta, restringindo a penetração de agentes agressivos” (ISAIA, 2011).

Segundo o *The Sustainable Concrete Guide*, apud. Isaia (2011), quando se aumenta o fck de 28 MPa para 62 MPa de um pilar de 4,6m de altura há uma redução de 55% no volume de concreto por pilar e diminuição de 18% no gasto com cimento, apesar de o consumo por m³ ser maior no segundo concreto.

2.2 ADERÊNCIA ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA

Segundo Neville (1997), os fatores para se observar em relação a aderência entre o concreto e a armadura são:

- Retração do concreto;
- Geometria da armadura;
- Espessura de cobrimento do concreto;
- Estado da superfície do aço;
- Resistência à compressão do concreto;
- Elevação da temperatura;
- Relaxação do aço.

2.3 CONCRETO ARMADO

2.3.1 Definição de concreto armado

Quando o homem começou a usar o concreto, na tentativa de reproduzir uma pedra, surgiram limitações impostas por esforços de tração que surgiam na face inferior da viga, ou seja, o vão era limitado (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

Em média, o concreto resiste cerca de dez vezes menos a tração se comparado a compressão. Começou-se a busca por um material que complementasse o concreto comum a fim de aumentar a sua resistência no seu aspecto mais frágil. Depois de diversas tentativas, o material ideal foi finalmente encontrado, trata-se do aço, que compatibiliza perfeitamente com o concreto, não reagindo com seus componentes, e aderindo de forma adequada.

A ideia do concreto armado é ter um material que suporte os esforços de compressão (concreto) e o outro agente a tração (aço), o limite entre estes é determinado pela linha neutra (LN). Tanto que em uma viga com uma certa sollicitação, são aceitas fissuras até certa ordem na parte inferior, pois neste caso não é o concreto que está sendo requisitado a suprimir os esforços e sim o aço. Já na parte superior a peça tende a não sofrer trincas, já que esta parte está completamente comprimida. Isto se aplica a peças biapoiadas (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

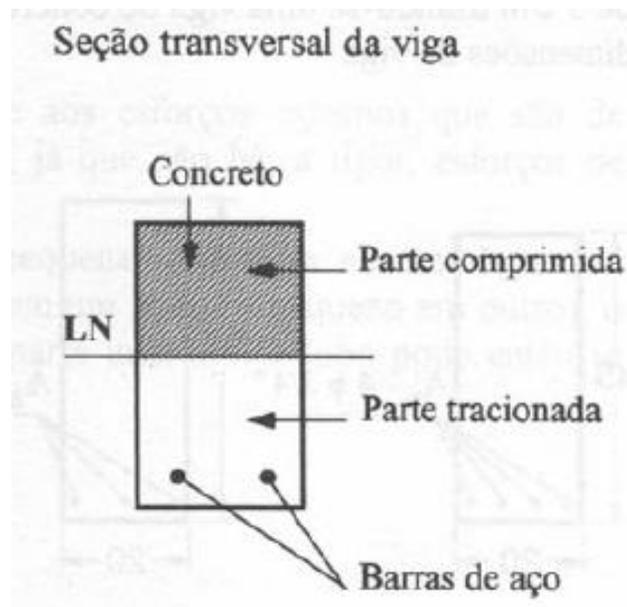


Figura 1 - Seção Transversal de uma Viga sujeita a esforços
Fonte: BOTELHO, 2013.

Na Figura 1, pode-se ver a representação de uma seção transversal de uma viga sujeita a esforços de flexão. Numa viga contínua apoiada em vários pilares, os esforços de tração estarão no meio do vão (face inferior) e também onde há apoio (face superior), conforme observa-se na Figura 2. Assim sendo, as barras de aço deverão ser alocadas em todos locais onde há tração.

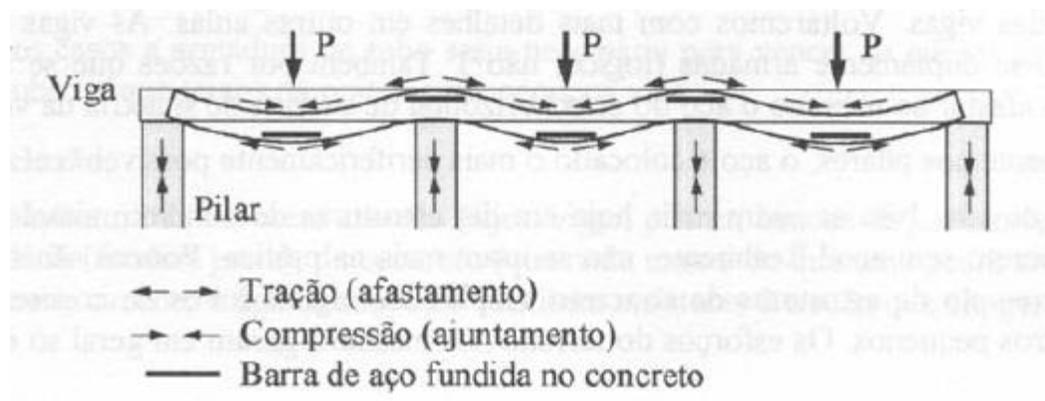


Figura 2 - Viga contínua com vários apoios
Fonte: BOTELHO, 2013.

No dimensionamento destas peças seria simples o uso de barras de aço de um valor único, tanto em cima quanto em baixo, que atendessem às solicitações. Porém essa solução não é a ideal, pois elevaria muito o custo. A opção então é fazer um escalonamento das barras, aumentando a área de acordo com o esforço em questão. Em trechos onde o aço não é importante, adota-se um diâmetro pequeno, que irá servir somente como porta estribos.

Em algumas construções pode haver limitação da altura da viga, diminuindo assim a sua altura útil. Nestes casos, deve-se utilizar aço também na parte superior da peça, aliviando o trabalho do concreto (criando um braço de alavanca entre a armadura de cima e a de baixo), e conseqüentemente permitindo seguir o projeto. Estas vigas são chamadas de duplamente armadas, ou com armaduras duplas.

Uma estrutura de concreto armado (lajes, vigas, pilares, bacos de jardim, tubos, vasos etc.) é uma ligação solidária (fundida junta) de concreto (que nada mais é do que uma pedra artificial composta por pedra, areia, cimento e água), com uma estrutura resistente à tração, que, em geral, é o aço. (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

2.3.2 Normas técnicas relacionadas com o concreto armado

A seguir, as principais normas brasileiras que abrangem os estudos relacionados ao concreto armado:

- NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) – Projeto de estrutura de concreto – Procedimento;
- NBR 14931 (ASSOCIAÇÃO..., 2004) – Execução de estrutura de concreto – Procedimento;
- NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980) – Cargas para o cálculo de edificações;
- NBR 7191 (ASSOCIAÇÃO..., 1982) – Execução de desenhos para obras de concreto simples e armado;
- NBR 5732 (ASSOCIAÇÃO..., 1991) – Especificações de cimentos;
- NBR 7480 (ASSOCIAÇÃO..., 2007) – Barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado;

- NBR 12655 (ASSOCIAÇÃO..., 2015) – Concreto. Preparo, controle e recebimento – Procedimento;
- NBR 15146 (ASSOCIAÇÃO..., 2011) – Qualificação de pessoal do controle tecnológico do concreto;
- NBR 15696 (ASSOCIAÇÃO..., 2009) – Formas e escoramento;
- Outras normas de interesse são referenciadas nas próprias normas 6118 e 14931.

2.3.3 A absorção dos esforços pelo aço, em pilares

Botelho e Marchetti (2013) dizem, que, usando concreto e aço em um pilar (que trabalha a compressão), o aço irá absorver a maior parte da carga. A explicação para isso é simples, como os dois formam uma peça única, devido à grande solidariedade entre os materiais, esta peça irá sofrer deformações dependendo da força aplicada sobre ela. E como se trata de um elemento único, o concreto e o aço irão deformar igualmente.

Acontece que o aço é menos elástico do que o concreto, devido ao seu alto módulo de elasticidade, isso quer dizer que é muito mais difícil o aço se deformar. Portanto em uma peça comprimida, que tende a encurtar, as tensões do concreto são muito menores do que as tensões do aço, pela dificuldade deste se deformar.

O aço deve sempre ir para as periferias dos pilares. Assim sendo, a parte menos elástica ficará com a maior tensão.

2.4 PROJETOS ESTRUTURAIS

2.4.1 Princípios básicos para projeto de estruturas de concreto

2.4.1.1 Segurança pelo método das tensões admissíveis

De acordo com Fusco (1976), o método das tensões admissíveis, o princípio de segurança é obtido pela condição: Tensão máxima (σ_{max})(resultante de todos os

esforços recebidos pela peça) deve ser menor que a Tensão admissível (σ_{adm}) (valor absoluto da resistência).

A tensão admissível é resultado da minoração, por um coeficiente estabelecido por norma, da tensão resistente do material. Ou seja, toda a segurança da estrutura é definida por um coeficiente global, de difícil interpretação devido a diversas causas de insegurança de estruturas.

2.4.1.2 Segurança pelo método dos estados limites

A criação deste método se dá pela análise em duas áreas: no cálculo estrutural em regime da ruptura e nas probabilidades das variáveis estruturais.

Neste estado, a estrutura é solicitada até que atinja o seu estado limite último. Assim é determinada a paralisação parcial ou completa da estrutura.

2.4.1.3 Conceito de estrutura segura

“Diz-se que um sistema material é confiável, quando existe uma probabilidade razoável de sua permanência em serviço normal, desde que ele seja utilizado dentro das condições especificadas em seu projeto” (FUSCO, 1976).

Nas estruturas, a confiabilidade é verificada pela condição de que, ao longo de sua vida útil, a construção fique dentro do seu estado limite de serviço. Isso é dado a partir de limites impostos (como fissuras e deformações, ou carregamentos particulares).

O respeito pela vida humana deve sempre ser levado em considerações. Uma estrutura em colapso sem aviso prévio é quase sempre catastrófica. Se caso a construção venha a ruir, seja pelo motivo que for, a mesma deve dar avisos prévios, para que se possa tomar as medidas preventivas necessárias (FUSCO, 1976).

A ideia central é que, com a concepção adotada, uma peça única que venha a colapsar não possa comprometer o restante da estrutura. Também ter em mente de que a mesma não possa passar insegurança ao usuário.

De acordo ainda com Fusco (1976), as estruturas de qualquer material devem respeitar os princípios a seguir:

- Durante a vida útil deve garantir a manutenção das características da construção, a custo razoável;
- Deve mostrar sinais de que vai entrar em colapso;
- Dar conforto ao usuário, não o deixando inseguro em relação à construção.

Para as estruturas de concreto, dois princípios a mais devem ser respeitados:

- O concreto e o aço devem sempre trabalhar juntos, funcionando a base da solidariedade entre eles, por meio de diferentes detalhes construtivos
- As armaduras sempre devem ser tratadas individualmente

2.4.1.4 Considerações

As construções de estruturas de concreto podem ser divididas em duas partes, segundo Fusco (1976)

- PLANEJAMENTO: onde e quando fazer. Ligada a arquitetura e a tecnologia do processo.
- PROJETO: indagação de como fazer. Separado nas etapas:
 - CONCEPÇÃO: conceber a estrutura;
 - ANÁLISE: considerações para o desempenho esperado do produto;
 - DETALHAMENTO: desenvolvimento do produto após análise;
 - DOCUMENTAÇÃO: relacionado com as normas que devem ser respeitadas durante o processo todo.

2.4.2 Diretrizes do projeto de estrutura para garantia do desempenho e custo

Dentre todos os sistemas que fazem parte da construção de um edifício, a estrutura é o que possui o maior valor econômico. Em estudo feito por Batlouni Neto

(2003) constatou que a porcentagem média do custo deste sistema é de 17,69% do geral da obra. Esse número cresce em estruturas como túneis, barragens e viadutos.

Entre os fatores que influenciam o custo: geometria da arquitetura, sobrecarga de projeto, vida útil, local da execução, rigidez almejada. Em estruturas altas, por exemplo, são mais caras pelos esforços verticais e de ventos mais significativos. Já em obras com padrão estético elevado, a estrutura tem um percentual de custo menor. Todos estes valores devem ser especificados na fase de concepção do projeto. Há também, além do gasto com material e mão-de-obra, o custo indireto que é a velocidade de execução.

A longo prazo, pode haver uma via de duas mãos: *softwares* a diminuição do custo pelo desenvolvimento do processo (seja por máquinas mais modernas, ou de otimização); e também o aumento de gastos por exigências nas melhorias de desempenho. Pode citar-se neste aspecto as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) que exige um fck mais elevado, e o cobrimento mínimo da armadura, elevando assim os custos e em contrapartida oferecendo uma durabilidade e desempenho mais elevado.

Cabe ao projetista estrutural encontrar um meio termo entre custo e desempenho. Esta fase é uma das mais importantes, pois define diretrizes a serem seguidas na execução, tendo impacto constante pois pode definir a facilidade ou não de construir, afetando a produtividade, SOBRENOME NETO (2003).

Deve-se ainda incluir a construtora no processo (já que a mesma possui a tecnologia para construir). Seguindo os seus métodos, é possível realizar um projeto, tal que, satisfaça o orçamento, desempenho, produtividade e compatibilidade. É importante estar com tudo pronto antes da execução, já que no andamento é muito complicado alguma mudança que não impacte nos temas citados.

Sobrenome Neto (2003) ainda diz que, outro ponto importante pouco analisado, é a manutenção pós entrega do empreendimento. Um bom projeto leva em conta este aspecto, buscando que a estrutura tenha uma elevada vida útil e desempenho com o mínimo de manutenção possível.

2.4.2.1 *A importância da qualidade do projeto da estrutura*

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) traz requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto armado, e para ser atingido deve-se ter qualidade simultaneamente no projeto, execução, na operação e manutenção do edifício. Seguem os requisitos a seguir:

- Capacidade resistente: Segurança a ruptura. Relacionada ao estado limite último;
- Desempenho em serviço: Capacidade plena da estrutura durante a sua vida útil de projeto. Relacionada ao estado limite de serviço;
- Durabilidade: Trata da estrutura resistir as influências ambientais previstas.

Outro requisito da norma é que a estrutura tenha qualidade, que é função de todos os projetos. A seguir o que a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) recomenda:

- Qualidade da solução adotada: Atendimento aos requisitos impostos pela arquitetura e todos os projetos complementares, pelas condições estruturais, construtivas, e dos requisitos econômicos. Além também as normas técnicas relativas a todos os itens, e principalmente a durabilidade e segurança;
- Qualidade da descrição da solução: refere-se ao conteúdo e forma da descrição dos desenhos e especificações, de modo a permitir a completa e perfeita execução da estrutura.

2.4.2.2 *As bases do projeto de estrutura: a equipe multidisciplinar*

Quando o proprietário decide por fazer uma construção, é primeiro contratado um arquiteto para que se faça os estudos preliminares e o projeto arquitetônico. Somente após a aprovação da proposta o projetista de estruturas é contratado.

O calculista sempre busca a redução de custos, porém o projeto dele é dependente do arquitetônico. Segundo Mascaró (1998), é dito que cada traço realizado em um projeto tem um custo. Portanto cada tomada de decisão implica diretamente no preço da obra.

Um conceito muito importante seria o da Engenharia Simultânea, que consiste na análise de todas as dificuldades que possam vir a acontecer durante a execução da obra. Ou seja, busca ao máximo detectar os problemas e antecipá-los para evitar improvisações indesejáveis. Pensar como executar cada atividade durante o desenvolvimento do produto diminui a incerteza no canteiro. Neste sistema a redução de custo e tempo de obra é significativo.

De acordo com Fusco (1976), o projetista estrutural deve trabalhar dentro da equipe multidisciplinar. Todos devem ter em mente que o objetivo do projeto é uma solução adequada a eficiência global da construção, com a maior racionalização de custos.

O projeto estrutural deve buscar atender, segundo Fusco (1975), os aspectos a seguir:

- **TÉCNICO:** eficiente tecnologicamente, atenda normas e funcionalidades, bom desempenho quando acabada, minimizando manutenções;
- **CONSTRUTIBILIDADE:** execução com boa produtividade e segurança do trabalhador;
- **CUSTO:** buscar não estourar o orçamento;
- **SUSTENTABILIDADE:** projeto desenvolvido levando em conta os aspectos ambientais e a gestão de resíduos.

A seguir, a equipe multidisciplinar com as suas respectivas obrigações para a elaboração correta de um projeto estrutural (Fusco, 19765):

- **Proprietário, cliente:** deve definir a vida útil, desempenho dos sistemas, padrão de acabamento, equipamentos e serviços, e o custo global;
- **Coordenador:** representante da construtora. Responsável por garantir os aspectos de custo, técnico e construtibilidade, além do ritmo de trabalho durante o processo. Fornece ao projetista estrutural os parâmetros a serem utilizados;
- **Projetista da estrutura:** responsável pela eficiência do projeto estrutural, impactando decisivamente no desempenho, durabilidade e custo. Detalhamento de toda a estrutura;

- Tecnologista de concreto: definir as características do concreto no estado fresco e endurecido. Requisitado principalmente em grandes obras;
- Verificador: é uma espécie de auditor, que tem como função conferir o projeto em relação a normas e especificações técnicas, buscado achar e comunicar possíveis erros;
- Projetista das Fundações: especificar os elementos de fundação que serão responsáveis por sustentar a obra. Analisa a interação estrutura-solo. Passa informações importantes que podem ajudar na hora de dispor os pilares;
- Arquiteto: concepção arquitetônica, de acordo com o que o cliente especificou;
- Projetista de instalações: especificar por onde as tubulações passarão, se será necessário furos em peças, e etc. Buscando sempre a compatibilização de projetos.

Dependendo do porte da construção, é sempre importante buscar cada vez profissionais mais especializados, para a otimização dos projetos e minimização dos erros.

2.4.2.3 *O desenvolvimento do projeto de estrutura*

Com o passar do tempo a tecnologia vem ajudando cada vez mais nas concepções estruturais. Hoje em dia, os *softwares* conseguem realizar dimensionamentos através de pórticos espaciais, e levando em conta as cargas de vento, concebendo estruturas mais precisas e econômicas.

Porém, Sobrenome Neto (2003), diz que esta mesma facilidade vem trazendo complicações, principalmente quando pessoas não habilitadas começam a utilizar os programas de dimensionamento. O *software* trabalha através de dados inseridos pelo projetista, e quando este manda dados incorretos, o programa dá o retorno errado também. Ou seja, há projetos sendo feitos por pessoal não capacitado, gerando estruturas que podem ser perigosas.

Conceber uma estrutura é uma tarefa complexa e de responsabilidade. É também iterativa, porque busca um refinamento constante da solução contemplando diversos aspectos, desde os técnicos, fundamentais, como outros fatores que juntos vão propiciar uma obra produtiva e um edifício eficiente (SOBRENOME NETO, 2003).

2.4.3 Análise dos tipos de estrutura

Botelho e Marchetti (2013), trazem em seus estudos, os tipos de estruturas e suas considerações:

- Hipostática: Vínculos necessários, mas insuficientes:
 - Esse tipo de estrutura deve ser evitada na edificação;
 - Em princípio, é uma estrutura que vai se movimentar, girar, cair.
- Isostática: as reações de apoio podem ser obtidas por meio das Equações Universais de Equilíbrio:
 - Uma marquise é uma estrutura isostática, pois tem o número exato necessário para seu equilíbrio. Se houver uma falha no apoio (engastado), a marquise irá se romper e cair.
- Hiperestáticas: além das três equações de equilíbrio, deve ser aplicado uma teoria adicional:
 - Estrutura que tem mais vínculos do que o necessário para o seu equilíbrio.

Estruturas isostáticas são melhor adaptáveis às situações de fundação, onde podem ocorrer recalques diferenciais, do que as hiperestáticas. Ao se tratar de recalques diferenciais, as estruturas isostáticas sofrem uma grande deformação, porém não causa nenhum esforço adicional além dos que já tinha previamente. Já a hiperestática sofre uma pequena deformação, porém a solicitação dos esforços internos são aumentados consideravelmente. Recalques semelhantes não modificam nenhum esforço em qualquer tipo de estruturas (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

2.4.4 Necessidade de se projetar vigas superarmadas, e não subarmadas

Em uma viga comum, submetida à um momento fletor positivo, a parte de cima resiste o concreto, e a de baixo o aço. Caso ocorra uma carga que é maior que a carga adotada de projeto, a peça pode entrar em colapso. Neste sentido, pode acontecer dois casos: o rompimento pelo concreto comprimido; ou pelo aço tracionado em ocorrência da deformação excessiva e fissuras (BOTELHO; MARCHETTI, 2013).

Peças que possuem aço abundante em relação ao concreto, são chamadas de superarmadas. A grande diferença entre os dois casos, é quando as cargas de serviço superam as que foram especificadas em projeto, e é neste aspecto que o aço começa a ficar perigoso. Nessa possibilidade as peças terão comportamento muito diferentes, e é aí que está a resposta da pergunta feita anteriormente. As consequências de cada peça segundo Botelho e Marchetti (2013):

- Subarmada: O concreto resiste com folgas, e o aço está se deformando excessivamente. Assim a estrutura começa a apresentar progressivamente sinais de colapso a partir de trincas na estrutura, e eventuais 'estalos'. Ou seja, a peça avisa que há algo errado;
- Superarmada: Neste caso o aço trabalha com folga, e o concreto está atingindo seu limite de resistência. Ao contrário do que acontece na subarmada, a estrutura não dá sinal de que há algo errado. Assim sendo, o concreto irá romper bruscamente, colapsando.

Conclui-se, então, que a estrutura deve sempre ser concebida subarmada, para que caso haja uma sobrecarga nas peças o usuário possa identificar através das trincas, e tomar as medidas de segurança necessárias. Abaixo, na Figura 3, um exemplo prático:

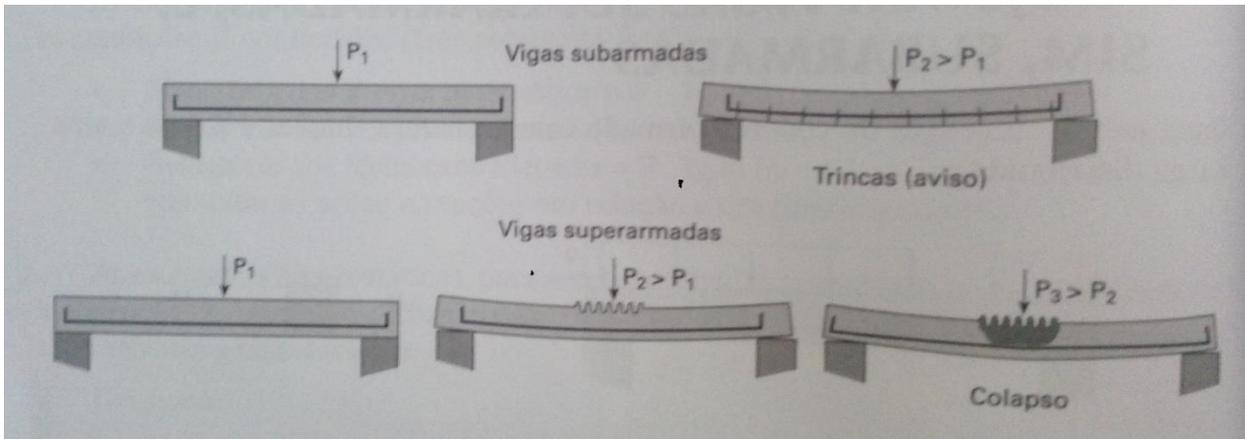


Figura 3 - Comportamento de vigas subarmadas e superarmadas
Fonte: BOTELHO; MARCHETTI, 2013.

2.5 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Um dos fatores mais importantes de uma estrutura de concreto armado é a sua durabilidade, e a sua vida útil. Para isso, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) estabelece, no item 6 da mesma, algumas diretrizes a serem seguidas para que o edifício alcance um desempenho satisfatório quando solicitado ao ambiente onde está localizado, e aos esforços que irão atuar ao longo do tempo.

A vida útil de projeto, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), é o período de tempo em que uma estrutura permanece com suas características iniciais, sem intervenções não previstas na programação de manutenção da mesma. Essa programação deve ser entregue em forma de memorial, com datas e serviços a serem realizados.

Um dos fatores que é mais problemático é a despassivação da armadura devido a carbonatação, que ocorre quando o gás carbônico penetra na peça de concreto através dos poros, e começa a reagir com a armadura.

Para evitar que isso ocorra, o cobrimento correto devido ao ambiente a que está inserido, e um concreto menos poroso minoram esses efeitos. Porém, vale ressaltar que ao passar do tempo, os efeitos da carbonatação inevitavelmente irão ocorrer, com isso, deve-se tomar decisões que talvez aumentem o custo geral da obra, mas que tragam benefícios ao longo do tempo.

No Quadro 1, é observado a relação entre a resistência do concreto e suas adições para absorver deteriorações por expansão ou lixiviação.

classe de concreto	classe de resistência (ABNT NBR 8953:2009)	deterioração por expansão		deterioração por lixiviação
		teor de C ₃ A no cimento anidro	teor de adições	teor de adições
durável	≥ C50	≤ 5%	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 5%	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 8%	Qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	Qualquer	qualquer

Quadro 1 - Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou formação de compostos expansivos
Fonte: ANDRADE; HELENE, 2011.

O Quadro 2 traz, além das adições, a relação água cimento indicada para mitigar a carbonatação e ação dos cloretos. Quando menor a relação água cimento, menor a porosidade e a possibilidade da peça estrutural de concreto armado sofrer estas patologias.

classe de concreto	classe de resistência (ABNT NBR 8953:2009)	máxima relação a/c	deterioração por carbonatação	deterioração por cloretos
			teor de adições	teor de adições
durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, metacaulim ou escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno aço galvanizado ou inox
resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou metacaulim ≤ 15% de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno aço galvanizado ou inox
normal	C25 C30	≤ 0,62	Qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	Qualquer	qualquer

Quadro 2 - Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão da armadura
Fonte: ANDRADE; HELENE, 2011.

ANDRADE e HELENE (2011) também mostram um quadro com os principais mecanismos que deterioram uma estrutura de concreto armado, suas alterações iniciais e efeitos a longo prazo. O correto seria, ao presenciar o início do problema, já realizar a

manutenção preventiva, para que o problema não se agrave. Porém em alguns casos, como a carbonatação, os primeiros sintomas são imperceptíveis, tornando-a um grave problema a ser estudado. No Quadro 3, elaborado pelos mesmos autores, as principais causas de deterioração de peças de concreto armado, e suas respectivas consequências.

agressividade do ambiente		consequências sobre a estrutura	
natureza do processo	condições particulares	alterações iniciais na superfície do concreto	efeitos a longo prazo
carbonatação	UR 60% a 85%	imperceptível	redução do pH corrosão de armaduras fissuração superficial
lixiviação	atmosfera ácida, águas puras	eflorescências, manchas brancas	redução do pH corrosão de armaduras desagregação superficial
retração	umedecimento e secagem, ausência de cura UR baixa (< 50%)	fissuras	fissuração corrosão de armaduras
fuligem	partículas em suspensão na atmosfera urbana e industrial	manchas escuras	redução do pH corrosão de armaduras
fungos e mofo	temperaturas altas (>20°C e <50°C) com UR > 75%	manchas escuras e esverdeadas	redução do pH desagregação superficial corrosão de armaduras
concentração salina, Cl ⁻	atmosfera marinha e industrial	imperceptível	despassivação e corrosão de armaduras
sulfatos	esgoto e águas servidas	fissuras	expansão → fissuras desagregação do concreto corrosão de armaduras
álcali-agregado	composição do concreto umidade, UR > 95%	fissuras gel ao redor do agregado gráudo	expansão → fissuras desagregação do concreto corrosão de armaduras

Quadro 3 - Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado
Fonte: ANDRADE; HELENE, 2011.

Na Figura 4 a seguir, a conceituação de vida útil segundo o Andrade e Helene (2011):

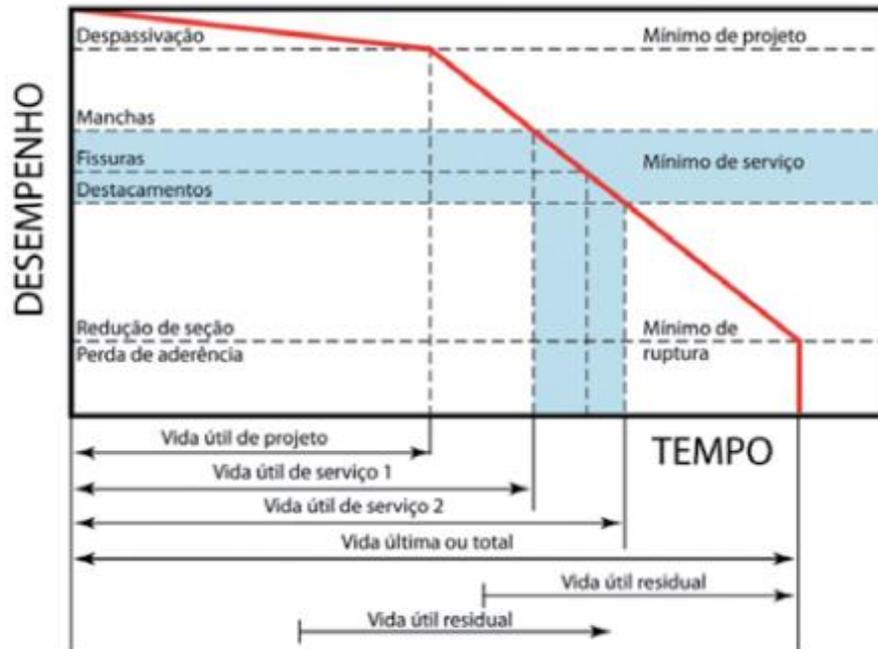


Figura 4 - Conceituação de vida útil da estrutura de concreto
Fonte: ANDRADE; HELENE, 2011.

Por fim, na Figura 5, uma representação do desempenho da estrutura, mostrando a importância de medidas preventivas na estrutura relacionada ao desempenho da mesma. Quanto mais cuidados forem tomados, maior será a vida útil de serviço.

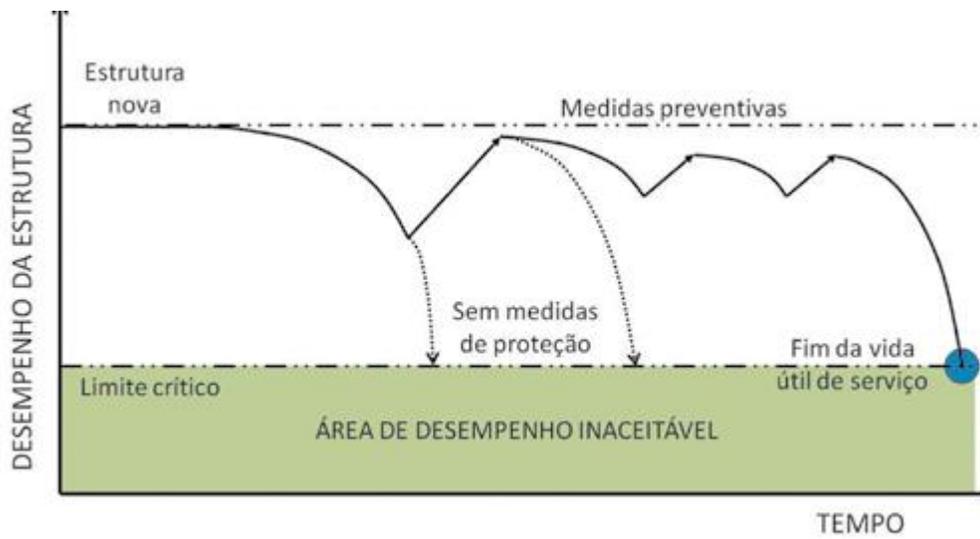
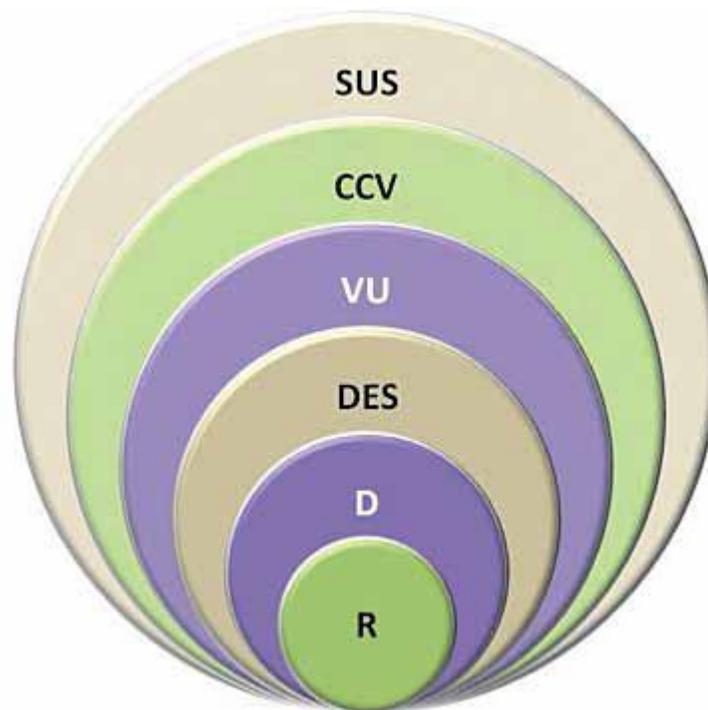


Figura 5 - Variação do desempenho de uma estrutura de concreto armado ao longo do tempo
Fonte: ANDRADE; HELENE, 2011.

Possan (2010) em seu estudo, citou o desenvolvimento de estruturas de concreto ao longo do tempo. Durante muitos anos, a resistência era o único fator que era levado em conta. Porém foi percebido que só isso não satisfazia mais as exigências de projeto, tendo início a preocupação com a durabilidade aliada ao desempenho. Com isso, começou a ser estudado a vida útil de uma estrutura, e o seu relativo custo para mantê-la em condições inicialmente especificada.

Com todos esses aspectos planejados, e a preocupação ambiental nos dias de hoje, as estruturas de concreto podem se tornar muito mais sustentáveis do que era num passado não muito distante. Abaixo na Figura 6, a evolução do projeto estrutural ao longo do tempo.



**Figura 6 - Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto. (R: resistência; D: durabilidade; DES: desempenho; VU: vida útil; CCV: custos do ciclo de vida; SUS: Sustentabilidade)
Fonte: POSSAN, 2010.**

2.6 ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS

Para a garantia da estabilidade global de uma edificação, é preciso definir como é o comportamento da estrutura em relação aos esforços solicitantes como um todo. Para isso, é feito uma análise a fim de definir se o mesmo sofre ações decorrentes do seus deslocamentos.

A verificação da estabilidade global é importante para a elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, garantindo a segurança estrutural frente ao estado limite último de instabilidade, que é a perda da eficiência da estrutura devido aos esforços gerados pelos deslocamentos excessivos (MONCAYO, 2011).

As estruturas podem ser de nós fixos ou deslocáveis. A primeira, considera apenas os esforços provenientes do carregamento, já a segunda entra no cálculo dos efeitos gerados pelo deslocamento dos nós.

Na Figura 7, pode-se ver as principais ações atuantes em estruturas de concreto armado.

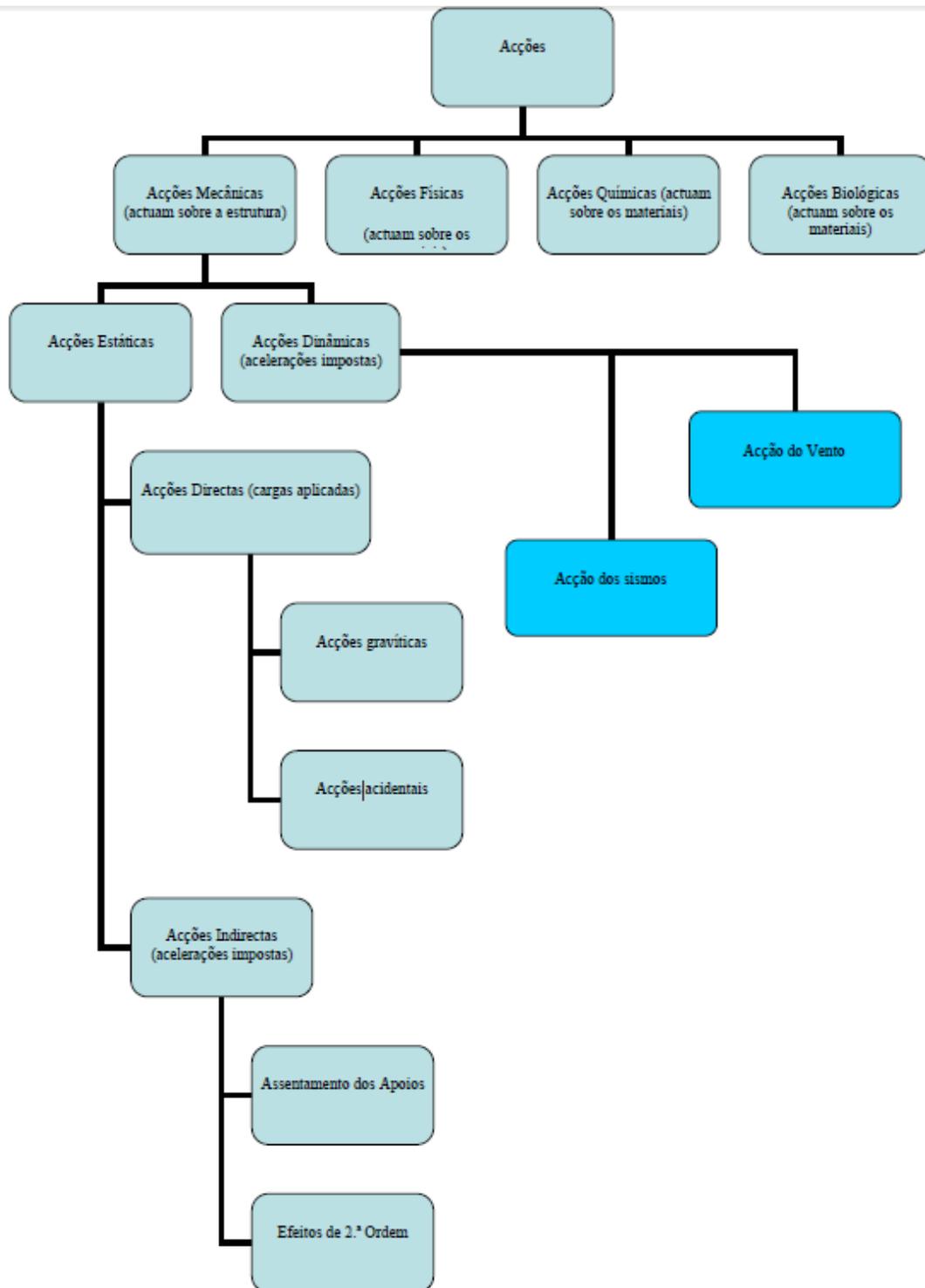


Figura 7 - Classificação dos diferentes tipos de ações em estruturas e seus materiais
 Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

Para definir se uma estrutura é de nós fixos ou deslocáveis, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) estabelece dois coeficientes (alfa e gama-z). Neste trabalho será considerado apenas o coeficiente γ -z, que é usado no *software Eberick*, da AltoQi.

2.6.1 Efeitos globais de 1º ordem

Estruturas que sofrem apenas efeitos de 1º ordem, são consideradas indeformadas. Isto acontece quando os esforços provenientes do deslocamento da estrutura não ultrapassa 10% das ações verticais.

Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais de 2ª ordem. Portanto, consideram-se inicialmente os esforços decorrentes da análise de 1ª ordem (cargas verticais e horizontais).

Porém, os nós são sempre calculados como deslocáveis, apenas não entram no cálculo os efeitos de 2º ordem (CARVALHO, 2014).

2.6.2 Efeitos globais de 2º ordem

A consideração dos efeitos de 2ª ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; devido a sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica. A fissuração e a fluência do concreto levam a uma não-linearidade física (MONCAYO, 2011).

São aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes. Nessas estruturas, devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais. A Figura 8 demonstra a diferença prática de cada caso.

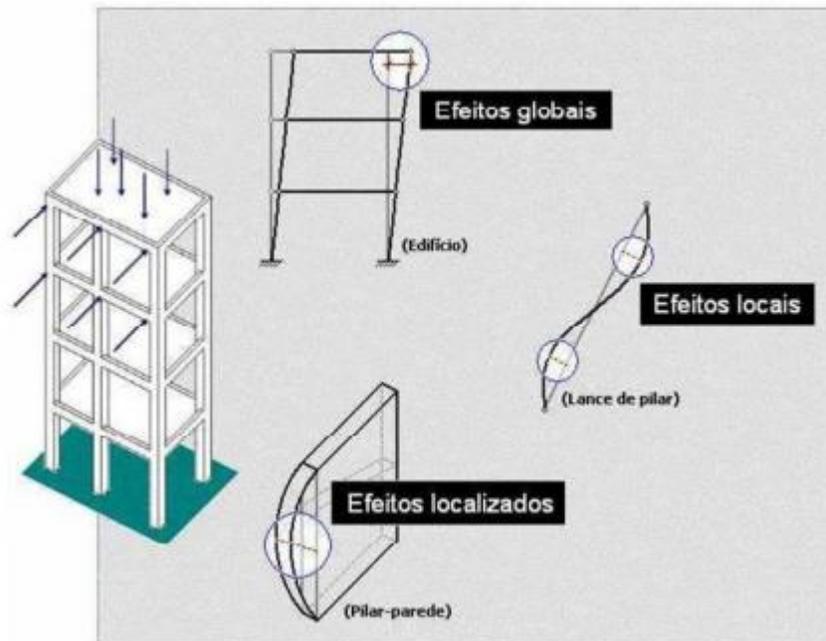


Figura 8 - Efeitos globais, locais e localizados
Fonte: COVAS, TQS Informática Ltda, 2003.

Para a correta análise de 2ª ordem global em edifício com estrutura de concreto armado, as não-linearidades física e geométrica devem ser consideradas para que se chegue o mais próximo a realidade. (MONCAYO, 2011)

Moncayo (2011) ainda diz que a não consideração dos esforços de segunda ordem quando eles são menores que 10% dos de primeira poderia ser abandonada, pois hoje, na era da informática, a dificuldade de se considerar ou não tais esforços é a mesma. Se o motivo de se manter tal consideração for economia, destaca-se que dessa forma é ignorada uma análise estrutural mais correta e mais segura.

2.7 CONTRAVENTAMENTO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo Carneiro e Martins (2008), Contraventos são sistemas que evitam que a estrutura sofra deslocamentos horizontais excessivos devido aos esforços solicitantes. Há a necessidade do uso de sistema se os efeitos globais de 2º ordem não possam ser

desprezados, assim como se houver, também, deslocamentos alto entre o topo e a base da edificação. A Figura 9 mostra o comportamento das estruturas em função dos nós.

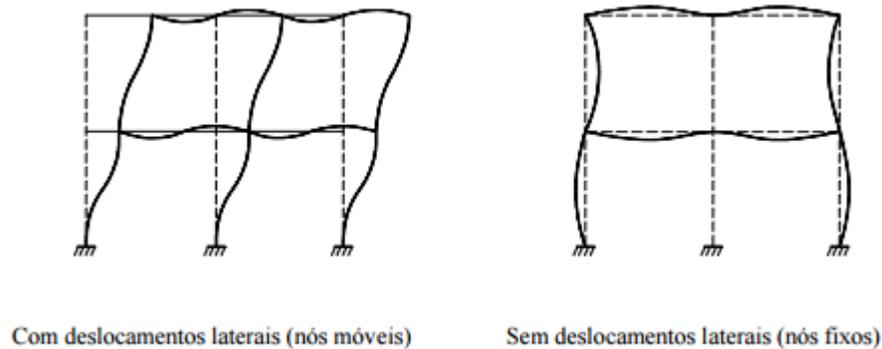


Figura 9 - Tipos de instabilidade em pórticos
 Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

Já a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), diz que as peças de contraventamento tem uma rigidez muito elevada, suficiente para absorver a maioria dos esforços horizontais que façam a estrutura se deslocar. Elementos que não contribuem tão efetivamente são chamados de elementos contraventados. Abaixo, a Figura 10 mostra estes elementos discretizados.

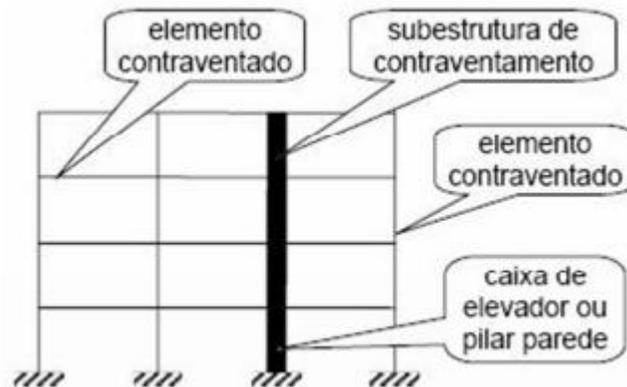


Figura 10 – Núcleo rígido participando do contraventamento da estrutura)
 Fonte: MARINO, 2006.

Segundo FUSCO (1981), seriam considerados elementos de contraventamento os pilares de grandes dimensões, os pilares-parede e as treliças ou pórticos de grande rigidez.

Há vários tipos de contraventamento, que dependem muito da altura e do material a ser empregado. Algumas delas são: pórticos, pilar-parede, núcleos rígidos, sistema de

treliça. A Figura 11 demonstra os tipos de contraventamentos adotados em diferentes tipos de estruturas.

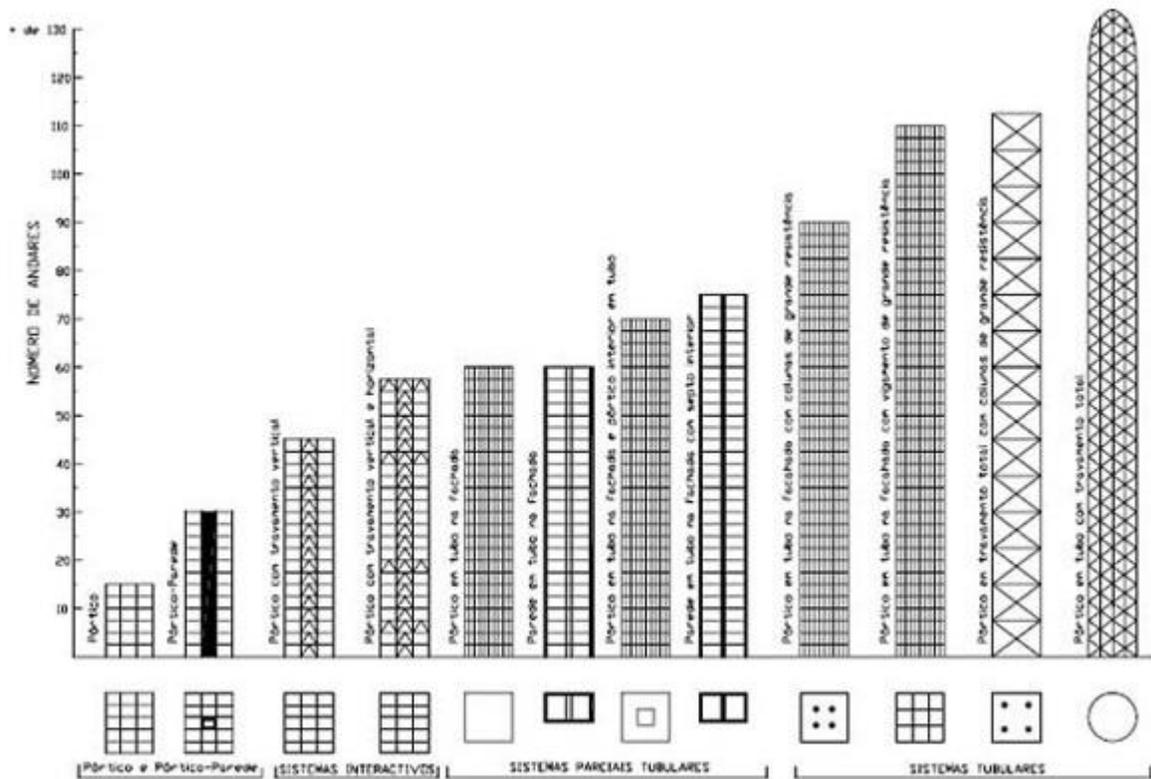


Figura 11 - recomendação de sistema de contraventamento para diferentes alturas
Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

Algo que deve ser analisado, também, é o momento de inércia de uma edificação. Supondo um edifício em que uma dimensão seja duas vezes maior que a outra. O momento de inércia na direção mais longa será bem maior que a outra. Logo, na menor direção será onde os esforços serão mais críticos, e portanto, terá o maior deslocamento horizontal na estrutura.

Para mitigação deste efeito, os pilares (responsáveis pela maior absorção de efeitos laterais) devem ser posicionados de tal forma que seu próprio momento de inércia esteja na direção do esforço que gera o deslocamento.

2.7.1 Contraventamento com pórticos

É o sistema de contraventamento mais comum e menos resistente, onde o conjunto de vigas, lajes e pilares são os responsáveis pela absorção de ações, recomendado somente para pequenas alturas (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

Recomendado para prédios até 10 andares, mas não é uma norma, cada caso deve ser estudado cuidadosamente.

2.7.2 Contraventamento com pilar-parede

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), pilares-parede são elementos verticais em que a menor dimensão corresponde a 1/5 da maior. A dimensão mínima não pode ser inferior a 19 cm.

Estes elementos, como diz a norma brasileira, são mais compridos que o comum e estão localizados em partes específicas do edifício, normalmente onde não há aberturas. Pilares-paredes tem uma alta rigidez, portanto tem um excelente comportamento quando tende a sofrer deslocamentos.

Todavia, a solução com pilares-parede tende a ser mais cara que a solução com pórticos, tendo em vista um maior consumo de materiais na supra-estrutura e também maiores custos de execução nas fundações, por conta dos maiores esforços (momentos fletores e forças horizontais). Além disso, a solução com pilares-parede normalmente tem maiores impactos arquitetônicos do que a solução com pórticos (CARNEIRO, MARTINS, 2008).

Na Figura 12, um exemplo de deformação em estrutura com pilar-parede.

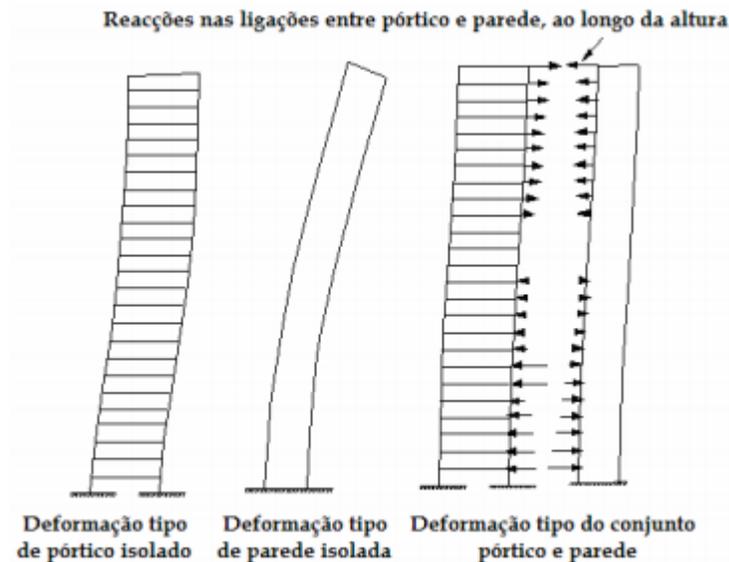


Figura 12 - Deformações em estrutura com pórticos e pilar-parede
Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

2.7.3 Contraventamento com núcleos rígidos

São elementos normalmente em formato de caixas que envolvem alguma parte do edifício. Convencionalmente estes núcleos estão posicionados na caixa de escadas, ou nos elevadores.

Núcleos rígidos, como o próprio nome já diz, tem uma rigidez extremamente elevada, e com isso absorve uma enorme quantidade de esforços na estrutura, podendo ser o único elemento de contraventamento de um edifício.

Caso não seja o suficiente, pode ser combinado com o sistema de pilares-paredes também. E como este, também há um custo elevado, além de grande dificuldade de execução. A Figura 13 mostra um exemplo de núcleo rígido em uma edificação que, neste caso, está envolvendo os elevadores e escadas.

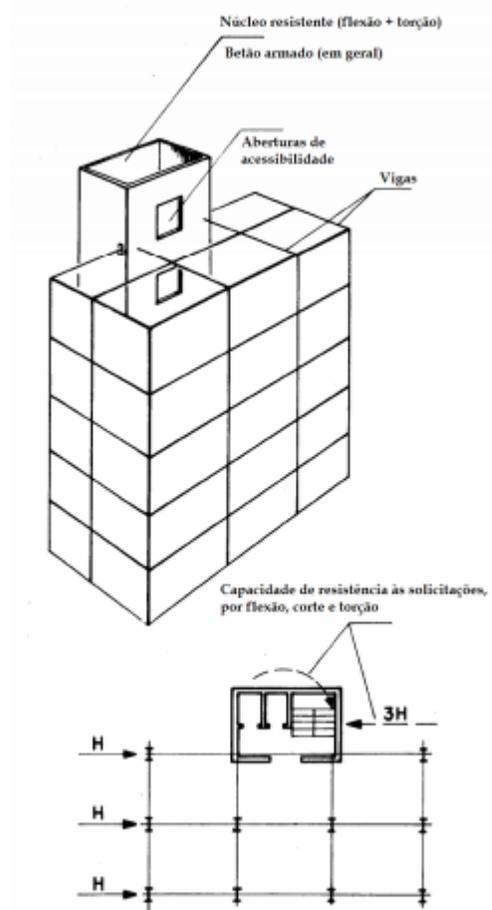


Figura 13– Exemplo de núcleo rígido
Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

3 MÉTODOS

A partir do projeto arquitetônico de um edifício, gentilmente cedido para fins de pesquisa somente, será concebido o projeto estrutural do mesmo. Originalmente este projeto possui oito pavimentos, mas para a sequência do projeto será aumentado este valor de acordo com os objetivos já descritos.

Através do *software* de cálculo estrutural da AltoQI, *Eberick v8*, será disposto o projeto proposto. A seguir, terá início a fase de análise do impacto desta estrutura na arquitetura através da compatibilização, em seguida o levantamento do consumo de materiais e custos.

O método se resume então:

- Definição de critérios de projeto;
- Concepção de projeto estrutural;
- Dimensionamento;
- Correção dos problemas;
- Extração de quantitativos de materiais.

A partir desta primeira modulação, iniciou-se a etapa de projeto com diferentes fck's, de 30, 40 e 50 Mpa, reproduzindo os passos anteriores, para posterior análise de resultados.

Feito isso para todas as hipóteses, conforme item 1.1.2 deste trabalho, pode-se fazer as devidas comparações entre os modelos e obter as respostas para algumas considerações:

- Tamanho das peças são reduzidas conforme o aumento da resistência;
- Comparação entre áreas úteis de cada possibilidade de fck;
- Análise do impacto da estrutura no arquitetônico em relação a compatibilização entre ambos;
- Quão aparentes ficaram os pilares;
- Os fck's diferentes possibilitam diferenças nos itens avaliados;
- As possíveis mudanças no projeto arquitetônico incorrem em que impactos relacionados aos custos;
- Consumo de materiais em todos os casos estudados;

- Custo geral;
- Como pode ser analisadas as varrições com relação ao custo-benefício;
- Com relação a durabilidade e vida útil, como os modelos podem ser descritos; e finalmente,
- Até quando vale a pena compatibilizar e/ou aumentar a resistência a compressão do concreto?

No fim do projeto, será mostrado qual modelo é mais vantajoso para cada hipótese proposta, esperando orientar possíveis tomadas de decisões sobre edifícios que tenham características parecidas.

4 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES DE PROJETO

Nesta seção são descritos os critérios adotados no desenvolvimento do projeto estrutural. Ações e suas combinações, informações sobre vínculos entre peças, considerações gerais sobre as estruturas e suas conformidades com a norma brasileira.

Antes de se iniciar um projeto estrutural, deve-se coletar as informações preliminares, para que se programe um planejamento, a fim de facilitar a utilização do *software* de cálculo.

4.1 AÇÕES

Toda estrutura, seja ela de qualquer tamanho ou uso, sofre ações que causam deformações na mesma. Estas devem ser previstas antes do lançamento estrutural, a fim de dimensionar corretamente a edificação para vencer os esforços solicitantes.

Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas. (NBR 8681(ASSOCIAÇÃO..., 2003)).

Esta mesma norma ainda divide as ações entre permanentes, variáveis e excepcionais, que são tratadas separadamente a seguir.

4.1.1 Permanentes

As ações permanentes são subdivididas em dois grupos, conforme especifica a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003):

- Permanentes diretas: basicamente se trata do peso próprio da estrutura, e todos os elementos que ficarão fixos durante toda a vida útil;
- Permanentes indiretas: protensão, recalques de apoios e retração dos materiais.

4.1.2 Variáveis

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003), ações variáveis são as que têm uma variedade significativa durante toda a vida útil da estrutura. Pode ser dividida em dois grupos, as normais e as excepcionais.

Para o edifício deste projeto, serão consideradas somente as variáveis normais, que tem uma probabilidade suficientemente grande para serem consideradas no cálculo estrutural. As excepcionais não serão atuantes, por se tratar de esforços sísmicos, desastres naturais e outros, que tem uma probabilidade extremamente baixa, principalmente pela localização da cidade em questão.

As cargas variáveis que serão estudadas neste caso, serão as acidentais e as de vento, tratadas separadamente a seguir.

4.1.2.1 Cargas variáveis acidentais

A consideração de cargas adotadas para o edifício em estudo, serão retiradas de acordo com a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980).

A partir do Quadro 4, adaptado da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980), é calculado o peso específico dos materiais de construção:

	Materiais	Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
	6 Materiais diversos	Alcatrão
Asfalto		13
Borracha		17
Papel		15
Plástico em folhas		21
Vidro plano		28

Quadro 4 – Peso específico dos materiais de construção
Fonte: NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO..., 1980).

Dentre os materiais listados na tabela acima, o que será usado para o dimensionamento é o peso específico de tijolos furados e revestimento de argamassa

cal, cimento e areia para paredes; e argamassa de cimento e areia para revestimento em lajes.

Para cargas verticais, atuantes nas lajes do edifício, foi consultado a Tabela 2 da mesma Norma, adotando os seguintes valores

- Edifícios residenciais:
 - Dormitórios, sala, copa e banheiro – 1,5 KN/m²;
 - Despensa e área de serviço – 2,0 KN/m²;
- Escadas sem acesso ao público – 2,5 KN/m²;
- Lojas (para o térreo) – 4 KN/m²;
- Garagens e estacionamento – 3KN/m²,

4.1.2.2 Cargas variáveis de vento

Os esforços característicos de vento atuantes em uma estrutura são mais elevadas de acordo com a altura do edifício. Maiores alturas maiores cargas horizontais, que são as maiores responsáveis pelo deslocamento horizontal. Portanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) torna obrigatório o estudo do vento para todas as edificações de concreto armado.

O *software* de cálculo estrutural, *Eberick*, calcula automaticamente os esforços, de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), após a entrada de alguns dados iniciais.

Para o cálculo da velocidade característica do vento, é necessário:

- Determinação da velocidade básica do vento (V_0): segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988), V_0 é a velocidade de uma rajada rápida, de 3 segundos de duração, que é excedida em média uma vez a cada 50 anos;
- Cada região tem sua velocidade básica, que é mostrado na figura a seguir, pelas isopletas da velocidade básica. Dados em m/s.

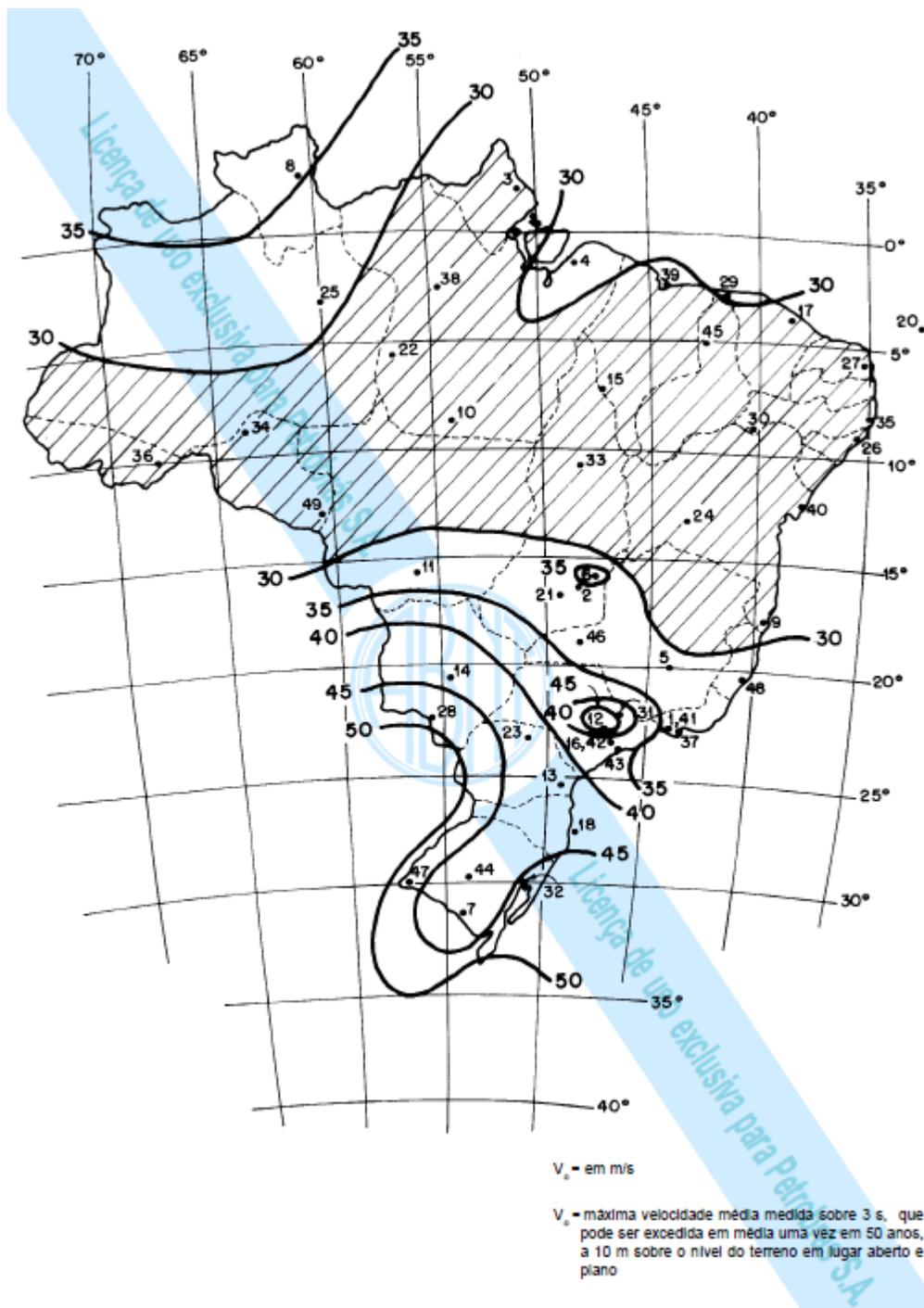


Figura 14 – Isoplethas de velocidade básica do vento
 Fonte: NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO..., 1988).

Acima, na Figura 14, as isoplethas de velocidade básica do vento no Brasil. No caso do edifício do projeto, situado na cidade de Pato Branco-PR, a velocidade básica

adotada foi de 45 m/s. Essa velocidade, é multiplicada por três fatores, para chegar ao valor da velocidade característica do vento (V_k):

S1 – Topografia: dividido em encostas de morro; vales profundos; e demais casos. Adotado: Demais casos. $S1=1.0$.

S2 – Rugosidade do terreno: Dividido em quatro categorias, onde o prédio em questão é enquadrado na Categoria II: terrenos abertos aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados. $S2 = 1.11$.

S3 – Coeficiente de segurança em relação ao uso da edificação e sua vida útil:

- Adotado o grupo 2, para edificações residenciais;
- $S3 = 1.0$.

Portanto, a velocidade característica de vento (V_k) é 49,95 m/s. A partir dessa velocidade, as ações de vento são aplicadas na edificação, e crescem a medida que a altura do edifício também aumenta.

A carga crítica de vento de cada edifício ocorreu no nível do último pavimento de cada edifício. Abaixo, a carga referente ao nó mais solicitado de cada caso:

- 8 Andares: 19,29 tf;
- 16 Andares: 21,11 tf;
- 32 Andares: 30,69 tf,

4.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES DE ACORDO COM OS ESTADOS LIMITES

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), “um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido” (ASSOCIAÇÃO...).

É chamada de combinação crítica aquela que oferece a pior situação de esforços para a estrutura. Deve ser calculado uma combinação tanto a ELS quanto para a ELU.

Porém, antes de partir para o cálculo, deve-se ter conhecimento sobre os coeficientes de ponderação que serão utilizados nas equações de cada caso.

4.2.1 Combinações últimas (ELU)

Existem vários subgrupos de combinações para diferentes casos. Em edifícios residenciais (caso de estudo) a combinação última mais usual é a normal. Para o dimensionamento frente a essa combinação, é observada a equação conforme o Quadro 5 a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Quadro 5 - Combinação últimas normais
Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

Pode-se observar na equação alguns coeficientes que, a princípio, não há especificações, são chamados de Coeficientes de Ponderação para as Ações Últimas. Eles são responsáveis por majorar os esforços que são desfavoráveis, e minorar as ações favoráveis atuantes na estrutura (NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003)).

Para o tipo de combinação estudado, o Quadro 6 de valores para coeficientes, obtido através da NBR 8681:2003:

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0

Quadro 6 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente
Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

O Quadro 7 define as ações permanentes diretas agrupadas:

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0

Quadro 7 - Ações permanentes diretas agrupadas
 Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

Onde edifícios tipo 1, as cargas acidentais superam 5KN/m², e edifícios do tipo 2 não ultrapassam este mesmo valor, como pode ser visto no Quadro 7. No Quadro 8, a consideração quanto a recalques de apoio e retração de materiais.

Combinação	Efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normal	$\gamma_c = 1.2$	$\gamma_c = 0$

Quadro 8 – (Adaptado) Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais
 Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

Por fim, no Quadro 9, os fatores de combinação e redução para ações variáveis.

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Quadro 9 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis
Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

A partir destes coeficientes, é possível definir as combinações últimas normais a serem utilizadas.

4.2.2 Combinações de serviço (ELS)

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003), serão considerados dois casos de combinação de serviços, as quase permanentes e frequentes. A combinação rara não será utilizada por não se encaixar no estudo. Então, no seguinte Quadro 10 temos as equações retiradas da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014):

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gl,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Quadro 10 – (Adaptado) Combinações de serviço
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

4.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO A AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Uma das diretrizes mais importantes para um projeto de estruturas de concreto armado, é a definição da agressividade ambiental aonde o edifício estará localizado. Para classificação desta, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) traz, no item 6.4, as considerações necessárias para a correta configuração de cálculo para o dimensionamento da estrutura.

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas (NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014)).

A classificação quanto a agressividade ambiental (CAA) pode ser definida segundo os dados apresentados no Quadro 11 a seguir:

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

Quadro 11 - Classes de agressividade ambiental
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Cabe ao projetista, estudar o caso de cada edificação e, se achar necessário, adotar até mesmo um valor mais elevado de agressividade.

Para garantir que a armadura da seção não sofra com o ambiente onde está inserida, deve-se ter o que é chamado de cobrimento de armadura, que varia de acordo com a Classe de Agressividade Ambiental (CAA), quanto mais elevada, maior deve ser o cobrimento. Deve haver também um cuidado em relação a qualidade do concreto empregado.

A partir destas considerações, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) fornece duas tabelas (Quadros 12 e 13) que, respectivamente, atendem às solicitações de qualidade do concreto e cobrimento da armadura. Essas duas medidas são de extrema importância para o combate a corrosão da armadura por carbonatação, pelo fato do concreto ter uma quantidade de poros reduzidas e um cobrimento adequado a agressividade.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Quadro 12 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

A seguir o Quadro 13, que especifica os cobrimentos de cada peça, em cada caso de acordo com a classe de agressividade ambiental.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Quadro 13 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\phi_c = 10$ mm
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

A norma brasileira ainda proíbe o uso de aditivos a base de cloretos em misturas de concreto armado, pela não compatibilidade com a armadura.

4.3.1 Classe de agressividade ambiental do projeto em estudo

A edificação estudada está localizada no centro da cidade de Pato Branco – Paraná. Portanto, a classe de agressividade ambiental será adotada a II (moderada, urbana), com uma relação a/c mínima de 0,6 para um concreto com fck de 25 MPa, e cobertura da armadura de 25 mm para lajes, e 30 mm para vigas, paredes e pilares-paredes.

4.4 DIMENSÕES LIMITES DE ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

O item 13.2 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) estabelece dimensões mínimas para todos os elementos estruturais por questão de segurança. Porém, como é visto a seguir, a mesma mostra possibilidades de redução aplicando um coeficiente adicional de segurança para compensar.

Inicialmente, na hipótese dos edifícios com concreto de 30 MPa, as peças foram lançadas e dimensionadas conforme as solicitações. A partir do momento em que o fck aumenta, foram reduzida as seções das mesmas, a fim de realizar um estudo sobre a possibilidade de diminuir os pilares aparentes na estrutura.

4.4.1 Vigas

A seção transversal de vigas deve ter um valor mínimo de 12 cm, podendo ser reduzido a uma dimensão mínima de 10 cm em casos excepcionais.

4.4.1.1 *Dimensões e considerações das vigas de projeto*

Segundo especificações do projeto arquitetônico, as dimensões ideais são de 14 x 40 cm para as vigas, para compatibilizar a mesma com os blocos cerâmicos e o forro.

E como estão previstos forros de teto dos apartamentos, o problema de vigas aparentes dificilmente será incidente na estrutura.

As vigas foram consideradas engastadas em suas extremidades, para ajudar na estabilidade global dos edifícios.

4.4.2 Lajes maciças

Para lajes maciças, que é o caso do estudo, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) estabelece os limites segundo o Quadro 14 a seguir:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Quadro 14 - Espessuras mínimas para lajes
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Além disso, para lajes em balanço é aplicado um coeficiente de segurança adicional, mostrados no Quadro 15 abaixo:

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Quadro 15 – Valores do coeficiente adicional para lajes em balanço
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

4.4.2.1 Dimensões de lajes de projeto

As lajes dos pavimentos foram dimensionadas levando em conta a economia, ou seja, foram feitas tentativas de se diminuir ao máximo a espessura da laje (variando na ordem de 1 cm). Quanto maior a resistência do concreto, menor será a espessura de lajes.

Lajes foram consideradas engastadas com as lajes adjacentes, desde que atendessem às prescrições de dimensionamento previsto na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

4.4.3 Pilares e Pilares-parede

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), item 13.2.3, limita as dimensões de pilares e pilares-paredes em 19 cm sem adições de coeficiente de segurança. Caso o comprimento seja menor, com um limite mínimo de 14 cm, os esforços em relação ao mesmo devem ser majorados, considerando que quanto mais esbelto, maior a chance de erros de execução. Segue o Quadro 16 com os respectivos coeficientes de majoração, caso seja necessário:

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Quadro 16 – valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede
 Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Por fim, os vínculos dos pilares foram considerados engastados na fundação por ajudarem significativamente na estabilidade global, conforme mostrado, na Figura 15, a seguir:

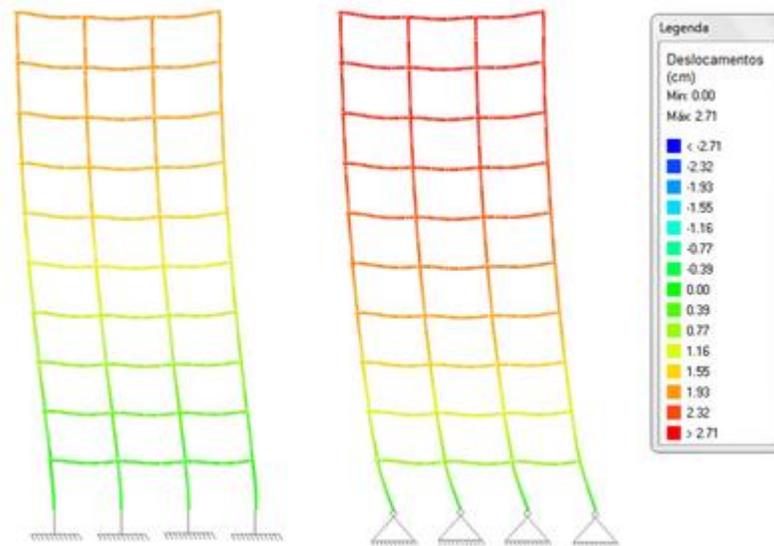


Figura 15 - Comparação do deslocamento de uma estrutura com vínculo de apoio engastado e rotulado, respectivamente
Fonte: TEIXEIRA, Suporte AltoQi, 2014.

5 PROJETO ARQUITETÔNICO BASE

Para a realização deste estudo foi cedido, exclusivamente, para fins de pesquisa, um projeto arquitetônico de um edifício real já construído na cidade de Pato Branco. Foi assinado um termo de confidencialidade que garantisse o sigilo deste projeto.

Portanto, a seguir são apresentadas algumas imagens do projeto arquitetônico, com algumas alterações para a viabilidade do projeto e descaracterização do original, além de conter somente as informações necessárias para o lançamento da estrutura, para evitar que o mesmo seja plagiado.

Lembrando que, foi pensado num lançamento que protegesse as características iniciais, impactando o menos possível na arquitetura. A seguir, na Figura 16, o projeto do Pavimento Subsolo, onde é composto somente por vagas de estacionamento, que foi um dos determinantes do lançamento estrutural.

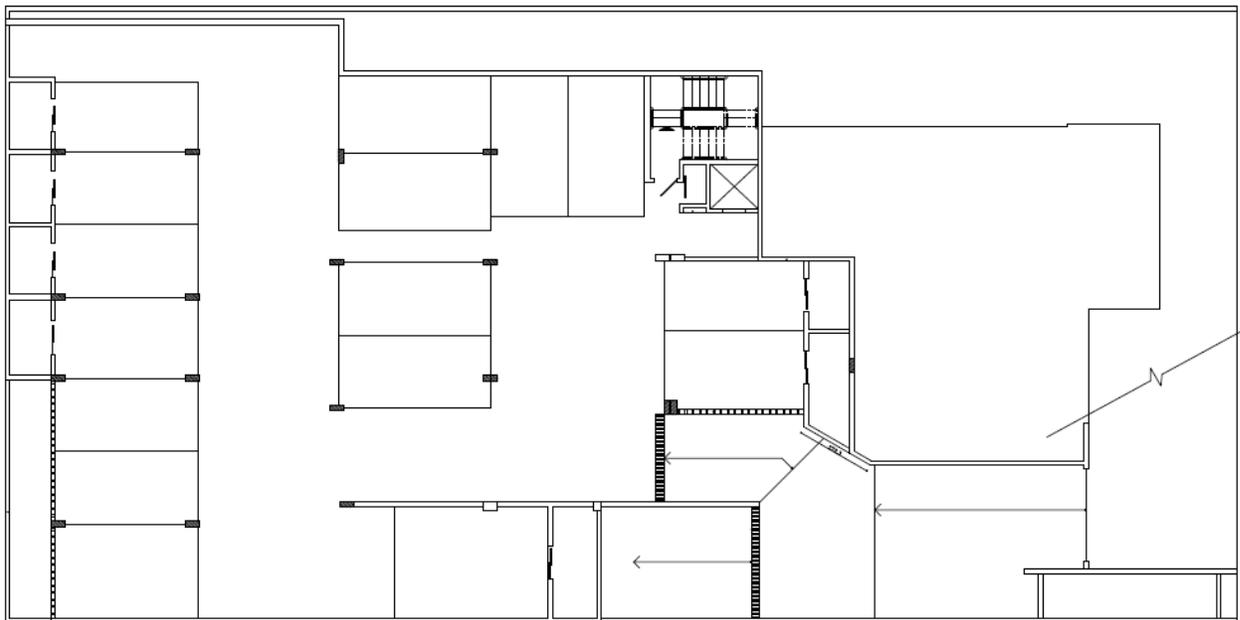


Figura 16 - Projeto arquitetônico do subsolo
Fonte: Escritório de arquitetura.

Neste nível foram posicionadas as vigas baldrames. Pode-se perceber que há uma projeção do pavimento acima, no canto superior, mas o subsolo não acompanha esta parte. Certamente haverá pilares passando por este nível, que não interferirão em nada.

Porém, os pilares que passam por esse nível devem ser devidamente travados com vigas, para que a esbeltez não ultrapasse os limites estabelecidos por normas, gerando assim uma instabilidade estrutural.

A seguir, na figura 17 o Pavimento Térreo. Nele está contido o segundo andar do estacionamento, junto com um espaço onde está destinado ao uso comercial.

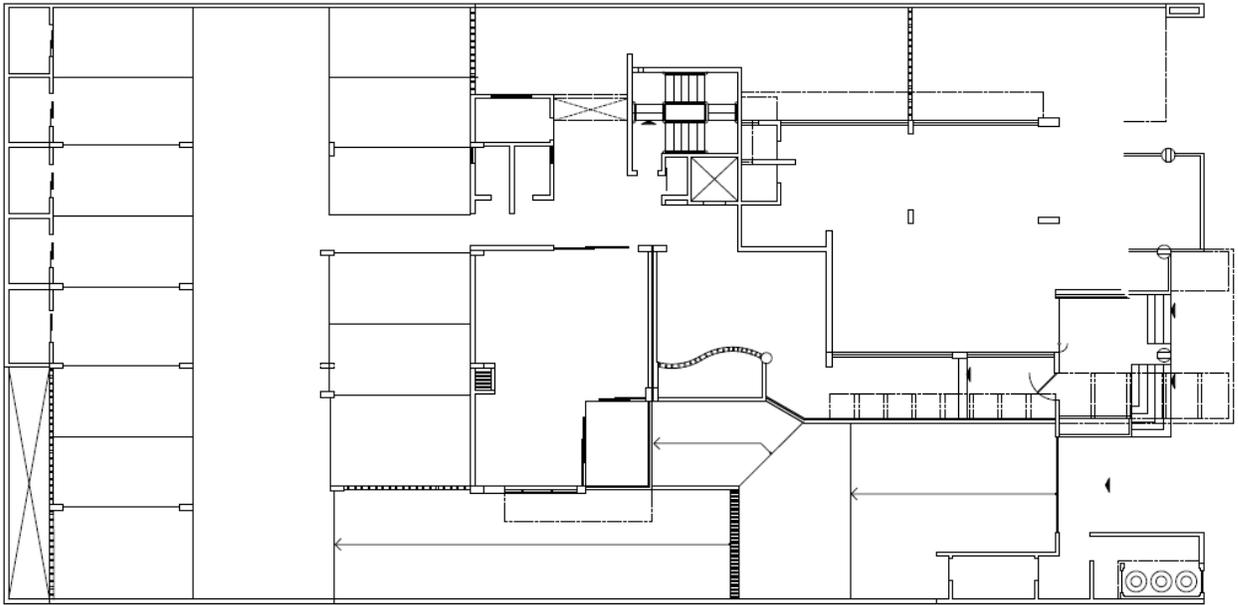


Figura 17 - Projeto arquitetônico Pavimento Térreo
Fonte – Escritório de Arquitetura.

Seguindo com os projetos arquitetônicos, o Pavimento Tipo que segue constante até o topo da edificação. Segundo FUSCO (1967), é aonde deve ter início o lançamento estrutural, no pavimento onde há mais repetições. Analisando as interferências nos restantes, e corrigindo até chegar ao desejado, como é mostrado abaixo na Figura 18.

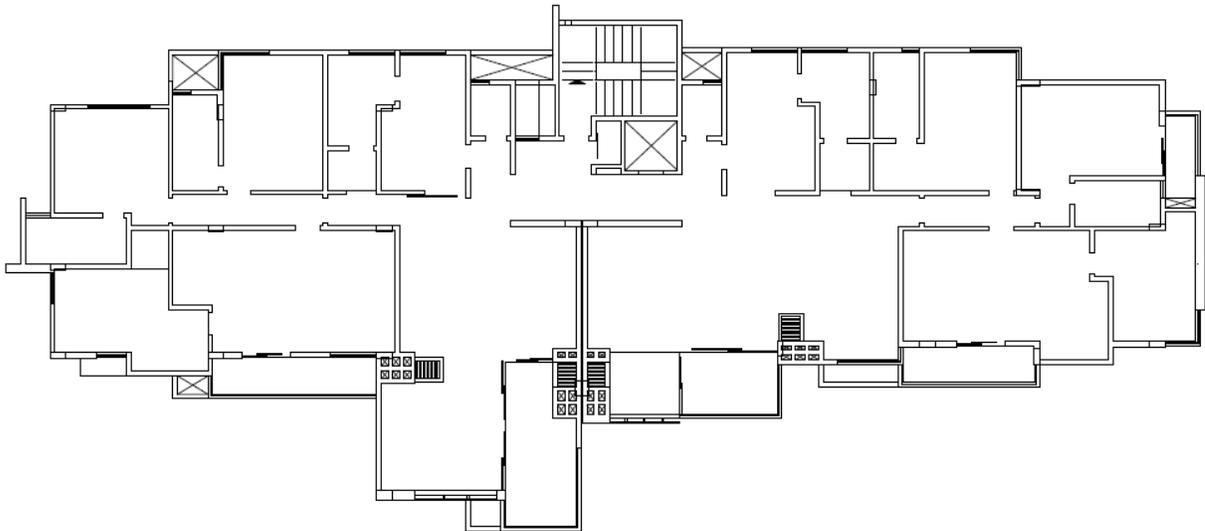


Figura 18 - Projeto arquitetônico Pavimento Tipo
Fonte – escritório de arquitetura.

Por fim, na Figura 19, a cobertura do edifício:

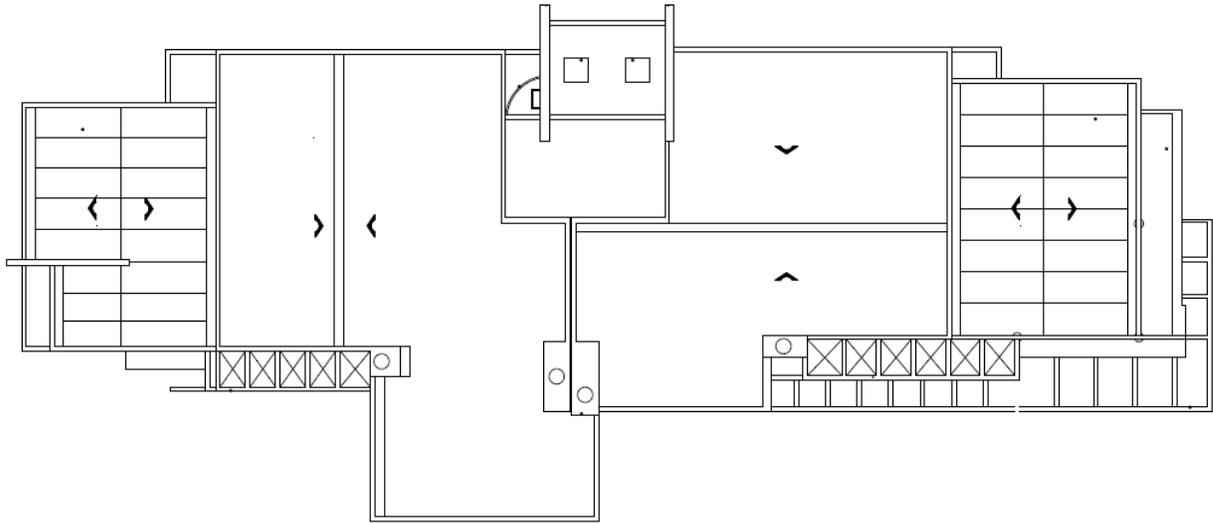


Figura 19 – Projeto arquitetônico Cobertura
Fonte: escritório de arquitetura.

Com os projetos mostrados, pode-se partir para a próxima etapa, que consiste finalmente na concepção estrutural.

6 PROJETO ESTRUTURAL

Depois de todas as informações coletadas, iniciou-se o lançamento do projeto estrutural sobre a arquitetura básica, através do *software* de cálculo da AltoQi, *Eberick V8*. Para isso seguiu-se um fluxograma em cada hipótese apresentada (conforme o item 1.1.2 deste mesmo trabalho), estes estão apresentados a seguir.

Foi feito um controle de tal forma que, o projeto arquitetônico não fosse gravemente afetado pelo estrutural. Porém, como esse edifício foi inicialmente projetado para uma altura de 8 andares, nos casos onde a altura é muito maior tende a aparecer interferências que possam causar mudanças na concepção arquitetônica.

Na primeira hipótese, no caso do edifício de 8 andares, é onde o lançamento inicial foi feito e copiado para todas as demais. O lançamento estrutural, em questão de posicionamento, é o mesmo em todas as hipóteses, ou seja, a princípio o que mudou de um projeto para o outro foram as dimensões das peças.

A seguir, será mostrado na Figura 20, os fluxogramas adotados para cada hipótese.

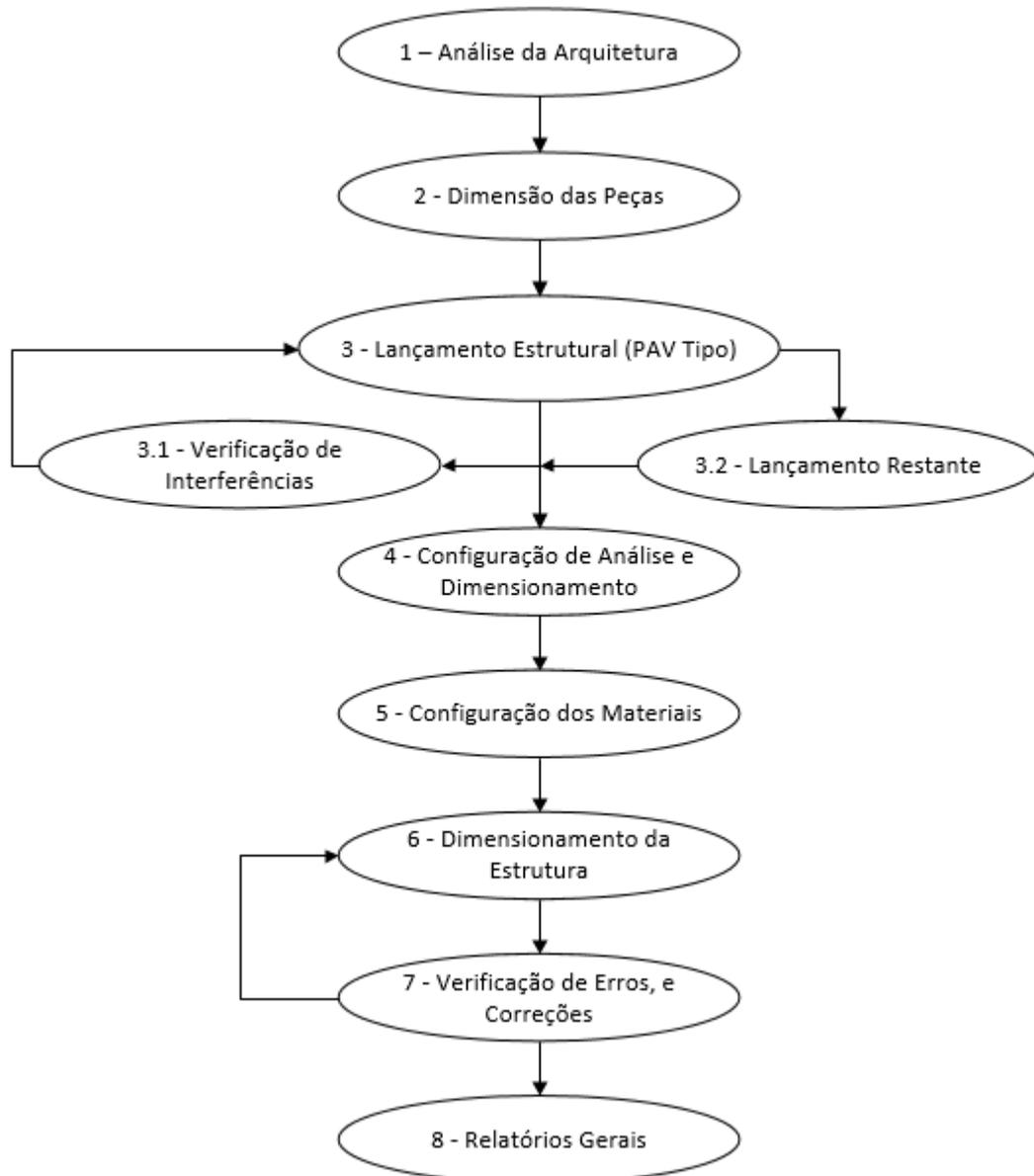


Figura 20 – Fluxograma para Hipótese 1, primeiro lançamento – 8 Andares

Resumidamente, o passo 1 consiste em analisar posicionamento de elementos. O passo 2 as dimensões de projeto das mesmas. Seguindo, é feito o lançamento no *software*, com a análise e resolução de problemas de interferência, principalmente no estacionamento. No passo 4, é definido as análises a se fazer na estrutura e critérios de dimensionamentos das peças. Feito isso, define-se o fck do concreto, e as bitolas de aço

a serem utilizadas. Já o passo 6 foi realizado o dimensionamento pelo *software*, e logo em seguida a verificação de possíveis erros na estrutura e corrigí-los. Após correções e redimensionamento, foi feito o último passo, onde foram extraídos os relatórios necessários para a comparação entre hipóteses.

Quando, na mesma hipótese 1, partiu-se para o lançamento de estruturas de 16 e 32 andares, para tanto o fluxograma sofre uma alteração no item 3, onde foi adicionado o lançamento de contraventamentos na estrutura. Em questão de posicionamento da estrutura, nada foi alterado, pois os pavimentos do edifício de 8 andares são copiados até a altura em questão. Segue, então, o fluxograma para estes casos na Figura 21.

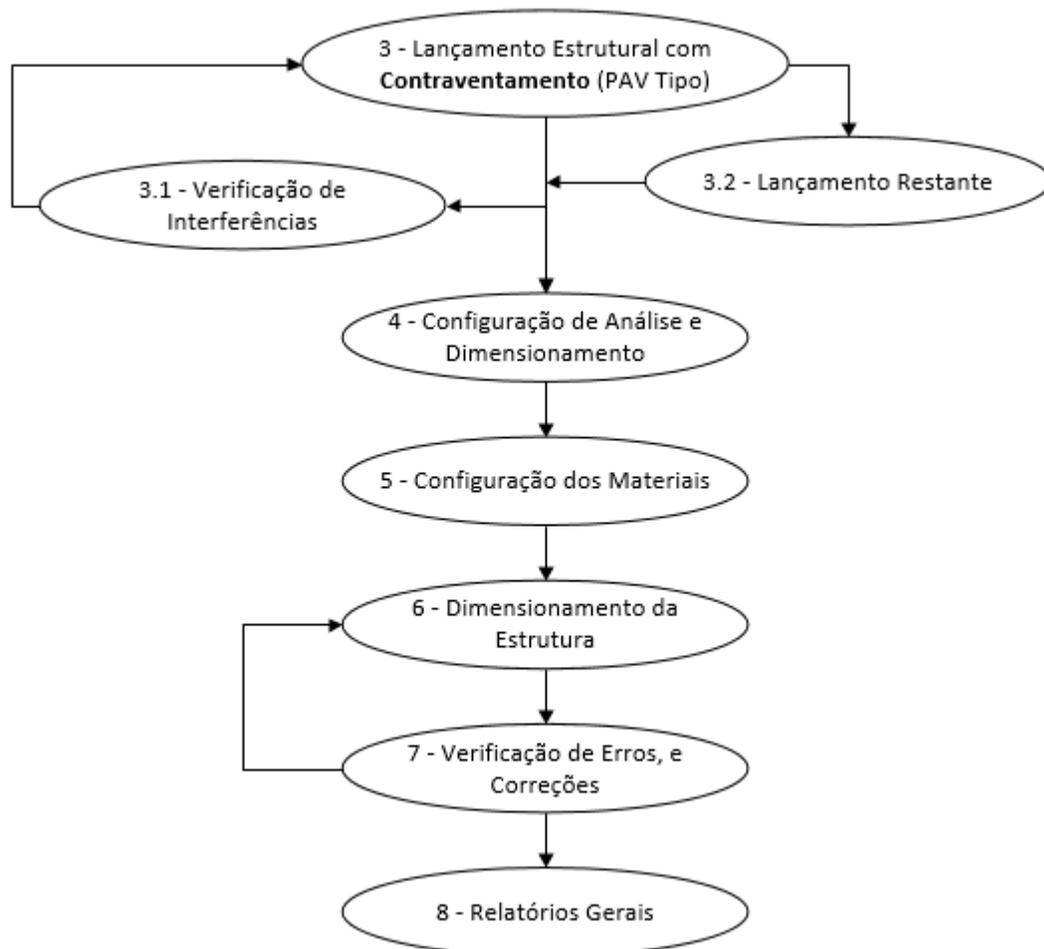


Figura 21 – Fluxograma para Hipótese 1, 16 e 32 Andares

Para reproduzir a hipótese 2 para diferentes valores de f_{ck} , sem alterar seções, usa-se o mesmo fluxograma, iniciando o mesmo a partir do item 5, onde apenas é configurada a resistência a compressão do concreto para os valores desejados.

Finalmente para a hipótese 3, onde o projeto será otimizado, o fluxograma será iniciado a partir do item 5 (configuração dos materiais), e será adicionado um novo 'Redução de Seções das Peças'. Após isso, continua os mesmos passos do anterior, conforme Figura 22:

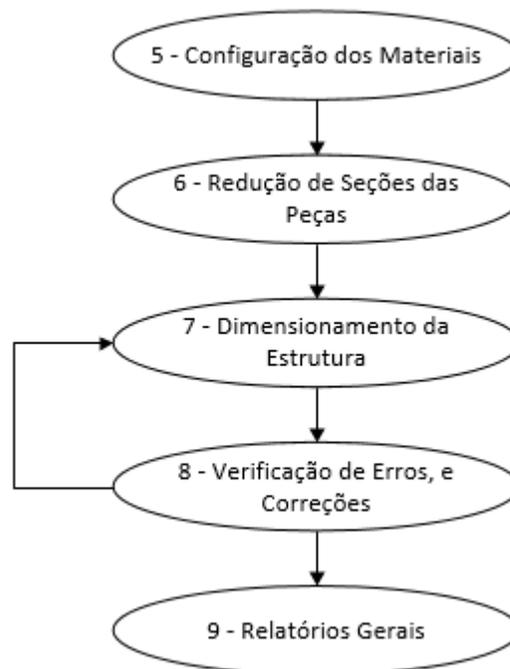


Figura 22 – Fluxograma para Hipótese 3

Nestes moldes, o trabalho foi desenvolvido e nos próximos itens desta seção é apresentada a disposição estrutural de cada caso.

6.3 PROJETO ESTRUTURAL PADRÃO

O projeto padrão foi inicialmente lançado hipótese do edifício de 8 andares, com 30 MPa de resistência característica do concreto. A partir deste todos os outros projetos, bem como as hipóteses, foram baseados nele a fim de reduzir erros causados por lançamentos diferentes, que causariam comportamentos diferentes na estrutura.

A seguir os projetos estruturais padrões para estudo, começando pelo subsolo conforme Figura 23:

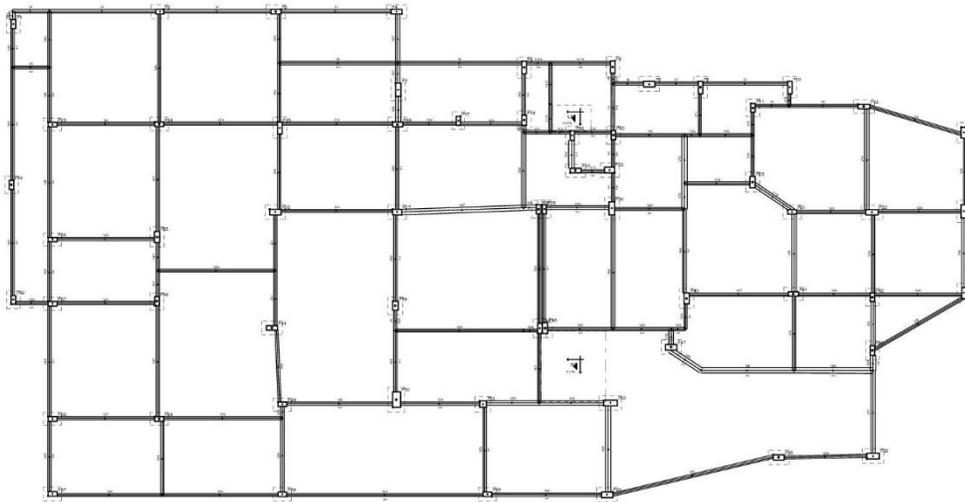


Figura 23 – Projeto estrutural do subsolo

Uma consideração a fazer é o posicionamento de rampas que ligam os pavimentos. Estas, estão posicionadas nos níveis intermediários da estrutura, assim como lances de escadas, como pode ser visto abaixo na Figura 24.

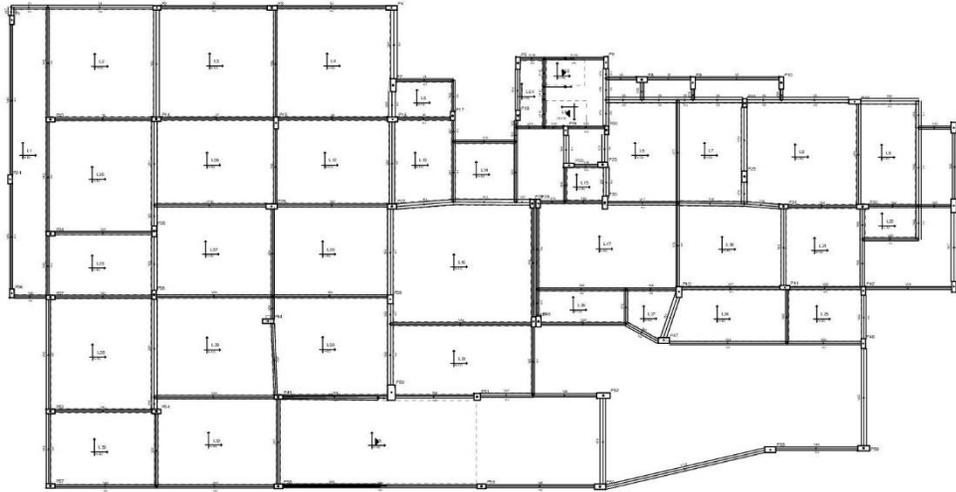


Figura 24 – Projeto estrutural do térreo

Neste nível há o fim dos andares com estacionamento, na Figura 25. Acima deste, apenas pavimento tipo até o fim do edifício.

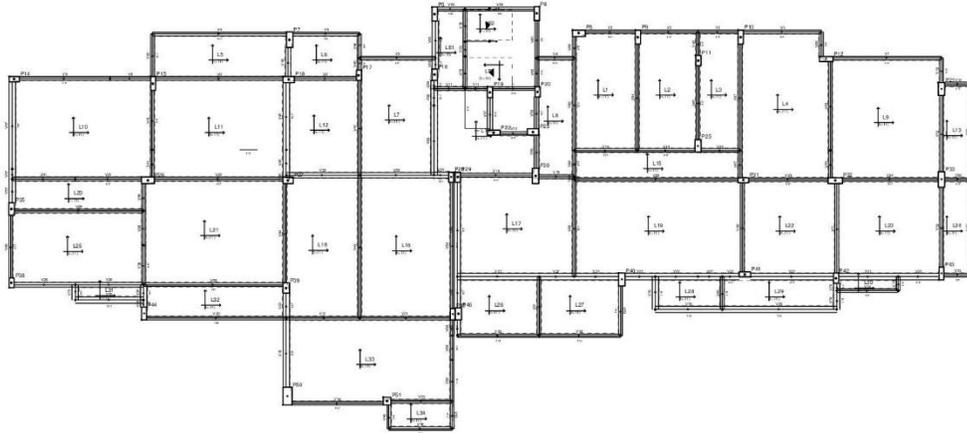


Figura 25 – Projeto estrutural pavimento tipo

Neste pavimento foi iniciada a distribuição dos elementos. Primeiramente com a disposição de pilares, de acordo com os pontos críticos, e sempre posicionada de tal forma que não atrapalhe as vagas de estacionamento nos dois primeiros andares.

Em seguida, distribuídas as linhas de vigas buscando não deixar grandes vãos a serem vencidos, tanto para estas como para as lajes maciças.

Após o lançamento, são distribuídas as cargas tanto de paredes quanto de utilização. Feito isso, os resultados são copiados para os pavimentos restantes.



Figura 26 – Projeto estrutural da cobertura

Nesta parte do projeto, mostrado na Figura 26) é aonde a maioria dos pilares morrem, ficando apenas 4 pilares, que sustentarão, além da estrutura, o reservatório de água. A distribuição estrutural pode ser feita de forma a deixar lajes com maiores vãos, já que o carregamento nesses elementos é muito baixo.

6.4 PROJETO ESTRUTURAL COM VARIAÇÃO DE SEÇÃO

De acordo com a evolução da resistência a compressão do concreto, é possível tornar o projeto estrutural mais arrojado diminuindo a seção transversal dos elementos (aumentado a área útil dos apartamentos e estacionamentos).

Os famosos 'dentes' são os pilares aparentes em uma edificação. Estes causam um desconforto psicológico, além de dificultar em alguns casos o encaixe de móveis em ambientes. Na Figura 27, um exemplo prático:



Figura 27 – Problema de pilar aparente

Reduzir os pilares não é só uma questão de estética e conforto ao usuário, é ganho nos pavimentos onde há estacionamento, e outro ponto muito importante é o aumento de área útil em todos os andares. Consequentemente, a valorização do imóvel pode crescer, e se somada a todo o edifício pode-se tratar de um lucro significativo.

Para demonstrar um exemplo do projeto em questão, a seguir é apresentado uma redução do pilar P15 no edifício de 16 andares. Este está posicionado próximo ao centro do quarto de um dos apartamentos. A saliência deste pilar com certeza irá causar problemas na hora da disposição dos móveis, se construído de forma convencional.

Porém, ao aumentar a resistência do concreto pode-se reduzir a seção a ponto de a peça ficar inteiramente contida dentro da parede. Isto foi feito no pilar P15, como mostrado na Figura 28 abaixo:

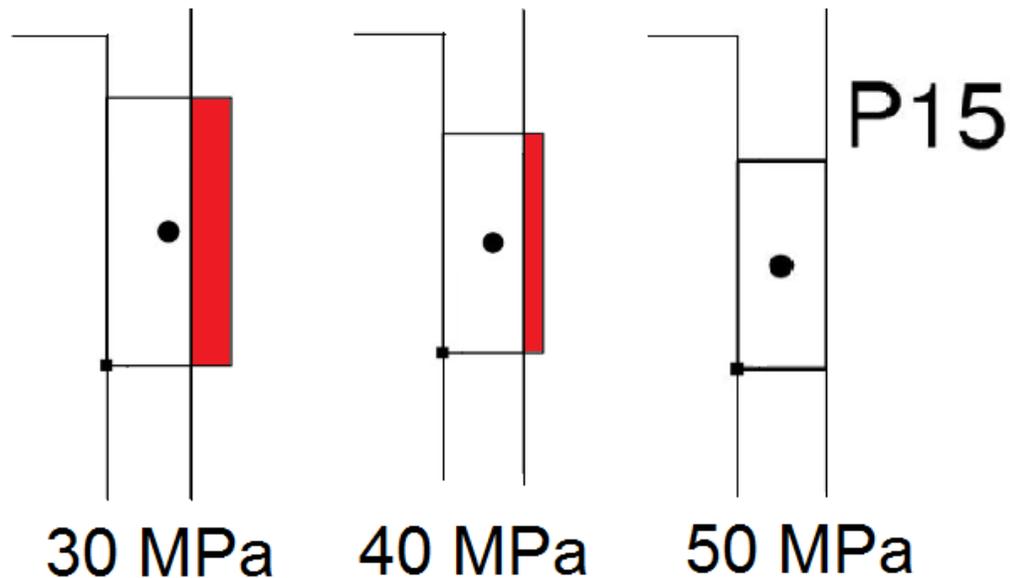


Figura 28 – Redução da seção de pilares

Todos os pilares que estavam inseridos no pavimento tipo foram estudados sobre a possibilidade de escondê-los dentro das paredes. Caso não fosse possível, chegar o mais próximo desta hipótese, para gerar lucro na hora da venda. Este fator será quantificado na análise de resultados.

6.5 PROJETO ESTRUTURAL COM CONTRAVENTAMENTO

Segundo FUSCO (1976), o sistema de contraventamento de estruturas de concreto armado é necessário somente a partir de edifícios de 10 andares. Abaixo disso, pórticos compostos de pilares e vigas já são suficientes para vencer os esforços gerados pelas ações horizontais.

É bom salientar que o edifício de estudo deste trabalho foi projetado para uma altura de 8 andares. Como foi aumentado para 16 e posteriormente para 32, o

contraventamento necessário para estas estruturas gerou pilares de grandes dimensões, que impactaram no projeto arquitetônico.

Caso realmente fosse projetado para grandes alturas, o arquiteto teria um estudo que visasse elementos de contraventamento, que não afetassem os ambientes e a estética do mesmo.

Para iniciar o processo de contraventamento, é preciso analisar a geometria do edifício. Através das figuras mostradas no item 6.2, é observado que o mesmo tem maiores dimensões no eixo X. Para efeitos de explicação, é considerada uma estrutura retangular, como pode-se observar na Figura 29:

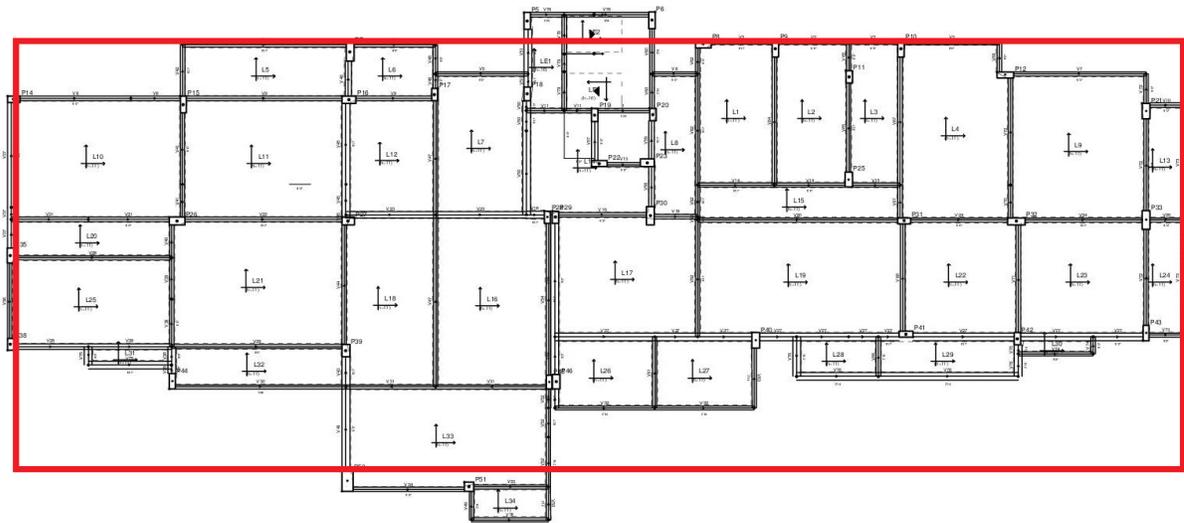


Figura 29 – Demonstração do momento de inércia do edifício

A dimensão em X é muito maior que em Y, e por isso seus deslocamentos horizontais são menores, pois o momento de inércia é elevado se comparado a outra direção. Com isso, o maior problema está na direção Y, e é aí que precisam ser concentrados os pórticos que irão manter a estrutura rígida.

Primeiramente gira-se os pilares que não afetem gravemente a arquitetura, para que o momento de inércia deles fiquem na direção Y. Fusco (1976), também foi estudado na literatura que é muito utilizado os sistemas de caixas rígidas, tanto nos elevadores quanto nas escadas. Porém, neste caso estes não foram muito efetivo.

Para o edifício de 16 andares, pilares-paredes em L na caixa de escadas, e pilares-paredes corridos no centro da edificação foram suficientes para resistir as ações.

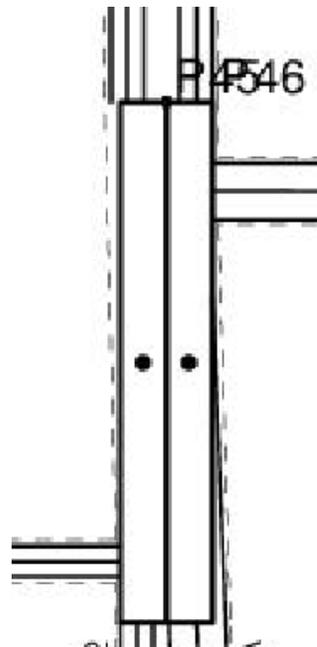


Figura 31 – Pilares-paredes no centro da edificação (16 andares)

Pilares-paredes em formato de 'L' em um dos extremos das edificações. Peças nesses formatos aumentam a rigidez em ambas as direções. A Figura 32 mostra um exemplo.

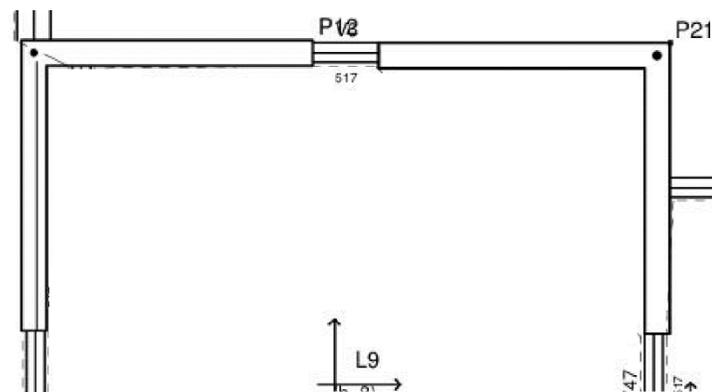


Figura 32 – Pilares-paredes em L na extremidade da edificação (32 andares)

Mais um exemplo, na Figura 33 abaixo, de pilar-parede de contraventamento, no centro do pavimento, estando contido em uma parede cega.

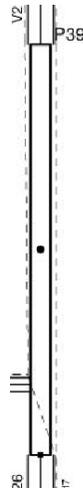


Figura 33 – Pilar-parede no centro do pavimento, em parede cega (32 andares)

Após o lançamento da estrutura para todos os casos estudados, respeitando os limites da norma e cumprindo os requisitos de estabilidade, pode-se finalmente partir para a análise de resultados.

7 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta seção, são mostrados os resultados obtidos a partir da análise de cada hipótese proposta para o trabalho, com suas devidas comparações, com as quais foi possível chegar a um consenso sobre qual é mais vantajoso para cada caso de edifício.

Para que o entendimento fique mais claro, as hipóteses 1 e 2 foram tratadas em um mesmo quadro. Isso se dá pelo fato de que o lançamento estrutural é o mesmo, mudando apenas o f_{ck} do concreto. Nestes casos, o custo com fôrmas ficará constante, assim como a área de pilares aparentes e preço do imóvel. O que irá variar é custo com concreto e aço. Nas tabelas comparativas, estas hipóteses estarão marcadas com um subtítulo ‘Sem Mudar Seção dos Pilares’.

Já a hipótese 3, será tratada em quadro diferente com um subtítulo ‘Mudando Seção dos Pilares’. Nesta, tudo variou. Custo com concreto, aço, fôrmas, área de pilares aparentes, valor do imóvel.

Para a elaboração destes custos foram utilizados os dados do PARANÁ CONSTRUÇÕES (2015), o valor não foi retirado diretamente do consumo de materiais,

pois este seria um custo irreal. Isso se dá porque para a execução de uma estrutura é necessário, além dos materiais, mão-de-obra e seus respectivos encargos.

Foi usado a planilha de custos do Governo do Estado do Paraná, que contém a composição de cada serviço necessário para a execução. Isso é importante pois para cada grupo de bitolas de aço, o custo da armação por quilo é diferente, e uma das maiores variáveis no projeto é justamente o peso do aço. Com isso, justifica o uso das composições ao invés do preço de barras, ou de tábuas para fôrmas, pois descaracterizaria o custo verdadeiro.

As composições utilizadas neste trabalho, podem ser observadas no Apêndice A.

7.1 CONSUMO E CUSTO DE MATERIAIS

A seguir, a tabela de consumo e custo de cada material separadamente para cada caso com suas respectivas conclusões.

7.1.1 Fôrmas

Apresentando através de tabelas, os custos com fôrmas para cada caso de edifício. Primeiramente para as hipóteses 1 e 2, e em seguida para a de número 3. Logo após, apresentação de tabelas com as variações de custos, variando o valor em função da resistência característica do concreto. Iniciando pelo Quadro 18, mostrando os custos com fôrmas nas hipóteses 1 e 2:

SEÇÃO CONSTANTES NOS PILARES (Hipóteses 1 e 2)									
ALTURA	8 ANDARES			16 ANDARES			32 ANDARES		
fck (Mpa)	30	40	50	30	40	50	30	40	50
FÔRMA (m ²)	8859			18135,6			48021		
Custo (R\$)	R\$ 197.024,16			R\$ 403.335,74			R\$ 1.067.987,04		

Quadro 17 – Custo com fôrmas nas hipóteses 1 e 2

No Quadro 19, custos com fôrmas na hipótese 3:

ALTERANDO SEÇÃO DOS PILARES (hipótese 3)									
ALTURA	8 ANDARES			16 ANDARES			32 ANDARES		
fck (Mpa)	30	40	50	30	40	50	30	40	50
FÔRMA (m ²)	8859	8626,6	8533,9	18135,6	17446	17105,4	48021	46031,6	45073,6
Custo (R\$)	R\$ 197.024,16	R\$ 191.855,58	R\$ 189.793,94	R\$ 403.335,74	R\$ 387.999,04	R\$ 380.424,10	R\$ 1.067.987,04	R\$ 1.023.742,78	R\$ 1.002.436,86

Quadro 18 – Custo com fôrmas na hipótese 3

Nos gráficos a seguir, são mostradas as variações de custo da hipótese 3, já que nas outras duas, o valor é constante para cada altura. Iniciando pela Figura 34:

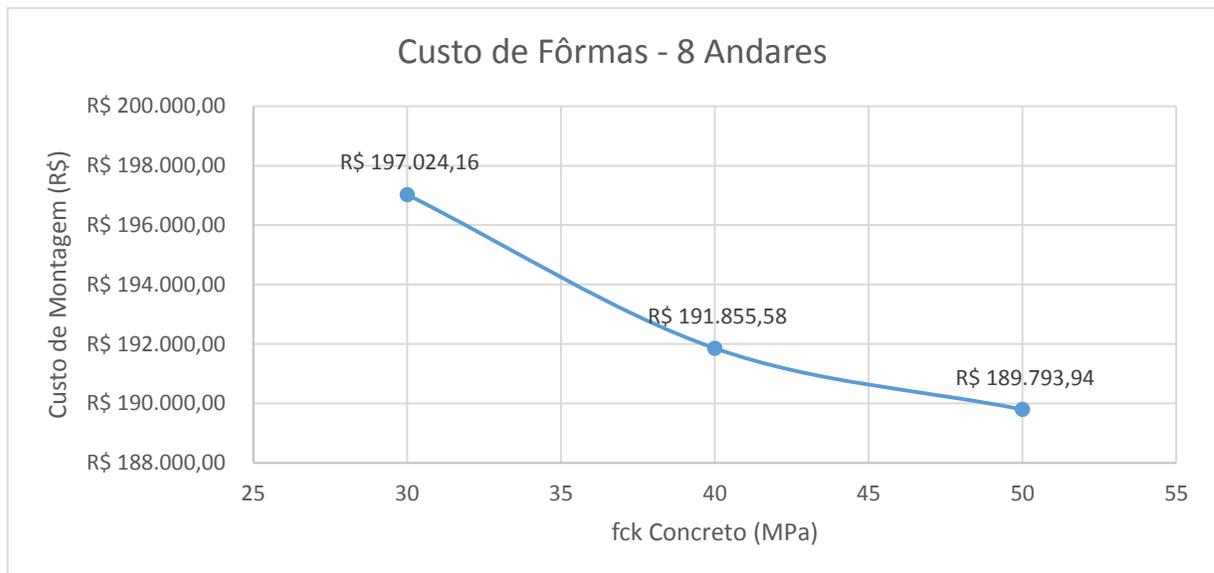


Figura 34 – Custo de fôrmas – 8 Andares

A figura 35, trata do custo de fôrmas em 16 andares:

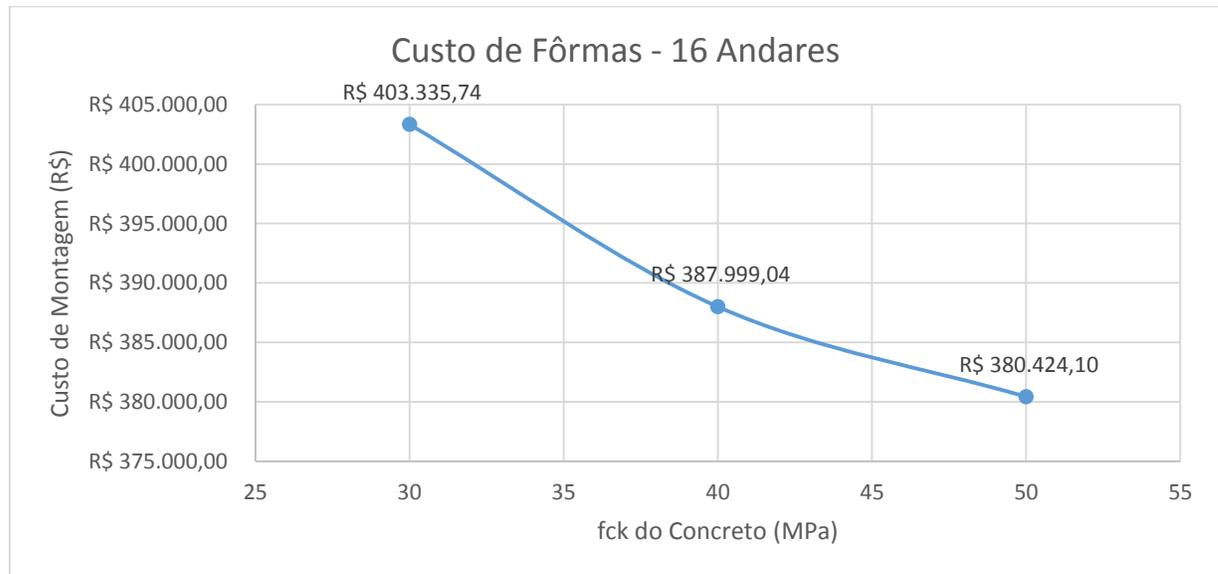


Figura 35 – Custo de fôrmas – 16 Andares

Por fim, a Figura 36 que mostra os custos em edifício com 32 andares:

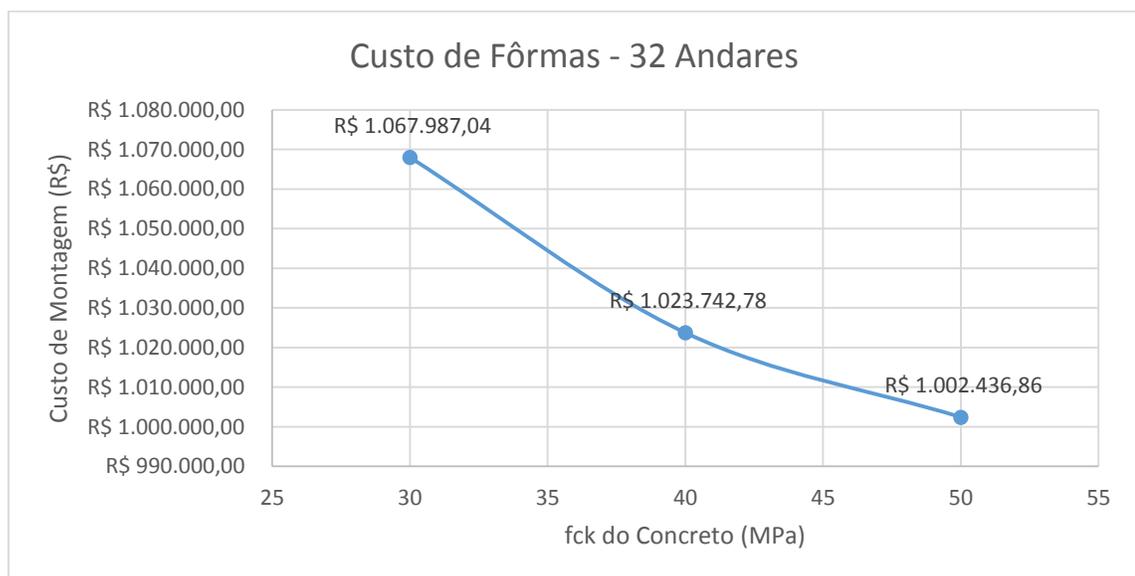


Figura 36 – Custo de fôrmas – 32 Andares

Ao analisar os gráficos mostrados, é visto a importância de se reduzir a seção dos pilares. Mesmo que os ganhos não sejam tão significativos em termos de porcentagem, já é um indício sobre os benefícios desta medida.

7.1.2 Concreto

A seguir, as tabelas comparativa de cada para o consumo e custo de concreto. Na primeira (hipótese 1 e 2) consumos iguais com o custo unitário diferentes, o que evidentemente custará mais caro à medida que aumenta o fck. Na segunda (hipótese 3) pode-se ver o consumo caindo, e o preço ficando cada vez mais vantajoso. Iniciando pelo Quadro 20, contendo as hipóteses 1 e 2:

SEM MUDAR SEÇÃO DOS PILARES (hipóteses 1 e 2)									
Altura	8 Andares			16 Andares			32 Andares		
fck (Mpa)	30	40	50	30	40	50	30	40	50
Consumo (m³)	782,3			1677			5933		
Custo unitário (R\$/m³)	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00
Custo Total (R\$)	R\$ 246.424,50	R\$ 269.893,50	R\$ 293.362,50	R\$ 528.255,00	R\$ 578.565,00	R\$ 628.875,00	R\$ 1.868.895,00	R\$ 2.046.885,00	R\$ 2.224.875,00

Quadro 19 – Custo com concreto (hipóteses 1 e 2)

A seguir, o Quadro 21 mostrando a hipótese 3:

MUDANDO SEÇÃO DOS PILARES (hipótese 3)									
Altura	8 Andares			16 Andares			32 Andares		
fck (Mpa)	30	40	50	30	40	50	30	40	50
Consumo (m³)	782,3	727,4	672,3	1677	1534,6	1470,6	5933	4882,2	4426,7
Custo unitário (R\$/m³)	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00	R\$ 315,00	R\$ 345,00	R\$ 375,00
Custo Total (R\$)	R\$ 246.424,50	R\$ 250.953,00	R\$ 252.112,50	R\$ 528.255,00	R\$ 529.437,00	R\$ 551.475,00	R\$ 1.868.895,00	R\$ 1.684.359,00	R\$ 1.660.012,50

Quadro 20- Custo com concreto (hipótese 3)

A seguir os gráficos comparativos onde tem-se duas seções de custo, onde uma apresenta os valores das primeiras duas hipóteses comparando ao se diminuir a seção dos pilares.

A Figura 37 mostra o comparativo de custos de concreto, no edifício de 8 andares:

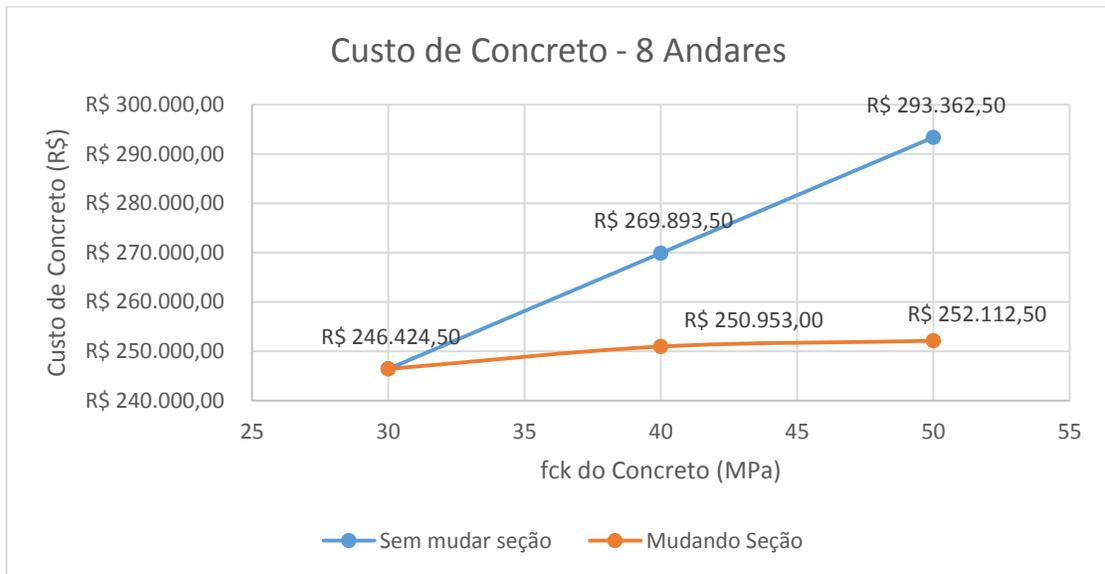


Figura 37 – Custo com concreto – 8 andares

Na figura 38, custos de concreto em 16 andares:

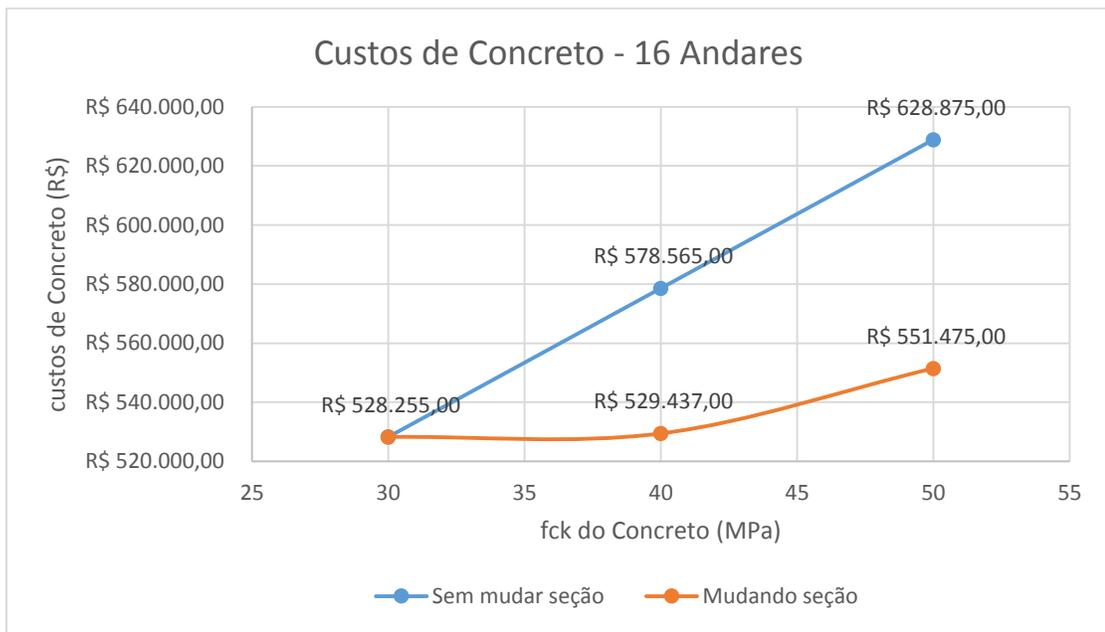


Figura 38 – Custo com concreto – 16 Andares

Por fim, o comparativo entre as hipóteses em 32 andares em relação ao custo de concreto:

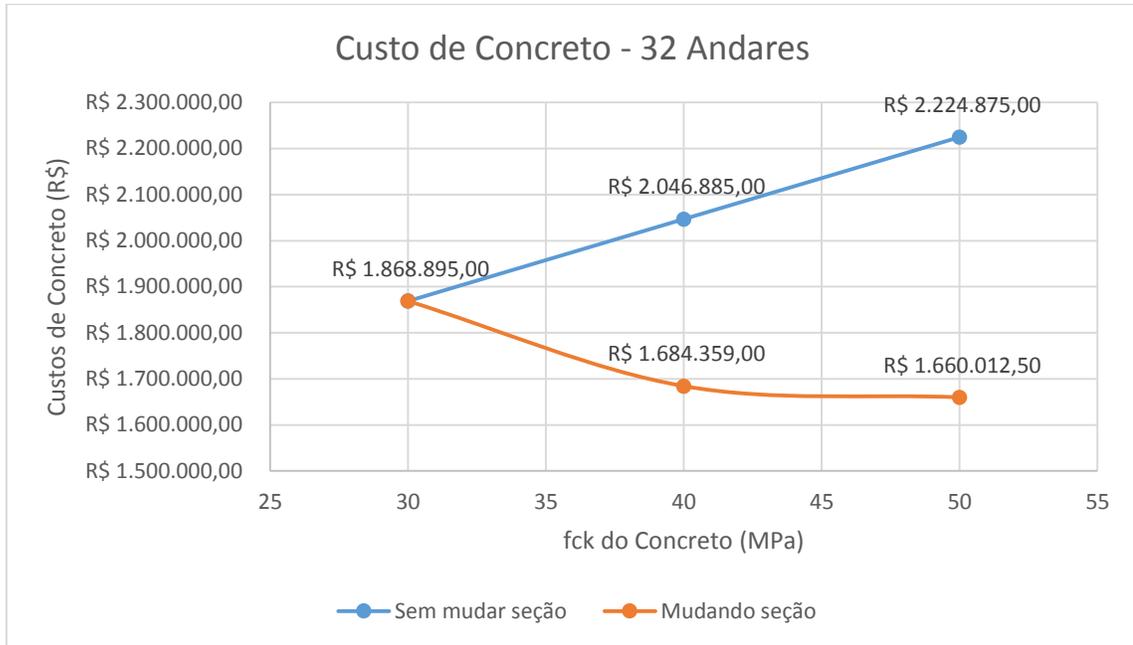


Figura 39 – Custo com concreto – 32 Andares

Com os gráficos demonstrados nesta seção pode-se analisar que em nenhum dos edifícios, quando a seção foi mantida e o fck alterado, obteve vantagem sobre a terceira hipótese. Porém, a afirmação de que se aumentar cada vez mais a resistência do concreto o valor será menor é falsa.

Nos edifícios de 8 e 16 andares, é mais caro utilizar um concreto de 40 ou 50 Mpa, mesmo que não seja tão significativo o valor. Já no de 32 andares, o custo é menor, chegando a uma diferença de quase R\$ 200.000,00 em relação a 30 e 50 Mpa.

Mas a tendência do gráfico é que ele não baixe muito mais que isso, mostrando que provavelmente o preço volte a subir se for elevado o fck do concreto. Isso pois a seção sofrerá uma redução menor se comparado aos outros valores, e o custo será maior (comparando com a hipótese 3, de 50 Mpa).

7.1.3 Aço

Por fim, o custo das armações da estrutura. Como foi dito anteriormente, cada grupo de bitolas tem sua composição unitária diferente. Com o objetivo de deixar as tabelas mais sucintas, será mostrado somente o resumo dos custos após os cálculos.

No Quadro 22, abaixo, o custo com armação de aço nas hipóteses 1 e 2:

Sem mudar seção das peças (hipóteses 1 e 2)			
Altura	8 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 466.154,69	R\$ 452.768,28	R\$ 450.571,36
Altura	16 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 1.142.676,77	R\$ 1.089.695,68	R\$ 1.073.552,24
Altura	32 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 3.610.768,14	R\$ 3.524.122,90	R\$ 3.475.538,42

Quadro 21 – Custo de armação do aço (hipóteses 1 e 2)

O Quadro 23 mostra os custos com aço quando é reduzido a seção dos pilares:

Mudando Seção das Peças (hipótese 3)			
Altura	8 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 466.154,69	R\$ 464.801,29	R\$ 470.877,04
Altura	16 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 1.142.676,77	R\$ 1.129.372,42	R\$ 1.137.445,25
Altura	32 Andares		
Fck (Mpa)	30	40	50
Custo Final da Armação	R\$ 3.610.768,14	R\$ 3.642.667,65	R\$ 3.466.294,88

Quadro 22 – Custo de armação do aço (hipótese 3)

Analisando as tabelas pode-se tirar algumas conclusões, que ficam ainda mais claras com os gráficos gerados, iniciando pela Figura 40:

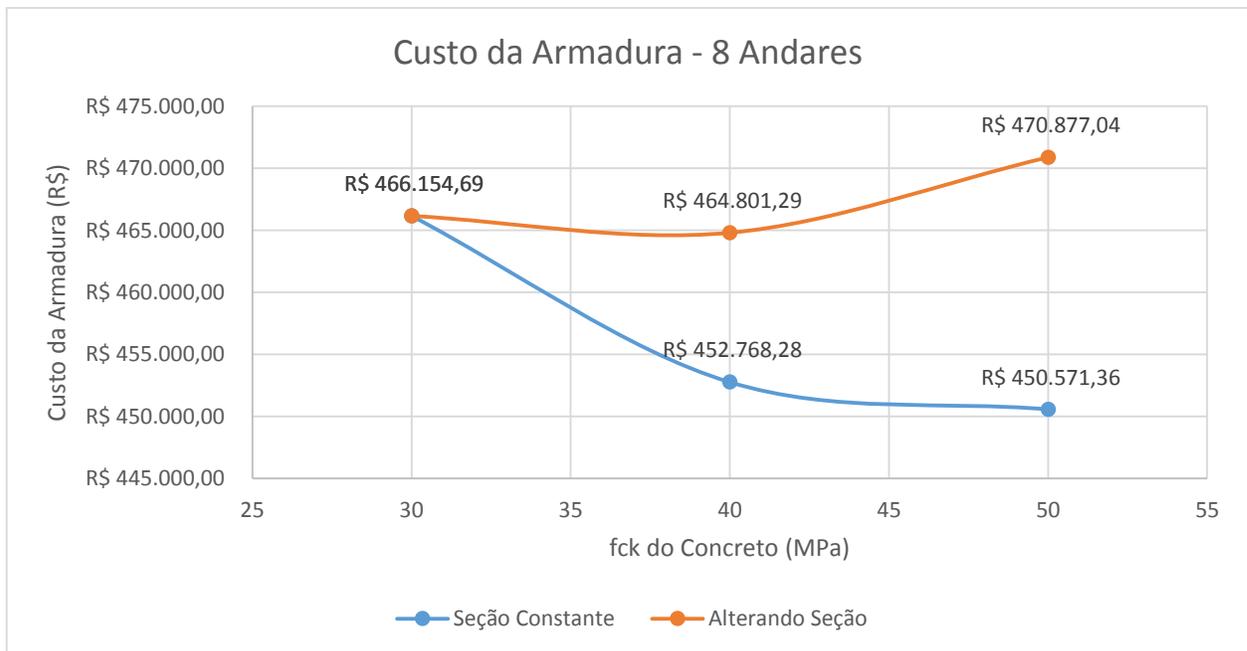


Figura 40 – Custo da armadura – 8 Andares

A figura 41, traz os custos com armaduras em edifícios de 16 andares:

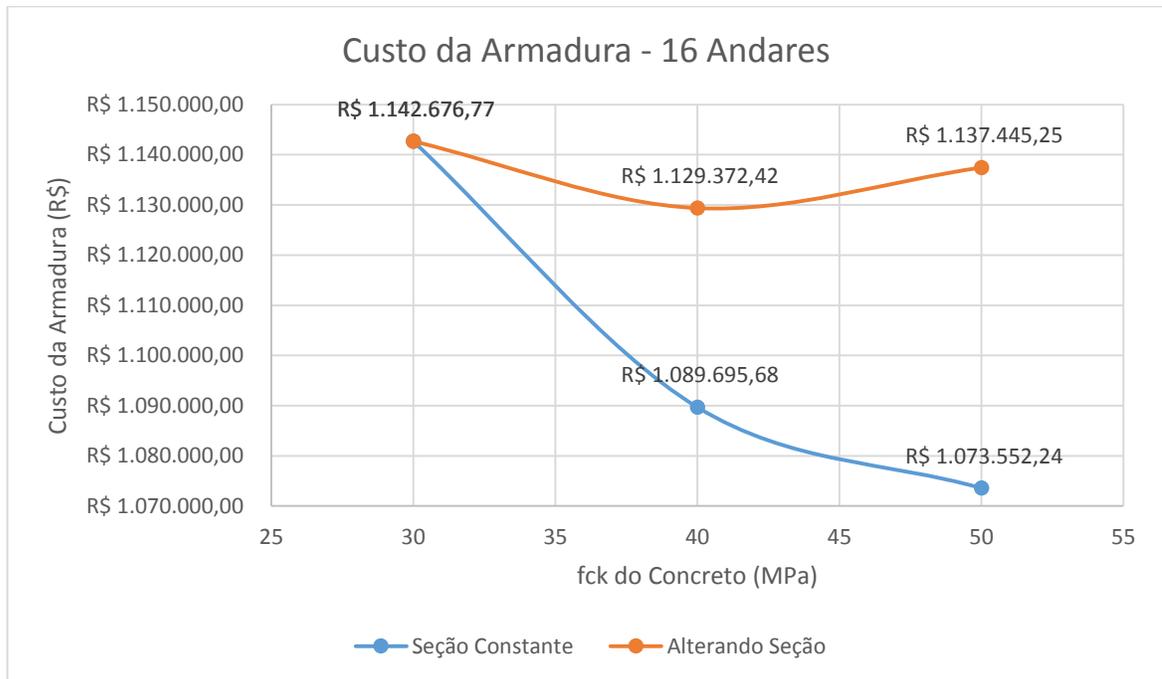


Figura 41 – Custo da armadura – 16 Andares

Na Figura 42 é observado o custo com armadura no edifício de 32 andares, para as diferentes hipóteses:

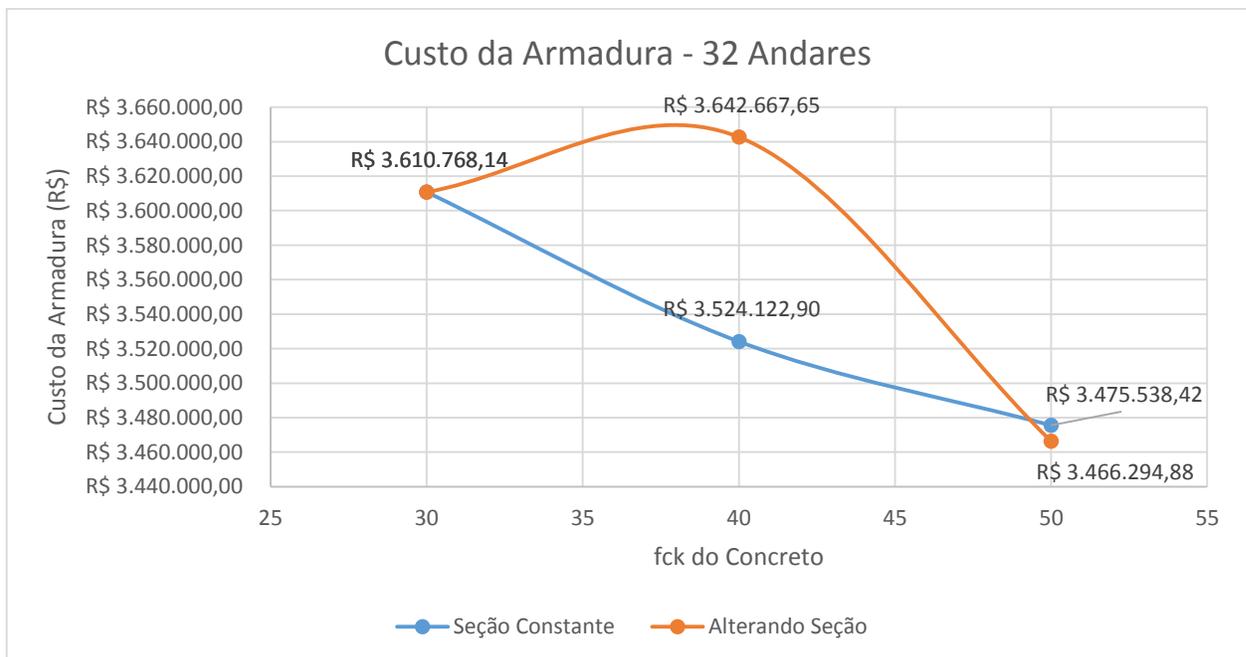


Figura 42- Custo da armadura – 32 Andares

Em quase todos os casos (exceto a hipótese 3, 32 andares – 50 Mpa) o custo da armadura, quando é mantida a seção do pilar e alterado o concreto, diminui. Isso é facilmente explicado: para determinar a área necessária de aço para absorver os esforços, o f_{ck} do concreto é uma das variáveis, que é inversamente proporcional a esta. Ou seja, quanto maior o f_{ck} do concreto, menor a área de aço em uma mesma seção transversal.

Agora, quando a seção diminui, o braço de alavanca entre as armaduras também é menor, a esbeltez aumenta, e isso faz com que o aumento do f_{ck} não seja o suficiente para diminuir a área de aço. Consequentemente, há um acréscimo no custo da armadura nestes casos.

Porém, como é visto no último gráfico desta seção, chega um momento onde tem início alguns ganhos ao reduzir a peça e aumentar o f_{ck} . Esse ganho tende a aumentar, e provar que vale a pena arrojarmos um pouco mais no projeto estrutural.

7.2 COMPARATIVO DE CUSTOS ESTRUTURAIS GLOBAIS

Agora que os valores do custo de cada material já foi demonstrado, pode-se comparar os modelos, e mostrar qual é o mais eficiente para cada caso. Neste subitem as tabelas comparativas serão um pouco diferentes, mostrando caso a caso separados pelas alturas dos edifícios. Assim, é possível analisar qual o caso mais vantajoso entre eles.

7.2.1 8 andares

O Quadro 24 mostra o comparativo de custos finais na edificação de 8 andares:

Sem mudar seção (hipóteses 1 e 2)	Altura	8 Andares		
	fck (Mpa)	30	40	50
	Custo Concreto (R\$)	R\$ 246.424,50	R\$ 269.893,50	R\$ 293.362,50
	Custo Aço (R\$)	R\$ 466.154,69	R\$ 452.768,28	R\$ 450.571,36
	Custo Fôrma (R\$)	R\$ 197.024,16		
	Custo Final (R\$)	R\$ 909.603,35	R\$ 919.685,94	R\$ 940.958,02
Mudando seção (hipótese 3)	Altura	8 Andares		
	fck (Mpa)	30	40	50
	Custo Concreto (R\$)	R\$ 246.424,50	R\$ 250.953,00	R\$ 252.112,50
	Custo Aço (R\$)	R\$ 466.154,69	R\$ 464.801,29	R\$ 471.877,04
	Custo Fôrma (R\$)	R\$ 197.024,16	R\$ 191.855,58	R\$ 189.793,94
	Custo Final (R\$)	R\$ 909.603,35	R\$ 907.609,87	R\$ 913.783,48

Quadro 23 – Comparativo de custo finais entre hipóteses (8 Andares)

Em destaque nas tabelas o valor mais baixo entre todas as hipóteses, que é Hipótese 3, mudando a seção dos pilares e com concreto de fck 40 Mpa. Abaixo, na Figura 43, a diferença visual:

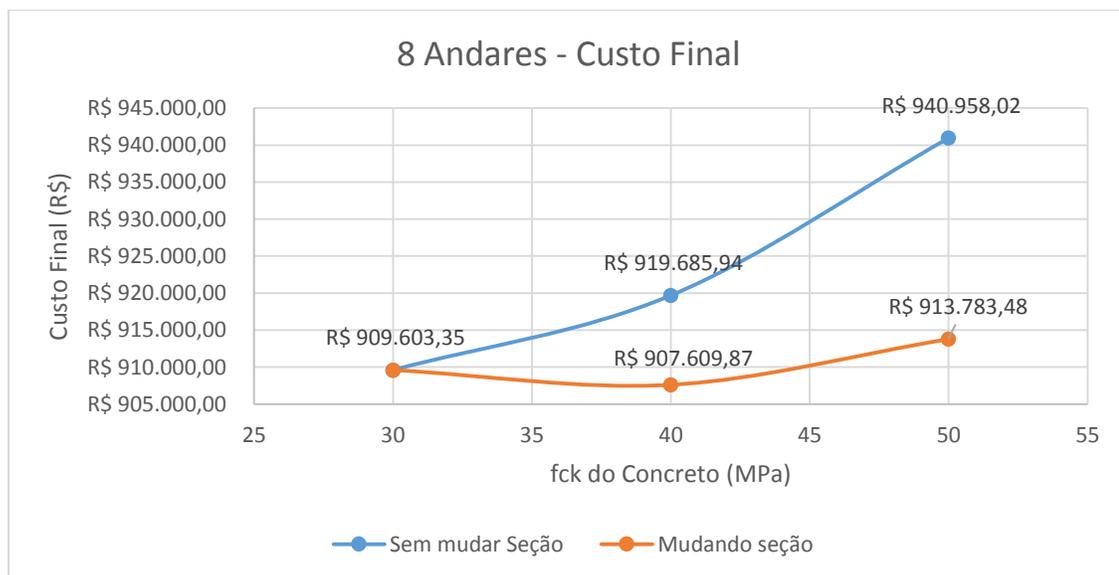


Figura 43 – Relação Fck X Custo entre hipóteses (8 Andares)

Analisando o gráfico, é visto que em nenhum momento as hipóteses 1 e 2 tendem a se aproximar da 3. Porém, pode-se ver que o valor vai aumentando depois que o concreto supera a resistência de 40 Mpa, já que o custo com concreto fica cada vez mais elevado, assim como o de aço.

7.2.2 16 andares

O Quadro 25 traz o comparativo global, no edifício de 32 andares, entre todas as hipóteses. Destacada, a situação mais vantajosa economicamente:

	Altura	16 Andares			
	fck (Mpa)	30	40	50	
Sem mudar seção (hipóteses 1 e 2)	Custo Concreto (R\$)	R\$ 528.255,00	R\$ 578.565,00	R\$ 628.875,00	
	Custo Aço (R\$)	R\$ 1.142.676,77	R\$ 1.089.695,68	R\$ 1.073.552,24	
	Custo Fôrma (R\$)	R\$ 403.335,74			
	Custo Final (R\$)	R\$ 2.074.267,52	R\$ 2.071.596,43	R\$ 2.105.762,98	
	Mudando seção (hipótese 3)	Altura	16 Andares		
		fck (Mpa)	30	40	50
Custo Concreto (R\$)		R\$ 528.255,00	R\$ 529.437,00	R\$ 551.475,00	
Custo Aço (R\$)		R\$ 1.142.676,77	R\$ 1.129.372,42	R\$ 1.137.445,25	
Custo Fôrma (R\$)		R\$ 403.335,74	R\$ 387.999,04	R\$ 380.424,10	
Custo Final (R\$)		R\$ 2.074.267,52	R\$ 2.046.808,46	R\$ 2.069.344,35	

Quadro 24 – Comparativo de custo finais entre hipóteses (16 Andares)

Novamente, tem-se o melhor resultado usando a terceira hipótese, e um concreto de 40 Mpa. Na Figura 44, o demonstrativo através de um gráfico:

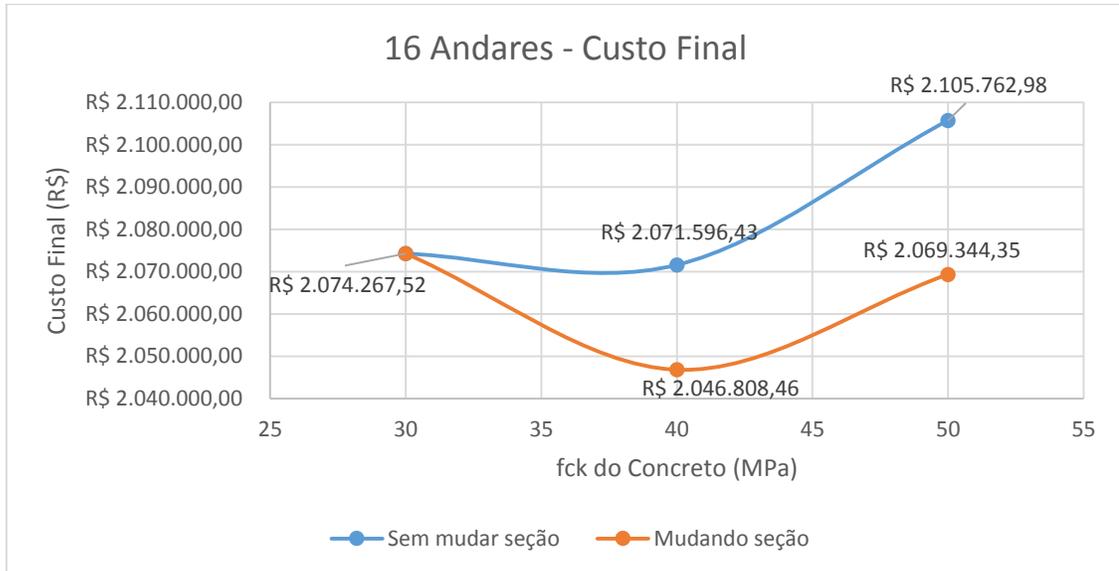


Figura 44 - Relação Fck X Custo entre hipóteses (16 Andares)

E como no caso de 8 andares, a partir de 40 Mpa, há um acréscimo no custo da estrutura, mesmo que não seja significativo se comparado ao valor total da mesma. O que já levanta questões sobre a durabilidade de uma estrutura de 50 Mpa. Talvez seja mais vantajoso gastar um pouco mais inicialmente, e economizar lá na frente com manutenções.

7.2.3 32 andares

O Quadro 26 traz os custos gerais no edifício de 32 andares:

Sem mudar seção (hipóteses 1 e 2)	Altura	32 Andares		
	fck (Mpa)	30	40	50
	Custo Concreto (R\$)	R\$ 1.868.895,00	R\$ 2.046.885,00	R\$ 2.224.875,00
	Custo Aço (R\$)	R\$ 3.610.768,14	R\$ 3.524.122,90	R\$ 3.475.538,42
	Custo Fôrma (R\$)	R\$ 1.067.987,04		
	Custo Final (R\$)	R\$ 6.547.650,18	R\$ 6.638.994,94	R\$ 6.768.400,46
Mudando seção (hipótese 3)	Altura	32 Andares		
	fck (Mpa)	30	40	50
	Custo Concreto (R\$)	R\$ 1.868.895,00	R\$ 1.684.359,00	R\$ 1.660.012,50
	Custo Aço (R\$)	R\$ 3.610.768,14	R\$ 3.642.667,65	R\$ 3.466.294,88
	Custo Fôrma (R\$)	R\$ 1.067.987,04	R\$ 1.023.742,78	R\$ 1.002.436,86
	Custo Final (R\$)	R\$ 6.547.650,18	R\$ 6.350.769,43	R\$ 6.128.744,24

Quadro 25 - Comparativo de custo finais entre hipóteses (32 Andares)

Por fim, a Figura 45 com o comparativo em forma de gráfico entre as hipóteses:

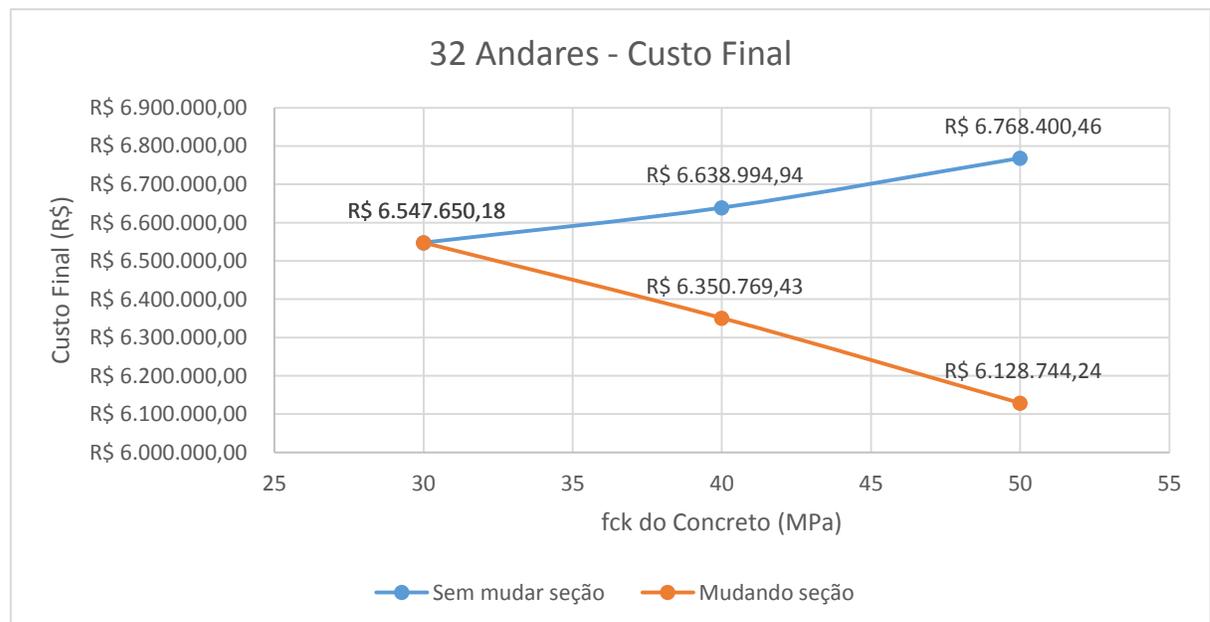


Figura 45 - Relação Fck X Custo entre hipóteses (32 Andares)

Por fim, o edifício de 32 andares mostra que a hipótese mais vantajosa continua sendo a de número 3, e agora com concreto de 50 Mpa. Os ganhos em termos de valores ultrapassa os R\$ 200.000,00. Sem contar o aumento de área útil dos apartamentos e estacionamentos, crescendo o valor do imóvel, e também a durabilidade e vida útil da estrutura.

Hipoteticamente, se fosse projetado um edifício de 32 andares, com 30 Mpa, mas que na execução fosse optado por um concreto de 50 MPa sem estudo prévio do comportamento do edifício, este ato levaria um prejuízo na ordem de R\$ 640.000,00.

7.3 VALOR DE VENDA DOS IMÓVEIS

Quando a seção dos pilares é reduzida, a área útil de todos os apartamentos aumenta. Isto leva a um estudo do ganho no valor de venda dos imóveis, que está diretamente relacionado a este fator.

Através de uma pesquisa de preço por metro quadrado de área útil na cidade de Pato Branco, feito com várias imobiliárias da cidade, um apartamento de alto padrão localizado no centro custa R\$ 3.200,00 por metro quadrado.

Por pavimento há dois apartamentos, que juntos (tirando a área comum que leva a elevadores e escadas) possuem 394,57 m². Portanto, este será o valor em qual foram baseados os valores de venda, somando o prédio completo. Não foi levado em conta o preço somado ao estacionamento, nem do espaço comercial.

Vale ressaltar que o estudo de valor de venda não é aprofundado, portanto os valores mostrados são ilustrativos com base em informações fornecidas. Estes podem variar significativamente, porém os ganhos com área útil ainda serão considerados e farão diferença tanto economicamente, quanto na satisfação do cliente.

Para melhor entendimento sobre os pilares que foram compatibilizados, e a evolução deles conforme o aumento do fck do concreto, pode ser consultado o Apêndice B deste mesmo trabalho.

Já a visualização dos ganhos nos estacionamentos e no térreo serão mostrados nos apêndices C e D, respectivamente, quantificados em aumento de área útil somente.

A seguir, será mostrado o valor de venda levando em considerações todos esses aspectos separadamente, e no fim a soma destes.

7.3.1 Perda de valor - 8 andares

Abaixo, no Quadro 27, a perda de valor devido aos pilares aparentes. Os valores descontados são baseados no valor de venda de imóveis por área útil. Pode-se observar a diminuição da perda quando a resistência do concreto é maior e, conseqüentemente, a saliência no ambiente menor.

Perda de valor por pilares aparentes - 8 Andares			
fck	30	40	50
Valor Inicial do Apartamento Por Andar	R\$ 1.262.624,00		
Valor de Venda Inicial do Edifício	R\$ 7.575.744,00		
Área de pilares aparentes (m²)	1,3976	0,748	0,55
Perda de valor por imóvel	R\$ 4.472,32	R\$ 2.393,60	R\$ 1.760,00
Valor de Venda do Pavimento	R\$ 1.258.151,68	R\$ 1.260.230,40	R\$ 1.260.864,00
Área Útil Final do pavimento (m²)	393,1724	393,822	394,02
Perda do valor geral do edifício	R\$ 26.833,92	R\$ 14.361,60	R\$ 10.560,00
Valor de Venda Final do Edifício	R\$ 7.548.910,08	R\$ 7.561.382,40	R\$ 7.565.184,00
Perda em %	0,354 %	0,190 %	0,139 %

Quadro 26 – Perda de valor por pilares aparentes (8 Andares)

Na Figura 46, o demonstrativo da diminuição gradual das perdas no edifício decorrente do aumento de área útil:

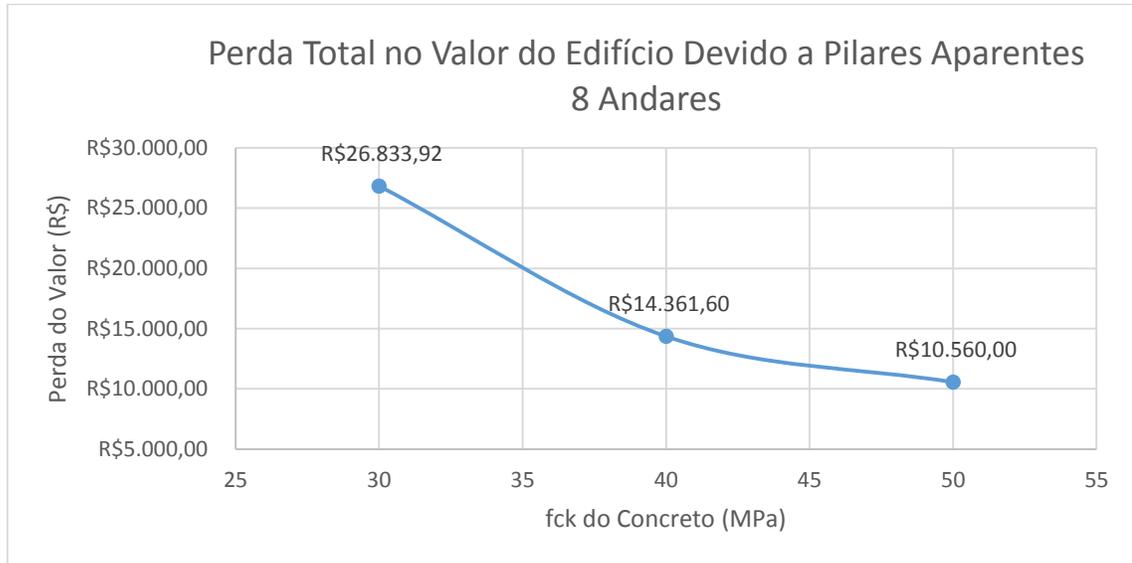


Figura 46 – Perda no valor de venda do edifício (8 Andares)

7.3.2 Perda de valor - 16 andares

Na sequência, a Figura 47 mostra a continuação das análises de perdas:

Perda de valor por pilares aparentes - 16 Andares			
fck	30	40	50
Valor Inicial do Apartamento Por Andar	R\$ 1.262.624,00		
Valor de Venda Inicial do Edifício	R\$ 17.676.736,00		
Área de pilares aparentes (m²)	3,17	2,73	2,16
Perda de valor por imóvel	R\$ 10.157,76	R\$ 8.730,56	R\$ 6.898,88
Valor de Venda do Pavimento	R\$ 1.252.466,24	R\$ 1.253.893,44	R\$ 1.255.725,12
Área Útil Final (m²)	391,40	391,84	392,41
Perda do valor geral do edifício	R\$ 142.208,64	R\$ 122.227,84	R\$ 96.584,32
Valor de Venda Final do Edifício	R\$ 17.534.527,36	R\$ 17.554.508,16	R\$ 17.580.151,68
Perda em %	0,804 %	0,691 %	0,546 %

Figura 47 - Perda de valor por pilares aparentes (16 Andares)

As perdas no valor total do edifício de 16 andares podem ser melhor analisadas conforme mostra a Figura 48:

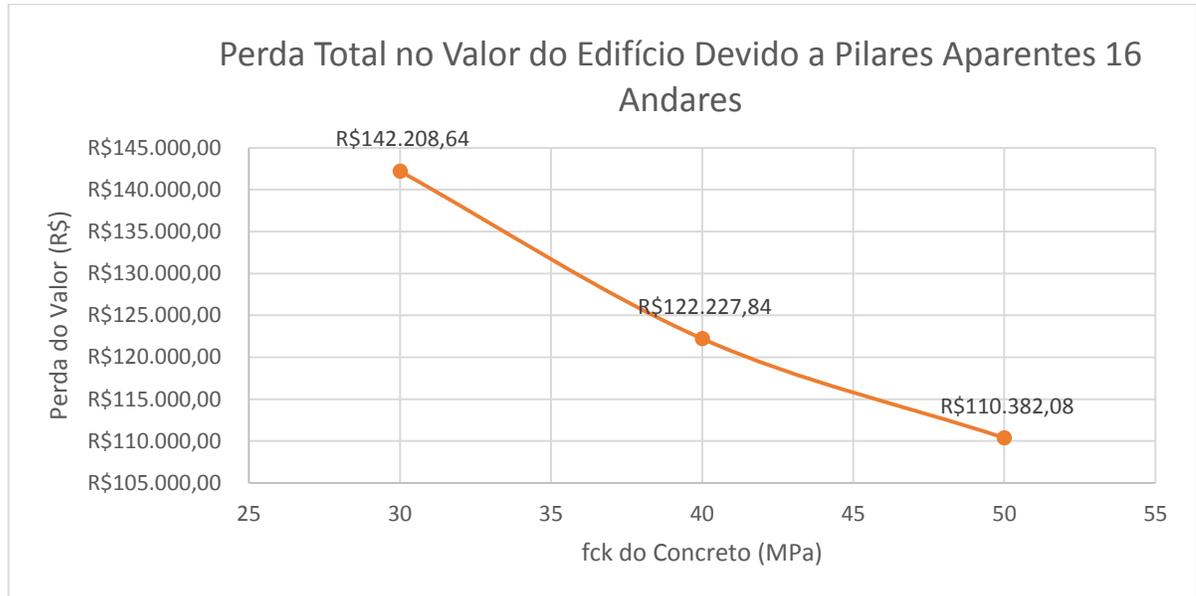


Figura 48 - Perda no valor de venda do edifício (16 Andares)

7.3.3 Perda de valor - 32 andares

Por fim, na Figura 49, é analisada as perdas no edifício de 32 andares, onde a perda de valor por pilar aparente é mais expressiva.

Perda de valor por pilares aparentes - 32 Andares			
fck	30	40	50
Valor Inicial do Apartamento Por Andar	R\$ 1.262.624,00		
Valor de Venda Inicial do Edifício	R\$ 37.878.720,00		
Área de pilares aparentes (m²)	13,52	5,44	4,64
Perda de valor por imóvel	43279,04	17418,24	14845,76
Valor de Venda do Pavimento	R\$ 1.219.344,96	R\$ 1.245.205,76	R\$ 1.247.778,24
Área Útil Final	381,05	389,13	389,93
Perda Final por Pilares Aparentes	R\$ 1.298.371,20	R\$ 522.547,20	R\$ 445.372,80
Valor de Venda do Edifício	R\$ 36.580.348,80	R\$ 37.356.172,80	R\$ 37.433.347,20
Perda em %	3,428 %	1,380 %	1,176 %

Figura 49 - Perda de valor por pilares aparentes (32 Andares)

Seguindo, na Figura 50, as perdas no edifício de 32 andares em forma de gráfico:

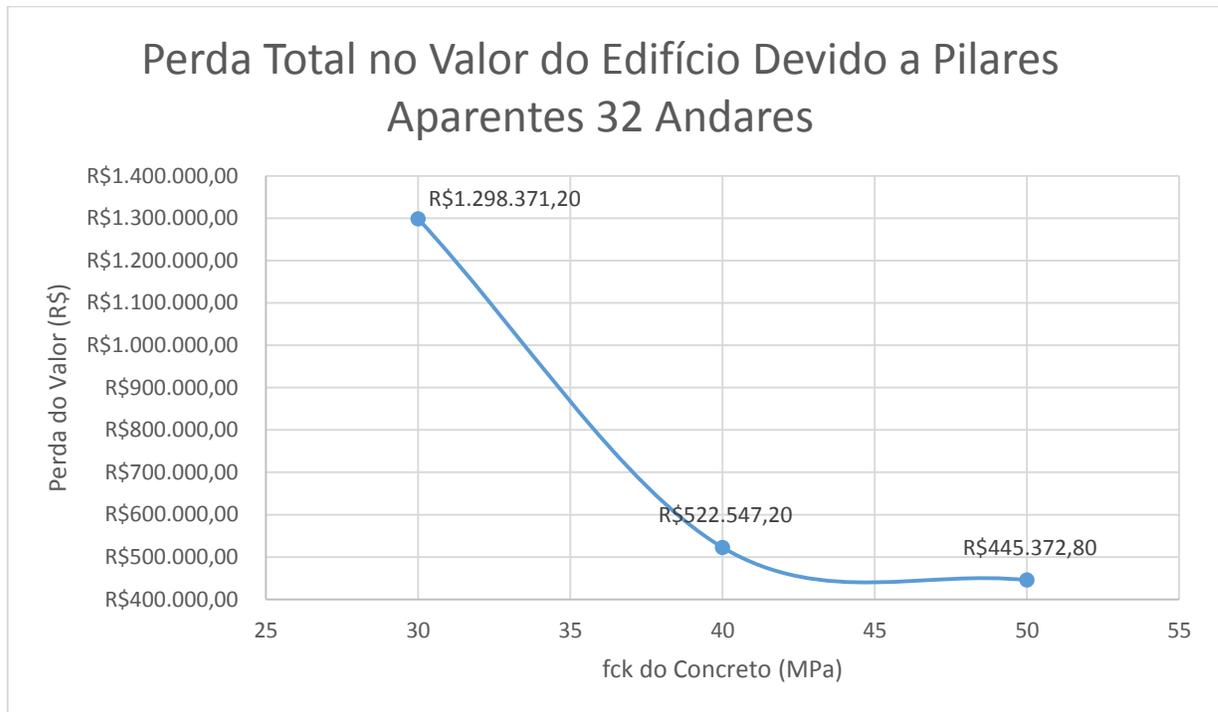


Figura 50 - Perda no valor de venda do edifício (32 Andares)

7.3.4 Considerações sobre as perdas

Analisando os quadros e gráficos acima, a perda de valor de um edifício em termos de porcentagem pode não ser significativo (3,5%, aproximadamente, foi o máximo observado), porém quando se compara valores, pegando o caso mais extremo de 32 andares, a perda no edifício ultrapassa o valor de 1 milhão de reais.

Se considerar esse valor como irrecuperável, pois não entrará no cálculo da venda do edifício, pode ser incluído como um custo na estrutura. Com isso, evidenciaria ainda mais os benefícios que é obtido ao aumentar o fck do concreto, e criar projetos mais eficientes, tanto para o cliente quanto ao executor.

7.4 VIDA ÚTIL DA ESTRUTURA

Para garantir o desempenho e vida útil da estrutura, um profissional qualificado deve entregar ao proprietário um manual de manutenção, inspeção e utilização, conforme o item 25.3 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014). Neste manual deve especificar, de forma objetiva, os requisitos para o melhor desempenho, e garantia de vida útil da estrutura.

7.4.1 Manutenção de edificações

Para uma melhor elaboração do manual de manutenção de uma edificação deve-se consultar a NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999), que mostra os caminhos para um manual objetivo e claro para ser entregue ao usuário.

A NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999) define:

- Desempenho: capacidade de atendimento das necessidades dos usuários;
- Manual de operação, uso e manutenção: documento que reúne todas as informações para orientação do uso e manutenção;
- Vida útil: intervalo de tempo onde a edificação atende aos requisitos de utilização ao que foi projetada.

A manutenção visa preservar ou recuperar as condições adequadas de uso, corrigindo as perdas no desempenho decorrente da deterioração dos materiais. Não deve ser incluído serviços que alterem o uso da edificação (NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999)).

Ainda segundo a NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999), o proprietário da edificação (ou os condôminos em certos casos) é responsável pela sua manutenção, devendo seguir o manual entregue por profissional qualificado, podendo ainda terceirizar este serviço para uma empresa do ramo.

“Exime-se da responsabilidade técnica a empresa ou profissional quando o seu parecer técnico não for observado pelo proprietário ou usuários da edificação” NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999).

De acordo com o item 7, da NBR 5674 (ASSOCIAÇÃO..., 1999), a documentação básica deve seguir uma estrutura, demonstrada a seguir:

- Manual de operação, uso e manutenção: inclui todos os projetos da edificação, memoriais e especificações;
- Registro de serviços de manutenção realizados;
- Registro de reclamações e solicitações dos usuários;
- Relatório das inspeções;
- Acervo de normas e procedimentos para as devidas manutenções
- Programa de manutenção para edificações e seus equipamentos

A mesma norma ainda estabelece outros parâmetros que podem ser consultados ao realizar um manual de manutenção.

Seguindo as especificações da norma o projetista, ao entregar o manual de manutenção detalhado e completo, se exime da culpa caso a estrutura venha a sofrer deterioração e perda de desempenho, e o responsável não tenha feito os serviços conforme programado.

7.4.2 Estimativa de vida útil da estrutura

Após a verificação de todos os custos da estrutura, provando que o benefício de se aumentar o fck do concreto são vários, pode-se mostrar mais um indicador que evidenciará ainda mais o estudo do projeto.

Como já comentado no item 2.6. (Durabilidade e vida útil das estruturas), este é um fator essencial, já que o edifício tende a sofrer as ações do meio ambiente onde está inserido.

Para a quantificação da vida útil de uma estrutura foi usado o modelo criado por POSSAN (2010), desenvolvido em tese de pós-graduação. A escolha se deve pela facilidade na obtenção das variáveis, já que outros autores tem teses desenvolvidas em algumas incógnitas de difíceis acesso, ou que não se aplicam ao Brasil.

A equação tem o objetivo de mostrar a profundidade em que o gás carbônico está conseguindo entrar na peça de concreto armado. Quando este valor chegar a 25 mm (valor do menor cobrimento das peças de projeto, em lajes), significa que a armadura

começara a sofrer as consequências da carbonatação e a estrutura começará a entrar em risco. O perigo deste fenômeno é que não se mostra sinais iniciais, dificultando o seu diagnóstico.

A seguir, o Quadro 28 explicativo da equação de POSSAN (2010):

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c} \right)^{k_{fc}} \left(\frac{t}{20} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{co_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] k_{ce}$$

Onde:

y = profundidade de carbonatação média do concreto, em mm;

f_c = resistência característica à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado (Tabela 24a);

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

t = idade do concreto, em anos;

ad = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

UR = umidade relativa média, em %*0,01;

k_{ur} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

CO_2 = teor de CO_2 da atmosfera, em %.

k_{co_2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (Tabela 24b).

Quadro 27 – Equação de estimativa de vida útil para uma estrutura de concreto armado

Fonte – (POSSAN, 2010, p. 217)

No Quadro 29, os valores dos coeficientes utilizados no modelo, de acordo com o tipo de cimento e ambiente:

Tipo de Cimento	Características do concreto			Condições ambientais		Condições de exposição da estrutura	
	Cimento	f_c	Adição	CO ₂	UR	Proteção à chuva	k_{ce}
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}		
CPI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300	Ambiente interno	1,30
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300	Protegido da chuva	
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100	Ambiente externo	1,00
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300	Protegido da chuva	
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300	Ambiente externo	0,65
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000	Desprotegido da chuva	
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300		

Quadro 28 – Coeficientes do modelo
Fonte – (POSSAN, 2010, p. 150)

Foi considerado o uso do cimento CP II F para o concreto. A concentração de CO₂ adotada foi de 392,2 ppm (partes por milhão), de acordo com a cidade de Toledo-PR pois tem um porte parecido com a de estudo. E a umidade relativa do ar, foi usado dados do estudo de Tabalipa e Fiori (2008) na cidade de Pato Branco, num valor de 74% em média.

Com os dados, foi gerado uma tabela que visa comparar a vida útil de uma estrutura de 20 até 60 MPa, e o resultado é muito expressivo, como visto abaixo na Figura 51:

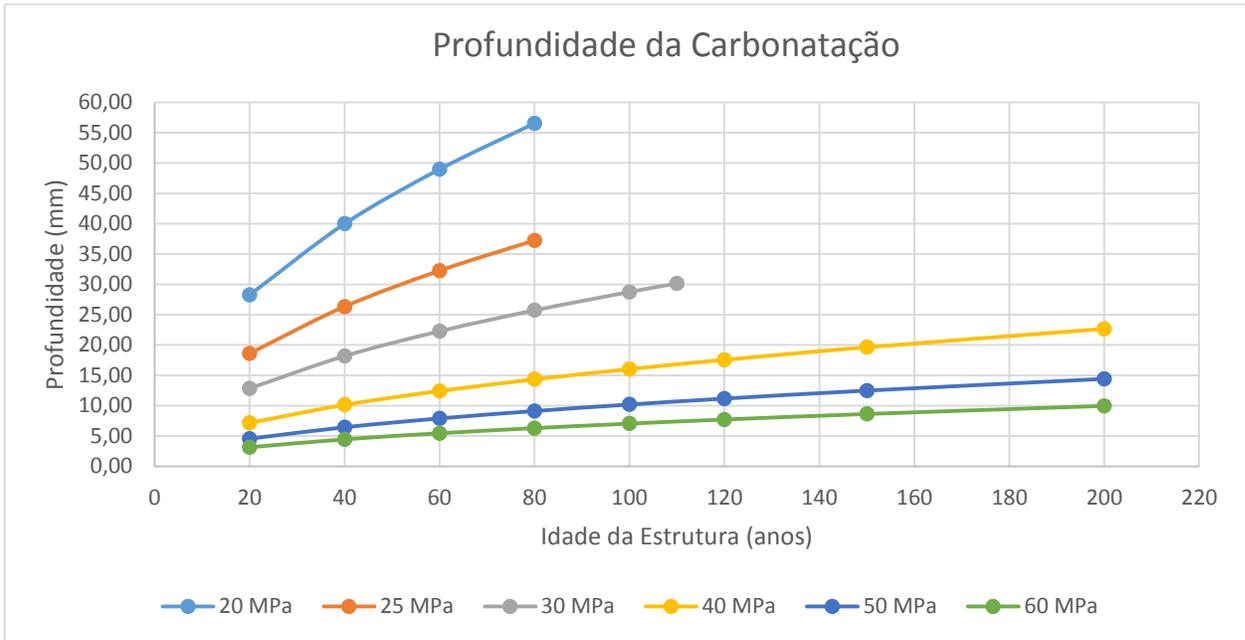


Figura 51 – Profundidade da carbonatação

Pode-se chegar a algumas conclusões analisando a figura. Enquanto em uma estrutura construída com concreto de 25 MPa (mínimo estabelecido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) para a classe de agressividade II) a vida útil acaba em torno de 38 anos, uma de 60 MPa em 200 anos ainda estará longe do comprometimento da armadura.

Conseqüentemente o custo com a manutenção de um edifício acompanha o gráfico mostrado. Quando maior a vida útil, menor a necessidade de operações corretivas ao longo dos anos.

8 CONCLUSÕES

A construção civil no Brasil ainda caminha a passos pequenos. O pensamento gira em torno principalmente dos custos iniciais, não a longo prazo. Como foi visto neste trabalho, uma edificação construída com um concreto mais convencional pode valer a pena à primeira vista, mas perde sua eficácia se a comparação for levada a outros patamares.

Neste projeto fica claro que nenhum edifício foi economicamente viável quando feito com concreto de 30 MPa, conseqüentemente o de 25 MPa também não traria melhores resultados. Com isso há um paradigma muito interessante.

A maioria das edificações no país como um todo são projetadas com o valor mínimo de resistência do concreto de 25 MPa (estabelecido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014)), e muito provavelmente seria dimensionado com um valor menor se a norma permitisse. Mas este modelo não é eficiente para edifícios de alturas elevadas, em nenhuma das hipóteses estudadas.

Quando é usado um concreto mais convencional, há um aumento na área de pilares e possivelmente muitos deles ficarão aparentes. Conseqüentemente cresce o consumo de fôrmas, de concreto e em alguns casos de aço. Aumenta também o peso próprio da estrutura, já que é uma maior seção de todas as peças transversais. Quando analisado a vida útil de uma estrutura com 25 MPa, aos 30 anos de idade já deve-se começar a se preocupar com o estado estrutural da mesma. Os custos só tendem a crescer com o passar do tempo.

Já se aplicar concreto com uma resistência mais elevada os ganhos são tão evidentes que é quase impensável não utilizá-los, ainda mais com os resultados apresentados neste trabalho. A redução da seção dos pilares, que antes ficavam aparentes agora estão completamente 'escondido' na parede. Tudo leva a uma redução no consumo geral dos materiais (na exceção do aço em alguns casos), menor peso estrutural, maior área útil dos apartamentos e conseqüentemente preço de venda. A vida útil é muito mais significativa, levando a custos com manutenção menores.

Nos apêndices B é comprovado a eficácia dos concretos com resistência elevada quando se trata da aparência, chegando a um índice muito pequeno se comparado ao convencional. Já nos apêndices C e D os benefícios ficam ainda mais explícitos uma vez

que a redução de pilares, num edifício de 32 andares com resistência do concreto de 50 MPa, chega a 12,55 m² (superior a 30%).

Com um índice de redução dos pilares elevados nos primeiros pavimentos (que contém um maior número de pilar) onde há os estacionamentos e o espaço comercial, os resultados são muito claros. Cada metro quadrado é importante nestes ambientes, e quando este valor é aumentado consideravelmente, o preço de venda acompanha este fator.

Ao final deste estudo não foi encontrado nenhum empecilho para o uso de concretos de alta resistência. Mesmo que o custo inicial seja mais caro (inclusive comprovado não ser de alta significância) estes valores são facilmente superados na comparação geral do edifício concluído, e ao longo dos anos em questão de manutenção.

Há ainda a questão ambiental. Atualmente a preocupação com a sustentabilidade é muito constante e em estruturas com a resistência característica do concreto mais elevada, gerando uma redução geral nos consumos de materiais, diminuindo as perdas em madeira, e também a quantidade de entulhos gerados ao longo da construção.

Mais um fator que indica a escolha de concretos de maiores desempenhos, é o ganho de resistência nas primeiras idades. A evolução destes é mais dinâmica, e conseqüentemente pode-se reduzir o tempo de desforma, e já iniciar o carregamento nestas peças muito mais rápido. No fim, em uma construção de longa duração, pode-se ganhar alguns meses no prazo de entrega.

Com todos estes fatores citados, e outros que podem ser estudados com mais afinco, fica evidenciado com os resultados mostrados e analisados neste trabalho que seja qual for a estrutura nos moldes apresentados, usar um concreto com uma resistência mais elevada traz muito mais benefícios que o convencional. Quando maior o edifício, mais vale a pena o uso de concretos de alto desempenho na mesma.

Isso leva a questionar os atuais projetos de nosso país que forcem alterações severas na arquitetura e, como consequência, são concebidas estruturas que não são agradáveis aos usuários, e ainda por cima faz com que os custos de construção sejam mais elevados sem um retorno à altura.

Portanto, cabe aos calculistas de estruturas se adaptar e estudar os projetos a serem desenvolvidos, a fim de achar qual a melhor solução que atendam todos os

requisitos atuais e futuros, arrojando no projeto estrutural para que o mesmo traga um desempenho muito superior ao que é executado no país nos dias de hoje.

Desta forma os ganhos serão cada vez maiores, uma vez que se mude o pensamento convencional haverá a criação de novas tecnologias que iram elevar as estruturas a um nível mais eficiente, com ganhos que vão desde a economia de materiais até a diminuição dos impactos no meio ambiente.

8.1 SUGESTÕES PARA POSSÍVEIS TRABALHOS

Com a realização deste trabalho, seguem-se algumas sugestões para futuros trabalhos:

- Redução no tempo de execução da estrutura, com redução da mão de obra;
- Ganhos devido a entrega o empreendimento em menor prazo, aluguel e/ou menor prazo do retorno do investimento;
- Redução de insumos = cimento, areia, brita, água, aço, madeira, energia, combustíveis, CO₂;
- Redução nos investimentos durante o uso (menor investimento em manutenção e reparos);
- Análise das deformações nos últimos pavimentos.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, J.; HELENE, P. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011.
- ANDRADO, J.; TUTIKIAN, B. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6123: Força Devidas as Vento em Edificações**. Rio de Janeiro: 1988
- _____: **NBR 12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015
- _____: **NBR 5674: Manutenção de Edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro, 1999
- _____: **NBR 6120: Carpas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro, 1980
- _____: **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003
- BASTOS, Paulo S. dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado: Notas de Aula**. 2006. Universidade Estadual Paulista, Bauro – SP. Disponível em: <http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2013/04/FUNDAMENTOS_Concreto.pdf>. Acesso em: 03 abril 2015.
- BATLOUNI NETO, J. **Projetos de estruturas de concreto armado: Diretrizes para otimização do desempenho e do custo do edifício**. Dissertação (Mestrado) - IPT instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2003.
- BOTELHO, M.; MARCHETTI, O. **Concreto armado, eu te amo**. São Paulo: Blücher, 2013.
- CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios**. Série Estruturas. Porto, Portugal: UFP, 2008.
- CARVALHO, Roberto C.; FILHO, Jasson R. F., **Cálculo de Detalhamento de Estrutura Usuais de Concreto Armado**. 4º Edição. São Carlos: Edufscar, 2014.
- COVAS, N; KIMURA, A. **Método Geral para análise local de pilares**. TQS informática LTDA. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital->

tqs/89-artigos/206-metodo-geral-para-analise-local-de-pilares>. Acesso em: 21 de março de 2003.

DULLIUS, Thaisa et al. **Estudo da concentração de dióxido de carbono (CO₂) e distribuição espacial no município de Toledo, PR.** Disponível em: <<http://www2.pucpr.br/reol/semic2013/trabalho.php?dd0=11042&dd90=a3046cdfd9&dd10=view.html>>. Acesso em: 14 maio 2015.

FUSCO, P. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: IBRACON, 2011.

GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ. **Composições de serviços de edificações com desoneração.** Disponível em: <<http://www.paranaedificacoes.pr.gov.br>>. Acesso em: 20 de abril de 2015.

ISAIA, G. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: IBRACON, 2011.

MASCARÓ, J.L. **O custo das decisões arquitetônicas.** 2a. edição. Porto Alegre: Sagra-Luzzatto, 1998.

MEHTA, P.; MONTEIRO J. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Pini, 1994.

MONCAYO, Winston J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, EESC-USP. São Carlos - SP. 2011.

NEVILLE, A. **Propriedades do Concreto.** São Paulo: Pini, 1997.

POSSAN, Edna. **Modelagem da Carbonatação e Previsão de Vida Útil de Estruturas de Concreto em Ambiente Urbano.** 2010. 265 f. Tese (Pós Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SOBRENOME NETO, J. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: IBRACON, 2011.

TABALIPA, Ney L.; FIORI, Alberto P. Estudo do Clima do Município de Pato Branco, Paraná. **Synergismus scyentifica UTFPR.** Pato Branco, v. 3, n.4, 2008.

TEIXEIRA, E. P. **Vínculo de apoio das fundações.** FAQ Alto QI. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/256/1240/pt-br/vinculo-de-apoio-das-fundacoes.html>>.

Acesso em: 13 de abril de 2014

TUTIKIAN, B.; HELENE, P. **Concreto**: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON Cap. 12.

APÊNDICE A - COMPOSIÇÕES DE SERVIÇO

- Fôrmas

DESCRIÇÃO	UNIDADE	COEFICIENTE	CUSTOS (R\$)		
			MAT	MO	TOTAL
FORMA PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO (PILAR, VIGA E LAJE) EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA, DE 1,10 X 2,20, ESPESSURA = 12 MM, 08 UTILIZAÇÕES. (FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM - EXCLUSIVE ESCORAMENTO)	M2	-	12,43	9,81	22,24
AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,16000			
CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,66000			
CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA PARA FORMA DE CONCRETO, DE *1,10 X 2,20* M, E = 12 MM	M2	0,19000			
DESMOLDANTE PARA FORMA DE MADEIRA	L	0,00600			
PEÇA DE MADEIRA NATIVA/ REGIONAL 7,5 X 7,5CM (3X3) NÃO APARELHADA (P/FORMA)	M	0,48000			
PEÇA DE MADEIRANATIVA/REGIONAL 2,5 X 10CM (1X4") NÃO APARELHADA (SARRAFO P/FORMA)	M	0,25000			
PREGO POLIDO COM CABEÇA 17 X 21	KG	0,26000			
TÁBUA MADEIRA 2A QUALIDADE 2,5 X 30,0CM (1 X 12") NÃO APARELHADA	M	0,14000			

- Aço

DESCRIÇÃO	UNIDADE	COEFICIENTE	CUSTOS (R\$)		
			MAT	MO	TOTAL
ARMAÇÃO DE AÇO CA-60 DIAM.7,0 A 8,0MM - FORNECIMENTO / CORTE (C/ PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCAÇÃO.	KG	-	5,12	1,50	6,62
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,07000			
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,07000			
AÇO CA-60, 7,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,10000			
ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,02000			
ARMAÇÃO DE AÇO CA-60 DIAM. 3,4 A 6,0MM.- FORNECIMENTO / CORTE (C/PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCAÇÃO.	KG	-	5,07	2,15	7,22
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,10000			
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,10000			
AÇO CA-60, 5,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,10000			
ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,02000			
ARMAÇÃO AÇO CA-50 DIAM.16,0 (5/8) À 25,0MM (1) - FORNECIMENTO/ CORTE(PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCAÇÃO.	KG	-	4,64	1,54	6,18
AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,07000			
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,07000			
AÇO CA-50, 20,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,10000			
ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,03000			
ARMAÇÃO AÇO CA-50, DIAM. 6,3 (1/4) À 12,5MM(1/2) -FORNECIMENTO/ CORTE(PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCAÇÃO.	KG	-	5,19	2,20	7,39
AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,10000			
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,10000			
AÇO CA-50, 10,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,10000			
ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,03000			
ARMAÇÃO AÇO CA-50, DIAM. 32 MM - FORNECIMENTO/ CORTE(PERDA DE 10%) / DOBRA / COLOCAÇÃO.	KG	-			5,97
AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,06000			
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,06000			

AÇO CA-50, 10,0 MM, VERGALHÃO	KG	1,10000			
ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,03000			

- Concreto

DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTOS (R\$)
		TOTAL
CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=30MPA, INCLUSIVE LANÇAMENTO E ADENSAMENTO	M3	315,00
CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=40MPA, INCLUSIVE LANÇAMENTO E ADENSAMENTO	M3	345,00
CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=50MPA, INCLUSIVE LANÇAMENTO E ADENSAMENTO	M3	375,00

APÊNDICE B - COMPATIBILIZAÇÃO DE PILARES

8 Andares – Hipótese 3

30 Mpa			40 Mpa			50 Mpa		
Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção (m ²)	Seção aparente (m ²)
P7	0,15	0,07	P7	0,10	0,04	P7	0,09	0,02
P8	0,13	0,06	P8	0,08	0,02	P8	0,06	0,01
P9	0,11	0,03	P9	0,08	0,02	P9	0,06	0,01
P10	0,11	0,03	P10	0,07	0,02	P10	0,06	0,01
P11	0,08	0,02	P11	0,06	0,01	P11	0,06	0,01
P12	0,11	0,03	P12	0,07	0,02	P12	0,06	0,01
P14	0,08	0,02	P14	0,07	0,02	P14	0,07	0,01
P15	0,11	0,03	P15	0,08	0,02	P15	0,08	0,02
P16	0,10	0,04	P16	0,08	0,02	P16	0,08	0,02
P17	0,08	0,02	P17	0,06	0,01	P17	0,06	0,01
P18	0,09	0,03	P18	0,07	0,02	P18	0,06	0,01
P21	0,13	0,06	P21	0,08	0,02	P21	0,07	0,02
P25	0,12	0,05	P25	0,08	0,02	P25	0,08	0,02
P26	0,13	0,06	P26	0,08	0,02	P26	0,09	0,03
P27	0,10	0,04	P27	0,06	0,00	P27	0,08	0,02
P28	0,08	0,02	P28	0,07	0,02	P28	0,07	0,01
P29	0,08	0,02	P29	0,06	0,01	P29	0,06	0,01
P30	0,15	0,07	P30	0,08	0,02	P30	0,09	0,03
P31	0,08	0,02	P31	0,07	0,02	P31	0,06	0,01
P32	0,13	0,05	P32	0,08	0,02	P32	0,07	0,02
P33	0,15	0,07	P33	0,08	0,02	P33	0,08	0,02
P35	0,12	0,05	P35	0,08	0,02	P35	0,07	0,01
P38	0,08	0,02	P38	0,06	0,01	P38	0,06	0,01
P39	0,10	0,04	P39	0,10	0,04	P39	0,11	0,03
P40	0,13	0,06	P40	0,08	0,02	P40	0,08	0,02
P41	0,09	0,03	P41	0,08	0,02	P41	0,07	0,02
P42	0,08	0,02	P42	0,07	0,02	P42	0,08	0,01
P43	0,10	0,03	P43	0,08	0,02	P43	0,08	0,01
P44	0,10	0,03	P44	0,08	0,02	P44	0,10	0,03
P45	0,09	0,03	P45	0,08	0,02	P45	0,07	0,02

P46	0,12	0,05	P46	0,08	0,02	P46	0,08	0,02
P50	0,25	0,15	P50	0,10	0,04	P50	0,10	0,03
P51	0,09	0,05	P51	0,12	0,06	P51	0,09	0,05
Total (m²)	3,61	1,40	Total (m²)	2,60	0,75	Total (m²)	2,54	0,55

16 Andares – Hipótese 3

30 MPa			40 MPa			50 MPa		
Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)
P7	0,18	0,08	P7	0,13	0,06	P7	0,10	0,03
P8	0,11	0,05	P8	0,08	0,02	P8	0,07	0,02
P9	0,09	0,03	P9	0,08	0,02	P9	0,07	0,02
P10	0,11	0,03	P10	0,08	0,02	P10	0,07	0,02
P11	0,09	0,03	P11	0,07	0,02	P11	0,06	0,01
P12	0,13	0,06	P12	0,11	0,03	P12	0,09	0,03
P14	0,11	0,03	P14	0,10	0,03	P14	0,08	0,02
P15	0,16	0,07	P15	0,14	0,06	P15	0,12	0,05
P16	0,14	0,06	P16	0,09	0,03	P16	0,07	0,02
P17	0,11	0,03	P17	0,04	0,01	P17	0,07	0,01
P18	0,51	0,27	P18	0,51	0,27	P18	0,43	0,19
P21	0,16	0,07	P21	0,13	0,06	P21	0,10	0,04
P25	0,15	0,07	P25	0,11	0,05	P25	0,10	0,04
P26	0,20	0,09	P26	0,16	0,07	P26	0,14	0,06
P27	0,19	0,08	P27	0,15	0,07	P27	0,12	0,05
P28	0,90	0,48	P28	0,75	0,40	P28	0,71	0,38
P29	0,90	0,48	P29	0,75	0,40	P29	0,71	0,38
P30	0,19	0,08	P30	0,14	0,05	P30	0,12	0,05
P31	0,14	0,04	P31	0,11	0,03	P31	0,09	0,03
P32	0,15	0,07	P32	0,11	0,05	P32	0,10	0,04
P33	0,18	0,08	P33	0,13	0,06	P33	0,09	0,04
P35	0,12	0,04	P35	0,09	0,03	P35	0,07	0,02
P38	0,10	0,03	P38	0,08	0,02	P38	0,07	0,02
P39	0,19	0,08	P39	0,16	0,07	P39	0,14	0,06
P40	0,16	0,07	P40	0,30	0,23	P40	0,12	0,04
P41	0,15	0,07	P41	0,11	0,05	P41	0,10	0,04

P42	0,15	0,07	P42	0,11	0,05	P42	0,09	0,04
P43	0,15	0,07	P43	0,11	0,05	P43	0,09	0,04
P44	0,18	0,08	P44	0,12	0,05	P44	0,10	0,04
P45	0,46	0,14	P45	0,46	0,14	P45	0,46	0,14
P46	0,46	0,14	P46	0,46	0,14	P46	0,46	0,14
P50	0,19	0,08	P50	0,13	0,06	P50	0,09	0,03
P51	0,09	0,05	P51	0,09	0,05	P51	0,09	0,05
Total (m²)	7,27	3,17	Total (m²)	6,17	2,73	Total (m²)	5,37	2,16

32 Andares – Hipótese 3

30 MPa			40 MPa			50 MPa		
Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)	Pilares	Seção total (m ²)	Seção aparente (m ²)
P7	1,75	0,80	P7	0,74	0,04	P7	0,53	0,00
P8	2,60	1,37	P8	1,10	0,06	P8	0,95	0,00
P9	1,75	0,80	P9	0,84	0,04	P9	0,80	0,00
P10	1,75	0,80	P10	0,84	0,04	P10	0,72	0,00
P11	1,40	0,64	P11	0,74	0,04	P11	0,72	0,00
P12 (L)	1,40	0,84	P12 (L)	0,88	0,12	P12 (L)	0,76	0,00
P14	0,13	0,02	P14	0,11	0,01	P14	0,10	0,00
P15	0,63	0,23	P15	0,42	0,02	P15	0,40	0,00
P16	1,00	0,53	P16	0,50	0,03	P16	0,48	0,00
P17	2,10	0,96	P17	0,83	0,04	P17	0,86	0,00
P18	0,51	0,19	P18	0,51	0,19	P18	0,51	0,19
P21 (L)	1,47	0,84	P21 (L)	0,92	0,12	P21 (L)	0,80	0,00
P25	0,15	0,04	P25	0,15	0,04	P25	0,15	0,04
P26	0,22	0,06	P26	0,16	0,01	P26	0,15	0,00
P27	0,19	0,05	P27	0,19	0,05	P27	0,19	0,05
P28	1,05	0,39	P28	1,58	0,91	P28	1,58	0,91
P29	1,05	0,39	P29	1,58	0,91	P29	1,58	0,91
P30	0,25	0,10	P30	0,25	0,10	P30	0,23	0,08
P31	0,18	0,04	P31	0,18	0,04	P31	0,18	0,04
P32	0,16	0,04	P32	0,16	0,04	P32	0,16	0,04
P33	0,80	0,42	P33	0,40	0,02	P33	0,38	0,00
P35	0,53	0,24	P35	0,30	0,02	P35	0,29	0,00
P38	0,70	0,32	P38	0,40	0,02	P38	0,32	0,00

P39	1,76	0,92	P39	0,88	0,04	P39	0,76	0,00
P40	0,96	0,35	P40	0,47	0,02	P40	0,45	0,00
P41	0,20	0,05	P41	0,20	0,05	P41	0,18	0,03
P42	0,21	0,10	P42	0,18	0,07	P42	0,18	0,07
P43	0,53	0,24	P43	0,30	0,02	P43	0,20	0,01
P44	0,81	0,30	P44	0,54	0,03	P44	0,51	0,00
P45	1,75	0,80	P45	2,25	1,30	P45	2,25	1,30
P46	1,26	0,58	P46	1,62	0,94	P46	1,62	0,94
P50	0,22	0,06	P50	0,22	0,06	P50	0,15	0,00
P51	0,10	0,04	P51	0,10	0,04	P51	0,10	0,04
Total (m ²)	29,54	13,52	Total (m ²)	20,52	5,44	Total (m ²)	19,23	4,64

APÊNDICE C – GANHO DE ÁREA ÚTIL NO ESTACIONAMENTO

Neste apêndice será mostrado a redução da área de pilar no estacionamento. Como é uma pavimento sem divisórias não terá a diferença da peça aparente.

- Ganho de área útil no estacionamento – 8 andares

30 Mpa				40 MPa				50 MPa			
Pilar	Seção (cm)		Seção total (m ²)	Pilar	Seção (cm)		Seção total (m ²)	Pilar	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	20,00	40,00	0,08	P1	14,00	40,00	0,06	P1	14,00	35,00	0,05
P2	20,00	35,00	0,07	P2	18,00	40,00	0,07	P2	16,00	45,00	0,07
P3	20,00	45,00	0,09	P3	18,00	40,00	0,07	P3	18,00	40,00	0,07
P4	20,00	50,00	0,10	P4	18,00	40,00	0,07	P4	16,00	40,00	0,06
P5	20,00	55,00	0,11	P5	18,00	40,00	0,07	P5	14,00	45,00	0,06
P7	25,00	60,00	0,15	P7	25,00	40,00	0,10	P7	18,00	50,00	0,09
P12	20,00	53,00	0,11	P12	18,00	40,00	0,07	P12	16,00	40,00	0,06
P13	20,00	40,00	0,08	P13	14,00	40,00	0,06	P13	14,00	30,00	0,04
P14	20,00	40,00	0,08	P14	18,00	40,00	0,07	P14	16,00	45,00	0,07
P15	20,00	55,00	0,11	P15	20,00	40,00	0,08	P15	18,00	45,00	0,08
P16	23,00	45,00	0,10	P16	20,00	40,00	0,08	P16	20,00	40,00	0,08
P17	20,00	40,00	0,08	P17	16,00	40,00	0,06	P17	16,00	40,00	0,06
P18	20,00	45,00	0,09	P18	18,00	40,00	0,07	P18	16,00	40,00	0,06
P24	20,00	40,00	0,08	P24	14,00	40,00	0,06	P24	14,00	30,00	0,04
P26	25,00	50,00	0,13	P26	20,00	40,00	0,08	P26	20,00	45,00	0,09
P27	25,00	40,00	0,10	P27	14,00	40,00	0,06	P27	20,00	40,00	0,08
P28	20,00	40,00	0,08	P28	18,00	40,00	0,07	P28	16,00	45,00	0,07
P34	20,00	40,00	0,08	P34	16,00	40,00	0,06	P34	14,00	40,00	0,06
P35	23,00	50,00	0,12	P35	20,00	40,00	0,08	P35	16,00	45,00	0,07
P36	20,00	40,00	0,08	P36	16,00	40,00	0,06	P36	14,00	35,00	0,05
P37	20,00	40,00	0,08	P37	16,00	40,00	0,06	P37	14,00	35,00	0,05
P38	20,00	40,00	0,08	P38	16,00	40,00	0,06	P38	16,00	40,00	0,06
P39	25,00	40,00	0,10	P39	25,00	40,00	0,10	P39	20,00	55,00	0,11
P44	20,00	50,00	0,10	P44	20,00	40,00	0,08	P44	20,00	50,00	0,10
P45	20,00	45,00	0,09	P45	20,00	40,00	0,08	P45	18,00	40,00	0,07
P49	20,00	40,00	0,08	P49	16,00	40,00	0,06	P49	14,00	35,00	0,05
P50	35,00	70,00	0,25	P50	25,00	40,00	0,10	P50	20,00	50,00	0,10

P51	30,00	30,00	0,09	P51	30,00	40,00	0,12	P51	30,00	30,00	0,09
P52	25,00	60,00	0,15	P52	20,00	40,00	0,08	P52	20,00	45,00	0,09
P53	20,00	40,00	0,08	P53	16,00	40,00	0,06	P53	14,00	40,00	0,06
P54	20,00	40,00	0,08	P54	16,00	40,00	0,06	P54	14,00	40,00	0,06
P57	20,00	40,00	0,08	P57	16,00	40,00	0,06	P57	14,00	40,00	0,06
P58	20,00	40,00	0,08	P58	16,00	40,00	0,06	P58	14,00	40,00	0,06
P59	20,00	40,00	0,08	P59	18,00	40,00	0,07	P59	18,00	40,00	0,07
P60	25,00	50,00	0,13	P60	20,00	40,00	0,08	P60	16,00	50,00	0,08
Total (m²)			3,45	Total (m²)			2,57	Total (m²)			2,44

Pode-se observar uma redução de 25,5% da área de pilares no estacionamento entre as hipóteses de 30 e 40 MPa. Já a diferença entre 30 e 50 MPa sobe para 29,3%. Com isso os ganhos obtidos através do aumento do fck do concreto já começam a ser significativos neste pavimento.

- Ganho de área útil no estacionamento – 16 andares

30 MPa				40 MPa				50 MPa			
Pilar	Seção(cm)		Seção total (m ²)	Pilar	Seção(cm)		Seção total (m ²)	Pilar	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16,00	40,00	0,06	P1	14,00	38,00	0,05	P1	14,00	35,00	0,05
P2	18,00	40,00	0,07	P2	16,00	40,00	0,06	P2	15,00	40,00	0,06
P3	18,00	40,00	0,07	P3	16,00	40,00	0,06	P3	16,00	40,00	0,06
P4	20,00	40,00	0,08	P4	16,00	40,00	0,06	P4	14,00	40,00	0,06
P5 (L)	0.4715m ²	0.437 m ²	0,91	P5 (L)	0.5125 m ²	0.475 m ²	0,99	P5 (L)	0.5535 m ²	0.5265 m ²	1,08
P7	25,00	70,00	0,18	P7	25,00	50,00	0,13	P7	20,00	50,00	0,10
P12	25,00	50,00	0,13	P12	20,00	55,00	0,11	P12	20,00	45,00	0,09
P13	16,00	40,00	0,06	P13	14,00	35,00	0,05	P13	14,00	30,00	0,04
P14	20,00	55,00	0,11	P14	20,00	48,00	0,10	P14	20,00	40,00	0,08
P15	25,00	65,00	0,16	P15	25,00	55,00	0,14	P15	23,00	50,00	0,12
P16	25,00	55,00	0,14	P16	20,00	45,00	0,09	P16	19,00	38,00	0,07
P17	20,00	53,00	0,11	P17	19,00	19,00	0,04	P17	17,00	40,00	0,07
P18	30,00	170,00	0,51	P18	30,00	170,00	0,51	P18	25,00	170,00	0,43
P24	16,00	40,00	0,06	P24	14,00	30,00	0,04	P24	14,00	30,00	0,04
P26	25,00	80,00	0,20	P26	25,00	64,00	0,16	P26	25,00	54,00	0,14
P27	25,00	75,00	0,19	P27	25,00	60,00	0,15	P27	25,00	47,00	0,12

P28	30,00	300,00	0,90	P28	30,00	250,00	0,75	P28	30,00	235,00	0,71
P34	18,00	40,00	0,07	P34	14,00	40,00	0,06	P34	14,00	30,00	0,04
P35	20,00	60,00	0,12	P35	20,00	45,00	0,09	P35	20,00	37,00	0,07
P36	14,00	40,00	0,06	P36	14,00	30,00	0,04	P36	14,00	30,00	0,04
P37	16,00	40,00	0,06	P37	14,00	35,00	0,05	P37	14,00	30,00	0,04
P38	20,00	50,00	0,10	P38	19,00	40,00	0,08	P38	18,00	39,00	0,07
P39	25,00	75,00	0,19	P39	25,00	65,00	0,16	P39	24,00	59,00	0,14
P44	25,00	70,00	0,18	P44	25,00	48,00	0,12	P44	25,00	39,00	0,10
P45	20,00	230,00	0,46	P45	20,00	230,00	0,46	P45	20,00	230,00	0,46
P49	16,00	40,00	0,06	P49	14,00	30,00	0,04	P49	14,00	30,00	0,04
P50	25,00	75,00	0,19	P50	25,00	50,00	0,13	P50	20,00	45,00	0,09
P51	30,00	30,00	0,09	P51	30,00	30,00	0,09	P51	30,00	30,00	0,09
P52	25,00	60,00	0,15	P52	25,00	45,00	0,11	P52	20,00	45,00	0,09
P53	20,00	40,00	0,08	P53	14,00	35,00	0,05	P53	14,00	30,00	0,04
P54	18,00	40,00	0,07	P54	14,00	40,00	0,06	P54	14,00	35,00	0,05
P57	18,00	40,00	0,07	P57	14,00	40,00	0,06	P57	14,00	37,00	0,05
P58	20,00	40,00	0,08	P58	17,00	40,00	0,07	P58	14,00	35,00	0,05
P59	20,00	40,00	0,08	P59	16,00	40,00	0,06	P59	16,00	35,00	0,06
P60	25,00	50,00	0,13	P60	25,00	40,00	0,10	P60	22,00	44,00	0,10
Total (m²)			6,17	Total (m²)			5,31	Total (m²)			4,93

No edifício de 16 andares com fck de 40 MPa, comparando com o fck de 30 MPa, a redução da área útil de pilares chega a 14,0%. Enquanto na hipótese de 50 MPa, comparada ao de 30 MPa, o valor é de 20,1%.

- Ganho de área útil no estacionamento – 32 andares

30 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16,00	40,00	0,06
P2	18,00	40,00	0,07
P3	18,00	40,00	0,07
P4	20,00	40,00	0,08
P5 (T)	1.52 m ²	0.76 m ²	2,28
P7	35,00	500,00	1,75

40 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16,00	40,00	0,06
P2	18,00	40,00	0,07
P3	18,00	40,00	0,07
P4	20,00	40,00	0,08
P5 (T)	1.52 m ²	0.76 m ²	2,28
P7	20,00	370,00	0,74

50 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16,00	40,00	0,06
P2	18,00	40,00	0,07
P3	18,00	40,00	0,07
P4	20,00	40,00	0,08
P5 (T)	1.026 m ²	0.513 m ²	1,54
P7	19,00	280,00	0,53

P12 (L)	0,7 m ²	0,7 m ²	1,40
P13	16,00	40,00	0,06
P14	23,00	55,00	0,13
P15	30,00	210,00	0,63
P16	40,00	250,00	1,00
P17	35,00	600,00	2,10
P18	30,00	170,00	0,51
P24	16,00	40,00	0,06
P26	27,00	80,00	0,22
P27	25,00	75,00	0,19
P28	30,00	350,00	1,05
P34	18,00	40,00	0,07
P35	35,00	150,00	0,53
P36	14,00	40,00	0,06
P37	16,00	40,00	0,06
P38	35,00	200,00	0,70
P39	40,00	440,00	1,76
P44	30,00	270,00	0,81
P45	35,00	500,00	1,75
P49	16,00	40,00	0,06
P50	27,00	80,00	0,22
P51	32,00	32,00	0,10
P52	25,00	60,00	0,15
P53	20,00	40,00	0,08
P54	18,00	40,00	0,07
P57	18,00	40,00	0,07
P58	20,00	40,00	0,08
P59	20,00	40,00	0,08
P60	25,00	50,00	0,13
Total (m²)		18,44	

P12 (L)	0,44 m ²	0,44 m ²	0,88
P13	16,00	40,00	0,06
P14	20,00	55,00	0,11
P15	20,00	210,00	0,42
P16	20,00	250,00	0,50
P17	20,00	415,00	0,83
P18	30,00	170,00	0,51
P24	16,00	40,00	0,06
P26	20,00	80,00	0,16
P27	25,00	75,00	0,19
P28	45,00	350,00	1,58
P34	18,00	40,00	0,07
P35	20,00	150,00	0,30
P36	14,00	40,00	0,06
P37	16,00	40,00	0,06
P38	20,00	200,00	0,40
P39	20,00	440,00	0,88
P44	20,00	270,00	0,54
P45	45,00	500,00	2,25
P49	16,00	40,00	0,06
P50	27,00	80,00	0,22
P51	32,00	32,00	0,10
P52	25,00	60,00	0,15
P53	20,00	40,00	0,08
P54	18,00	40,00	0,07
P57	18,00	40,00	0,07
P58	20,00	40,00	0,08
P59	20,00	40,00	0,08
P60	25,00	50,00	0,13
Total (m²)		14,21	

P12 (L)	0,38 m ²	0,38 m ²	0,76
P13	16,00	40,00	0,06
P14	19,00	55,00	0,10
P15	19,00	210,00	0,40
P16	19,00	250,00	0,48
P17	19,00	450,00	0,86
P18	30,00	170,00	0,51
P24	16,00	40,00	0,06
P26	19,00	80,00	0,15
P27	25,00	75,00	0,19
P28	45,00	350,00	1,58
P34	18,00	40,00	0,07
P35	19,00	150,00	0,29
P36	14,00	40,00	0,06
P37	16,00	40,00	0,06
P38	19,00	170,00	0,32
P39	19,00	400,00	0,76
P44	19,00	270,00	0,51
P45	45,00	500,00	2,25
P49	16,00	40,00	0,06
P50	19,00	80,00	0,15
P51	32,00	32,00	0,10
P52	25,00	60,00	0,15
P53	20,00	40,00	0,08
P54	18,00	40,00	0,07
P57	18,00	40,00	0,07
P58	20,00	40,00	0,08
P59	20,00	40,00	0,08
P60	25,00	50,00	0,13
Total (m²)		12,81	

Por fim, a redução no edifício de 32 andares. Comparando a hipótese de 30 e 40 MPa o ganho em diminuição da área de pilares é de 4,23 m², ou 23%. Já se aplicar um concreto com fck igual a 50 MPa os valores sobem para 5,63 m², gerando um uma redução de 30,53% na área de pilares.

Os resultados apresentados neste apêndice leva a uma conclusão de mais um ponto positivo na implantação de concretos com um desempenho maior. A área de pilares

em estacionamento é um fator importante em edifícios de grandes proporções. Qualquer área a mais já faz diferença e como foi provado, quando é usado concreto com resistência elevada, os ganhos são significantes, chegando a quase 6 m² na edificação de 32 andares.

APÊNDICE D – GANHO DE ÁREA ÚTIL NO PAVIMENTO TÉRREO

Neste pavimento está localizado mais uma parte da garagem e o espaço comercial no edifício. Trata-se, também, de um local com poucas divisórias, portanto será estudado o valor bruto da redução dos pilares. Neste nível, estará localizado todos os 60 pilares da edificação.

- Ganho de área útil no pavimento térreo – 8 andares

30 MPa			
Pilares	Seção (cm)		Seção total (m ²)
P1	20,00	40,00	0,08
P2	20,00	35,00	0,07
P3	20,00	45,00	0,09
P4	20,00	50,00	0,10
P5	20,00	55,00	0,11
P6	20,00	55,00	0,11
P7	25,00	60,00	0,15
P8	25,00	50,00	0,13
P9	20,00	55,00	0,11
P10	20,00	55,00	0,11
P11	20,00	40,00	0,08
P12	20,00	53,00	0,11
P13	20,00	40,00	0,08
P14	20,00	40,00	0,08
P15	20,00	55,00	0,11
P16	23,00	45,00	0,10
P17	20,00	40,00	0,08
P18	20,00	45,00	0,09
P19	20,00	43,00	0,09
P20	20,00	40,00	0,08
P21	25,00	50,00	0,13
P22	20,00	50,00	0,10
P23	25,00	45,00	0,11
P24	20,00	40,00	0,08

40 MPa			
Pilares	Seção (cm)		Seção total (m ²)
P1	14,00	40,00	0,06
P2	18,00	40,00	0,07
P3	18,00	40,00	0,07
P4	18,00	40,00	0,07
P5	18,00	40,00	0,07
P6	20,00	40,00	0,08
P7	25,00	40,00	0,10
P8	20,00	40,00	0,08
P9	20,00	40,00	0,08
P10	18,00	40,00	0,07
P11	16,00	40,00	0,06
P12	18,00	40,00	0,07
P13	14,00	40,00	0,06
P14	18,00	40,00	0,07
P15	20,00	40,00	0,08
P16	20,00	40,00	0,08
P17	16,00	40,00	0,06
P18	18,00	40,00	0,07
P19	16,00	40,00	0,06
P20	16,00	40,00	0,06
P21	20,00	40,00	0,08
P22	18,00	40,00	0,07
P23	20,00	40,00	0,08
P24	14,00	40,00	0,06

50 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	14,00	35,00	0,05
P2	16,00	45,00	0,07
P3	18,00	40,00	0,07
P4	16,00	40,00	0,06
P5	14,00	45,00	0,06
P6	16,00	40,00	0,06
P7	18,00	50,00	0,09
P8	16,00	40,00	0,06
P9	16,00	40,00	0,06
P10	16,00	40,00	0,06
P11	16,00	40,00	0,06
P12	16,00	40,00	0,06
P13	14,00	30,00	0,04
P14	16,00	45,00	0,07
P15	18,00	45,00	0,08
P16	20,00	40,00	0,08
P17	16,00	40,00	0,06
P18	16,00	40,00	0,06
P19	14,00	40,00	0,06
P20	16,00	40,00	0,06
P21	18,00	40,00	0,07
P22	16,00	40,00	0,06
P23	18,00	45,00	0,08
P24	14,00	30,00	0,04

P25	23,00	50,00	0,12
P26	25,00	50,00	0,13
P27	25,00	40,00	0,10
P28	20,00	40,00	0,08
P29	20,00	40,00	0,08
P30	25,00	60,00	0,15
P31	20,00	40,00	0,08
P32	23,00	55,00	0,13
P33	25,00	60,00	0,15
P34	20,00	40,00	0,08
P35	23,00	50,00	0,12
P36	20,00	40,00	0,08
P37	20,00	40,00	0,08
P38	20,00	40,00	0,08
P39	25,00	40,00	0,10
P40	25,00	50,00	0,13
P41	20,00	45,00	0,09
P42	20,00	40,00	0,08
P43	20,00	50,00	0,10
P44	20,00	50,00	0,10
P45	20,00	45,00	0,09
P46	25,00	48,00	0,12
P47	25,00	50,00	0,13
P48	20,00	45,00	0,09
P49	20,00	40,00	0,08
P50	35,00	70,00	0,25
P51	30,00	30,00	0,09
P52	25,00	60,00	0,15
P53	20,00	40,00	0,08
P54	20,00	40,00	0,08
P55	25,00	50,00	0,13
P56	25,00	55,00	0,14
P57	20,00	40,00	0,08
P58	20,00	40,00	0,08
P59	20,00	40,00	0,08
P60	25,00	50,00	0,13
Total (m²)		6,18	

P25	20,00	40,00	0,08
P26	20,00	40,00	0,08
P27	14,00	40,00	0,06
P28	18,00	40,00	0,07
P29	16,00	40,00	0,06
P30	20,00	40,00	0,08
P31	18,00	40,00	0,07
P32	20,00	40,00	0,08
P33	20,00	40,00	0,08
P34	16,00	40,00	0,06
P35	20,00	40,00	0,08
P36	16,00	40,00	0,06
P37	16,00	40,00	0,06
P38	16,00	40,00	0,06
P39	25,00	40,00	0,10
P40	20,00	40,00	0,08
P41	20,00	40,00	0,08
P42	18,00	40,00	0,07
P43	20,00	40,00	0,08
P44	20,00	40,00	0,08
P45	20,00	40,00	0,08
P46	20,00	40,00	0,08
P47	20,00	40,00	0,08
P48	20,00	40,00	0,08
P49	16,00	40,00	0,06
P50	25,00	40,00	0,10
P51	30,00	40,00	0,12
P52	20,00	40,00	0,08
P53	16,00	40,00	0,06
P54	16,00	40,00	0,06
P55	20,00	40,00	0,08
P56	20,00	40,00	0,08
P57	16,00	40,00	0,06
P58	16,00	40,00	0,06
P59	18,00	40,00	0,07
P60	20,00	40,00	0,08
Total (m²)		4,48	

P25	18,00	45,00	0,08
P26	20,00	45,00	0,09
P27	20,00	40,00	0,08
P28	16,00	45,00	0,07
P29	16,00	40,00	0,06
P30	20,00	45,00	0,09
P31	16,00	40,00	0,06
P32	18,00	40,00	0,07
P33	18,00	45,00	0,08
P34	14,00	40,00	0,06
P35	16,00	45,00	0,07
P36	14,00	35,00	0,05
P37	14,00	35,00	0,05
P38	16,00	40,00	0,06
P39	20,00	55,00	0,11
P40	20,00	40,00	0,08
P41	18,00	40,00	0,07
P42	16,00	50,00	0,08
P43	16,00	50,00	0,08
P44	20,00	50,00	0,10
P45	18,00	40,00	0,07
P46	18,00	45,00	0,08
P47	16,00	50,00	0,08
P48	18,00	45,00	0,08
P49	14,00	35,00	0,05
P50	20,00	50,00	0,10
P51	30,00	30,00	0,09
P52	20,00	45,00	0,09
P53	14,00	40,00	0,06
P54	14,00	40,00	0,06
P55	18,00	50,00	0,09
P56	16,00	45,00	0,07
P57	14,00	40,00	0,06
P58	14,00	40,00	0,06
P59	18,00	40,00	0,07
P60	16,00	50,00	0,08
Total (m²)		4,26	

No edifício de 8 andares, a redução da área de pilares, é aplicado um concreto de 40 Mpa, chega a um índice de 27,51%. No caso de 50 MPa o valor cresce para 31,07%.

- Ganho de área útil no pavimento térreo – 16 andares

30 MPa				40 MPa				50 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)	Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)	Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16	40	0,06	P1	14	38	0,05	P1	14	35	0,05
P2	18	40	0,07	P2	16	40	0,06	P2	15	40	0,06
P3	18	40	0,07	P3	16	40	0,06	P3	16	40	0,06
P4	20	40	0,08	P4	16	40	0,06	P4	14	40	0,06
P5 (L)	0.4715m ²	0.437 m ²	0,91	P5 (L)	0.5125 m ²	0.475 m ²	0,99	P5 (L)	0.5535 m ²	0.5265 m ²	1,08
P6 (L)	0.36 m ²	0.56 m ²	0,92	P6 (L)	0.36 m ²	0.56 m ²	0,92	P6 (L)	0.36 m ²	0.56 m ²	0,92
P7	25	70	0,18	P7	25	50	0,13	P7	20	50	0,10
P8	25	45	0,11	P8	20	40	0,08	P8	18	40	0,07
P9	20	45	0,09	P9	20	40	0,08	P9	18	40	0,07
P10	20	55	0,11	P10	20	40	0,08	P10	20	35	0,07
P11	20	45	0,09	P11	18	40	0,07	P11	18	35	0,06
P12	25	50	0,13	P12	20	55	0,11	P12	20	45	0,09
P13	16	40	0,06	P13	14	35	0,05	P13	14	30	0,04
P14	20	55	0,11	P14	20	48	0,10	P14	20	40	0,08
P15	25	65	0,16	P15	25	55	0,14	P15	23	50	0,12
P16	25	55	0,14	P16	20	45	0,09	P16	19	38	0,07
P17	20	53	0,11	P17	19	19	0,04	P17	17	40	0,07
P18	30	170	0,51	P18	30	170	0,51	P18	25	170	0,43
P19	20	50	0,10	P19	14	40	0,06	P19	14	30	0,04
P20	30	85	0,26	P20	30	85	0,26	P20	25	85	0,21
P21	25	65	0,16	P21	25	50	0,13	P21	25	40	0,10
P22	20	55	0,11	P22	18	40	0,07	P22	16	40	0,06
P23	25	70	0,18	P23	25	48	0,12	P23	23	47	0,11
P24	16	40	0,06	P24	14	30	0,04	P24	14	30	0,04
P25	25	60	0,15	P25	25	45	0,11	P25	25	38	0,10
P26	25	80	0,20	P26	25	64	0,16	P26	25	54	0,14
P27	25	75	0,19	P27	25	60	0,15	P27	25	47	0,12
P28	30	300	0,90	P28	30	250	0,75	P28	30	235	0,71
P29	30	300	0,90	P29	30	250	0,75	P29	30	235	0,71

P30	25	75	0,19
P31	20	70	0,14
P32	25	60	0,15
P33	25	70	0,18
P34	18	40	0,07
P35	20	60	0,12
P36	14	40	0,06
P37	16	40	0,06
P38	20	50	0,10
P39	25	75	0,19
P40	25	65	0,16
P41	25	60	0,15
P42	25	60	0,15
P43	25	60	0,15
P44	25	70	0,18
P45	20	230	0,46
P46	20	230	0,46
P47	20	60	0,12
P48	25	45	0,11
P49	16	40	0,06
P50	25	75	0,19
P51	30	30	0,09
P52	25	60	0,15
P53	20	40	0,08
P54	18	40	0,07
P55	25	50	0,13
P56	20	55	0,11
P57	18	40	0,07
P58	20	40	0,08
P59	20	40	0,08
P60	25	50	0,13
Total (m²)			11,54

P30	23	60	0,14
P31	20	55	0,11
P32	25	45	0,11
P33	25	50	0,13
P34	14	40	0,06
P35	20	45	0,09
P36	14	30	0,04
P37	14	35	0,05
P38	19	40	0,08
P39	25	65	0,16
P40	55	55	0,30
P41	25	45	0,11
P42	25	43	0,11
P43	25	45	0,11
P44	25	48	0,12
P45	20	230	0,46
P46	20	230	0,46
P47	20	40	0,08
P48	25	45	0,11
P49	14	30	0,04
P50	25	50	0,13
P51	30	30	0,09
P52	25	45	0,11
P53	14	35	0,05
P54	14	40	0,06
P55	25	45	0,11
P56	16	40	0,06
P57	14	40	0,06
P58	17	40	0,07
P59	16	40	0,06
P60	25	40	0,10
Total (m²)			9,98

P30	23,5	50	0,12
P31	20	45	0,09
P32	23	43	0,10
P33	23	41	0,09
P34	14	30	0,04
P35	20	37	0,07
P36	14	30	0,04
P37	14	30	0,04
P38	18	39	0,07
P39	24	59	0,14
P40	22	53	0,12
P41	23	42	0,10
P42	23	40	0,09
P43	24	39	0,09
P44	25	39	0,10
P45	20	230	0,46
P46	20	230	0,46
P47	18	40	0,07
P48	25	45	0,11
P49	14	30	0,04
P50	20	45	0,09
P51	30	30	0,09
P52	20	45	0,09
P53	14	30	0,04
P54	14	35	0,05
P55	25	45	0,11
P56	15	38	0,06
P57	14	37	0,05
P58	14	35	0,05
P59	16	35	0,06
P60	22	44	0,10
Total (m²)			9,06

No caso de um prédio de 16 andares o aumento da resistência a compressão do concreto, de 30 para 40 Mpa, gera um ganho de 1,56 m² (13,52%). Já se aplicar um material de fck igual a 50 MPa há um aumento de 2,48 m² (21,49%).

- Ganho de área útil no pavimento térreo – 32 andares

30 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16	40	0,064
P2	18	40	0,072
P3	18	40	0,072
P4	20	40	0,08
P5 (T)	1.52 m ²	0.76 m ²	2,28
P6 (T)	2.2 m ²	0.74 m ²	2,94
P7	35	500	1,75
P8	40	650	2,6
P9	35	500	1,75
P10	35	500	1,75
P11	35	400	1,4
P12 (L)	0.7 m ²	0.7 m ²	1,4
P13	16	40	0,064
P14	23	55	0,1265
P15	30	210	0,63
P16	40	250	1
P17	35	600	2,1
P18	30	170	0,51
P19 (L)	0.225 m ²	0.225 m ²	0,45
P20 (L)	0.45 m ²	0.45 m ²	0,9
P21 (L)	0.77 m ²	0.7 m ²	1,47
P22 (L)	0.2 m ²	0.16 m ²	0,36
P23	25	70	0,175
P24	16	40	0,064
P25	25	60	0,15
P26	27	80	0,216
P27	25	75	0,1875
P28	30	350	1,05
P29	30	350	1,05
P30	32	77	0,2464
P31	25	70	0,175

40 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16	40	0,064
P2	18	40	0,072
P3	18	40	0,072
P4	20	40	0,08
P5 (T)	1.52 m ²	0.76 m ²	2,28
P6 (T)	2.2 m ²	0.74 m ²	2,94
P7	20	370	0,74
P8	20	550	1,1
P9	20	420	0,84
P10	20	420	0,84
P11	20	370	0,74
P12 (L)	0.44 m ²	0.44 m ²	0,88
P13	16	40	0,064
P14	20	55	0,11
P15	20	210	0,42
P16	20	250	0,5
P17	20	415	0,83
P18	30	170	0,51
P19 (L)	0.18 m ²	0.18 m ²	0,36
P20 (L)	0.3 m ²	0.3 m ²	0,6
P21 (L)	0.484 m ²	0.44 m ²	0,924
P22 (L)	0.2 m ²	0.16 m ²	0,36
P23	20	70	0,14
P24	16	40	0,064
P25	25	60	0,15
P26	20	80	0,16
P27	25	75	0,1875
P28	45	350	1,575
P29	45	350	1,575
P30	32	77	0,2464
P31	25	70	0,175

50 MPa			
Pilares	Seção(cm)		Seção total (m ²)
P1	16	40	0,064
P2	18	40	0,072
P3	18	40	0,072
P4	20	40	0,08
P5 (T)	1.026 m ²	0.513 m ²	1,539
P6 (T)]	1.485 m ²	0.46 m ²	1,945
P7	19	280	0,532
P8	19	500	0,95
P9	19	420	0,798
P10	19	380	0,722
P11	19	380	0,722
P12 (L)	0.38 m ²	0.38 m ²	0,76
P13	16	40	0,064
P14	19	55	0,1045
P15	19	210	0,399
P16	19	250	0,475
P17	19	450	0,855
P18	30	170	0,51
P19 (L)	0.171 m ²	0.171 m ²	0,342
P20 (L)	0.285 m ²	0.285 m ²	0,57
P21 (L)	0.418 m ²	0.38 m ²	0,798
P22(L)	0.152 m ²	0.19 m ²	0,342
P23	19	70	0,133
P24	16	40	0,064
P25	25	60	0,15
P26	19	80	0,152
P27	25	75	0,1875
P28	45	350	1,575
P29	45	350	1,575
P30	30	77	0,231
P31	25	70	0,175

P32	25	65	0,1625
P33	40	200	0,8
P34	18	40	0,072
P35	35	150	0,525
P36	14	40	0,056
P37	16	40	0,064
P38	35	200	0,7
P39	40	440	1,76
P40	30	320	0,96
P41	25	80	0,2
P42	35	60	0,21
P43	35	150	0,525
P44	30	270	0,81
P45	35	500	1,75
P46	35	360	1,26
P47	20	60	0,12
P48	25	45	0,1125
P49	16	40	0,064
P50	27	80	0,216
P51	32	32	0,1024
P52	25	60	0,15
P53	20	40	0,08
P54	18	40	0,072
P55	25	50	0,125
P56	20	55	0,11
P57	18	40	0,072
P58	20	40	0,08
P59	20	40	0,08
P60	25	50	0,125
Total (m²)			38,45

P32	25	65	0,1625
P33	20	200	0,4
P34	18	40	0,072
P35	20	150	0,3
P36	14	40	0,056
P37	16	40	0,064
P38	20	200	0,4
P39	20	440	0,88
P40	20	235	0,47
P41	25	80	0,2
P42	30	60	0,18
P43	20	150	0,3
P44	20	270	0,54
P45	45	500	2,25
P46	45	360	1,62
P47	20	60	0,12
P48	25	45	0,1125
P49	16	40	0,064
P50	27	80	0,216
P51	32	32	0,1024
P52	25	60	0,15
P53	20	40	0,08
P54	18	40	0,072
P55	25	50	0,125
P56	20	55	0,11
P57	18	40	0,072
P58	20	40	0,08
P59	20	40	0,08
P60	25	50	0,125
Total (m²)			29,00

P32	25	65	0,1625
P33	19	200	0,38
P34	18	40	0,072
P35	19	150	0,285
P36	14	40	0,056
P37	16	40	0,064
P38	19	170	0,323
P39	19	400	0,76
P40	19	235	0,4465
P41	23	80	0,184
P42	30	60	0,18
P43	20	100	0,2
P44	19	270	0,513
P45	45	500	2,25
P46	45	360	1,62
P47	20	60	0,12
P48	25	45	0,1125
P49	16	40	0,064
P50	19	80	0,152
P51	32	32	0,1024
P52	25	60	0,15
P53	20	40	0,08
P54	18	40	0,072
P55	25	50	0,125
P56	20	55	0,11
P57	18	40	0,072
P58	20	40	0,08
P59	20	40	0,08
P60	25	50	0,125
Total (m²)			25,90

As reduções das seções quando aumenta-se o fck do concreto de 30 para 40 MPa é de 9,45 m², gerando um índice de 24,58%. Quando é aplicado um material de resistência de 50 MPa a redução chega a 12,55 m² (32,64%).

Nesta hipótese é observada a maior variabilidade das seções, deixando explícito os ganhos obtidos e a necessidade de uma adequação a uma nova realidade que otimize os edifícios.