

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**MARCOS ALEXANDRE PEIXOTO ROCHA
WENDER FEITOZA BECKMAN**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DUAS CONCEPÇÕES
ESTRUTURAIS DE UM MESMO EDIFÍCIO**

**ANÁPOLIS / GO
2015**

MARCOS ALEXANDRE PEIXOTO DA ROCHA

WENDER FEITOZA BECKMAN

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DUAS CONCEPÇÕES
ESTRUTURAIS DE UM MESMO EDIFÍCIO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADORA: ANA LÚCIA CARRIJO ADORNO

COORIENTADOR: EDSON NISHI

ANÁPOLIS/ GO: 2015

MARCOS ALEXANDRE PEIXOTO DA ROCHA

WENDER FEITOZA BECKMAN

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE DUAS CONCEPÇÕES
ESTRUTURAIS DE UM MESMO EDIFÍCIO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

APROVADO POR:

**PROF^a. ANA LÚCIA CARRIJO ADORNO, Doutora (UniEvangélica)
(ORIENTADORA)**

**PROF. EDSON NISHI, Mestre (UniEvangélica)
(COORDINADOR)**

**PROF^a. ISA LORENA SILVA BARBOSA, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. PAULO ALEXANDRE DE OLIVEIRA, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 26 de MAIO de 2015

*A nossa formação como profissional não poderia ter sido concretizada sem a ajuda dos
nossos amáveis e eternos pais que nos deram forças nesta jornada.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por nos conceder esta oportunidade.

À nossa família, que nos fortalece a cada dia, e nos motiva a crescer sempre mais.

Á nossa orientadora, Prof. Dr. Ana Lucia Carrijo Adorno, pela dedicação e atenção que dispôs a nos durante a realização deste trabalho.

Ao nosso co-orientador, mestre Edson Nishi, que se disponibilizou a nos ajudar na supervisão metodológica.

Ao nosso professor mestre Agnaldo Antônio, que disponibilizou o projeto arquitetônico para que possamos realizar o comparativo.

Aos amigos e colegas de classe pelos inúmeros trabalhos e estudos.

Aos professores do Centro Universitário de Anápolis-GO UniEvangélica, que fizeram parte da nossa formação.

Á todos vocês, o nosso muito obrigado.

RESUMO

O objetivo deste trabalho é fazer o projeto estrutural de um edifício de cinco pavimentos tipo de duas formas (concepções) diferentes: a primeira com vãos menores em torno de quatro metros e a segunda com vãos maiores, em torno de sete metros. Buscou-se fazer um estudo comparativo do custo de materiais (aço, concreto e forma) dos dois modelos apresentados e definir qual modelo foi o mais econômico. Para o dimensionamento dos dois modelos estruturais foi utilizado o software Eberick, da Alto Qi. A estrutura com os vãos maiores consumiu mais aço, cerca de 2,23% a mais que a estrutura com os vãos menores. Do ponto de vista prático essa diferença não foi tão grande o que pode ser justificado pelas vigas que não tiveram seus vãos alterados devido as limitações da arquitetura do projeto em questão.

Palavras-chave: Concepção estrutural. Concreto Armado. Consumo de insumos para a estrutura. Distâncias entre pilares.

ABSTRACT

The objective of this work is to make the structural design of a building of five floors type of two ways (concepts) different: the first with smaller gaps around four meters and the second with larger spans, around seven meters. He attempted to make a comparative study of the cost of materials (steel, concrete and shape) of the two models presented and decide which model is the most economical. For the design of the two structural models was used Eberick software, High Qi. The structure with larger spans more steel consumed, about 2.23% more than the frame with the smaller spans. From a practical point of view this difference was not so large that can be justified by the beams that were not changed their vain because of the limitations of project architecture in question.

Keywords: structural design, Armed concrete. Consumption of raw materials for the structure. Distances between pillars.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema estrutural de um edifício em concreto armado	23
Figura 2 - Discretização de um pórtico da estrutura da Figura 1	24
Figura 3 - Cargas acidentais	36
Figura 4 - Coeficientes- vento	36
Figura 5 - Excentricidades em pilares.....	39
Figura 6 - Barras rígidas no modelo dos pilares.....	40
Figura 7- Imperfeições geométricas.....	41
Figura 8 - Relação momento-curvatura aplicada no método do pilar-padrão com diagramas acoplados.....	46
Figura 9 - Representação gráfica da relação momento-curvatura.....	49
Figura 10- Ações horizontais nos estribos	53
Figura 11 - Proteção contra flambagem das barras.....	53
Figura 12 - Diagrama parábola-retângulo.....	55
Figura 13 - Diagrama retangular.....	58
Figura 14 - Modelo de cálculo I.....	60
Figura 15 - Modelo de cálculo II Grelha plana	60
Figura 16 - Armadura de pele	66
Figura 17 - Diâmetro do vibrador	67
Figura 18 - Discretização de uma laje em uma malha de grelha plana	69
Figura 19 - Grelha plana	72
Figura 20 - Deslocamentos nodais nas extremidades de uma barra de grelha	73
Figura 21 - Momentos fletores e reações na barra devidos a um deslocamento vertical em uma das extremidades	74
Figura 22 - Momentos de torção na barra devidos a uma rotação em uma das extremidades...74	
Figura 23 - Momentos fletores e reações na barra devido a uma rotação em uma das extremidades	74
Figura 24 - Matriz de rigidez de um elemento de grelha plana	75
Figura 25 - Rotação de eixos	75
Figura 26 - a matriz de rigidez de barra de grelha	76
Figura 27 - Cargas nodais para uma grelha plana	77
Figura 28- Esforços nodais nas extremidades de uma barra de grelha	79
Figura 29 - Grelhas planas os esforços nas extremidades das barras	80

Figura 30 - Somatório das rigidezes a torção em relação à espessura das faixas	83
Figura 31 - Pavimento de edifício em modelo de Elementos Finitos.....	85
Figura 32 - Pavimento de edifício em modelo de Analogia de Grelha	86
Figura 33 - Influência das vigas no modelo das lajes	87
Figura 34 - Visualização do croqui	88
Figura 35 - Visualização do croqui com ponto fixo.....	88
Figura 36 - Visualização do croqui com ponto fixo	89
Figura 37 - Visualização do croqui com nervuras	89
Figura 38 - Visualização da forma	90
Figura 39 - Visualização do croqui com ponto fixo	90
Figura 40 - Visualização do croqui com nervuras	91
Figura 41 - Visualização da forma	91
Figura 42 - Visualização do croqui	92
Figura 43 - Visualização da forma	92
Figura 44 - Exemplo da tabela	93
Figura 45 - -- Visualização do croqui	93
Figura 46 - Visualização da forma	93
Figura 47 - Visualização do croqui	94
Figura 48 - Visualização da forma	94
Figura 49 - Visualização do croqui	95
Figura 50 - Visualização da forma	95
Figura 51 - Gráficos comparativo do consumo de materiais- pilares mais próximos	101
Figura 52 - Gráficos comparativo do consumo de materiais- pilares mais afastados	102
Figura 53 - Comparativo dos valores de cada item	104
Figura 54 - Gráficos comparativo do consumo total de fôrmas	104
Figura 55 - Gráficos comparativo do consumo total de concreto	105
Figura 56 - Comparativo dos valores de cada item	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consideração da variabilidade das ações e aproximações feitas em projeto E.L.U...	34
Tabela 2 - Fatores de redução de combinação para a consideração da simultaneidade das ações: E.L.U e E.L.S.	35
Tabela 3 - Valores limites de abertura característica w_k das fissuras	64
Tabela 4 - Pavimentos de estrutura	96
Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental	97
Tabela 6 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	98
Tabela 7 - Correspondencia entre classe de agressividade ambiental e comprimento nominal.	98
Tabela 8 - Comprimento nominal	98
Tabela 9 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado	99
Tabela 10 - Combinação de ações	99
Tabela 11 - Combinações	100
Tabela 12 - Velocidade básica do vento	100
Tabela 13 - Consumos de materiais e índices modelo com pilares mais próximos	103
Tabela 14 - Consumos de materiais e índices modelo com pilares mais afastados	103
Tabela 15 - Custos dos materiais- pilares mais próximos	106
Tabela 16 - Custos dos materiais- pilares mais afastados	107

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 JUSTIFICATIVA	16
1.2 LINHAS GERAIS DO TRABALHO	16
1.2.1 Problema	16
1.2.2 Objetivos.....	16
1.2.2.1 Gerais.....	17
1.2.2.2 Específicos.....	17
1.3 METODOLOGIA.....	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 CONCEITO DE ESTRUTURAS E SISTEMAS ESTRUTURAIS	19
2.1.2 Sistemas Construtivos	20
2.2 CONCEITO DE CONCRETO ARMADO	20
2.2.1 Conceitos Fundamentais	20
2.2.2 A seguir são apresentadas as vantagens e desvantagens do concreto armado, segundo Carvalho e Figueiredo (2012)	21
2.2.2.1 Vantagens	21
2.2.2.2 Desvantagens	22
2.2.3 Sistemas e elementos estruturais	22
2.2.4 Normas Técnicas.....	24
2.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	25
2.3.1 O papel do Cálculo Estrutural	26
2.3.2 Sistemas Estruturais e a Concepção Estrutural	26
2.3.3 Caminho das ações	27
2.3.4 Posicionamento dos pilares	28
2.3.5 Posição das vigas e das lajes.....	29
2.3.6 Desenhos preliminares de formas	29
3 DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM SOFTWARE EBERICK	31
3.1 O SOFTWARE EBERICK.....	31
3.2 CARGAS HORIZONTAIS E VERTICAIS	31
3.2.1 Ações	31
3.2.1.2 Ações variáveis.....	32
3.2.1.3 Ações excepcionais.....	33
3.2.1.4 Valores representativos das ações	33
3.3 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES	34
3.3.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU).....	34

3.3.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado limite de serviço (ELS).....	36
3.3.2.1 Combinações de Ações.....	37
3.3.2.2 Combinações últimas.....	37
3.3.2.3 Combinações de serviço	37
3.4 ANÁLISE DA ESTRUTURA NO EBERICK.....	38
3.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	39
3.5.1 Pilar.....	40
3.5.1.1 Esbeltez em pilares retangulares segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	40
3.5.1.2 Excentricidades em pilares conforme a NBR 6118/2014.....	41
3.5.1.3 Excentricidade inicial	42
3.5.1.4 Excentricidade acidental.....	42
3.5.1.5 Excentricidade de segunda ordem	44
3.5.1.6 Modelos de cálculo para pilares disponíveis no programa Eberick	48
3.5.1.7 Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares no Eberick	49
3.5.1.7.1 <i>Resumo para as dimensões limites do pilar</i>	50
3.5.1.7.2 <i>Diâmetro e espaçamento das barras longitudinais</i>	50
3.5.1.7.3 <i>Número mínimo de barras longitudinais</i>	51
3.5.1.7.4 <i>Armadura longitudinal Mínima</i>	51
3.5.1.7.5 <i>Armadura longitudinal Máxima</i>	51
3.5.1.7.6 <i>Armadura transversal</i>	51
3.5.1.8 Proteção contra flambagem da armadura longitudinal	52
3.6 VIGAS	54
3.6.1 Dimensionamento de vigas à flexão simples.....	54
3.6.2 Hipóteses de cálculo (armadura passiva)	54
3.6.3 Cálculo da armadura de flexão simples.....	57
3.6.4 Dimensionamento de vigas ao cisalhamento	59
3.6.4.1 Verificação do estado limite último	61
3.6.4.2 Modelo de cálculo I	61
3.6.4.3 Modelo de cálculo II.....	62
3.6.4.4 Armadura transversal mínima	63
3.6.5. Prescrições de cálculo e detalhamento de vigas - NBR 6118:2014.....	63
3.6.5.1 Dimensões mínimas.....	63
3.6.5.2 Controle da fissuração	64
3.6.5.3 Armaduras longitudinais	64
3.6.5.4 Armadura mínima de tração	65
3.6.5.5 Armadura de pele.....	65
3.6.5.6 Armadura máxima longitudinal.....	66

3.6.5.7 Distribuição transversal	66
3.6.5.8 Relação entre altura da viga e CG das armaduras	67
3.6.5.9 Armaduras para torção.....	67
3.6.5.10 Diâmetros e espaçamentos.....	67
3.6.5.11 Armadura transversal para torção.....	68
3.7 LAJES.....	68
3.7.1 Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha - conceitos iniciais	68
3.7.1.1 Analogia de Grelha.....	68
3.7.1.2 Analogia de grelha para lajes de concreto Armado.....	69
3.7.1.3 Método dos deslocamentos.....	70
3.7.1.4 Grelhas planas	71
3.7.1.5 Matriz de rigidez das barras de grelha.....	73
3.7.1.6 Transformação das matrizes de rigidez dos elementos	75
3.7.1.7 Esforços nodais aplicados.....	76
3.7.1.8 Cálculo dos deslocamentos e esforços nas barras	78
3.7.1.9 Influência da rigidez à torção	79
3.7.3 Modelos de análise de lajes de concreto armado	83
3.7.3.1 Métodos elásticos	84
3.7.3.2 Analogia de grelha.....	85
3.7.3.3 Influência da flexibilidade dos apoios.....	86
3.7.3.4 Influência da rigidez à torção	87
3.7.4 Tipos de lajes disponíveis	88
3.7.4.1 Laje Maciça	88
3.7.4.2 Laje Nervurada	89
3.7.4.3 Laje pré-moldada.....	90
3.7.4.4 Laje com vigota protendida.....	91
3.7.4.5 Módulo Treliçadas	92
3.7.4.5.1 Laje nervurada	92
3.7.4.5.2 Laje Treliçada	93
3.7.4.5.3 Laje Painel Maciço.....	94
3.7.4.5.4 Laje Painel Maciço com Blocos de Enchimento	94
4 ESTUDO DE CASO	96
4.1 EDIFÍCIO EM ESTUDO	96
4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO	96
4.2.1 Normas de projeto	97
4.2.2 Durabilidade da estrutura e vida útil	97

4.2.3 Características do aço	98
4.2.4 Combinação das ações no edifício em estudo.....	99
4.2.5 Determinação das cargas atuantes.....	100
4.2.6 Modelo de análise da estrutura	100
4.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	101
4.2.1 Concepção estrutural com os pilares mais próximos	101
4.2.2 Concepção estrutural com os pilares mais afastados	101
5 RESULTADOS	103
5.1 ESTUDOS DOS CUSTOS DOS MATERIAIS	105
6 CONCLUSÃO.....	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
APÊNDICE 1	111
APÊNDICE 2	112
APÊNDICE 3	113

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Pinheiro et al. (2003), a concepção estrutural, podendo ser chamada de forma mais simples de estruturação, ou lançamento da estrutura, baseia-se em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício. Como esta etapa é uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação. Afim de atender as condições impostas pela arquitetura, a concepção estrutural deve levar em conta a finalidade da edificação.

Pinheiro, et al. (2003) dizem ainda que:

O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. Mas não se deve esquecer que a estrutura deve ser também coerente com as características do solo no qual ela se apoia.

O projeto estrutural deve ainda estar em harmonia com os demais projetos, tais como: de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, segurança, som, televisão, ar condicionado, computador e outros, de modo a permitir a coexistência, com qualidade, de todos os sistemas.

Em outras palavras:

Conceber uma estrutura significa entendê-la, é ter consciência da possibilidade de sua existência; é perceber sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, de forma mais natural; é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas (REBELLO, 2000).

A fim de suprir sua pouca experiência em integrar projetos de engenharia com projetos de arquitetura, para o engenheiro recém formado, é necessário espírito de equipe e conhecimento técnico bastante fundamentado sobre lançamento e pré-dimensionamento de estruturas. Esse fato mostra a importância dos cursos de graduação de engenharia civil dar maior ênfase ao ensino de integração entre os dois tipos de projetos. (CORREA; NAVEIRO, [s.d]).

A concepção estrutural é a fase mais importante do projeto, pois é quando se define o sistema estrutural, materiais a serem empregados, ações a serem consideradas, tendo como objetivo pré-dimensionar os elementos estruturais e prever seu comportamento. Muitos engenheiros recém formados encontram dificuldades ao conceber estruturas de edifícios de

concreto, pois as disciplinas ofertadas pelas Faculdades de Engenharia Civil, limitam o ensino ao estudante a dimensionar elementos estruturais discretizados, deixando de estimular a percepção global dos esforços (BARBOZA, 2008).

Barboza (2008) afirma ainda que:

Hoje em dia um dos poucos passos que é feito exclusivamente pelo homem, sem o auxílio do computador, é a determinação do posicionamento dos elementos estruturais, sendo esta distribuição dos elementos mais próxima da ótima quanto maior a experiência do engenheiro.

1.1 JUSTIFICATIVA

Este trabalho buscou estudar e comparar o lançamento estrutural de um edifício através de duas concepções, procurando estabelecer qual estrutura detém um menor consumo de materiais. A estrutura é um dos itens mais caros da construção de um edifício.

Segundo Corrêa e Naveiro [s.d] a interface entre arquitetura e estrutura exige uma maior atenção, porque a estrutura representa a maior percentagem de gastos na execução em média 19% a 26% do custo total do edifício e as falhas cometidas na execução da estrutura são os mais difíceis de serem consertados.

Desta forma, buscar economias neste item sempre será válido, o que justifica a elaboração deste trabalho.

1.2 LINHAS GERAIS DO TRABALHO

Com o intuito de direcionar o leitor ao assunto deste trabalho, serão aqui apresentadas as linhas gerais desenvolvidas ao longo do mesmo. Dessa forma, será possível analisar a importância, objetivos, resultados esperados, metodologia de trabalho e do cronograma desenvolvido.

1.2.1 Problema

Dimensionar uma mesma estrutura de um edifício residencial em concreto armado utilizando duas concepções estruturais distintas.

1.2.2 Objetivos

1.2.2.1 Gerais

Este trabalho teve por objetivo comparar custos de duas concepções estruturais de um mesmo edifício.

1.2.2.2 Específicos

- Projetar para um edifício uma estrutura em concreto armado com os vãos próximos a 4,00m, e fazer o resumo dos materiais;
- Calcular para o mesmo edifício uma estrutura em concreto armado com os vãos próximos a 6,50m, e fazer o resumo dos materiais;
- Analisar qual projeto é mais econômico.

1.3 METODOLOGIA

O estudo foi baseado em livros, artigos, dissertações e teses de pesquisadores da área de estruturas em concreto armado e, em normas brasileiras relacionadas ao tema.

Primeiramente foi lançada e calculada a estrutura com os pilares mais afastados. Com a finalização do primeiro objetivo realizou-se a segunda etapa, onde lançou para o mesmo edifício um projeto estrutural com os pilares mais próximos. As dimensões dos elementos estruturais de cada concepção foram definidas por condições impostas pela arquitetura e buscando a mais econômica.

Estes lançamentos serão feitos com o auxílio do software AltoQiEberick. Para cada lançamento estrutural foi feito um levantamento dos materiais necessários, e com o quantitativo destes materiais, analisou-se qual estrutura é a mais econômica.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 1 fez-se uma introdução ao assunto, dando uma breve noção de concepção estrutural e justificando os motivos da elaboração deste trabalho. Descreveu-se também os objetivos gerais e específicos deste estudo.

No capítulo 2 elaborou-se uma revisão bibliográfica abordando de forma mais detalhada o que é concepção estrutural. Procurou-se mostrar as formas de se lançar um elemento estrutural e de que forma isso pode afetar no custo final de uma obra.

No capítulo 3 foi feito um breve estudo do software Eberick. Buscou-se apresentar as principais metodologias de cálculo do programa, interface, dados de entrada e dimensionamento.

No capítulo 4 fez-se um estudo de caso. Um edifício de cinco pavimentos, onde foi dimensionado partindo de duas concepções estruturais distintas: uma com pilares mais próximo e outra com pilares mais afastado. Foi feito um comparativo do consumo de materiais (aço, concreto e fôrma) dos dois modelos apresentados.

No capítulo 5 mostrou-se os resultados do estudo de caso. Fez-se um comparativo do consumo de materiais e do custo das duas estruturas apresentadas.

No capítulo 6 foi feita as considerações finais do trabalho, um resumo das principais diferenças entre os dois modelos de estrutura em questão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITO DE ESTRUTURAS E SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.1.1 Definição de Estrutura

Segundo Rebello (2000), em Engenharia, estrutura é um conjunto de elementos – lajes, vigas e pilares – que se inter-relacionam – laje apoiando em viga, viga apoiando em pilar – para desempenhar uma função: criar um espaço em que pessoas exercerão diversas atividades.

Como se vê, estrutura é um conjunto de diversos elementos. Esse conjunto de elementos torna-se o caminho pelo qual as forças que atuam sobre ela devem transitar até chegar ao seu destino final, o solo. Esse caminho que as forças presentes em uma estrutura tendem a percorrer é o da vertical.

Se for oferecido a estas forças um caminho mais longo, elas terão que percorre-lo, desviando assim de sua tendência natural e provocando esforços que solicitarão os elementos presentes nesse caminho (REBELLO, 2000).

Uma estrutura com muitos caminhos tende a tê-los mais estreitos, já as com muitos caminhos sofrem um acúmulo de forças em cada um, obrigando-os a serem mais largos (REBELLO, 2000).

É fácil perceber que estrutura como as de treliças espaciais tem seus elementos mais esbeltos em razão da maior quantidade de elementos (caminhos). Já estrutura como as de um viaduto tem seus elementos muito maiores que os de uma treliça, em razão da quantidade menor de elementos.

Surge então a pergunta: qual a melhor solução estrutural? É obvio que a melhor solução é aquela que consegue resolver de forma mais eficiente os requisitos impostos.

Surge então outra pergunta: melhor em relação a quê? A mais fácil de construir? A mais bela? A mais econômica? A melhor estrutura na verdade não existe (REBELLO, 2000).

Uma solução estrutural pode ser a mais bonita, porém demorada. Outra pode ser bonita, mas cara; outra pode ser difícil de construir.

Como se vê não existe a melhor solução estrutural. Porém existe a pior: a que apresentar o maior desencontro entre os objetivos entre o projeto de arquitetura e os do projeto de estruturas. Por isso, o conhecimento profundo de soluções utilizadas em projetos anteriores aquele que se vai propor é de suma importância.

2.1.2 Sistemas Construtivos

Como se viu anteriormente, a função da estrutura é fornecer um caminho seguro para as cargas da superfície para a infraestrutura, para tanto é preciso: planejar, projetar e construir.

Os principais requisitos da estrutura são: a segurança, durabilidade, economia, funcionalidade estética. A estrutura deve ainda resistir ao vento, descargas atmosféricas, terremotos, incêndios, e ter um valor razoável de custo de mão-de-obra e materiais.

Na antiguidade a estética determinava a estrutura. Com isso, alguns materiais foram incorretamente utilizados. Hoje, sabe-se que a correta utilização da estrutura é importante para a obtenção de satisfação estética (BARBOZA, 2008).

A estrutura de um edifício é composta por vários tipos de materiais que, solidarizados, conseguem fazer com que o modelo estrutural possa atender as condições de serviço. Surge então o conceito de Sistema Construtivo.

Sistema construtivo nada mais é do que um conjunto de normas e especificações voltadas para a execução completa ou parcial de um determinado serviço. Ou seja, é uma metodologia executiva, como uma receita para construir alguma coisa de forma mais eficiente que o usual (BARBOZA, 2008).

Existem vários sistemas construtivos, entre eles pode-se citar a Alvenaria Estrutural, as Estruturas Metálicas, o Concreto Armado e o Concreto Protendido. Neste trabalho, foi dada ênfase ao Concreto Armado.

2.2 CONCEITO DE CONCRETO ARMADO

2.2.1 Conceitos Fundamentais

Segundo Carvalho e Figueiredo (2012), concreto é um material composto por água, cimento e agregados. Associando esses elementos entre si, resulta:

- Pasta: cimento e água;
- Argamassa: pasta + agregado miúdo;
- Concreto: argamassa + agregado graúdo.

Como o cimento é um material caro, o principal objetivo da utilização do agregado de maiores dimensões é reduzir os custos sem que a qualidade do material seja muito prejudicada (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

Para utilização estrutural o concreto sozinho não é adequado como elemento resistente, pois, enquanto apresenta boa resistência à compressão, pouco resiste à tração (cerca de 1/10 da resistência a compressão), embora esse tipo de solicitação quase sempre esteja presente nas estruturas de construções usuais. Exemplos clássicos são os elementos fletidos, em que em uma mesma seção transversal resistem tanto tensões de compressão quanto de tração (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

Conseqüentemente, para aumentar a resistência de elementos estruturais de concreto submetidos a momentos fletores é importante associar o concreto a um material que tenha boa resistência à tração e seja mais deformável, sendo mais comum a utilização do aço. (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

Dessa maneira, os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, e isso é possível em decorrência das forças de aderência entre a superfície do aço e o concreto, pois as barras de aço (armadura tracionada) só funcionam quando, pela deformação do concreto que as envolvem começa a ser alongado, o que caracteriza as armaduras passiva (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

Concreto armado é então, o sistema construtivo que é obtido por meio da associação entre o concreto simples e a armadura convenientemente colocada (armadura passiva), de modo que ambos resistam aos esforços solidariamente (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

É interessante ressaltar que o concreto e o aço têm coeficientes de dilatação térmicos próximos ($\alpha_{\text{conc}} = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e $\alpha_{\text{aço}} = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), e também que o concreto, ao envolver o aço, protege satisfatoriamente, em condições normais, contra oxidação e altas temperaturas (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

2.2.2 A seguir são apresentadas as vantagens e desvantagens do concreto armado, segundo Carvalho e Figueiredo (2012)

2.2.2.1 Vantagens

- Apresenta boa resistência à maioria das solicitações;
- Tem boa trabalhabilidade e, por isso, adapta-se a várias formas, podendo, assim, ser escolhida a mais conveniente do ponto de vista estrutural, dando maior liberdade ao projetista;

- Permite obter estruturas monolíticas, o que não ocorre com as de aço, madeira e pré - moldados. Existe aderência entre o concreto já endurecido e o que é lançado posteriormente, facilitando a transmissão de esforços;
- As técnicas de execução são razoavelmente dominadas em todo o país;
- Em diversas situações, pode competir com estruturas de aço em termos econômicos;
- É um material durável, desde que seja bem executado, conforme as normas, e evitado o uso de aceleradores de pega, cujos produtos químicos podem corroer a armadura, entre outros.

2.2.2.2 Desvantagens

- Resulta em elementos com maiores dimensões que o aço, o que, com seu peso específico elevado ($\gamma=25 \text{ KN/m}^3$), acarreta um peso próprio muito grande, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando bastante seu custo;
- É bom condutor de calor e som, exigindo, em casos específicos, associação com outros materiais para sanar esses problemas;
- São necessários um sistema de fôrmas e utilização de escoramentos (quando não se faz uso de pré-moldagem), que, geralmente, precisam permanecer, no local até que o concreto alcance resistência adequada.

2.2.3 Sistemas e elementos estruturais

Elementos estruturais são peças que compõem uma estrutura geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.). O modo como são arrançados pode ser chamado de sistema estrutural (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

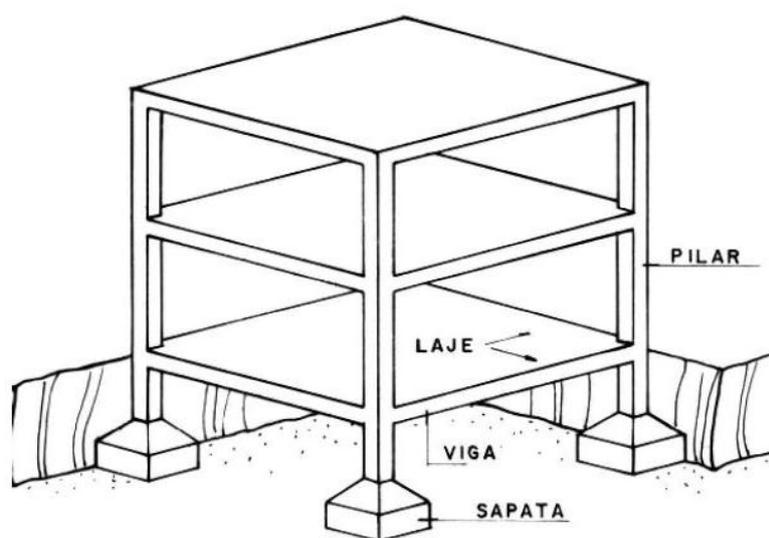
Alguns comportamentos são dependentes apenas desse arranjo, não influenciando o material com que são feitos os elementos. Uma viga biapoiada com seção transversal I pode ser executada tanto em aço quanto em concreto armado.

A interpretação e a análise do comportamento real de uma estrutura são geralmente complexas e difíceis, e nem sempre possíveis. Por essa razão, é importante considerar que, para montar modelos físicos e matemáticos na análise de construções de concreto armado, é preciso usar a técnica da discretização, que consiste em desmembrar a estruturas em elementos cujos comportamentos possam ser admitidos já conhecidos e de fácil estudo. Essa técnica possibilita

que se consiga, de maneira mais simples possível, analisar uma estrutura com resultados satisfatórios (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

Com o avanço da computação gráfica e dos sofisticados programas de cálculo estrutural, como o EBERICK e o TQS, é possível fazer uma análise global da estrutura utilizando pórticos espaciais, sem o uso da discretização. No entanto, para se poder entender os resultados é importante compreender profundamente cada elemento isoladamente. Como exemplo, tem-se a Figura 1:

Figura 1- Esquema estrutural de um edifício em concreto armado¹



Fonte: Slideplayer¹

Tal estrutura pode ser discretizada da seguinte maneira: a laje de concreto (plana) suporta seu peso, os revestimentos e mais alguma carga acidental (água da chuva, pessoas, etc); as vigas recebem os esforços das lajes (placas de concreto) e os transmitem, com seu peso próprio (mais peso de parede, se houver), para os pilares; estes recebem todas as cargas e as transmitem, também com seu peso, para as fundações, no caso, sapatas, que por sua vez transmitem toda a carga do edifício para o solo (BARBOZA,2008).

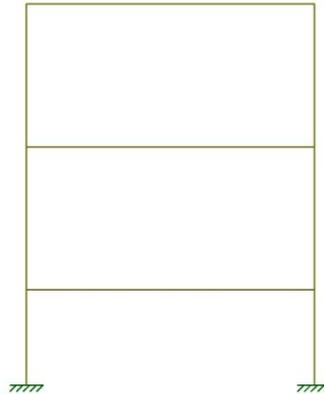
A figura 2 mostra como cada elemento da estrutura pode ser analisado. Dessa forma, já está sendo montado um modelo físico de funcionamento do sistema e, para que se possa aplicar os conhecimentos de Teoria das Estruturas, são necessárias diversas simplificações. Por exemplo, as vigas são consideradas indeformáveis na direção vertical para as lajes. Os pilares fazem papel de apoio indeslocável na vertical para as vigas e podem ser considerados, de modo

¹ Disponível em < <http://slideplayer.com.br/>> Acesso em: 10 abr. 2014

grossoiro, como birrotulados em suas extremidades. As lajes são simplesmente apoiadas ou totalmente engastadas nas vigas. As ações nas vigas são uniformemente distribuídas etc.

Com essas simplificações, é possível identificar algumas estruturas estudadas em Teoria das Estruturas e calcular os esforços solicitantes máximos nas seções, com a ajuda dos conceitos de Resistência dos Materiais.

Figura 2 - Discretização de um pórtico da estrutura da Figura 1



Fonte: próprios autores

2.2.4 Normas Técnicas

Em estruturas de concreto, as normas técnicas vigentes são:

- NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto- Procedimento;
- NBR 6120/2000: Cargas para cálculo de estruturas de edificações – Procedimento;
- NBR 8681/2004: ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 14931/2004: execução de estruturas de concreto – Procedimento.

Carvalho e Figueiredo (2012) diz que, além dessas, podem ser utilizados, desde que com justificativa, alguns regulamentos internacionais, sendo os principais:

- **Building Code Requirements for Reinforced Concret** (normas editadas pelo ACI-American Concrete Institute);
- **CEB – FIP Model Code** (Comite Euro – Internacional Du Beton), que sintetiza o desenvolvimento técnico e científico de análise e projetos de estruturas de concreto; e
- **EUROCODE**, que regulamenta o projeto de estruturas de concreto.

Este trabalho, em todo seu conteúdo, está de acordo com a NBR 6118 (2014) e com todas as demais que lhe são complementares.

2.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural, ou simplesmente estruturação, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício (PINHEIRO ET AL., 2003).

De acordo ainda com Pinheiro et al. (2003), essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

A concepção estrutural deve levar em conta a finalidade da edificação e atender, tanto quanto possível, às condições impostas pela arquitetura (PINHEIRO ET AL., 2003).

O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. Mas não se deve esquecer que a estrutura deve ser também coerente com as características do solo no qual ela se apoia. (PINHEIRO ET AL., 2003).

O projeto estrutural deve ainda estar em harmonia com os demais projetos, tais como: de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, segurança, som, televisão, ar condicionado, computador e outros, de modo a permitir a coexistência, com qualidade, de todos os sistemas. (PINHEIRO ET AL., 2003).

De acordo ainda com Pinheiro et al. (2003), os edifícios podem ser constituídos, por exemplo, pelos seguintes pavimentos: subsolo, térreo, tipo, cobertura e casa de máquinas, além dos reservatórios inferiores e superiores. Existindo pavimento-tipo, o que em geral ocorre em edifícios de vários andares, inicia-se pela estruturação desse pavimento. Caso não haja pavimentos repetidos, parte-se da estruturação dos andares superiores, seguindo na direção dos inferiores.

Segundo Pinheiro et al. (2003), a definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e segue como posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

Em outras palavras, conceber uma estrutura significa entendê-la, é ter consciência da possibilidade de sua existência; é perceber sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, de forma mais natural; é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas (REBELLO, 2000).

2.3.1 O papel do Cálculo Estrutural

“Antes e acima de todo cálculo está a ideia, moderadora do material em forma resistente, para cumprir sua missão” (MIRET, 1957).

Não é o cálculo que concebe uma forma, mas sim o esforço idealizador da mente humana (REBELLO, 2000).

Não faz sentido aplicar um modelo matemático a um modelo físico que não lhe corresponda, pois se chegará a um resultado equivocado, ou mesmo nenhum. Daí se vê a importância que existem em conceber corretamente uma estrutura.

Um bom exemplo disso são os softwares que existem hoje no mercado. Sem dúvida são ferramentas poderosíssimas na Engenharia de Estruturas. No entanto, a concepção da estrutura nenhum programa de computador consegue fazer. Eles fazem o cálculo matemático em cima do modelo físico lançado pelo engenheiro.

Em outras palavras, de nada adianta um poderoso software, se o engenheiro não conseguir “entender” a estrutura que está projetando.

2.3.2 Sistemas Estruturais e a Concepção Estrutural

Inúmeros são os sistemas estruturais que podem ser utilizados. Nos edifícios usuais empregam-se lajes maciças ou nervuradas, moldadas no local, pré-fabricadas ou ainda parcialmente pré-fabricadas. Em casos específicos de grandes vãos, por exemplo, pode ser aplicada a protensão para melhorar o desempenho da estrutura, seja para melhorar a resistência, seja para controle da fissuração.

Alternativamente, podem ser utilizadas lajes sem vigas, apoiadas diretamente sobre os pilares, com ou sem capitéis, caso em que são denominadas lajes cogumelo, e lajes planas e lisas, respectivamente. No alinhamento dos pilares podem ser consideradas vigas embutidas, com altura considerada igual a espessura das lajes, sendo também denominadas vigas faixas.

A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles: capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e para executar a obra, e disponibilidade de materiais, mão de obra e equipamentos necessários para a execução.

Nos casos de edifícios residenciais e comerciais, a escolha do tipo de estrutura é condicionada, essencialmente por fatores econômicos, pois as condições técnicas para projeto e construção são de conhecimento da Engenharia de Estruturas e de construção.

Nesse trabalho se dará ênfase ao sistema constituído de lajes maciças de concreto armado, moldadas no local e apoiadas sobre vigas.

2.3.3 Caminho das ações

O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de modo que seja capaz de resistir não só aos esforços verticais, mas também às ações horizontais que possam provocar efeitos significativos ao longo da vida útil da estrutura (PINHEIRO ET AL, 2003).

As ações verticais são constituídas por: peso próprio dos elementos estruturais; peso dos revestimentos e de paredes divisórias, além de outras ações permanentes; ações variáveis decorrentes da utilização, cujos valores vão depender da finalidade do edifício, e outras ações específicas, como por exemplo, o peso de equipamentos (PINHEIRO ET AL, 2003).

As ações horizontais, onde não há ocorrência de abalos sísmicos, constituem-se, basicamente, da ação do vento e do empuxo em subsolos (PINHEIRO ET AL, 2003).

O percurso das ações verticais tem início nas lajes, que suportam, além de seu peso próprio, outras ações permanentes e as ações variáveis de uso, incluindo, eventualmente, peso de paredes que se apoiam diretamente sobre elas. As lajes transmitem essas ações para as vigas, através das reações de apoio (PINHEIRO ET AL, 2003).

As vigas suportam seu peso próprio, as reações provenientes das lajes, pesos de paredes e ainda, ações de outros elementos que nela se apoiam, como, por exemplo, as reações de apoio de outras vigas. Em geral as vigas trabalham à flexão e ao cisalhamento e transmitem as ações para os elementos verticais – pilares e paredes estruturais – através das respectivas reações (PINHEIRO ET AL, 2003).

Os pilares e as paredes estruturais recebem as reações das vigas que neles se apoiam, as quais, juntamente com o peso próprio desses elementos verticais, são transferidas para os andares inferiores e, finalmente para o solo, através dos respectivos elementos de fundação (PINHEIRO ET AL, 2003).

As ações horizontais devem ser igualmente absorvidas pela estrutura e transmitidas para o solo de fundação. No caso do vento, o caminho das ações tem início nas paredes externas do edifício, onde atua o vento. Esta ação é resistida por elementos verticais de grande rigidez, tais como pórticos, paredes estruturais e núcleos, que formam a estrutura de contraventamento (PINHEIRO ET AL, 2003).

Os pilares de menor rigidez pouco contribuem na resistência às ações laterais e, portanto, costumam ser ignorados na análise da estabilidade global da estrutura (PINHEIRO ET AL, 2003).

As lajes exercem importante papel na distribuição dos esforços decorrentes do vento entre os elementos de contraventamento, pois possuem rigidez praticamente infinita no seu plano, promovendo, assim, o travamento do conjunto (PINHEIRO ET AL, 2003).

2.3.4 Posicionamento dos pilares

Pinheiro et al. (2003), recomendam iniciar a localização dos pilares pelos cantos e, a partir daí, pelas áreas que geralmente são comuns a todos os pavimentos (áreas de elevadores e de escadas) e onde se localizam, na cobertura, a casa de máquinas e o reservatório superior. Em seguida posicionam-se os pilares de extremidade e os internos, buscando embuti-los nas paredes ou procurando respeitar as imposições do projeto de arquitetura.

Segundo Pinheiro et al. (2003), deve-se, sempre que possível, dispor os pilares alinhados, a fim de formar pórticos com vigas que os unem. Os pórticos, assim formados, contribuem significativamente para a estabilidade global do edifício.

Usualmente os pilares são dispostos de forma que resultem distância entre seus eixos da ordem de 4 m a 6 m. Distância muito grande entre pilares produzem vigas com dimensões incompatíveis e acarretam maiores custos à construção (maiores seções transversais dos pilares, maiores taxas de armadura, dificuldade na montagem das armações e das formas etc.). Por outro lado, pilares muito próximos acarretam interferências nos elementos de fundação e aumento do consumo de materiais e de mão-de-obra, afetando desfavoravelmente os custos (PINHEIRO ET AL, 2003).

Deve-se adotar 14 cm, pelo menos, para a menor dimensão do pilar e escolher a direção da maior dimensão de maneira a garantir adequada rigidez a estrutura, nas duas direções NBR 6118 (ABNT, 2014).

Posicionados os pilares do pavimento tipo, devem-se verificar suas interferências nos demais pavimentos que compõem a edificação. Assim, por exemplo, deve-se verificar se o arranjo dos pilares permite a realização de manobras de carros nos andares de garagens ou se não afetam as áreas sociais, tais como recepção, sala de estar, salão de jogos e de festas etc. (PINHEIRO ET AL., 2003).

Na impossibilidade de compatibilizar a distribuição dos pilares entre os diversos pavimentos, pode haver a necessidade de um pavimento de transição. Nesta situação, a prumada

do pilar é alterada, empregando-se uma viga de transição, que recebe a carga do pilar superior e a transfere para o pilar inferior, na sua nova posição. Nos edifícios de muitos andares, devem ser evitadas grandes transições, pois os esforços nas vigas podem resultar exagerados, provocando aumento significativo de custos (PINHEIRO ET AL., 2003).

2.3.5 Posição das vigas e das lajes

A estruturação segue com o posicionamento das vigas nos diversos pavimentos. Além daquelas que ligam os pilares, formando pórticos, outras vigas podem ser necessárias, seja para dividir um painel de laje com grandes dimensões, seja para suportar uma parede divisória e evitar que ela se apoie diretamente sobre a laje (PINHEIRO ET AL., 2003).

É comum, por questões de estética, e com vistas às facilidades no acabamento e ao melhor aproveitamento dos espaços, adotar a largura das vigas em função da largura das alvenarias. As alturas das vigas ficam limitadas pela necessidade de prever espaços livres para aberturas de portas e janelas (PINHEIRO ET AL., 2003). Como as vigas delimitam os painéis de lajes, suas disposições devem levar em consideração o valor econômico do menor vão das lajes que, para lajes maciças, é da ordem de 3,5 m a 5,0 m. O posicionamento das lajes fica, então, praticamente definido pelo arranjo das vigas (PINHEIRO ET AL., 2003).

2.3.6 Desenhos preliminares de formas

De posse do arranjo dos elementos estruturais, podem ser feitos os desenhos preliminares de formas de todos os pavimentos, inclusive cobertura e caixa d'água, com dimensões baseadas no projeto arquitetônico (PINHEIRO ET AL., 2003).

As larguras das vigas são adotadas para atender as condições de arquitetura ou construtivas. Sempre que possível, devem ser embutidas na alvenaria e permitir a passagem de tubulações. O comprimento mínimo das faces das vigas em relação às das paredes acabadas variam de 1,5 cm a 2,5 cm, em geral. Costuma-se adotar para as vigas três pares de dimensões diferentes para as seções transversais. O ideal é que todas elas tenham a mesma altura, para simplificar o cimbramento (PINHEIRO ET AL., 2003). Em edifícios residenciais, é conveniente que as alturas das vigas não ultrapassem 60 cm, para não interferir nos vãos das portas e janelas.

A numeração dos elementos (lajes, vigas e pilares) deve ser feita da esquerda para a direita e de cima para baixo. Inicia-se com a numeração das lajes – L1, L2, L3 etc., sendo que

seus números devem ser colocados próximos dos centros delas. Em seguida são numeradas as vigas – V1, V2, V3 etc. Seus números devem ser colocados no meio do primeiro tramo. Finalmente são colocados os números dos pilares – P1, P2, P3 etc. -, posicionados embaixo deles, na fôrma estrutural (PINHEIRO ET AL., 2003).

Devem ser colocadas as cotas parciais e totais em cada direção, posicionadas fora do contorno do desenho, para facilitar a visualização (PINHEIRO ET AL., 2003).

Ao final obtém-se o anteprojeto de todos os pavimentos, inclusive cobertura e caixa d'água, e pode-se prosseguir com o pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares (PINHEIRO ET AL., 2003).

3 DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM SOFTWARE EBERICK

As informações contidas neste capítulo foram extraídas do manual da ALTOQI EBERICK e dos artigos do suporte online do programa que se encontra no site www.altoqi.com.br.

Neste capítulo é abordado os principais conceitos e metodologia de cálculo do programa. A explanação será apenas para esclarecer as principais características do EBERICK e não se pretende dar aqui um curso completo de concreto armado (ALTOQI, ANO).

3.1 O SOFTWARE EBERICK

O Eberick é um software para projeto estrutural em concreto armado, englobando as etapas de lançamento e análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118 (ABNT,2014).

Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados voltado à forma, facilitando o lançamento, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, além de visualização tridimensional da estrutura modelada.

Trata-se de um programa diferenciado, com diversos novos recursos que proporcionam alta produtividade na elaboração dos projetos e no estudo de diferentes soluções para um mesmo projeto. O Eberick pode ainda ser complementado por oito módulos: Master, Formas, Escadas, Lajes Treliçadas, Fundações, Muros, Reservatórios e Incêndio.

3.2 CARGAS HORIZONTAIS E VERTICAIS

3.2.1 Ações

Denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012).

As ações consideradas no Eberick estão de acordo com o item 11.2 da NBR 6118:2014 e classificam-se em:

- Ações permanentes;
- Ações variáveis;
- Ações excepcionais.

3.2.1.1 Ações permanentes

Ações permanentes (NBR 6118:2014, item 11.3) são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012). Elas classificam-se em diretas e indiretas.

Ações permanentes diretas: são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes.

De acordo com o engenheiro Nilson Cezar Mattos, o Eberick separa o peso próprio da estrutura (G1), calculado automaticamente pelo programa, das demais ações permanentes a serem aplicadas sobre a estrutura, denominadas como adicionais (G2). A razão para tal distinção entre cargas permanentes deve-se aos diferentes coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU).

Ações permanentes indiretas: são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

Ações impostas por retração e fluência do concreto não são consideradas no programa Eberick.

A consideração de deslocamentos impostos aos apoios não é realizada através de uma ação aplicada sobre o modelo, mas sim através da aplicação de um vínculo elástico à fundação, definindo um coeficiente de rigidez de mola "K", que relaciona o deslocamento e o esforço no grau de liberdade.

O coeficiente de rigidez da mola (vínculo do tipo elástico) da fundação deve ser calculado com base nos coeficientes de recalque vertical e horizontal do solo. A utilização correta deste recurso requer conhecimentos específicos de geotecnia.

A análise do pórtico espacial será realizada com a consideração deste vínculo elástico aplicado ao apoio, obtendo-se então os deslocamentos e os esforços para todo o modelo.

No Eberick é possível considerar o efeito das imperfeições geométricas globais sobre a edificação, conceito introduzido na NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.1. Esse efeito assemelha-se ao efeito de vento, em termos de funcionamento. Com base em certos parâmetros, o programa calcula cargas horizontais equivalentes e as aplica sobre a edificação. Esta ação de desaprumo é considerada em todos os sentidos tanto para a direção X quanto Y, existindo portanto: Desaprumo X+ (D1), Desaprumo X- (D2), Desaprumo Y+ (D3) e Desaprumo Y- (D4).

3.2.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis são classificadas como diretas e indiretas.

Ações variáveis diretas: são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

As cargas acidentais previstas para o uso da construção consideradas pelo Eberick correspondem normalmente a cargas verticais de uso da construção (prescritas na NBR 6120:2000), cargas móveis considerando o impacto vertical, impacto lateral, força longitudinal de frenagem ou aceleração e força centrífuga.

O programa Eberick somente aceita aplicação de cargas estáticas ao modelo. O efeito do vento é considerado no Eberick segundo as recomendações da norma NBR 6123:2013, apenas para edificações onde o efeito dinâmico possa ser desprezado, além disso, não se aplica à edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum (vide item 1.2 da NBR 6123:2013).

Assim como a ação de desprumo, o vento é considerado em todos os sentidos tanto para a direção X quanto Y, existindo portanto: Vento X+ (V1), Vento X- (V2), Vento Y+ (V3) e Vento Y- (V4).

Ações variáveis indiretas: são constituídas pelos efeitos decorrentes de variações uniformes e não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

Não é possível a análise da estrutura com a consideração destas ações variáveis indiretas no Eberick.

3.2.1.3 Ações excepcionais

Quanto às ações excepcionais, a NBR 6118:2014, no item 11.5, prescreve: “No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por normas brasileiras específicas”,

O Eberick não considera esse tipo de ação, ficando encargo do engenheiro de estrutura fazer esse tipo de consideração.

3.2.1.4 Valores representativos das ações

Os valores característicos das ações (F_k) são estabelecidos em função da variabilidade de suas intensidades (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2012). Para as ações permanentes, o Eberick considera esses valores de acordo com normas específicas, como a NBR 6120

(ABNT,2000). De acordo ainda com Carvalho e Figueiredo (2012) os valores característicos das ações variáveis (F_{qk}) correspondem aos que tem probabilidade de 25% a 35% de serem ultrapassados no sentido desfavorável no período de 50 anos (Conduz a um período médio de retorno de 200 a 140 anos, respectivamente). No Eberick esses valores também são definidos de acordo com normas específicas, como a NBR 6120 (ABNT, 2000).

3.3 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

Tanto na etapa de projeto, quanto na construção e utilização, existem incertezas inerentes nos valores das ações que atuam nas estruturas. Os coeficientes de segurança têm a função de cobrir estes fatores inerentes a qualquer estrutura, sendo alguns deles:

- Variações na resistência dos materiais;
- Modelos de cálculo que não representam fielmente o comportamento da estrutura real;
- Imprecisões na execução da obra;
- Variações nas ações que atuam na estrutura.

As ações devem ser majoradas pelo coeficiente sendo:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3}$$

3.3.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU)

Os coeficientes de ponderação das ações no estado limite último são apresentados nas Tabelas 1 e 2 da NBR 6118:2014, representadas na tabela 1, para γ_{f1} , γ_{f3} e γ_{f2} , respectivamente.

O Eberick utiliza para análise as combinações últimas normais, sendo que para estas têm-se:

Tabela 1 - Consideração da variabilidade das ações e aproximações feitas em projeto – E.L.U.

Combinação de ações	$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3}$			
	Permanentes		Variáveis	
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável	Temporária
Normais	1,4	1	1,4	1,2

Fonte: Tabela 11.1 da NBR 6118:2014

É prescrito ainda nesta tabela que para cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Por este motivo, no Eberick o peso próprio é considerado como uma ação separada das demais ações permanentes, pois por configuração padrão esta ação G1 tem o coeficiente de ponderação igual a 1,3 para situação onde o peso próprio é desfavorável. A utilização desta redução no coeficiente de ponderação do peso próprio implicará em reduções nos esforços finais da estrutura.

As demais cargas permanentes a serem aplicadas sobre a estrutura como cargas de parede, revestimentos sobre lajes, cargas extras sobre vigas e lajes ou cargas concentradas sobre nós ou pilares, serão definidas como adicionais (G2), adotando os coeficientes de ponderação desta ação.

Como descrito anteriormente, no Eberick, as imperfeições geométricas globais são consideradas como uma ação permanente a ser aplicada na estrutura.

O item 11.3.3.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) representado na tabela 2, diz que o desaprumo e o carregamento de vento não precisam necessariamente ser superpostos, bastando considerar apenas o mais desfavorável, que pode ser definido pelo que provoca o maior momento total na base de construção. Por esta razão no Eberick é possível desconsiderar o efeito de desaprumo ou do vento, ficando a encargo do usuário considerar as duas ações simultaneamente ou apenas a mais desfavorável.

Para o coeficiente γ_{f2} tem-se:

Tabela 2 - Fatores de redução de combinação para a consideração da simultaneidade das ações: E.L.U e E.L.S.

Ações		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos 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
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

Fonte: Tabela 11.2 da NBR 6118:2014 (tabela adaptada)

O coeficiente γ_{f2} considera a simultaneidade de atuação das ações e portanto, é aplicável somente às ações variáveis.

No Eberick as cargas acidentais têm como valores padrões os seguintes coeficientes ambos representados nas Figuras 3 e 4:

Figura 3 – Cargas acidentais

Fonte: Suporte online AltoQi

Para o vento, o Eberick tem como valor padrão os seguintes coeficientes:

Figura 4 – Coeficientes- vento

Fonte: Suporte Online AltoQi

3.3.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado limite de serviço (ELS)

De acordo com o item 11.7 da NBR 6118:2014, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_p , obtido pelo produto de três outros:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3}$$

Em que:

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes;

3.3.2.1 Combinações de Ações

Um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuar simultaneamente sobre uma estrutura. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para que a segurança seja verificada, em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

3.3.2.2 Combinações últimas

O Eberick utiliza para dimensionamento as combinações últimas normais, conforme definido no item 11.8.2.4 da NBR 6118:2014, para verificação da segurança ao esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado:

(1)

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} F_{\epsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \varphi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\epsilon q} \varphi_{o\epsilon} F_{qk}$$

$F_{\epsilon gk}$ representa as ações indiretas permanentes, como a retração, fluência, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

$F_{\epsilon qk}$ representa as ações indiretas variáveis, como variações uniformes e não uniformes da temperatura.

As ações permanentes indiretas relativas às imperfeições geométricas são consideradas pelo Eberick, enquanto que as ações indiretas variáveis não são consideradas, portanto, no programa a equação ficará da seguinte forma:

(2)

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} F_{\epsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \varphi_{oj} F_{qjk})$$

Combinam-se as ações atuantes através desta equação, considerando as permanentes como desfavoráveis e favoráveis, atuação ou não das ações acidentais etc., obtendo-se então todas as combinações possíveis de carregamento.

3.3.2.3 Combinações de serviço

Estas combinações são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificados como a seguir:

Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. Nestas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\varphi_2 F_{qk}$.

(3)

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \varphi_2 F_{qjk}$$

Frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de ventos ou temperatura que podem comprometer as vedações.

Nestas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\varphi_2 F_{qk}$.

(4)

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \varphi_1 F_{q1k} + \sum \varphi_2 F_{qjk}$$

Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Nestas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\varphi_1 F_{qk}$.

(5)

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \varphi_1 F_{q1k} + \sum \varphi_1 F_{qjk}$$

3.4 ANÁLISE DA ESTRUTURA NO EBERICK

Para a análise da estrutura e obtenção dos esforços e deslocamentos na mesma, o Eberick utiliza o modelo de pórtico espacial.

A verificação da estrutura quanto a sua estabilidade global é feita pelo método do coeficiente gama-z. Os esforços globais de segunda ordem, quando necessária a sua consideração, são obtidos pelo processo P-Delta. Vale lembrar que o coeficiente gama-z só é

válido para estruturas com mais de cinco pavimentos. Para edificações com um número menor de pavimentos o software dispõe do processo de análise por pavimentos isolados, ficando a encargo do usuário fazer a verificação da estabilidade global, usando para isso o processo do parâmetro de instabilidade alfa.

A não linearidade física, nesse caso é considerada com base nas simplificações permitidas pela norma em seu item 15.7.3:

(6)

$$\begin{aligned}
 & \text{- lajes: } (EI) = 0,3 E I \\
 & \text{- vigas: } (EI)^{\text{sec}} = 0,4 E^{\text{ci}} I^{\text{c}} \text{ para } A'_{s} \neq A_s \text{ e} \\
 & \quad (EI)^{\text{sec}} = 0,5 E^{\text{ci}} I^{\text{c}} \text{ para } A'_{s} = A_s: \\
 & \text{- pilares: } (EI)^{\text{sec}} = 0,8 E^{\text{ci}} I^{\text{c}}
 \end{aligned}$$

Para o caso de estruturas com contraventamento composto exclusivamente por vigas e pilares e Gama-z menor que 1,3; a norma permite considerar, de maneira aproximada, 70% do valor de $E^{\text{ci}} I^{\text{c}}$.

A não linearidade geométrica também é considerada pelo programa. Vale lembrar também que a norma permite desconsiderar esse tipo de análise caso os efeitos devidos ao vento forem mais representativos. Os painéis de laje são analisados pelo processo da analogia de grelhas, processo que discretiza o painel de lajes como um todo em um modelo de grelha plana, utilizando para isto a rigidez real das vigas de apoio.

Quando o Eberick executa a análise estática linear de uma estrutura, ele a realiza da seguinte maneira:

- Primeiro, são montados os painéis de lajes, pavimento a pavimento;
- Em seguida, as reações das lajes são transmitidas às vigas onde estas se apoiam;
- Depois, é montado o pórtico espacial da estrutura, considerando o carregamento que foi calculado para as lajes;
- Por fim, o pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais.

A análise das lajes, especificamente, consiste em discretizar o painel de lajes do pavimento (ou uma laje isolada) em um modelo de grelha plana.

3.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

3.5.1 Pilar

3.5.1.1 Esbeltez em pilares retangulares segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

O índice de esbeltez de um pilar pode ser calculado através da equação: $\lambda = (L_f/i)$

Onde:

L_f = comprimento livre de flambagem do pilar

i = raio de giração do pilar

Como o pilar pode flambar em duas direções, o mesmo apresentará dois valores para o comprimento de flambagem e para o raio de giração, que poderão ser iguais ou não, dependendo da geometria da peça e do modelo da estrutura, podendo-se resultar em dois índices de esbeltez diferentes.

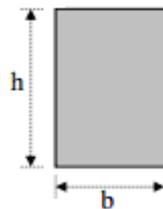
O comprimento de flambagem do pilar será definido em função da distância entre os pontos em que o pilar esteja travado, seja por vigas ou lajes.

O valor do raio de giração (i) depende apenas da geometria do pilar, levando em consideração a inércia da peça e a área, através da seguinte expressão:

(7)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Considerando-se um pilar retangular, com dimensões B e H , o valor da inércia será obtido através da seguinte expressão $I = (B \times H^3)/12$, enquanto que a área será obtida por meio da seguinte expressão $A = B \times H$.



Simplificando a expressão do raio de giração chega-se à seguinte expressão:

(8)

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

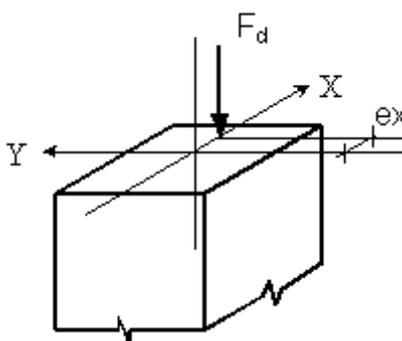
Pode-se observar, portanto, que para cada uma das direções do pilar (b e h), o valor do raio de giração dependerá apenas de um dos parâmetros da seção do pilar.

3.5.1.2 Excentricidades em pilares conforme a NBR 6118/2014

O dimensionamento de pilares de concreto armado é abordado pela norma NBR 6118/2014 ("Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) em seu item 15.8.

Embora, em uma análise mais precisa, seja possível considerar excentricidades referentes à diferença entre o ponto de aplicação da carga e o centro de gravidade do pilar, as excentricidades aplicadas pela estrutura ao pilar referem-se, basicamente, a excentricidades equivalentes aos momentos fletores provenientes da ligação entre vigas e pilares como mostra a Figura 5.

Figura 5 - Excentricidades em pilares

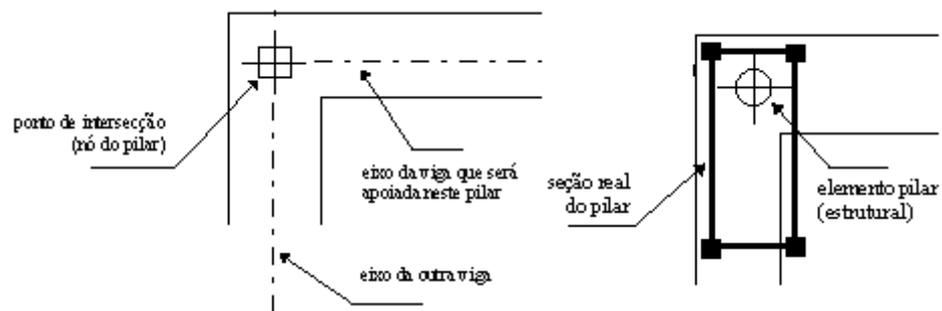


Fonte: NBR 6118:2014

No modelo utilizado pelo AltoQi Eberick, a diferença entre a posição do pilar (ponto utilizado na sua inserção) e a real, do centro de gravidade da seção é desprezada no dimensionamento. Justifica-se tal decisão pela incompatibilidade entre tal precisão e os níveis de segurança utilizados na definição dos processos para cálculo de pilares utilizados pela NBR 6118/2014 e devido ao fato dos esforços provocados por estas excentricidades serem atenuados em elementos que fazem parte de um pórtico espacial, na maioria das estruturas convencionais, pois as vigas e lajes adjacentes tendem a absorver parte destes esforços que seriam aplicados somente nos pilares, caso esses fossem isolados.

Em casos mais críticos, todavia, tal diferença pode ser importante, cabendo ao usuário o julgamento da situação na qual se encontra o pilar. Pode-se simular tal situação fazendo uso de barras rígidas no modelo dos pilares da Figura 6.

Figura 6 - Barras rígidas no modelo dos pilares



Fonte: NBR 6118:2014

3.5.1.3 Excentricidade inicial

Chama-se " e_i " (excentricidade inicial) a excentricidade da carga normal aplicada. No caso de momentos aplicados o valor desta excentricidade será:

$$e_i = M_d / F_d$$

(9)

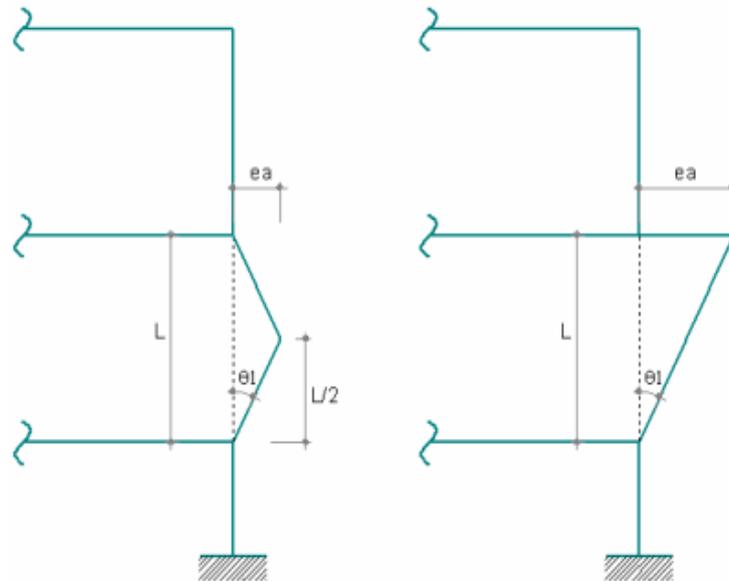
Tal excentricidade assume valores diferentes para as duas direções do pilar.

3.5.1.4 Excentricidade acidental

Segundo o item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, “Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada.”. Essas imperfeições são divididas em dois grupos: imperfeições globais e locais.

As imperfeições geométricas locais são decorrentes do efeito do desaprumo ou da falta de retilineidade do eixo do pilar, conforme figura 7:

Figura 7 - Imperfeições geométricas



Fonte: NBR 6118:2014

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{L}}$$

O Eberick apresenta um valor de "e_a" calculado de acordo com o item acima, ou seja:

- Excentricidade accidental no topo e base: $e_a = ?1.L$;
- Excentricidade accidental no centro: $e_a = ?1.L/2$.

Esta excentricidade accidental será igual para as duas direções do pilar.

Se a execução fosse perfeita e o cálculo rigoroso, a excentricidade inicial seria decorrente apenas dos momentos de 1ª ordem resultantes da análise da estrutura, sem haver necessidade de adicionar a ela valores adicionais ou mesmo mínimos. Como esta hipótese é difícil de ser atendida na prática, a consideração das imperfeições geométricas locais é uma imposição.

A NBR 6118:2014 não utiliza a denominação "excentricidade accidental", mas, como o meio técnico está habituado a essa abordagem, pode-se facilmente definir como consequência das imperfeições geométricas locais calculadas conforme o item 11.3.3.4.2 da Norma. O Eberick apresenta os resultados das imperfeições geométricas na forma de uma excentricidade equivalente.

Em estruturas reticulares, a NBR 6118:2014 permite que o efeito das imperfeições geométricas locais nos pilares seja substituído pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, que, conforme o item 11.3.3.4.3, é dado pela fórmula abaixo:

(10)

$$M_{Id,min} = Nd \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Uma vez respeitado o valor mínimo acima, admite-se que o efeito das imperfeições geométricas locais nos pilares esteja atendido.

Segundo esse item, se o cálculo estático da estrutura resultar em momentos aplicados nos pilares superiores ao momento mínimo, não é necessário considerar as imperfeições locais. Essa interpretação desconsidera o fato de que as incertezas relativas à construção são inevitáveis, mas é consistente com a abordagem dada pela NBR 6118:2014 às imperfeições globais, em seu item 11.3.3.4.1, no qual afirma que o efeito do desaprumo não deve necessariamente ser superposto ao carregamento do vento, considerando-se apenas o mais desfavorável. Pode-se entender que a probabilidade de ocorrência simultânea dos dois efeitos, com seus valores máximos, seja muito pequena e não precise ser considerada em projeto.

3.5.1.5 Excentricidade de segunda ordem

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem, ao longo dos eixos dos pilares, deve ser feita de acordo com o prescrito no item 15.8 da NBR 6118/2014. Segundo o item 15.8.2, tais esforços locais de 2ª ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez do elemento (l) for menor que o valor limite 1 definido neste item. A consideração destes efeitos é realizada através de uma excentricidade adicional de 2ª ordem.

O Eberick sempre considera as excentricidades de 2ª ordem, pois a possibilidade prescrita pela norma de despreza-las não significa que as mesmas não atuem nos elementos com esbeltez abaixo do valor limite, mas sim que, para estes casos podem não ser significativas no dimensionamento. Somente há sentido desprezar tais excentricidades em cálculos manuais, onde a dificuldade de obtenção das mesmas e a pouca diferença final nos resultados do dimensionamento podem não compensar o tempo despendido. Com o dimensionamento automatizado disponível por meio dos recursos computacionais, não há motivos para desprezar tais excentricidades.

A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem são prescritas no item 15.8.3, sendo que pode ser feita por métodos aproximados descritos. O Eberick utiliza dois processos:

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2): calcula "e₂" por este critério para qualquer valor de esbeltez em pilares não retangulares;

Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada (item 15.8.3.3.3): calcula "e₂" por este critério para qualquer valor de esbeltez em pilares retangulares.

Tais processos são definidos para a flexão composta normal. A NBR 6118/2014, em seu item 15.8.3.3.5 (Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua), afirma que quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor que 90, nas duas direções principais, permite-se aplicar o processo aproximado descrito em 15.8.3.3.3, simultaneamente em cada uma das duas direções.

Desta forma, o Eberick utiliza para dimensionamento dos pilares os dois critérios acima citados de acordo com a seção transversal, sendo necessário respeitar tais limites de esbeltez dos elementos.

- Método do pilar-padrão com curvatura aproximada:

Empregado no cálculo de pilares com $\theta = 90$, seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Calcula-se o momento total máximo no pilar pela expressão:

(11)

$$M_{d,tot} = \alpha b M_{1d,A} + N_d I_e^2 / 10 r \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Observa-se nesta expressão que o momento total é obtido do acréscimo ao momento de primeira ordem M_{1d} (composto pelas excentricidades iniciais e acidentais) de um momento de 2ª ordem M_{2d} na mesma direção das excentricidades "e_i" e "e_a", sendo este último:

(12)

$$M_{2d} = N_d \cdot e_2$$

Onde:

(13)

$$e_2 = \frac{I_e^2}{10 r} \frac{1}{r} \quad e_2 = I_e^2 / 10 \frac{1}{r}$$

Sendo 1/r a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

(14)

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

(15)

$$v = \frac{Nd}{Ac fcd}$$

(16)

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

Onde:

h : é a altura da seção na direção considerada;

v : é a força normal adimensional;

$M_{1d, min}$ é o momento mínimo de 1ª ordem estabelecido em 11.3.3.4.3.

O momento $M_{1d,A}$ e o coeficiente αb têm as mesmas definições do item 15.8.2, sendo $M_{1d,A}$ o valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A .

- Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada:

Empregado no cálculo de pilares com $\theta = 90$, seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

No artigo "Método do pilar padrão com rigidez aproximada " (2010), é feita uma análise deste processo simplificado introduzido pela NBR 6118/2014 para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares de concreto armado. Apresenta uma abordagem direta, evitando o procedimento iterativo sugerido pela norma, e uma análise dos resultados obtidos em função do índice de esbeltez e da excentricidade de 1ª ordem.

- Excentricidade devida à deformação lenta (fluência):

Conforme o item 15.8.4, nos pilares com índice de esbeltez acima de 90 (lembrando que o AltoQi Eberick limita a esbeltez dos pilares a 140), a deformação lenta do concreto deverá ser levada em conta.

Esta deformação acarreta uma excentricidade adicional denominada " e_{cc} " que deverá ser acrescentada as demais excentricidades consideradas em pilares.

De acordo com o mesmo critério anteriormente exposto para a excentricidade de 2ª ordem, o Eberick sempre irá considerar as excentricidades devido à fluência, independentemente do índice de esbeltez do pilar.

O valor de " e_{cc} " é dado pela seguinte expressão:

(17)

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + ea \right) \left(2,718 \frac{\varphi N_{sg}}{Ne - N_{sg} - 1} \right)$$

Onde:

(18)

$$N_e = \frac{10 e_{ci} I_c}{l_e^2}$$

e_a : é a excentricidade devida a imperfeições locais (excentricidade acidental), conforme item 11.3.3.4;

M_{sg} e N_{sg} : são os esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente;

f : é o coeficiente de fluência, definido no item A.2.2.3 do Anexo A;

E_{ci} : é módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto conforme 8.2.8;

I_c : é o momento de inércia da seção de concreto;

l_e : é o comprimento equivalente do elemento.

O Eberick supõe que a parcela " M_{sg} / N_{sg} " é igual à proporção " M_d / N_d ", ou seja, ao valor de " e_i ". Então, para esta equação, é utilizado o valor de " e_i " no centro do pilar.

- Excentricidade total:

A excentricidade total é diferente ao longo da seção do pilar. Conforme a NBR 6118/2014, não existindo carga transversal aplicada ao longo da barra, pode-se fazer as verificações em três seções críticas:

No topo: $e = e_{itopo} + e_a$

Na base: $e = e_{ibase} + e_a$

No centro: $e = e_{icentro} + e_a + e_2 + e_{cc}$

Neste item define-se o valor de α_b como sendo:

(19)

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_B / M_A \geq 0,40$$

Onde:

(20)

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

O valor da excentricidade inicial no centro do pilar será:

(21)

$$e_{icentro} = \alpha_b M_{1da} / N_d$$

Sendo:

(22)

$$M_{1dA} = M_A \quad (23)$$

$$e_{\text{centro}} = \frac{\left(0,6 + 0,4 \frac{M_B}{M_A}\right) M_A}{N_d} = 0,6 \frac{M_A}{N_d} + 0,4 \frac{M_B}{N_d} = 0,6 e_{iA} + 0,4 e_{iB}$$

Caso αb seja igual a 0,4, aplicando na equação acima, têm-se que e_{centro} é igual a $0,4e_{iA}$.

Tais prescrições da NBR 6118/2014 são idênticas às da NBR 6118:2014, item 4.1.1.3-C, que definia o valor de e_{centro} como o maior entre $(0,6 e_{iA} + 0,4 e_{iB})$ e $(0,4 e_{iA})$, sendo e_{iA} e e_{iB} o maior e o menor valor, respectivamente, entre e_{itopo} e e_{ibase} .

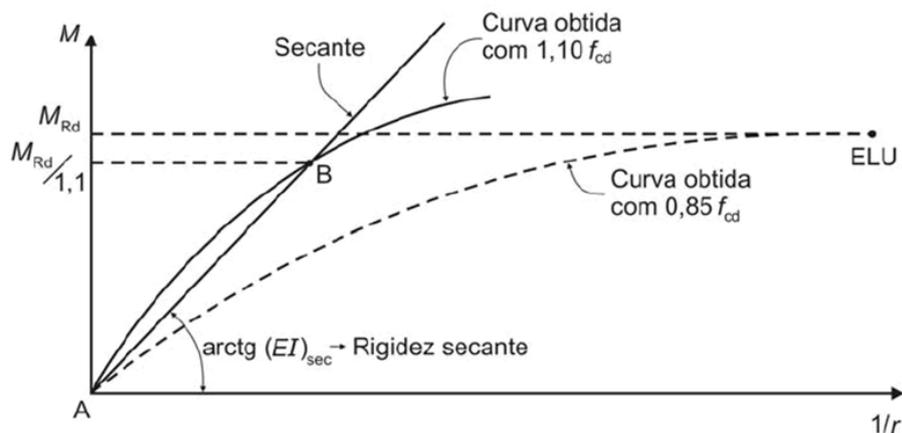
O cálculo do pilar faz-se então com o maior valor calculado para a excentricidade total “e” (nas duas direções).

3.5.1.6 Modelos de cálculo para pilares disponíveis no programa Eberick

Por padrão, o cálculo dos pilares é realizado pelo programa através do método do pilar padrão com rigidez k aproximada, para pilares retangulares. Já para pilares de seção composta, o cálculo é realizado através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

De uma maneira geral, existe uma possibilidade de que o método do pilar-padrão acoplado a diagramas $M \times N \times 1/r$ apresente resultados de dimensionamento dos elementos distintos dos outros dois disponíveis no programa, pois no método do pilar-padrão com rigidez k aproximada e no método do pilar-padrão com curvatura aproximada, como os próprios nomes dos métodos sugerem, o valor da rigidez é obtido de maneira aproximada, enquanto no método do pilar-padrão melhorado, a rigidez é obtida graficamente, conforme mostra Figura 8 da NBR 6118:2014.

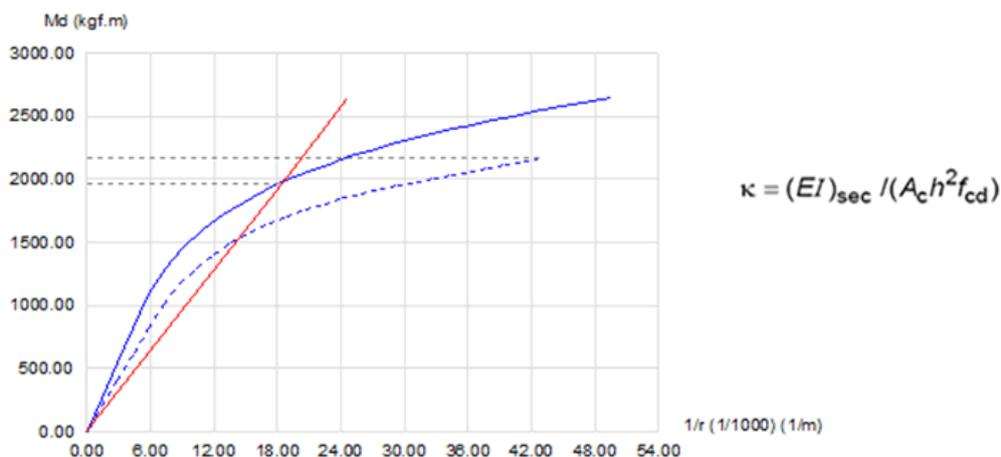
Figura 8 - Relação momento-curvatura aplicada no método do pilar-padrão com diagramas acoplados



Fonte: AltoQi Eberick

As relações entre momento e curvatura mostrada na Figura 9, podem ser visualizadas nos diagramas apresentados nos relatórios de cálculo dos pilares, disponíveis na janela de dimensionamento dos pilares, menu “Relatórios – Cálculo detalhado”. Onde pode-se observar os diagramas para os casos de $N_{d \text{ Max}}$, $N_{d \text{ mín}}$, para ambas as direções dos pilares.

**Figura 9 - Representação gráfica da relação momento-curvatura
Diagrama $N_{d \text{ máx.}}$, Momento, Curvatura - Direção B**



Fonte: AltoQi Eberick

A partir do gráfico desta relação, obtém-se uma rigidez secante adimensional supostamente mais precisa, a qual é aplicada na formulação do método do pilar padrão com curvatura aproximada.

3.5.1.7 Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares no Eberick

A seção transversal de pilares, deve apresentar dimensões mínimas de 19cm, sendo possível admitir uma dimensão menor até um limite de 14cm, em casos especiais, desde que as ações a serem consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente γ_n .

No Eberick, o coeficiente de majoração γ_n é calculado de acordo com a norma NBR-6118:2014 onde o valor a ser considerado será o seguinte:

(24)

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05.b$$

Onde b é a menor dimensão do pilar.

Nota: Esta Norma não permite pilar com seção transversal inferior a 360cm².

No Eberick a menor dimensão possível para a seção do pilar é 14cm, conforme a Norma NBR-6118:2014 e a área da seção transversal mínima a ser considerada será o valor

configurado, o valor default do programa será 360cm², que é a seção mínima estabelecida em norma.

3.5.1.7.1 Resumo para as dimensões limites do pilar

$b = 19\text{cm}$ ou 14cm desde que majorados os esforços finais de cálculo.

$A_c = 360\text{cm}^2$

Os valores estabelecidos serão apresentados de acordo com a NBR6118:2014 válidos para pilares cuja maior dimensão não superar em mais de cinco vezes a menor. Quando esta condição não for satisfeita, algumas hipóteses básicas não são mais válidas e o pilar deverá ser analisado como um elemento de superfície (Pilar-Parede).

3.5.1.7.2 Diâmetro e espaçamento das barras longitudinais

Conforme a NBR 6118 (ABNT,2014) o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10mm nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Evita-se a utilização de barras deformáveis com o objetivo de criar uma armação mais rígida no interior da fôrma, antes e depois da concretagem. O uso de diâmetros pequenos também acarretam uma redução no espaçamento dos estribos, conforme recomendação da NBR-6118:2014, que define um dos valores máximos a serem respeitados em função da bitola longitudinal. Tal critério de espaçamento máximo dos estribos será apresentado a seguir.

Fica a critério do usuário do Eberick a definição de quais barras serão utilizadas no detalhamento dos pilares.

O espaçamento da armadura longitudinal não deve ser menor que 2 cm, menor que o diâmetro das próprias barras, nem menor que 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado. Esta prescrição é de ordem construtiva, visando evitar o surgimento de ninhos de concretagem nos pilares.

O espaçamento da armadura longitudinal no contorno dos pilares não pode ser superior a 40 cm ou duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado.

Tanto o espaçamento máximo quanto o mínimo são verificados pelo Eberick automaticamente. Na verificação do espaçamento máximo, o programa adota mais barras na seção, mesmo não sendo necessário para os esforços aplicados. Para situações em que o espaçamento entre as barras longitudinais seja menor que o mínimo, o elemento apresentará erro.

3.5.1.7.3 Número mínimo de barras longitudinais

O Eberick adota sempre uma barra por vértice de estribo de forma a garantir a perfeita solidarização entre ambos.

No caso das seções circulares, adota-se um mínimo de 6 barras na seção transversal.

3.5.1.7.4 Armadura longitudinal Mínima

A armadura longitudinal mínima a ser considerada no Eberick será de acordo com o item 17.3.5.3 da Norma que permite os seguintes limites:

$$A_{s,min} = (0,15 N_d/f_{yd}) = 0,004 A_c$$

Onde:

$A_{s,min}$: Armadura mínima

N_d : Força normal de cálculo

f_{yd} : Resistencia de cálculo do aço

A_c : Área da seção transversal de concreto

Caso o cálculo de $(0,15 N_d/f_{yd})$ resulte em um valor superior a $0,004 A_c$, será adotado o maior valor.

O objetivo desta prescrição de armadura mínima é dar ao pilar uma capacidade de absorção de esforços de flexão não considerados no dimensionamento e que porventura possam surgir no elemento.

3.5.1.7.5 Armadura longitudinal Máxima

$$A_{s,min} = 4,0\% A_c$$

Conforme o item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2014 a maior armadura possível em pilares deve ser 8% da seção real. Uma vez que este valor aplica-se também à região de emenda (na qual tem-se somada a taxa de armadura do pilar com a do pilar superior), recomenda-se o uso de uma taxa máxima de 4%.

3.5.1.7.6 Armadura transversal

Bitolas mínimas

A NBR-6118:2014, em seu item 18.4.3, define como mínimo para estribo o diâmetro de 5 mm ou 1/4 do diâmetro da armadura longitudinal.

Fica a critério do usuário do AltoQi Eberick a definição de quais barras serão utilizadas no detalhamento dos estribos dos pilares, existe a possibilidade de configuração de bitolas menores que 5 mm. A condição da armadura de cisalhamento ser igual ou superior a $\frac{1}{4}$ da longitudinal é verificada pelo programa automaticamente.

Espaçamentos máximos

O item 18.4.3 define que em toda a extensão do pilar devem ser dispostos estribos com espaçamentos não maiores que:

- 20 cm;
- menor dimensão externa da seção da peça;
- $24 \phi l$ para aço CA-25;
- $12 \phi l$ para aço CA-50.

Onde: ϕl é o diâmetro da barra longitudinal

CA: categoria de aço é a da armadura longitudinal

Os limites impostos pela Norma têm o objetivo de evitar o estado limite último por flambagem das barras longitudinais comprimidas no interior do pilar e garantir a costura das emendas das barras.

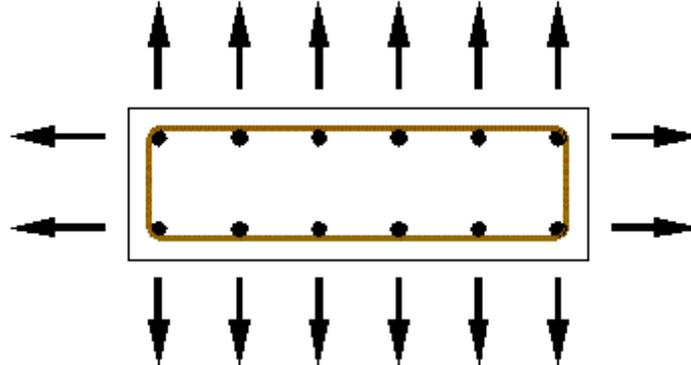
Embora a norma NBR-6118:2014 permita adotar diâmetro para o estribo menores que $\phi l / 4$, nos casos em que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite as limitações prescritas em 18.4.3, no Eberick o diâmetro mínimo para os estribos adotado no detalhamento dos pilares será sempre superior a este valor.

De acordo com o item 18.4.3 da Norma, para peças submetidas à força cortante e torção, deve-se verificar estes valores com os mínimos especificados em 18.3 para vigas, adotando-se o menor dos valores especificados.

3.5.1.8 Proteção contra flambagem da armadura longitudinal

A Figura 10 representa também função do estribo impedir a flambagem das barras comprimidas longitudinais.

Figura 10 - Ações horizontais nos estribos



Fonte: AltoQi Eberick

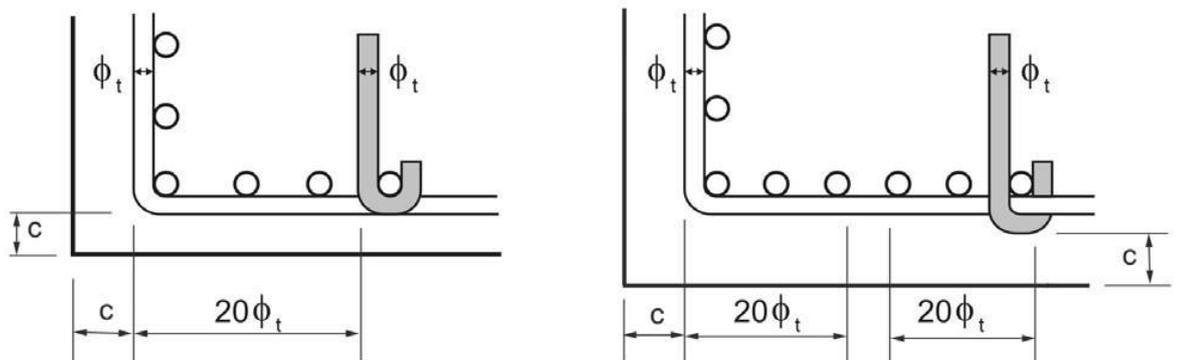
Esta tendência à flambagem das barras longitudinais gera esforços de flexão nos estribos incompatíveis com suas resistências. No caso das armaduras de canto pode-se notar que estes esforços horizontais serão anulados pelo próprio esquema estático existente.

Segundo a NBR-6118 (2014), os estribos garantem a proteção contra flambagem das barras longitudinais situadas em seus cantos e por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20\phi_t$ do canto, se neste trecho não houver mais de duas barras, não contando a do canto.

Nos casos em que houver mais de duas barras neste trecho de comprimento $20\phi_t$ ou barras fora dele, deve haver estribos suplementares com prescrições de diâmetro e espaçamento semelhante aos estribos principais.

No AltoQi Eberick esta proteção suplementar contra flambagem é realizada com barras retas atravessando a seção transversal, terminadas em ganchos envolvendo a barra longitudinal apresentada na Figura 11 e o estribo principal (grampos). Essa proteção suplementar garantirá contra flambagem essa barra longitudinal e também duas barras para cada lado, não distantes dela mais de $20\phi_l$.

Figura 11 – Proteção contra flambagem das barras



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

No caso de estribos curvilíneos com concavidade voltada para o interior do concreto (seção circular), não haverá necessidade de estribos suplementares, pois os estribos curvilíneos estarão trabalhando de forma semelhante a um anel tracionado, anulando as forças horizontais impostas pela flambagem das armaduras longitudinais.

Caso a concavidade seja voltada para fora do concreto, cada barra longitudinal deve ser ancorada por um estribo suplementar, não podendo o lado deste estribo abranger mais de duas barras longitudinais. Este tipo de situação não é dimensionada pelo Eberick.

3.6 VIGAS

3.6.1 Dimensionamento de vigas à flexão simples

Para o caso das vigas, o Eberick realiza o dimensionamento à flexão simples, flexo-compressão reta e flexo-tração reta.

No caso de haver uma laje adjacente a um trecho de viga, a hipótese de diafragma rígido, utilizada pelo programa na análise da estrutura, anulará os esforços axiais neste trecho (supõe-se que sejam absorvidos pela laje). Neste caso, este trecho da viga será submetido apenas à flexão simples.

É importante lembrar que os momentos fletores e esforços cortantes fora do plano perpendicular ao pavimento não são considerados no dimensionamento, devendo ser calculados separadamente. Usualmente, estes esforços são absorvidos pelas lajes. Nos casos nos quais estes esforços sejam relevantes (por exemplo, no caso de cargas aplicadas no plano do pavimento), uma análise deverá ser feita pelo usuário em separado.

O dimensionamento à flexão de uma seção de concreto armado é realizado para o Estado Limite Último, que corresponde à ruína por ruptura, por deformação plástica excessiva do aço ou por instabilidade.

3.6.2 Hipóteses de cálculo (armadura passiva)

Segundo a NBR 6118/2014, item 17.2.2: "Na análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, devem ser consideradas as seguintes hipóteses básicas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes ou acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser o mesmo do concreto em seu entorno;

d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem se desprezadas, obrigatoriamente no ELU;

e) a distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, com f_{cd} definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura $0,8 x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a seguinte tensão:

(25)

$$0,85f_{cd} = \frac{0,80fck}{\gamma_c}$$

no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprida no caso contrário

(26)

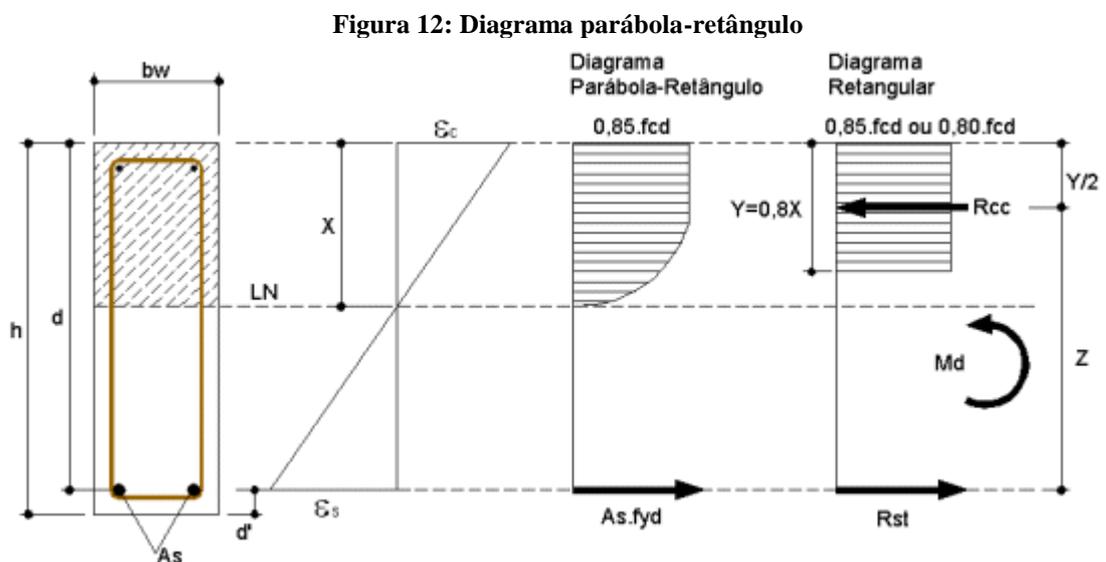
$$0,80f_{cd} = \frac{0,80fck}{\gamma_c}$$

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6 e 8.4.5;

g) o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 12."

O diagrama parábola-retângulo demonstrada na Figura 12, utilizado no dimensionamento é mostrado na figura abaixo:



Fonte: AltoQi Eberick

(27)

$$R_{cc} = 0,85 \times f_{cd} \times b_w \times y$$

$$R_{5t} = A_5 \times \sigma_5 = A_5 \times f_{yd}$$

O dimensionamento é feito no Domínio 3 de deformação. Neste domínio a deformação da armadura tracionada é igual ou maior à deformação de início de escoamento ($\epsilon_s = \epsilon_{yd}$). Com isto o processo de ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura, sendo a situação desejável, pois os dois materiais são aproveitados inteiramente e ocorrerá um aviso prévio da estrutura antes da ruína, devido ao alongamento excessivo da armadura tracionada, implicando grandes acréscimos de deformações e fissuras. As seções que estejam neste domínio 3 no ELU são denominadas seções subarmadas.

Segundo a NBR 6118/2014, item 4.1.1.1: "As hipóteses para o cálculo no estado limite último nos casos de flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, e de compressão ou tração uniforme, excluídas as vigas parede (item 3.3.1.2), são as seguintes:

- a) as seções transversais permanecem planas;
- b) para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas, considera-se o valor convencional de 3,5‰. Nas seções inteiramente comprimidas, admite-se que o encurtamento da borda mais comprimida, na ocasião da ruptura, varie de 3,5‰ a 2‰, mantendo-se inalterada e igual a 2,0‰ a deformação a 3/7 da altura total da seção, a partir da borda mais comprimida;
- c) o alongamento máximo permitido ao longo da armadura de tração é de 10‰, a fim de prevenir deformação plástica excessiva;
- d) a distribuição das tensões do concreto na seção se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, baseado na hipótese do item 8.2.4. Permite-se a substituição deste diagrama pelo retângulo de altura 0,8x, com a seguinte tensão:

$$0,85f_{cd} = \frac{0,80f_{ck}}{\gamma_c}$$

no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida no caso contrário.

(28)

$$0,80f_{cd} = \frac{0,80f_{ck}}{\gamma_c}$$

A resistência à tração do concreto é desprezada;

(29)

e) A tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada de acordo com as alíneas anteriores e obtida no diagrama tensão-deformação.

3.6.3 Cálculo da armadura de flexão simples

Obtêm-se através do diagrama retangular, por equilíbrio de força e momento:

$$Y = d - \sqrt{d^2 - \frac{Md}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot bw}} \quad (30)$$

$$k_y = \frac{y}{d} = \frac{0,8 \cdot \epsilon_{cd}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_s}$$

$$k_{yl} = \frac{0,8 \cdot \epsilon_{cd}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_{yd}}$$

Os coeficientes k_y e k_{yl} devem ser comparados, sendo que:

- se $k_y = k_{yl}$ - a seção é subarmada ($\epsilon_s = \epsilon_{yd}$)
- se $k_y < k_{yl}$ - a seção é superarmada ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$)

$k_y = k_{yl}$ - seção subarmada

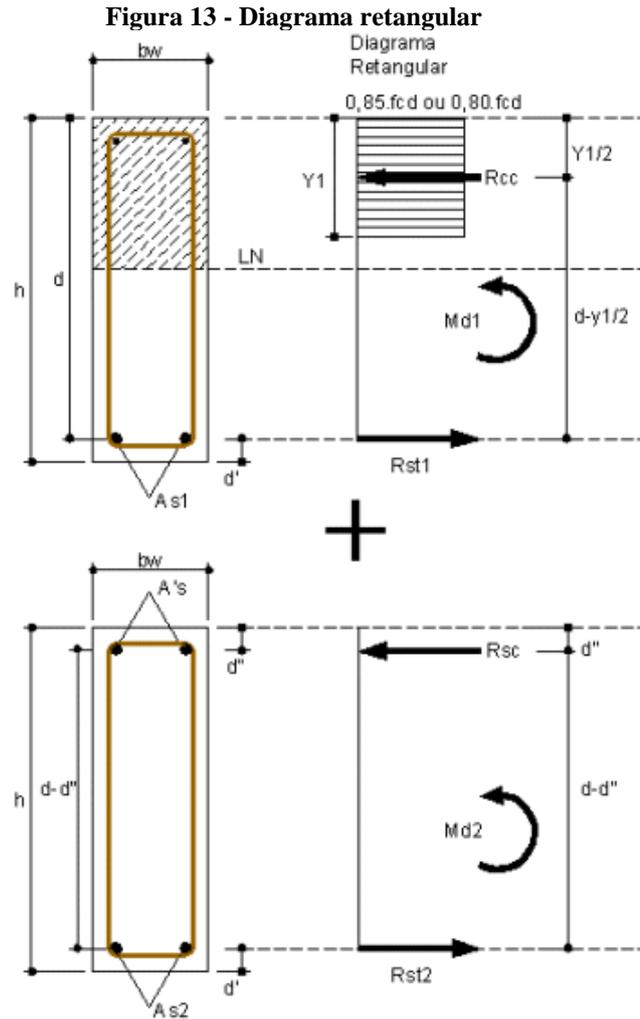
Nesta situação a peça terá sua armadura de flexão dimensionada através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{Md}{f_{yd} \left(d - \frac{y}{2} \right)} \quad (31)$$

$k_y < k_{yl}$ - seção superarmada

O Eberick não dimensiona as vigas na condição de superarmadas (seção no Domínio 4 de deformação), pois no ELU a deformação da armadura tracionada é inferior à deformação de início de escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$), portanto a ruptura da peça ocorrerá de forma frágil, ou seja, sem aviso prévio da estrutura, pois o concreto rompe antes que a armadura sofra alongamento e provoque fissuras que poderiam servir como advertência.

Nesta situação, o programa utiliza para a seção armadura de compressão (armadura dupla), com o objetivo de conduzir a $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ (seção subarmada).



Fonte: AltoQi Eberick

(32)

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y$$

$$R_{sc} = A's \cdot \sigma' \cdot sd$$

$$R_{st} = A_s \cdot f_{yd} = R_{st1} + R_{st2}$$

$$R_{st1} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$R_{st2} = A_{s2} \cdot f_{yd}$$

Através das resultantes do diagrama obtêm-se:

$$Y1 = k_{yl} \cdot d$$

$$Md1 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y1 \left(d - \frac{y1}{2} \right)$$

$$A_{s1} = \frac{Md1}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{y1}{2} \right)}$$

$$M_{d2} = M_d - M_{d1}$$

$$M_{d2} = R_{st2} \cdot (d - d'') = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d'')$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{yd} \cdot (d - d'')}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$M_{d1} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot y_l \left(d - \frac{y_l}{2}\right)$$

$$M_{d2} = R_{sc} \cdot (d - d'') = A'_{s} \cdot \sigma_{sd} \cdot (d - d'')$$

$$\Sigma_{sd} = f(\epsilon'_{s})$$

$$Y_l = k_{yl} \cdot d$$

$$X_l = \frac{y_l}{0,8}$$

$$\epsilon'_{s} = \frac{\epsilon_{cd} \cdot (x_l - d'')}{x_l}$$

(33)

$$A'_{s} = \frac{M_{d2}}{\sigma'_{sd} \cdot (d - d'')}$$

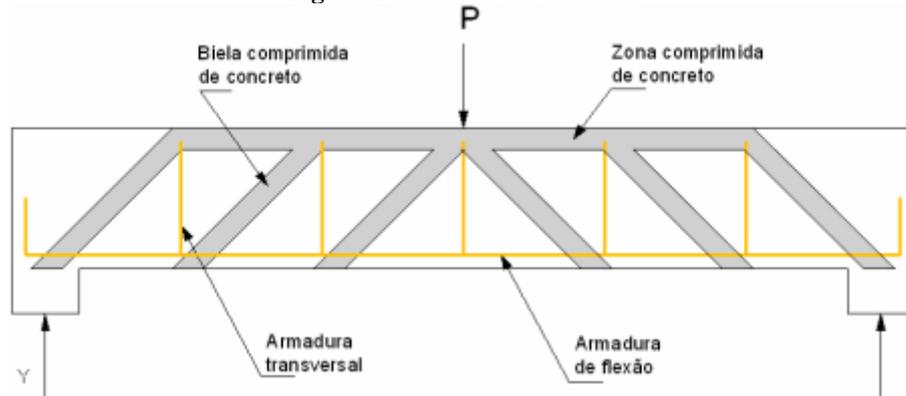
Estes procedimentos referem-se somente ao dimensionamento das peças à flexão simples, sendo que existem outras verificações a serem feitas no dimensionamento de um elemento para flexão, como por exemplo, se estas armaduras calculadas passam nas verificações de espaçamentos mínimos e taxa de armadura máxima definidas pela NBR 6118:2014.

3.6.4 Dimensionamento de vigas ao cisalhamento

O Eberick utiliza as prescrições da NBR 6118/2014, para o dimensionamento das seções das vigas aos esforços de cisalhamento, obtidos na análise da estrutura, Figura 14.

A NBR 6118/2014 prescreve dois modelos de cálculo, que admitem o funcionamento das peças de concreto submetidas à flexão simples como uma treliça, cujo concreto e armadura de compressão superior (caso exista) correspondem ao banzo superior comprimido, a armadura tracionada corresponde ao banzo inferior tracionado, a armadura transversal corresponde às diagonais tracionadas e as bielas comprimidas do concreto correspondem às diagonais comprimidas.

Figura 14: Modelo de cálculo I

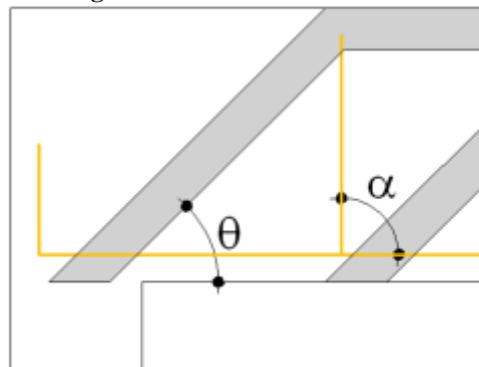


Fonte: AltoQi Eberick

O primeiro modelo, denominado Modelo de Cálculo I, é baseado na teoria de Ritter-Mörsch que sugere que a inclinação das diagonais de compressão da treliça (θ) devem ser tomadas sempre com ângulo igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, e a inclinação da armadura de cisalhamento (α) deve ser escolhida entre os limites de 45° e 90° .

O Modelo de Cálculo II representado pela figura 15, é baseado na analogia da treliça generalizada, na qual mantém a limitação da inclinação da armadura de cisalhamento entre os limites de 45° e 90° , mas permite diagonais comprimidas com inclinação variável livremente entre 30° e 45° .

Figura 15: Modelo de cálculo II



Fonte: AltoQi Eberick

Estes dois modelos admitem a colaboração de mecanismos resistentes complementares ao modelo na treliça, através da parcela V_c . No modelo I esta parcela complementar tem valor constante, independente de V_{sd} (Força cortante sollicitante de cálculo). Já no modelo II, V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} .

Esta analogia de treliça não se aplica ao estudo da resistência à força cortante das vigas-paredes e consolos curtos.

3.6.4.1 Verificação do estado limite último

A condição de segurança do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando atendidas simultaneamente as duas seguintes condições:

$$\begin{aligned} V_{sd} &\leq V_{rd2} \\ V_{sd} &\leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \end{aligned} \quad (34)$$

Onde:

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com o modelo adotado;

V_{rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal.

3.6.4.2 Modelo de cálculo I

Admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ e V_c constante, independente de V_{sd} .

a) verificação da compressão diagonal no concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 a_{v2} f_{cd} b_w d \quad (35)$$

onde:

$$a_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

f_{ck} é em megapascal

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (36)$$

onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin a + \cos a)$$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} (1 + M_0/M_{Sd,máx}) = 2 V_{c0}$ na flexo-compressão

$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Têm-se:

b_w - largura da alma da seção transversal da peça;

d - altura útil da seção transversal da peça;

A_{sw} - área da seção transversal dos estribos;

s - espaçamento entre eixos dos estribos;

α - inclinação da armadura de cisalhamento, adotada sempre como 90° pelo Eberick;

M_0 - momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção;

$M_{Sd,máx}$ - momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise.

O modelo de treliça tem como base a hipótese da linha neutra cortar a seção do elemento, existindo portanto um banzo tracionado e outro comprimido. Nos casos em que a linha neutra se situa fora da seção não existe a possibilidade de associar o modelo ao de treliça, sendo o motivo de desconsiderar a parcela resistente da biela comprimida ($V_c = 0$).

3.6.4.3 Modelo de cálculo II

Admite diagonais de compressão inclinadas de θ variando livremente entre 30° e 45° e V_c sofrendo redução com o aumento de V_{sd} .

a) verificação da compressão diagonal no concreto:

(37)

$$V_{Rd2} = 0,54 a_{v2} f_{cd} b_w d \sin^2 T (\cotg \alpha + \cotg T)$$

onde:

$a_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$

f_{ck} é em megapascal

b) cálculo da armadura transversal:

(38)

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg T) \sin \alpha$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1} (1 + M_0/MS_{d,máx}) < 2 V_{c1}$ na flexo-compressão

$V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{Sd} = V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

3.6.4.4 Armadura transversal mínima

Segundo o item 17.4.1.1.1, todos os elementos lineares submetidos a força cortante, com exceção dos casos indicados em 17.4.1.1.2, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos com taxa geométrica:

(39)

$$p_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Obtém-se o valor do esforço cortante resistido pela seção com a armadura mínima de cisalhamento, pois para esforços atuantes abaixo deste, o trecho da viga terá armadura com espaçamento constante e igual a esta mínima estabelecida pela norma.

Segundo item 18.3.3.2, o espaçamento máximo dos estribos, medido paralelamente ao eixo da peça, deve atender às seguintes condições:

- se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,6 d \leq 300$ mm;
- se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,3 d \leq 200$ mm.

No Eberick se houver armadura longitudinal de compressão exigida pelo cálculo, o espaçamento máximo dos estribos não pode, também, ser maior que:

- 24 vezes o diâmetro das barras longitudinais no caso de aço CA-25;
- 12 vezes o diâmetro das barras longitudinais no caso de aço CA-50 ou CA-60.

3.6.5. Prescrições de cálculo e detalhamento de vigas - NBR 6118:2014

A NBR-6118:2014 define prescrições a serem obedecidas durante as etapas de dimensionamento e detalhamentos de vigas, com o intuito de levar em conta diversos fatores que possuem influência direta nestas etapas e que serão citados durante o decorrer do artigo para cada caso.

3.6.5.1 Dimensões mínimas

Conforme o item 13.2.2, a largura mínima das vigas deve ser de 12 cm e das vigas-parede de 15 cm. É possível admitir uma redução respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as condições seguintes:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos;
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931 (ABNT, 2004).

3.6.5.2 Controle da fissuração

Como a ocorrência de fissuração em elementos estruturais de concreto é inevitável, o item 13.4.1 busca controlar a abertura das fissuras, visando bom desempenho quanto à proteção das armaduras à corrosão e quanto à aceitabilidade sensorial dos usuários.

Na tabela 3 são apresentados os valores limites da abertura característica w_k das fissuras. Abaixo, é apresentada esta tabela com as prescrições restritas ao concreto armado.

Tabela 3 – Valores limites da abertura característica w_k das fissuras

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: Tabela 13.3 da NBR 6118 : 2014

No item 17.3.3.2 são apresentados critérios para estimativas de aberturas de fissuras. Devido ao estágio atual dos conhecimentos e da alta variabilidade das grandezas envolvidas nesta análise, estes limites obtidos devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas, não devendo-se esperar que as aberturas de fissuras reais eventualmente não ultrapassem estes limites.

3.6.5.3 Armaduras longitudinais

A recomendação de uma armadura mínima nas seções transversais tem o intuito de evitar a ruptura frágil destas seções ao se formar a primeira fissura. Esta armadura mínima é calculada para um momento mínimo que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$.

A especificação de armaduras máximas nas seções transversais visa assegurar condições de utilidade para estas seções, além de respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto.

3.6.5.4 Armadura mínima de tração

A armadura mínima de tração deve ser determinada pelo dimensionamento ao momento mínimo, respeitando uma taxa mínima absoluta de 0,15%. A NBR-6118:2014, em seu item 17.3.5.2.1, define o momento fletor mínimo pela seguinte expressão:

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (40)$$

Onde:

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração (item 8.2.5);

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada, sendo:

$$W_0 = \frac{I}{y_t}$$

I é a inércia da seção

y_t é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada da seção

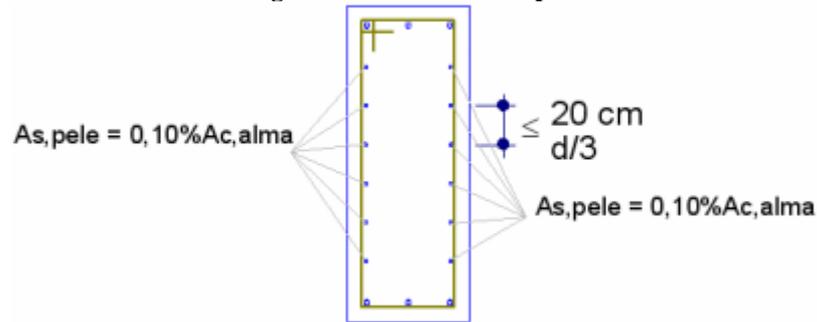
A tabela 17.3 da norma apresenta taxas mínimas de armadura de flexão para vigas que, se respeitadas, considera-se atendido o dimensionamento por $M_{d,min}$.

O cálculo de $A_{s,min}$ é feito através do dimensionamento à flexão da seção de concreto armado, realizado para o Estado Limite Último.

3.6.5.5 Armadura de pele

Segundo o item 17.3.5.2.3, na figura 16, a armadura de pele mínima deve ser de 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga e composta por barras de alta aderência ($\mu = 2,25$) com espaçamento não maior que 20 cm. No item 18.3.5 recomenda-se que o afastamento entre barras também não seja maior que $d/3$ (d é a altura útil da seção).

Figura 16: Armadura de pele



Fonte: AltoQi Eberick

Para vigas com altura igual ou inferior a 60 cm pode ser dispensada a utilização de armadura de pele.

No caso de vigas submetidas à torção também será colocada uma armadura de pele necessária à este esforço de torção, caso a altura da viga supere o valor definido no item “Espaçamento máximo” do grupo “Armadura de torção”.

3.6.5.6 Armadura máxima longitudinal

A NBR 6118, em seu item 17.3.5.2.4, define como sendo 4% A_c a taxa geométrica máxima da soma das armaduras de tração e compressão ($A_s + A'_s$) em relação à área da seção transversal, para região fora da zona de emendas.

3.6.5.7 Distribuição transversal

O espaçamento entre faces da armadura longitudinal, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

Na direção horizontal:

- 2 cm; diâmetro da própria barra; 1,2 vez o diâmetro máximo do agregado.

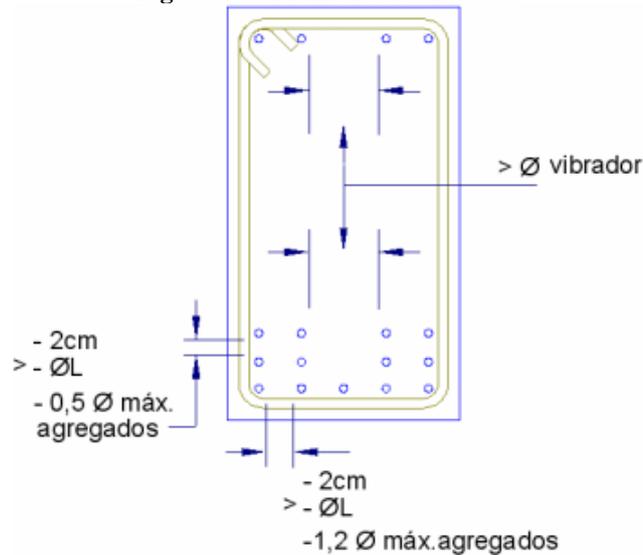
Na direção vertical:

- 2 cm; diâmetro da própria barra; 0,5 vez o diâmetro máximo do agregado.

Esta prescrição é de ordem construtiva, visando condições adequadas de execução, particularmente com relação ao lançamento e ao adensamento do concreto.

Existe ainda a verificação dos espaçamentos em relação a necessidade de introdução do vibrador, representado na figura 17.

Figura 17 - Diâmetro do vibrador



Fonte: AltoQi Eberick

3.6.5.8 Relação entre altura da viga e CG das armaduras

Conforme o item 17.2.4.1 da NBR-6118:2014, a distância do centro de gravidade das armaduras até o ponto da seção da armadura mais afastado da linha neutra não pode ser superior a 10% de h , sendo o parâmetro " h " correspondente à altura da viga.

3.6.5.9 Armaduras para torção

Segundo o item 18.3.4, as barras longitudinais da armadura de torção podem ser distribuídas ou concentradas ao longo do perímetro interno dos estribos, mas devem respeitar um espaçamento máximo entre elas de 350 mm.

3.6.5.10 Diâmetros e espaçamentos

Conforme o item 18.3.3.2 da norma o diâmetro das barras dos estribos não deve ser inferior a 5 mm, nem superior a $1/10$ da largura da alma da viga.

O espaçamento mínimo entre estribos deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento do concreto.

O espaçamento máximo dos estribos, segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve atender às seguintes condições:

Se $V_d = 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,6 d = 300$ mm;

Se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,3 d = 200$ mm.

O espaçamento transversal entre ramos sucessivos dos estribos não deve ser superior aos seguintes valores:

- Se $V_d = 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,máx} = d = 800$ mm;
- Se $V_d > 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,máx} = 0,6 d = 350$ mm.

3.6.5.11 Armadura transversal para torção

As prescrições do item 18.3.3.2, relativas ao diâmetro e espaçamentos dos estribos, são válidas também para os estribos necessários para os esforços de torção.

O item 18.3.4 prescreve que pode-se considerar efetivos na resistência à torção os ramos dos estribos e as armaduras longitudinais contidos no interior da parede fictícia da seção vazada equivalente.

3.7 LAJES

3.7.1 Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha - conceitos iniciais

Conforme HAMBLY (1976): “Um painel de laje é estruturalmente contínuo nas duas dimensões do plano da laje de tal modo que as cargas aplicadas são equilibradas por uma distribuição bi-dimensional de esforços cortantes, momentos fletores e momentos de torção. Como a solução rigorosa das equações diferenciais raramente é possível, um procedimento aproximado pode ser usado, a Analogia de Grelha, na qual o painel de lajes é representado para fins de análise por uma grelha bi-dimensional de vigas. [...] os avanços significativos feitos nos programas de Analogia de Grelha nos últimos anos tornam esse procedimento mais versátil, mais rápido, e mais simples de compreender do que os demais”.

3.7.1.1 Analogia de Grelha

Conforme PARK & GAMBLE (1980): “A substituição de uma laje por uma série de vigas ortogonais que se cruzam, é provavelmente o mais antigo dos procedimentos. Os momentos fletores assim calculados podem diferir consideravelmente da distribuição verdadeira da teoria elástica devido à omissão dos momentos de torção atuantes em cada elemento da laje, que é comparável a omissão do termo cruzado da equação diferencial de equilíbrio das lajes.

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{yx}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q$$

Este procedimento é, de fato, um método de projeto baseado na teoria de análise limite inferior”.

Esse comentário é importante pelo fato de destacar que a Analogia de Grelha para o cálculo de lajes é um método de análise e como tal possui fundamento formal nos teoremas de equilíbrio da teoria da plasticidade. No entanto afirmar que a distribuição de momentos difere da distribuição elástica, deixa de ser um problema com a utilização dos modernos computadores, pois é possível considerar a rigidez a torção das faixas e obter resultados que se aproximam muito da solução elástica.

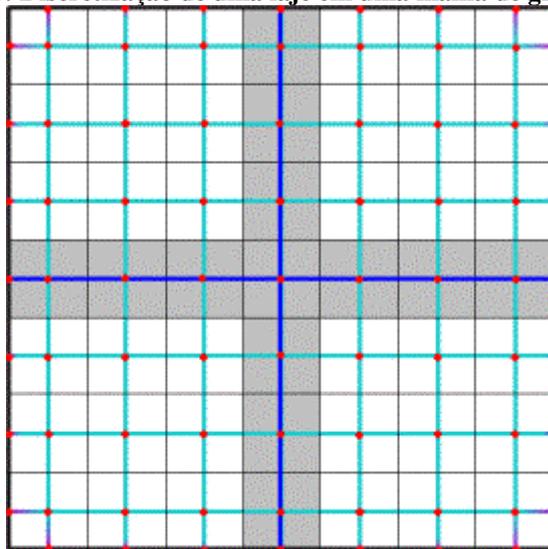
Como a solução de lajes por Analogia de Grelha é uma solução por análise limite, os resultados possíveis para uma laje são inúmeros, em função da variação dos parâmetros de rigidez das barras da grelha.

3.7.1.2 Analogia de grelha para lajes de concreto Armado

Para analisar uma laje por Analogia de Grelha, deve-se discretizá-la como mostra a figura 18 em uma série de faixas com determinada largura. Considerando que as faixas podem ser substituídas por elementos estruturais de barras exatamente nos seus eixos, obtém-se então uma grelha de barras plana.

As grelhas podem ser consideradas como um conjunto de vigas individuais, interconectadas nos seus nós ou pontos nodais.

Figura 18: Discretização de uma laje em uma malha de grelha plana



Fonte: AltoQi Eberick

Para determinar a relação entre força e deslocamento, nos métodos clássicos de análise estrutural, utiliza-se o método das forças ou o método dos deslocamentos. No método dos deslocamentos, os deslocamentos são as incógnitas.

3.7.1.3 Método dos deslocamentos

O método dos deslocamentos, também conhecido como método da rigidez, é um método de análise de estruturas reticuladas que usa a rigidez dos elementos para formar um sistema de equações, relacionando os deslocamentos com as cargas que atuam na estrutura.

A equação básica do método é:

$$\{F\} = [K].\{d\} \quad (42)$$

- $\{F\}$ é uma matriz coluna (um vetor) das cargas externas;
- $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura;
- $\{d\}$ é a matriz coluna dos deslocamentos.

Para um dado conjunto de cargas externas, o sistema de equações é resolvido calculando-se os deslocamentos. Os esforços nas barras da estrutura são obtidos com base nos deslocamentos e nas matrizes de rigidez de cada elemento isolado.

O método da rigidez é um método muito geral que pode ser aplicado à resolução de qualquer tipo de estrutura reticulada. A análise de uma estrutura pelo método da rigidez pode ser descrita pelas seguintes etapas, conforme Coelho (2013).

1 - A descrição da estrutura inclui o tipo de estrutura, a localização dos nós, posições das barras bem como a localização e tipos de apoios.

2 - Especificação dos tipos de deformação a serem consideradas na análise, tais como deformações por flexão e deformações axiais. Dependendo dos tipos de deformações a serem consideradas, deve ser dado às barras a rigidez apropriada.

3 - Determinação do número de deslocamentos de nós desconhecidos ou graus de liberdade na estrutura. Há que se proporcionar um número correspondente de vínculos artificiais para produzir a estrutura restringida, na qual todos os deslocamentos de nós são nulos.

4 - Análise da estrutura restringida submetida às cargas. Todas as cargas, exceto aquelas correspondentes a um deslocamento de nó desconhecido, são consideradas como aplicadas à estrutura fixa, sendo avaliadas as várias ações na estrutura. As ações mais importantes a serem determinadas são as ações que correspondem aos deslocamentos desconhecidos. Outras ações de interesse são as ações de extremidade para os membros e as reações nos apoios.

5 - Análise da estrutura restringida por outras causas.

6 - Análise da estrutura restringida para valores unitários dos deslocamentos.

7 - Determinação dos deslocamentos.

A equação de superposição para as ações correspondentes aos deslocamentos na estrutura real é:

$$\{\mathbf{F}\} - \{\mathbf{F}_o\} = [\mathbf{K}].\{\mathbf{d}\} \quad (43)$$

Onde:

- $\{\mathbf{F}\}$ = esforços nos nós;
- $\{\mathbf{F}_o\}$ = esforços de imobilização dos nós, devidos aos carregamentos aplicados nas barras.

Nesta equação, o vetor $\{\mathbf{F}_o\}$ inclui os efeitos de cargas, variações de temperatura, deformações iniciais e deslocamentos de apoio. Quando se resolve a equação de superposição em função dos deslocamentos, o resultado é:

$$\{\mathbf{d}\} = [\mathbf{K}]^{-1}.\{\mathbf{F}\} - \{\mathbf{F}_o\} \quad (44)$$

8 - Determinação de ações de extremidade e reações.

Os vetores para as ações de extremidade de membro e reações, respectivamente, na estrutura real são obtidos das seguintes equações de superposição:

$$\{\mathbf{S}\} - \{\mathbf{S}_o\} = [\mathbf{r}].\{\mathbf{d}\} \quad (45)$$

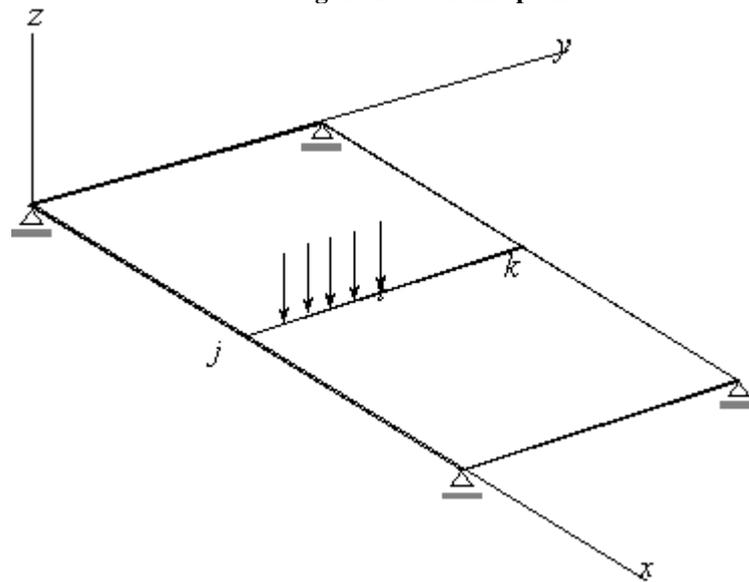
Quando os vetores $\{\mathbf{S}\}$, $\{\mathbf{S}_o\}$ e $\{\mathbf{d}\}$ tiverem sido obtidos, a análise pode ser considerada completada.

3.7.1.4 Grelhas planas

Uma estrutura de grelha assemelha-se, em vários aspectos, a um pórtico plano. Todas as barras e nós existem no mesmo plano, supondo-se que as barras estão rigidamente ligadas nos nós (no caso de estrutura de nós rígidos). Os efeitos de flexão tendem a predominar na análise, sendo os efeitos de torção secundários na análise de grelhas, porém importantes.

Na análise de uma grelha, a estrutura existe no plano X-Y com todas as forças aplicadas atuando no eixo Z, representada na figura 19.

Figura 19 – Grelha plana



Fonte: AltoQi Eberick

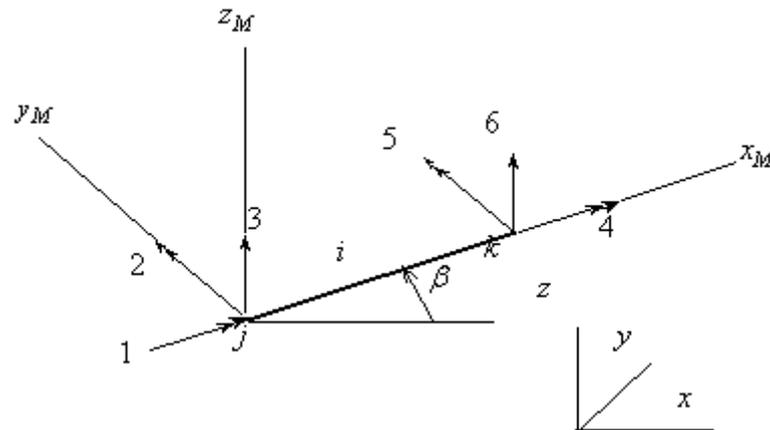
Como cada elemento de uma grelha pode estar orientado em qualquer direção no plano X-Y, é conveniente que cada barra possua um sistema de eixos cartesianos ortogonais conhecido como eixo de coordenadas locais. Para o sistema local, os eixos denominados de x_M , y_M e z_M estão dispostos da seguinte maneira:

- A direção do eixo x_M coincide com o eixo da barra e com o sentido orientado do nó inicial j para o nó final k ;
- O eixo z_M é perpendicular ao plano da grelha, dirigido para cima;
- O eixo y_M é orientado perpendicular ao plano formado pelos eixos x_M e z_M .

Os deslocamentos que podem ocorrer nos nós de uma estrutura são, basicamente três translações e três rotações. Estes deslocamentos possíveis são chamados de graus de liberdade, ou seja, cada deslocamento possível de um nó é um grau de liberdade.

Os deslocamentos possíveis nas extremidades de uma barra de grelha são mostrados na figura 20 a seguir e consistem em quatro rotações nas direções X e Y e duas translações na direção Z.

Figura 20 - Deslocamentos nodais nas extremidades de uma barra de grelha



Fonte: AltoQi Eberick

3.7.1.5 Matriz de rigidez das barras de grelha

Os deslocamentos unitários nas extremidades da barra podem ser provocados um de cada vez, com o objetivo de formar a matriz de rigidez da barra de grelha, relativa ao eixo local da barra. A matriz K é a matriz de rigidez da grelha. O significado físico de K pode ser descrito como:

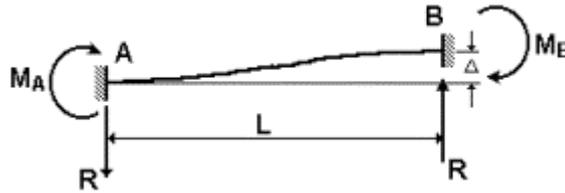
Cada coluna (j) da matriz K é um vetor de cargas que deve ser aplicado ao grau de liberdade de modo a manter o estado de deformação associado com um valor unitário do grau de liberdade j enquanto todos os demais graus de liberdade são zero.

A seguir, serão apresentadas as fórmulas para o cálculo das ações nas extremidades das barras de grelha para os diversos deslocamentos impostos.

Uma barra é restringida quando uma das suas extremidades é impedida de se deslocar, seja por translação ou rotação. As ações de extremidade para uma barra restringida são ações de reação, forças ou momentos, que aparecem nas extremidades quando a barra é submetida a esforços, variação de temperatura, deslocamentos impostos ou outros efeitos.

Na figura 21 a seguir, tem-se o caso de uma barra com as duas extremidades engastadas, submetida a um deslocamento vertical D em uma das extremidades. Devido a este deslocamento, a barra fica submetida a esforços de reação nas extremidades. Se este deslocamento for unitário, estes esforços correspondem à rigidez da barra em relação a esse grau de liberdade.

Figura 21 - Momentos fletores e reações na barra devidos a um deslocamento vertical em uma das extremidades



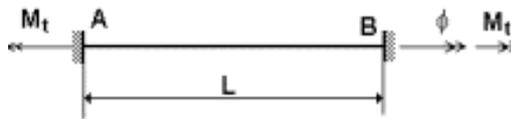
Fonte: AltoQi Eberick

(46)

$$M_A = M_B = \frac{6E1\Delta}{L^2} \quad R = \frac{12E1\Delta}{L^3}$$

Na figura 22, tem-se o caso de uma barra com as duas extremidades engastadas, submetida a uma rotação F ao redor do seu próprio eixo, em uma das extremidades. Devido a esta rotação, a barra reage com os momentos de torção M_t nas duas extremidades.

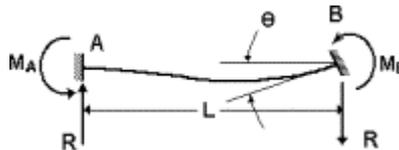
Figura 22 - Momentos de torção na barra devidos a uma rotação em uma das extremidades



Fonte: AltoQi Eberick

Na figura 23, tem-se o caso de uma barra com as duas extremidades engastadas, submetida a uma rotação q em uma das extremidades. Devido a esta rotação, a barra reage com os momentos fletores M_A e M_B nas duas extremidades e com as duas reações R .

Figura 23– Momentos fletores e reações na barra devido a uma rotação em uma das extremidades



Fonte: AltoQi Eberick

(47)

$$M_A = \frac{2EI\theta}{L} \quad M_B = \frac{4EI\theta}{L}$$

Estas ações de extremidade são suficientes para a construção da matriz de rigidez de uma barra de grelha plana utilizada neste estudo. Outras análises mais sofisticadas poderiam incluir outros termos na matriz de rigidez a partir de efeitos específicos.

A matriz de rigidez de um elemento de grelha plana é dada por:

Figura 24 - Matriz de rigidez de um elemento de grelha plana

$$K_M = \begin{bmatrix} \frac{GJp}{L} & 0 & 0 & -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4Ey}{L} & -\frac{6Ey}{L^2} & 0 & \frac{2Ey}{L} & \frac{6Ey}{L^2} \\ 0 & -\frac{6Ey}{L^2} & \frac{12Ey}{L^3} & 0 & -\frac{6Ey}{L^2} & -\frac{12Ey}{L^3} \\ -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 & \frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2Ey}{L} & -\frac{6Ey}{L^2} & 0 & \frac{4Ey}{L} & \frac{6Ey}{L^2} \\ 0 & \frac{6Ey}{L^2} & -\frac{12Ey}{L^3} & 0 & \frac{6Ey}{L^2} & \frac{12Ey}{L^3} \end{bmatrix}$$

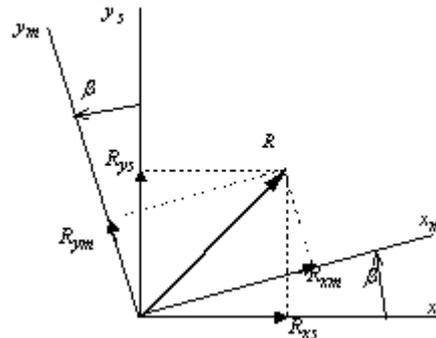
Fonte: AltoQi Eberick

Os termos com GJp são os termos que representam a rigidez à torção das barras de grelha. Os demais termos referem-se à rigidez à flexão da barra.

3.7.1.6 Transformação das matrizes de rigidez dos elementos

A rotação de eixos representado pela figura 25, para vetores no plano pode ser formulada em uma base geométrica através de dois sistemas de eixos coincidentes na origem rotacionados de um ângulo β .

Figura 25 – Rotação de eixos



Fonte: AltoQi Eberick

(48)

$$R_{xm} = \cos \beta \cdot R_{x5} + \sin \beta \cdot R_{y5}$$

$$R_{ym} = -\sin \beta \cdot R_{x5} + \cos \beta \cdot R_{y5}$$

$$\begin{bmatrix} R_{xm} \\ R_{ym} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{x5} \\ R_{y5} \end{bmatrix}$$

$$R = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix}$$

R é uma matriz de senos e co-senos que é denominada matriz de rotação.

(49)

$$C_X = \frac{XK - XJ}{L}$$

$$C_Y = \frac{YK - YJ}{L}$$

Onde o comprimento da barra L pode ser calculado a partir das coordenadas dos nós extremos:

(50)

$$L = \sqrt{(x_k - x_j)^2 + (y_k - y_j)^2}$$

Denominando $C_x = \cos b$ e $C_y = \sin b$, a matriz de rigidez de barra de grelha representada na figura 26, em relação aos eixos globais é:

Figura 26 - a matriz de rigidez de barra de grelha

$$K = \begin{bmatrix} \frac{GJ_p}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GJ_p}{L} + \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L^2} C_y & -\frac{GJ_p}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GJ_p}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_y}{L^2} C_y \\ \left(\frac{GJ_p}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GJ_p}{L} C_y^2 + \frac{4EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L^2} C_x & -\left(\frac{GJ_p}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{GJ_p}{L} C_y^2 + \frac{2EI_y}{L} C_x^2 & \frac{6EI_y}{L^2} C_x \\ \frac{6EI_y}{L^2} C_y & -\frac{6EI_y}{L^2} C_x & \frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} C_y & -\frac{6EI_y}{L^2} C_x & -\frac{12EI_y}{L^3} \\ \frac{GJ_p}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GJ_p}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L^2} C_y & \frac{GJ_p}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GJ_p}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_y}{L^2} C_y \\ -\left(\frac{GJ_p}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{GJ_p}{L} C_y^2 + \frac{2EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L^2} C_x & \left(\frac{GJ_p}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GJ_p}{L} C_y^2 + \frac{4EI_y}{L} C_x^2 & \frac{6EI_y}{L^2} C_x \\ -\frac{6EI_y}{L^2} C_y & \frac{6EI_y}{L^2} C_x & -\frac{12EI_y}{L^3} & -\frac{6EI_y}{L^2} C_y & \frac{6EI_y}{L^2} C_x & \frac{12EI_y}{L^3} \end{bmatrix}$$

Fonte: AltoQi Eberick

Após gerada a matriz de rigidez K_i de cada barra na forma expandida, os elementos desta matriz são transferidos para a matriz de rigidez de nós K da estrutura.

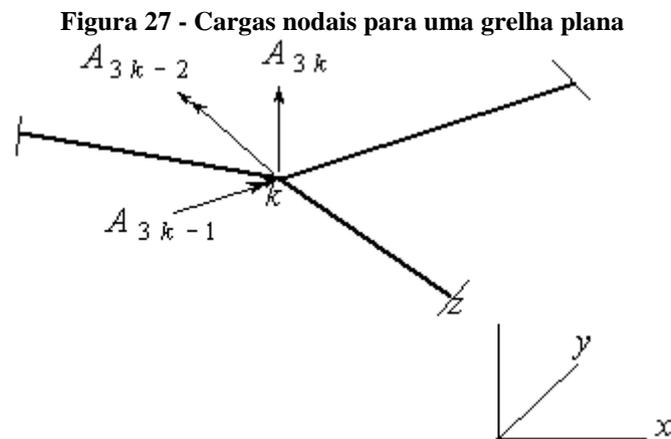
(51)

$$K_{ij} = \sum_{i=1}^n \text{barras} K_i$$

Este procedimento de somar diretamente as matrizes de rigidez dos elementos para formar a matriz de rigidez da estrutura é frequentemente chamado de método direto da rigidez (direct stiffness method). O fato de se usar a ferramenta matemática de matrizes é o que leva muitas vezes o método de análise ser designado de análise matricial.

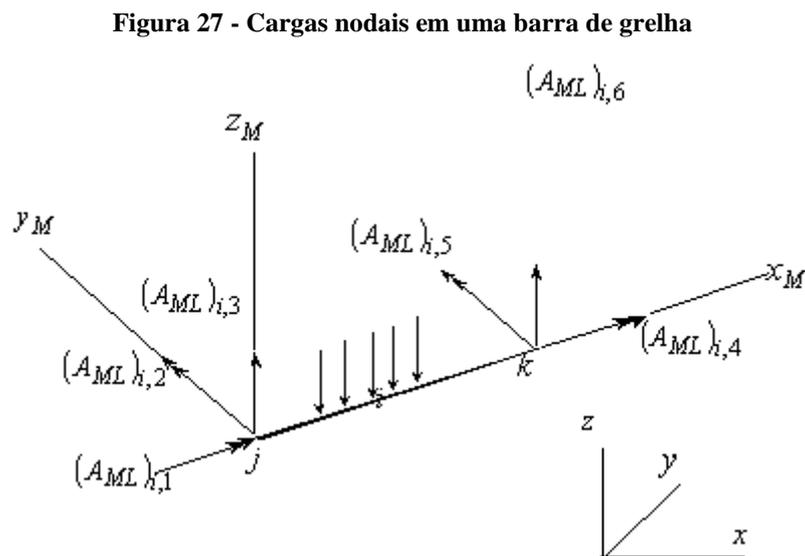
3.7.1.7 Esforços nodais aplicados

Como mostra na figura 27, na fase seguinte da análise, formam-se os vetores associados às cargas sobre a grelha. As ações externas aplicadas nos nós constituem o vetor A.



Fonte: AltoQi Eberick

Com as ações AML nas extremidades de uma barra restringida da grelha (devidas às cargas) constrói-se o vetor de cargas equivalentes AE representadas pela figura 27.



Fonte: AltoQi Eberick

As cargas nodais reais, vetor A, podem-se somar às cargas nodais equivalentes, vetor AE, para produzir o vetor de cargas combinadas AC.

$$AC = A + AE$$

Pode-se notar que o vetor AC consiste em duas partes. A primeira parte representa a soma das cargas nodais reais e equivalentes correspondentes aos graus de liberdade conhecidos.

A segunda parte consiste na soma das cargas nodais reais equivalentes correspondentes às restrições de apoio sobre a estrutura. Se os sinais dos elementos desta parte de AC forem invertidos, aparece o vetor ARL.

O vetor de cargas combinadas está composto da seguinte maneira:

(52)

$$A_c = \begin{bmatrix} AD \\ - ARL \end{bmatrix}$$

Como os efeitos das cargas sobre as barras foram colocados na forma de cargas nodais equivalentes isto implica que o vetor ADL é nulo. Portanto, a equação:

(53)

$$\vec{AD} = \vec{ADS} + K\vec{D}$$

Pode ser simplificada para:

$$\vec{AD} = K\vec{D}$$

3.7.1.8 Cálculo dos deslocamentos e esforços nas barras

Na fase final da análise, as matrizes geradas na etapa anterior são substituídas nas equações apropriadas, com o propósito de calcular os deslocamentos nodais desconhecidos D, as reações AR e as ações de extremidade de barra AM. Os deslocamentos nodais desconhecidos são calculados com a equação:

(54)

$$\vec{D} = K^{-1} \vec{AD}$$

Existem diversas técnicas para solucionar sistemas de equações lineares simultâneas entre as quais citamos o método de Cholesky (COELHO, 2013). O objetivo desta solução é o vetor de deslocamentos nodais D da estrutura da grelha.

Como estes deslocamentos estão referidos ao sistema de coordenadas globais, através da matriz de transformação de cada barra da grelha figura 28, podemos calcular os deslocamentos nodais referidos ao sistema local e, com eles, obter os esforços nas extremidades da barra.

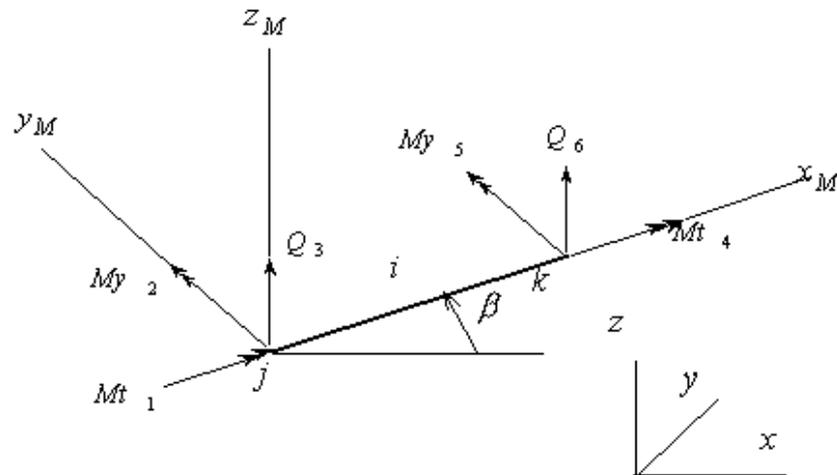
As ações nas extremidades das barras AM podem ser obtidas com a equação:

(55)

$$\vec{AM} = \vec{AML} + MD\vec{D}$$

$$\vec{AR} = \vec{ARL} + \vec{ARD}\vec{D}$$

Figura 28 - Esforços nodais nas extremidades de uma barra de grelha



Fonte: AltoQi Eberick

Onde Mt são momentos de torção, My momentos fletores no plano xMz_M e Q os esforços cortantes no plano xMz_M .

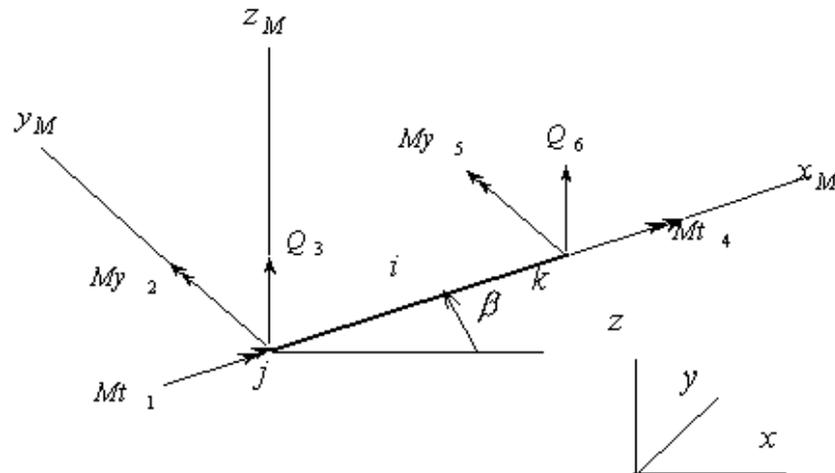
3.7.1.9 Influência da rigidez à torção

A aplicação da Analogia de Grelha para o cálculo de lajes em princípio parece tratar-se da simples aplicação do programa de análise de grelhas planas com o painel discretizado. Os resultados dos esforços e deslocamentos obtidos seriam então usados para o dimensionamento. No entanto é necessário analisar a influência dos diversos parâmetros nos resultados, tais como número de faixas, rigidez a flexão e a torção entre outras.

No modelo de grelhas planas os esforços nas extremidades das barras que correspondem aos graus de liberdade são os seguintes:

Figura 29 - Grelhas planas os esforços nas extremidades das barras

Grau de Liberdade	Esforço da Barra
Deslocamento Z	Força Cortante
Rotação em Y	Momento Fletor
Rotação em X	Momento de Torção



Fonte: AltoQi Eberick

Estes esforços são proporcionais as rigidezes correspondentes das barras, que na matriz das barras são parâmetros de rigidez a torção GJ_p e de rigidez a flexão EI_y .

O parâmetro de rigidez a torção GJ_p é composto do módulo de elasticidade transversal (G) do material, que pode ser medido ou calculado em função do módulo de elasticidade transversal (E_c) ou módulo de Young e do momento de inércia polar (J_p) da seção transversal da barra.

Para materiais isotrópicos homogêneos, a lei de Hooke generalizada possui apenas três constantes elásticas E , ν e G . A equação de conexão é:

(56)

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

Para aplicações em concreto armado a NBR 6118/2014 no item 8.2.6 fixa o valor do coeficiente de Poisson em 0.2, adotando-se a seguinte relação aproximada:

$$G = 0,4E_c$$

O outro parâmetro é o momento de inércia polar da seção transversal da barra (J_p). As barras da grelha possuem seção retangular com largura igual a largura das faixas e altura igual a espessura da placa. O momento de inércia pode então ser calculado conforme Coelho (2013) pela fórmula:

(57)

$$J_b = \beta \cdot h \cdot b^3$$

Onde:

(58)

$$\beta = \frac{1}{3} - \left(0,21 \frac{b}{h}\right) \left(1 - \frac{b^4}{12h^4}\right)$$

Nessas fórmulas, m b é sempre a menor dimensão. Portanto quando as faixas possuírem largura maior que a altura, o valor b é igual a espessura da faixa e h igual a largura da faixa. Quando as faixas passam a ter uma largura menor que a espessura da placa esta situação inverte-se.

3.7.2 Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha - influência dos parâmetros de rigidez.

Foi mostrado que a rigidez à torção tem grande influência nos resultados dos esforços e deslocamentos de uma grelha. Para analisar uma laje por analogia de grelha deve-se, portanto, estudar a influência desse parâmetro e determinar qual o valor a ser adotado em função dos resultados que se deseja obter. Dependendo do valor adotado para a rigidez à torção das barras da grelha pode-se obter valores muito próximos dos conquistados pela teoria da elasticidade.

Conforme HAMBLY(1976), as seguintes propriedades dos elementos de barra devem ser consideradas no cálculo de lajes por analogia de grelha:

- O momento de inércia a flexão, I_{yy} , das barras da grelha é calculado com as dimensões da seção transversal da faixa b e a altura da faixa, igual à altura h da laje:

(59)

$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- O momento de inércia a torção J_p , por unidade de largura de uma placa isótropa é dado por:

(60)

$$J_p = \frac{h^3}{6}$$

E para uma barra da grelha que representa uma largura b de laje é dado por:

(61)

$$J_p = \frac{b \cdot h^3}{6}$$

Comparando-se esse valor com o do momento de inércia a flexão I_{yy} , pode-se concluir que

(62)

$$J_p = 2 \cdot I_{yy}.$$

Esse valor também é sugerido por MONTROYA (1973): “Para modelar a placa como uma grelha pode-se substituí-la por uma malha de vigas nas duas direções. A cada viga se atribui a inércia a flexão da faixa correspondente e uma inércia a torção o dobro que a sua inércia a flexão.”

A seguir mostra-se o que pode ocorrer se o momento de inércia a torção J_p for calculado com as equações 1 e 2, para seções retangulares, onde bb , h é sempre a menor dimensão da seção transversal das faixas. Multiplicando-se o valor do momento de inércia a torção de uma faixa pela quantidade de faixas, nesse caso o valor do lado da laje quadrada pela largura de uma faixa, obtém-se um valor do somatório da inércia a torção total da laje em uma das direções. A seguir mostra-se o que pode ocorrer se o momento de inércia a torção J_p for calculado com as equações 1 e 2, para seções retangulares, onde bb , h é sempre a menor dimensão da seção transversal das faixas. Multiplicando-se o valor do momento de inércia a torção de uma faixa pela quantidade de faixas, nesse caso o valor do lado da laje quadrada pela largura de uma faixa, obtém-se um valor do somatório da inércia a torção total da laje em uma das direções.

(63)

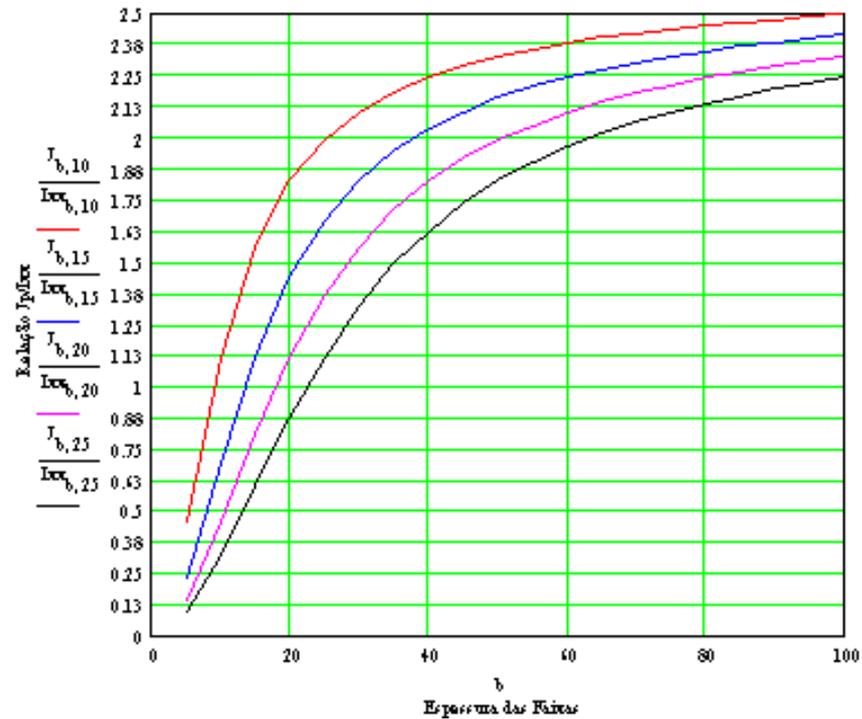
$$J_{pbh} = \beta_{bh} h_b h (b_{bh})^3 \frac{400}{b}$$

$$\beta_{bh} = \frac{1}{3} - \left(0,21 \frac{bbh}{hbh}\right) \left[1 - \frac{(bbh)^4}{12(hbh)^4}\right]$$

Variando a espessura b das faixas e dividindo-se pelo valor da rigidez a flexão para a mesma largura de faixa, obtém-se o resultado mostrado na figura 1.

O gráfico na figura 30, mostra que a rigidez total a torção da placa não é linear, diminui significativamente para malhas pouco espaçadas. Como a torção atua em relação ao eixo da barra, o valor da dimensão bb, h é sempre o menor dos lados, para valores da largura da faixa menores que a espessura da placa, a menor dimensão bb, h passa a ser a largura da faixa. O momento de inércia total da placa tende a zero quando a espessura das faixas também tender a zero, diferentemente do somatório da rigidez a flexão que permanece constante.

Figura 30 – Somatório das rigidezes a torção em relação à espessura das faixas



Fonte: AltoQi Eberick

Isso demonstra que não é possível utilizar a rigidez à torção calculada com o momento de inércia polar da seção retangular das faixas, em uma grelha utilizada para simular uma laje maciça, pois esse parâmetro é dependente da espessura das faixas.

3.7.3 Modelos de análise de lajes de concreto armado

O cálculo de pavimentos de edifícios, compostos por lajes e vigas, foi feito durante muitos anos de maneira simplificada, considerando-se as lajes isoladas apoiadas em vigas rígidas. Isso se devia, principalmente, à falta de recursos computacionais capazes de resolver o grande volume de equações simultâneas necessárias para analisar um pavimento como um todo. Hoje, apesar de existirem diversos programas capazes de realizar análises com alto grau de refinamento, ainda há uma cultura acerca de resultados esperados para lajes que se baseia nas teorias simplificadas.

No caso de um pavimento composto por lajes quadradas ou retangulares, com dimensões não muito diferentes entre si, e com vigas de apoio suficientemente rígidas, para que se possa considerar os apoios das lajes indeformáveis, o procedimento antigo, ou simplificado, de se considerar as lajes como isoladas não leva a resultados muito diferentes daqueles obtidos com uma análise do pavimento inteiro por Analogia de Grelha ou pelo Método dos Elementos Finitos. Essas comparações são válidas enquanto todos os processos envolvidos limitam-se à

mesma premissa de comportamento elástico-linear dos materiais. Uma análise mais completa, que incluiria a não linearidade física do concreto armado, exibiria outras diferenças nos resultados que não serão abordadas neste artigo.

Existem diversos procedimentos para a análise e dimensionamento de lajes com comportamento linear ou não-linear. Esses processos podem ser usados para analisar os deslocamentos, os esforços internos, os elementos de apoio e a capacidade de carga das lajes. Com a distribuição de esforços, tais como momentos fletores, momentos de torção e esforços cortantes, é possível dimensionar as armaduras e fazer a verificação das tensões nas lajes de concreto armado. Apesar de apresentarem resultados diferentes, muitas das variações são cobertas pelos teoremas da análise limite, que indicam que, para fins de dimensionamento no Estado Limite Último, várias configurações de esforços são possíveis para uma mesma laje e todas encontram-se a favor da segurança. Outras questões, como a da flexibilidade dos apoios, envolvem premissas de modelo às vezes ignoradas com a possibilidade de levar a erros consideráveis, que podem vir a superar a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura.

3.7.3.1 Métodos elásticos

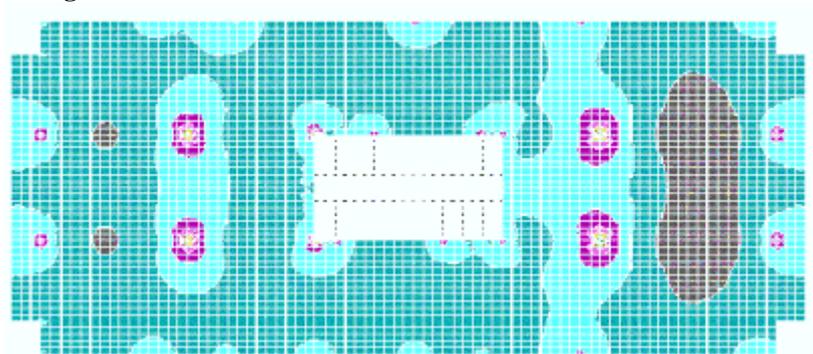
Os métodos tradicionais para a determinação da distribuição de momentos em uma laje têm sido através de modelos elásticos. Tais métodos baseiam-se na solução da equação diferencial que rege o comportamento de uma placa. Essas soluções limitam-se, contudo, a casos nos quais se tenham condições de contorno simples que levem a soluções exatas. Por exemplo, uma laje retangular sobre apoios ideais submetida a um carregamento senoidal. Para se obter a solução para um carregamento uniformemente distribuído, já é necessário fazer uso de uma série numérica. Diversos autores de concreto armado incluíram, em seus livros, tabelas para o cálculo de lajes isoladas com várias condições de apoio e carregamento.

Lajes mais complexas não possuem uma solução fechada pela Teoria da Elasticidade. Para resolvê-las, deve-se fazer uso de procedimentos numéricos que são viáveis apenas em computadores. Destes, o mais conhecido é o Método dos Elementos Finitos.

No Método dos Elementos Finitos apresentado na figura 31, a placa é dividida em um número determinado de elementos. Cada elemento de placa possui propriedades de deformação à flexão que são conhecidas com boa aproximação. O método geral de análise concentra as cargas nos nós dos elementos e estabelece a continuidade das rotações e deslocamentos em cada ponto nodal, de modo a satisfazer as equações de equilíbrio e as condições de contorno requeridas. Utilizando-se um número razoável de elementos, é possível obter soluções para

praticamente qualquer geometria definida. O modelo pode conter todas as lajes de um pavimento e todas as vigas, analisando o comportamento do painel como um todo.

Figura 31 - Pavimento de edifício em modelo de Elementos Finitos



Fonte: AltoQi Eberick

O mesmo procedimento pode ser estendido para incluir outros comportamentos no elemento de placa além do elástico, como, por exemplo, esforços axiais (elementos de casca), deformações por cisalhamento, não linearidade física, múltiplas camadas, entre outros, formando as bibliotecas de elementos contidas nos programas comerciais que se baseiam nesse método. Evidentemente, quanto maior for o nível de sofisticação do modelo, maior será o custo computacional necessário para se obter uma solução.

3.7.3.2 Analogia de grelha

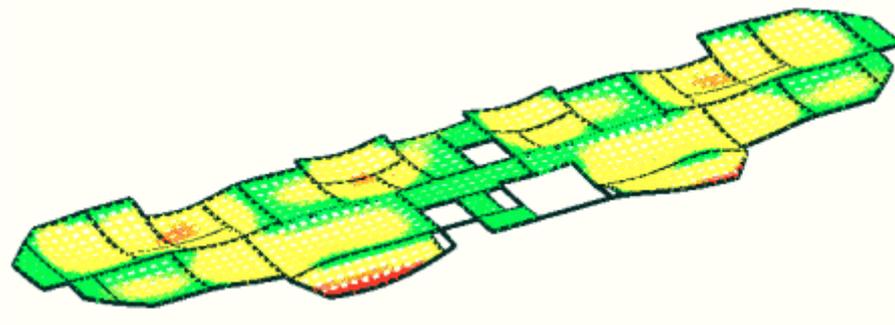
Diversos métodos aproximados de análise de lajes têm sido propostos, desenvolvidos e usados ao longo dos anos. Muitos desses métodos foram desenvolvidos antes da era dos computadores.

A substituição de uma laje por uma série ortogonal de vigas que se cruzam é, provavelmente, uma das mais antigas propostas de solução. Este procedimento não é estritamente uma aproximação numérica da solução elástica, como é o caso do Método dos Elementos Finitos, e a distribuição de momentos calculada desta forma necessitará de uma pequena redistribuição, devido ao comportamento inelástico, para alcançar a carga última. Pode-se provar, pelo teorema do limite inferior, que a solução obtida encontra-se a favor da segurança.

Da mesma forma como no Método dos Elementos Finitos, ao se dividir a laje em um número suficiente de faixas, é possível reproduzir o comportamento de estruturas com praticamente qualquer geometria. A figura 32, é a base do processo da Analogia de Grelha utilizado pelo AltoQi Eberick. O modelo também pode conter todas as lajes de um pavimento

e todas as vigas, analisando o comportamento do painel como um todo. Os resultados finais obtidos com um e outro método são bastante semelhantes.

Figura 32 - Pavimento de edifício em modelo de Analogia de Grelha



Fonte: AltoQi Eberick

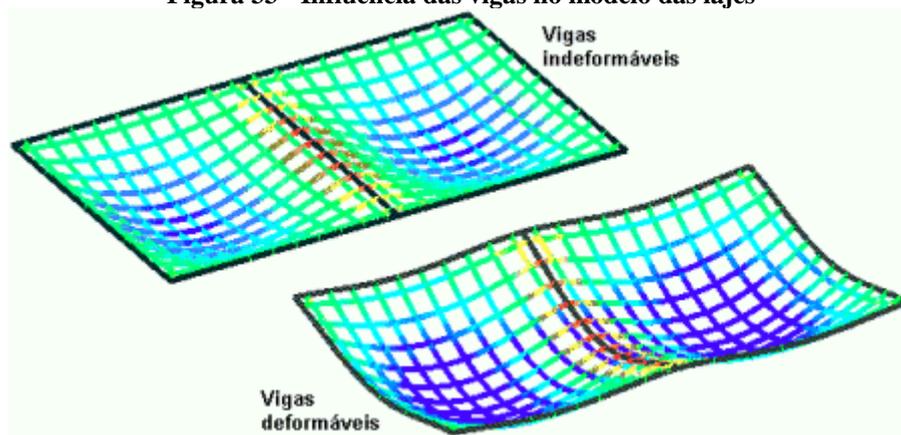
3.7.3.3 Influência da flexibilidade dos apoios

Uma comparação entre os resultados fornecidos pela Analogia de Grelha e o processo de Marcus para lajes retangulares (ou o uso de tabelas constantes em bibliografia) já pode resultar em discrepâncias importantes. Em pavimentos de edifícios reais, as lajes estão apoiadas sobre vigas que são flexíveis. Esta condição de apoio altera o campo de deformações da laje e, como consequência, os esforços internos e as reações de apoio. Nos processos para lajes isoladas, supõe-se que os apoios sejam indeformáveis.

Na solução por Analogia de Grelha, é possível considerar as vigas de apoio em conjunto com o modelo de grelha das lajes e analisar todo o conjunto como uma grelha plana. A laje e as vigas de apoio passam a ser, portanto, uma única estrutura. Em painéis de lajes contínuas, este modelo é mais conveniente, obtendo-se uma configuração de deformação e esforços mais próxima da situação real em regime elástico.

A solução do problema de lajes sobre apoios flexíveis pode ser obtida pela teoria da elasticidade, sendo apresentada apenas para alguns casos particulares com lajes isoladas. Por exemplo, na análise de uma laje quadrada de 4x4 m com 10 cm de espessura, para diversas alturas de viga com largura fixa de 12 cm e altura variando de 500 cm até 26 cm, os resultados da flecha máxima no meio do vão variam de 0,56 cm até 1,61 cm e 3,52 cm para o caso de bordo livre. O mesmo exemplo calculado por Analogia de Grelha apresenta resultados praticamente idênticos. Quando se consideram duas lajes justapostas, com uma viga central, ao reduzir a rigidez desta viga pode-se chegar a resultados nos quais o momento fletor sobre a viga é positivo e não negativo como mostra a figura 33.

Figura 33 - Influência das vigas no modelo das lajes



Fonte: AltoQi Eberick

3.7.3.4 Influência da rigidez à torção

Outro item importante é a influência da rigidez à torção (relativa ao momento de torção ou também chamado momento volvente das placas.) no comportamento de uma laje ou de um painel de lajes, ou mesmo no comportamento de todo o pavimento. Na formulação da Analogia de Grelha, pode-se estabelecer uma relação qualquer entre a rigidez à torção e à flexão das barras (respeitada a capacidade de redistribuição de esforços da laje), obtendo diferentes resultados. Usualmente, como no caso do AltoQi Eberick, procura-se calibrar essa relação para que os resultados aproximem-se o máximo possível da solução elástica.

Por outro lado, no caso de lajes nervuradas (aquelas cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte, de modo a tornar plana a superfície externa), a rigidez à torção da laje é menor do que a de uma laje maciça. Esse tipo de laje comporta-se claramente como uma grelha ortogonal de vigas T. Analisando-se a rigidez à torção da seção equivalente T, observam-se valores bastante pequenos. Por esse motivo, a análise de uma laje maciça e outra nervurada, com as mesmas dimensões e carregamentos, resultam em momentos fletores completamente diferentes.

A maior parte das tabelas disponíveis e o processo de Marcus supõem uma rigidez à torção correspondente à de uma laje maciça. Se aplicadas diretamente a uma laje nervurada, resultarão em flechas e momentos fletores menores do que os reais. O texto conclusivo do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2014), diferente do que faz a NBR 6118/14, em seu item 14.7.7 ("Lajes nervuradas"), determina que "Na falta de resultados mais precisos, a rigidez à torção deve ser considerada nula na determinação dos seus esforços solicitantes e deslocamentos."

Em suma, pode-se dizer que os processos simplificados para análise de lajes isoladas fornecem resultados próximos aos da Analogia de Grelha (mais próximos também do real) enquanto se tem lajes retangulares maciças com apoios muito rígidos. Lajes nervuradas ou apoiadas em vigas de seção usual podem fornecer resultados bastante diferentes.

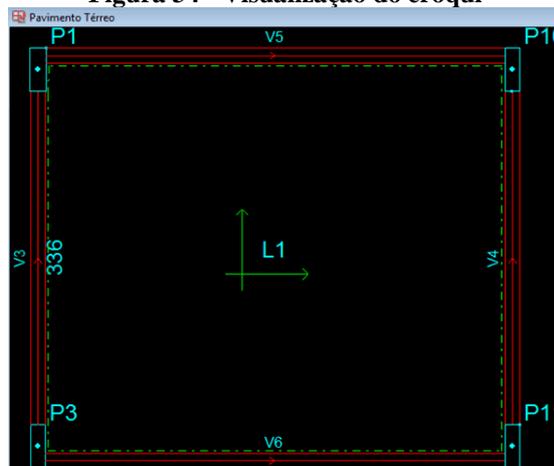
3.7.4 Tipos de lajes disponíveis

Ao utilizar o Eberick, dispõe-se de quatro tipos de laje: Maciça, Nervurada, Pré-moldada e Vigota Protendida.

3.7.4.1 Laje Maciça

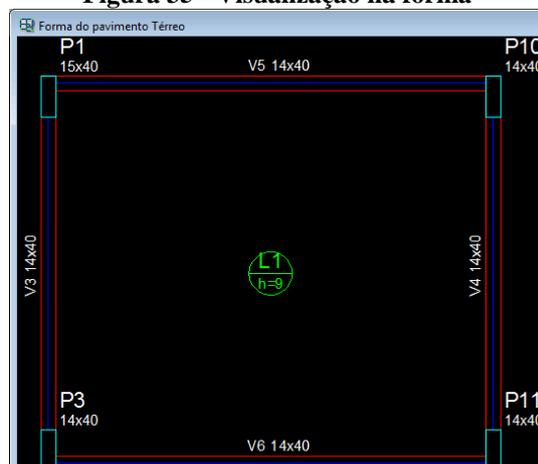
Nesse tipo de laje inicialmente são montadas as armaduras da laje, a partir da construção das fôrmas, geralmente de madeira. Após a montagem das armaduras pode-se efetuar a concretagem da laje. Essa laje apresenta a execução mais simples dentre todos os tipos de laje, porém demanda uma grande quantidade de fôrma (figura 34 e 35).

Figura 34 - Visualização do croqui



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 35 - Visualização na forma



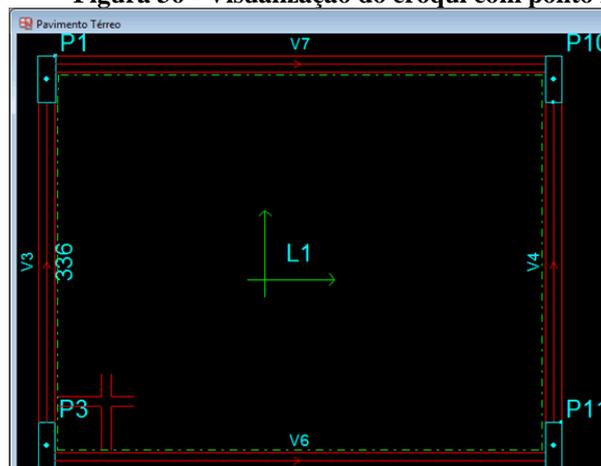
Fonte: AltoQi Eberick

3.7.4.2 Laje Nervurada

Nesse tipo de laje, a armadura estará distribuída nas nervuras (que serão montadas e concretadas in loco), cujo espaçamento será definido em função do bloco de enchimento adotado. Nessa versão do Eberick, têm-se dois blocos de enchimento disponíveis, que são os blocos de EPS (Poliestireno Expandido, conhecido também como Isopor) e os tijolos cerâmicos. A principal vantagem da utilização de enchimento do tipo EPS é a significativa redução no peso próprio da laje.

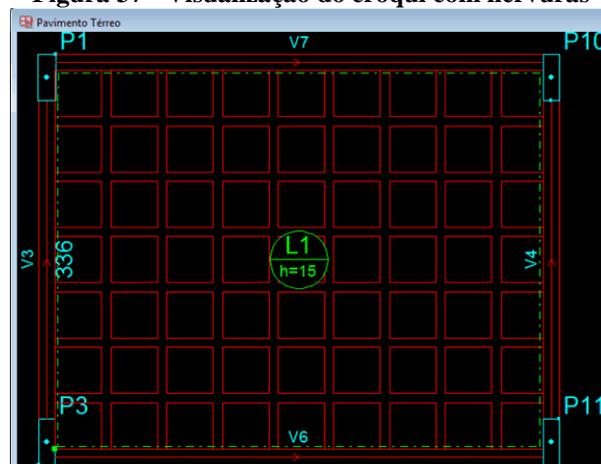
Para este tipo de laje pode-se visualizar tanto as nervuras figura 36 e 37, quanto apenas o ponto fixo das mesmas. Para selecionar qual será a visualização adotada pode-se acessar o menu “Configurações – Entrada Gráfica – Lajes”, habilitar a opção “Nervuras e Vigotas” e selecionar qual o tipo de visualização desejado, ponto fixo ou nervuras.

Figura 36 - Visualização do croqui com ponto fixo



Fonte: AltoQi Eberick

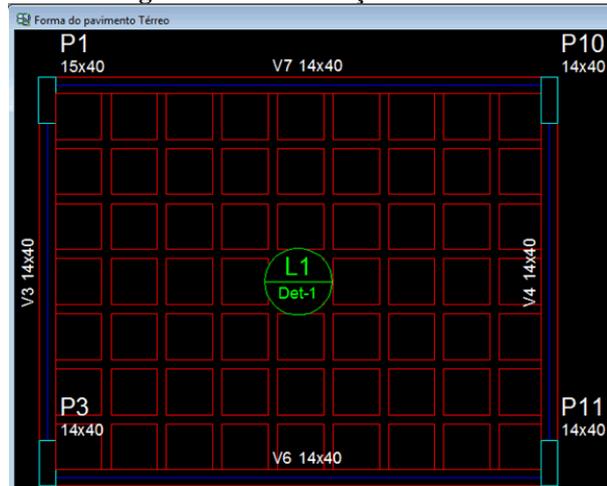
Figura 37 - Visualização do croqui com nervuras



Fonte: AltoQi Eberick

É importante, nesse tipo de laje, o correto posicionamento do ponto fixo das nervuras, pois está diretamente relacionado com o posicionamento dos blocos de enchimento figuras 38.

Figura 38 - Visualização da forma



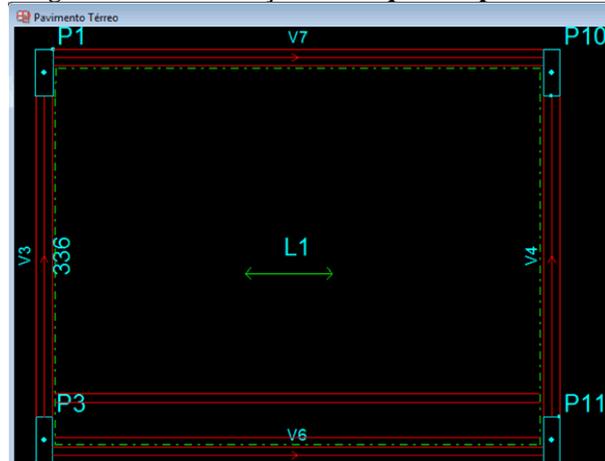
Fonte: AltoQi Eberick

3.7.4.3 Laje pré-moldada

Nas lajes pré-moldadas a armadura está montada dentro da vigota, sendo posicionada de acordo com o bloco de enchimento adotado. Assim como as lajes nervuradas, pode-se utilizar de blocos de enchimento em EPS e tijolos cerâmicos.

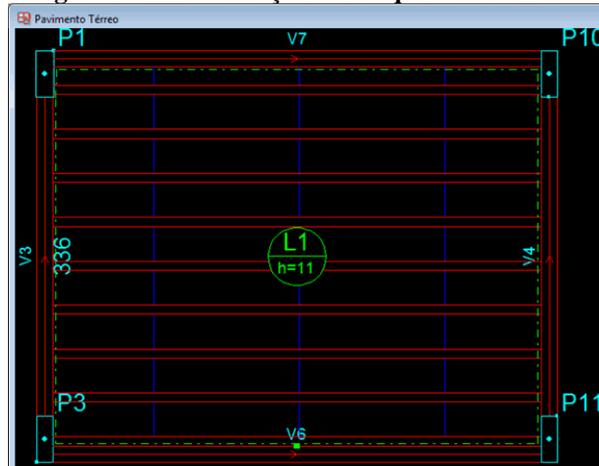
De maneira semelhante às lajes nervuradas pode-se visualizar na figura 39, 40e 41, tanto apenas o ponto fixo das vigotas como todas as vigotas, através do mesmo menu indicado acima.

Figura 39 - Visualização do croqui com ponto fixo



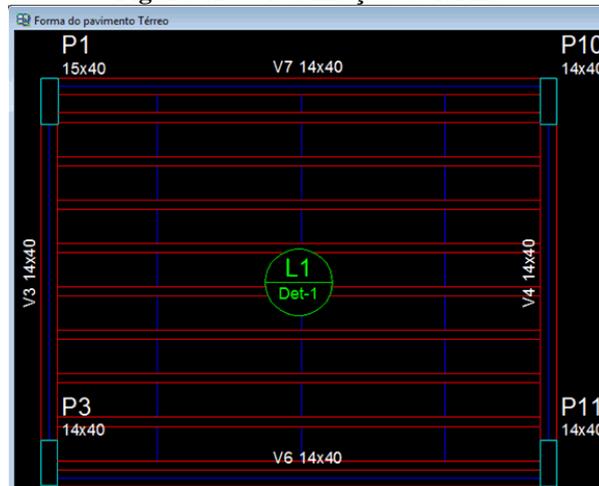
Fonte: AltoQi Eberick

Figura 40 - Visualização do croqui com nervuras



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 41 - Visualização da forma



Fonte: AltoQi Eberick

De maneira análoga à exemplificada para as lajes nervuradas, na forma das lajes pré-moldadas a representação das nervuras independe da configuração de entrada gráfica do croqui.

3.7.4.4 Laje com vigota protendida

Esse tipo de laje é bastante semelhante às lajes do tipo pré-moldada, sendo que em ambos os casos a armadura está posicionada dentro da vigota e a disposição destas será dada de acordo com o bloco de enchimento adotado, podendo ser utilizados os mesmos blocos de enchimento das lajes Pré-moldadas.

A principal diferença entre a laje pré-moldada e a laje com vigota protendida é que no primeiro caso a armadura não está sendo inicialmente solicitada a esforços, sendo solicitada

somente após o início dos carregamentos. Já no segundo caso, devido à protensão, a armadura está sendo solicitada durante todo o processo de montagem.

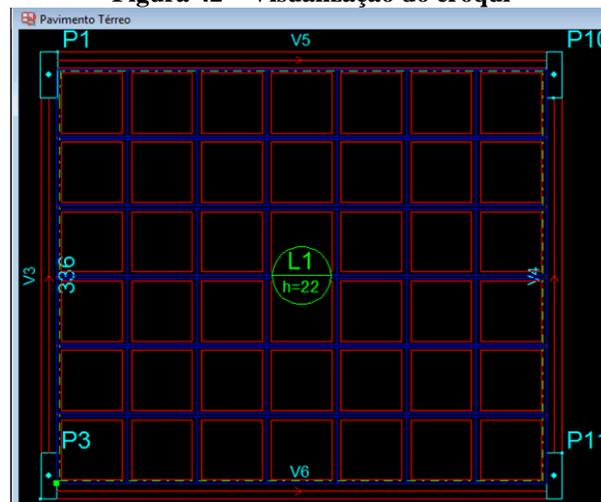
As lajes com vigota protendida não são dimensionadas pelo Eberick. É apenas feita uma comparação do vão livre e do carregamento.

3.7.4.5 Módulo Treliçadas

3.7.4.5.1 Laje nervurada

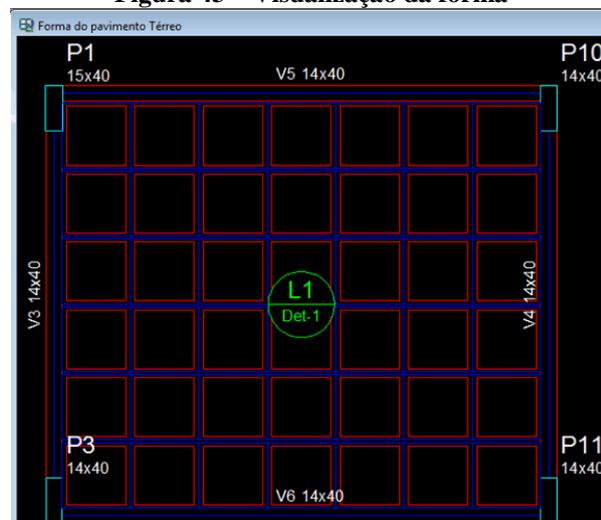
Com o uso do módulo Treliçadas, têm-se dois outros tipos de bloco de enchimento disponíveis para este tipo de laje, as cubetas ULMA e as cubetas ATEX como mostra a figura 42,43 e 44.

Figura 42 – Visualização do croqui



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 43 – Visualização da forma



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 44 – Exemplo da tabela

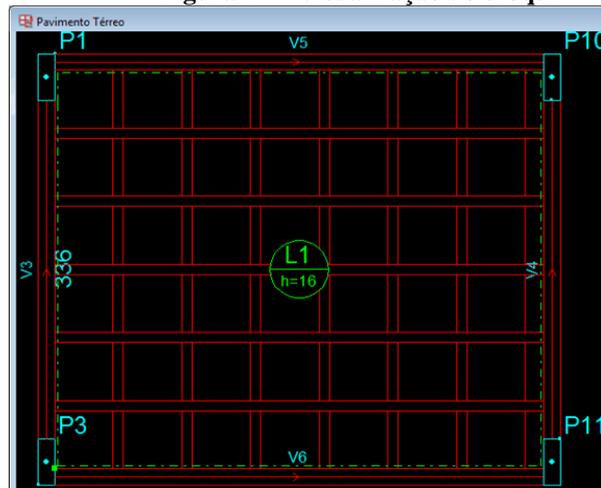
Blocos de enchimento						
Detalhe	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
1	Cubetas ATEX	B18/60/60	18	60	60	35

Fonte: AltoQi Eberick

3.7.4.5.2 Laje Treliçada

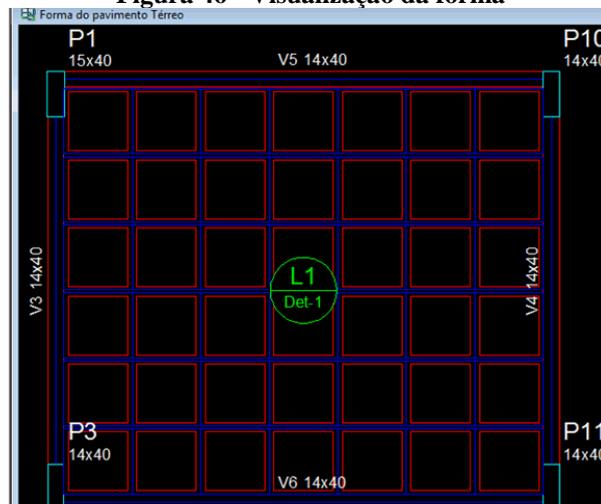
Para este tipo de laje temos vigotas pré-moldadas com a utilização de treliças de aço. Devido a presença das treliças, esse tipo de laje apresenta rigidez superior à das lajes pré-moldadas. Assim como as lajes pré-moldadas podem ser utilizados blocos de enchimento do tipo EPS e do tipo lajota cerâmica, como mostra a figura 45 e 46.

Figura 45 – Visualização do croqui



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 46 - Visualização da forma

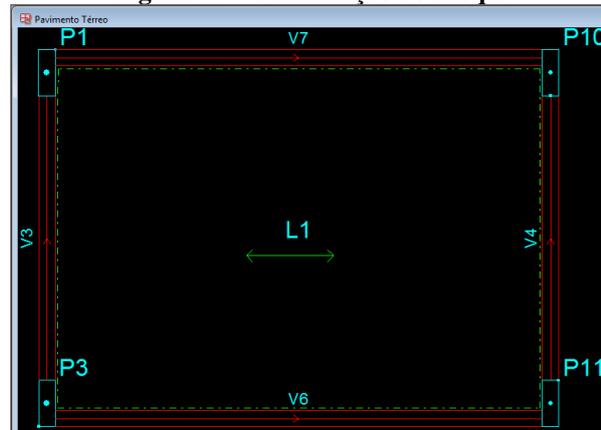


Fonte: AltoQi Eberick

3.7.4.5.3 Laje Painel Maciço

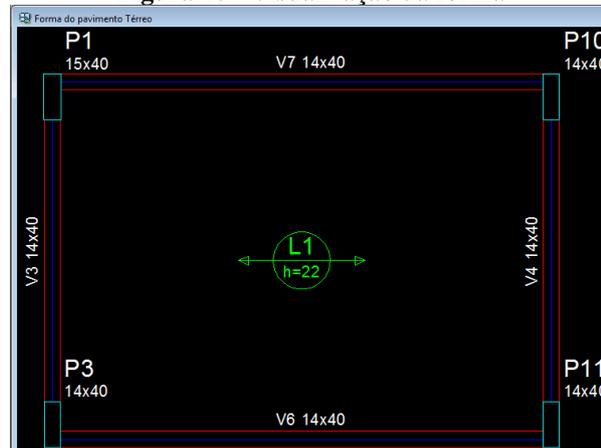
Para este tipo de laje tem-se painéis maciços com a utilização de treliças de aço, em sentido unidirecional ou bidirecional. Apresenta propriedades semelhantes à laje maciça em relação à rigidez e resistência. Devido ao modelo da laje necessita de menor escoramento em relação às lajes maciças, visto que o painel apresenta resistência antes mesmo da concretagem. Outra vantagem desse tipo de laje é a redução na quantidade necessária de formas ver figura 47 e 48, visto que o painel inferior pode ser usado como forma para a concretagem.

Figura 47 - Visualização do croqui



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 48 - Visualização da forma

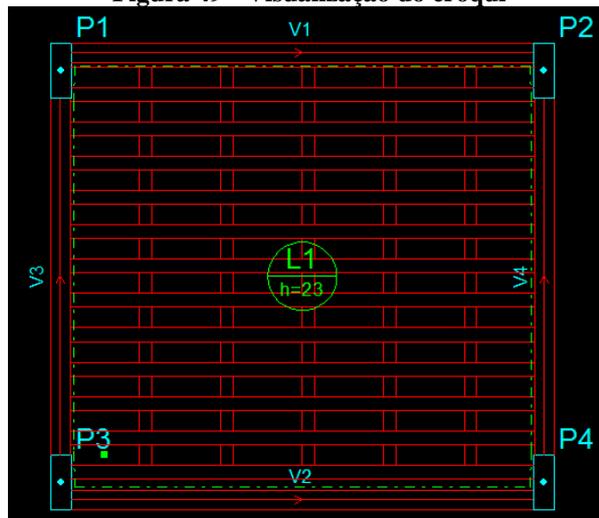


Fonte: AltoQi Eberick

3.7.4.5.4 Laje Painel Maciço com Blocos de Enchimento

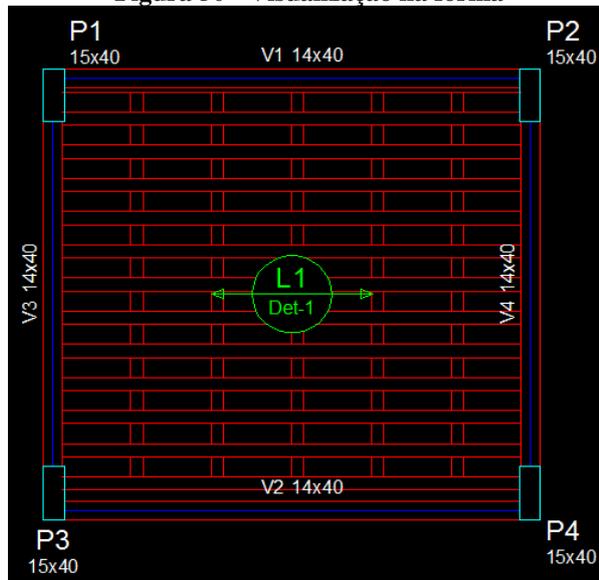
Nesse tipo de laje que pode ser vista nas figuras 49 e 50, tem-se vigotas treliçadas com uma base de tal dimensão que possam ser colocadas justapostas, e com blocos de enchimento embutido no espaço entre as treliças. Este tipo de laje apresenta a vantagem de permitir a eliminação de formas, redução de peso da estrutura e rapidez de construção.

Figura 49 - Visualização do croqui



Fonte: AltoQi Eberick

Figura 50 - Visualização na forma



Fonte: AltoQi Eberick

4 ESTUDO DE CASO

4.1 EDIFÍCIO EM ESTUDO

O projeto de arquitetura do edifício em estudo foi fornecido pelo Professor Agnaldo Antônio, do Centro Universitário de Anápolis-UNIEVANGELICA.

O edifício é composto por:

- Cinco pavimentos tipos com quatro apartamentos por andar, sendo cada apartamento com dois dormitórios;
- O edifício não possui elevador;
- O edifício possui uma área total de 1365 m²;
- Reservatório superior com capacidade para 10800 litros;

O edifício em estudo encontra-se no APÊNDICE 1- Projeto de arquitetura.

4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

As ações, vibrações, temperatura e retração foram desconsideradas. Na análise global da estrutura a norma prescreve que o desaprumo não deve necessariamente ser superposto ao carregamento de vento, e que entre os dois, deve ser considerado apenas o mais desfavorável (item 11.3.3.4.1). O carregamento mais desfavorável pode ser definido por meio do que provoca o maior momento total na base de construção. Por esse motivo foi desconsiderado também o efeito do desaprumo no edifício em estudo.

Na tabela 4 estão as informações sobre os pavimentos da estrutura:

Tabela 4 – Pavimentos de estrutura

Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)
TAMPADORESERVATORIO	100	1460
RESERVATÓRIO	225	1360
BARRILETE/TELHADO	280	1135
COBERTURA	280	855
TIPO	280	575
TERREO	280	295
BALDRAME	80	15

Fonte: Elaborada pelos autores

4.2.1 Normas de projeto

Os projetos foram elaborados com base nas normas brasileiras vigentes, em particular:

- ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

4.2.2 Durabilidade da estrutura e vida útil

A classe de agressividade ambiental adotada para o edifício em estudo está de acordo com a tabela 5 extraída da NBR 6118/2014. Como o edifício está situado em zona urbana, longe de ambientes quimicamente agressivos, adotou-se classe II de agressividade ambiental (moderada).

Tabela 5 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1) 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1) 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1) 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um micro-clima com classe de agressividade um nível mais brando para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118: 2003

Nas especificações para o dimensionamento dos elementos estruturais, cabe destacar os requisitos relativos à relação água/cimento e resistência característica mínima (f_{ck}). A nova norma estabelece critérios de qualidade mínimos para o f_{ck} e a relação água/cimento, A/C, do concreto utilizado em obra, levando-se em conta as condições de exposição dos elementos da estrutura de concreto às intempéries. Isto é uma novidade em relação à antiga NBR-6118:1978. A tabela 6 apresenta as relações A/C máximas admissíveis e o f_{ck} mínimo exigido (classe do concreto) para o concreto em função da agressividade do ambiente e do tipo de armadura (armadura passiva – CA e armadura ativa – CP).

Tabela 6 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

NOTAS:
1. O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
2. CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
3. CP Componentes a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118: 2014

A tabela 7 mostra os valores para os cobrimentos mínimos das armaduras, em função da classe de agressividade ambiental.

Tabela 7 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e comprimento nominal**Tabela 7.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ²⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118: 2014

De acordo com a classe de agressividade ambiental do edifício em estudo foram adotados na tabela 8, valores para o comprimento nominal, relação água/cimento e abatimento do concreto:

Tabela 8 – Comprimento nominal

Elemento	Cobrimento (cm)	F_{ck} (MPa)	Relação água/cimento	Abatimento (cm)
VIGAS	3,00	25	0,6	5
PILARES	3,00	25	0,6	5
LAJES	2,5	25	0,6	5

Fonte: Elaborada pelos autores

4.2.3 Características do aço

O aço empregado no dimensionamento do edifício em questão está de acordo com o que preconiza a NBR 7480 como mostra a tabela 9 (ABNT, 2014).

Tabela 9 – Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^e	Limite de resistência ^b f_{st} MPa ^f	Alongamento após ruptura em 10 Φ ^c A %	Alongamento total na força máxima ^d A_{gt} %	Diâmetro do pino mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\Phi > 10$ mm	$\Phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	-	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,08 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^c	5	-	5 ϕ	-	1,0	1,5

^a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} da ABNT NBR 6118 obtido a partir do LE ou δ_s da ABNT NBR ISO 6892.

^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou δ_t da ABNT NBR ISO 6892).

^c Φ é o diâmetro nominal, conforme 3.4.

^d O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (A_{gt}).

^e Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².

^f f_{st} mínimo de 660 MPa.

Fonte: NBR 7480 (ABNT, ANO)

4.2.4 Combinação das ações no edifício em estudo

As ações bem como seus respectivos coeficientes de combinação foram escolhidos de acordo com a ABNT NBR-8681, como mostra a tabela 10 (ABNT, 2004)

Tabela 10 – Combinação de ações

Combinação de ações	$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3}$			
	Permanentes		Variáveis	
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável	Temporária
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2

Fonte: NBR-8681(ABNT,2014)

A partir das ações de carregamento definidas, obtiveram-se as combinações apresentadas na tabela 11 para análise e dimensionamento da estrutura nos estados limites (ELU) últimos e de serviço (ELS).

Tabela 11 - Combinações

TIPO	COMBINAÇÕES
ÚLTIMAS	$1,4G1 + 1,4G2$
	$G1 + G2$
	$1,4G1 + 1,4G2 + 1,4Q$
	$G1 + G2 + 1,4Q$
	$1,4G1 + 1,4G2 + 0,7Q$
	$G1 + G2 + 0,7Q$
SERVIÇO	$G1 + G2$
	$G1 + G2 + 0,4Q$
FUNDAÇÕES	$G1 + G2$
	$G1 + G2 + Q$
	$G1 + G2 + 0,5Q$

Fonte: Elaborada pelo autor

4.2.5 Determinação das cargas atuantes

O edifício em estudo tem cinco pavimentos. As lajes de todo o edifício são do tipo treliçada 1D. A determinação das cargas nas lajes seguiu a prescrição da NBR 6120 (ABNT, ANO) 1,5 KN/m², para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e 2,0 KN/m², para área de serviço e lavanderia. Para a escada foi adotado a sobrecarga de 3,0 KN/m².

Os esforços horizontais devido ao vento foram determinados de acordo com a NBR 6123 (ABNT,)

O edifício em estudo se encontra no estado de Goiás, em uma região totalmente povoada e com vários edifícios altos ao redor. Os valores para a velocidade básica do vento bem como os coeficientes para o cálculo dos esforços horizontais causados pelo vento se encontram na tabela 12:

Tabela 12 – Velocidade básica do vento

Velocidade básica	Fator S1	Fator S2	Fator S3	rugosidade
35 m/s	1,0		1,0	Categoria IV

Fonte: Elaborada pelo autor

4.2.6 Modelo de análise da estrutura

A análise da estrutura foi realizada pelo modelo de pórtico espacial. O pórtico espacial é um modelo estrutural mais completo, que representa de forma mais completa a estrutura real. Através dele determina-se os momentos de flexão e torção e esforços cortantes e normais de todos os elementos. Seu uso é adequado para análise de carregamentos verticais e horizontais, inclusive com assimetria. A solidariedade entre vigas e pilares é considerada. A interação é efetivada mediante emprego de coeficientes de engastamento.

4.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

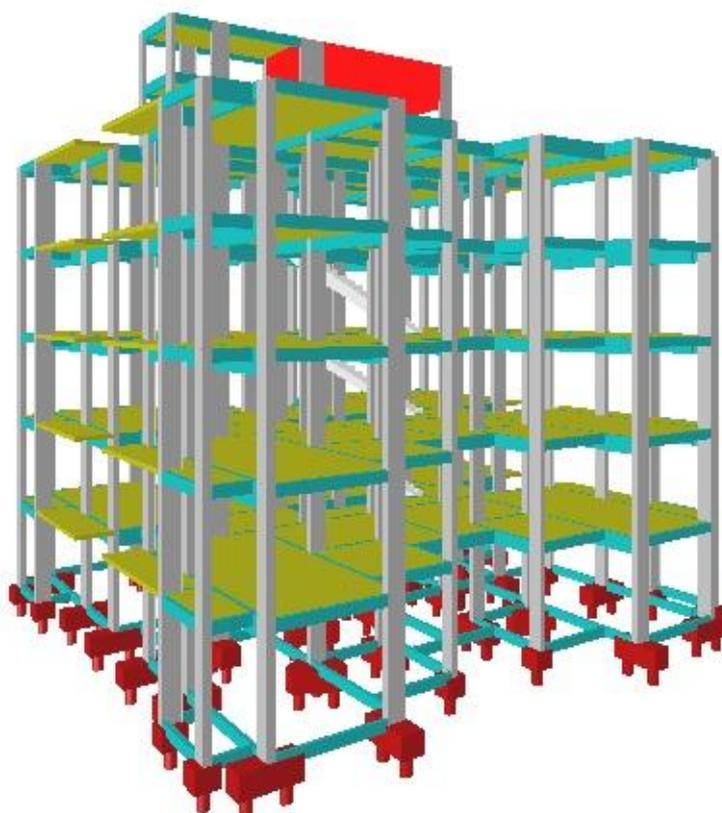
4.2.1 Concepção estrutural com os pilares mais próximos

O lançamento da estrutura com os vãos menores foi feito buscando-se trabalhar com vãos em torno dos 4,00 m, sempre respeitando as imposições arquitetônicas e buscando ao máximo a economia de materiais.

As lajes de todo o edifício foram do tipo treliçada com espessura de 14 cm. A seguir são apresentadas as plantas de formas e uma perspectiva da estrutura APÊNDICE.

Na figura 51 podemos ver o pórtico espacial formado pela estrutura com vãos menores.

Figura 51- Pórtico espacial formado pela estrutura com vãos menores



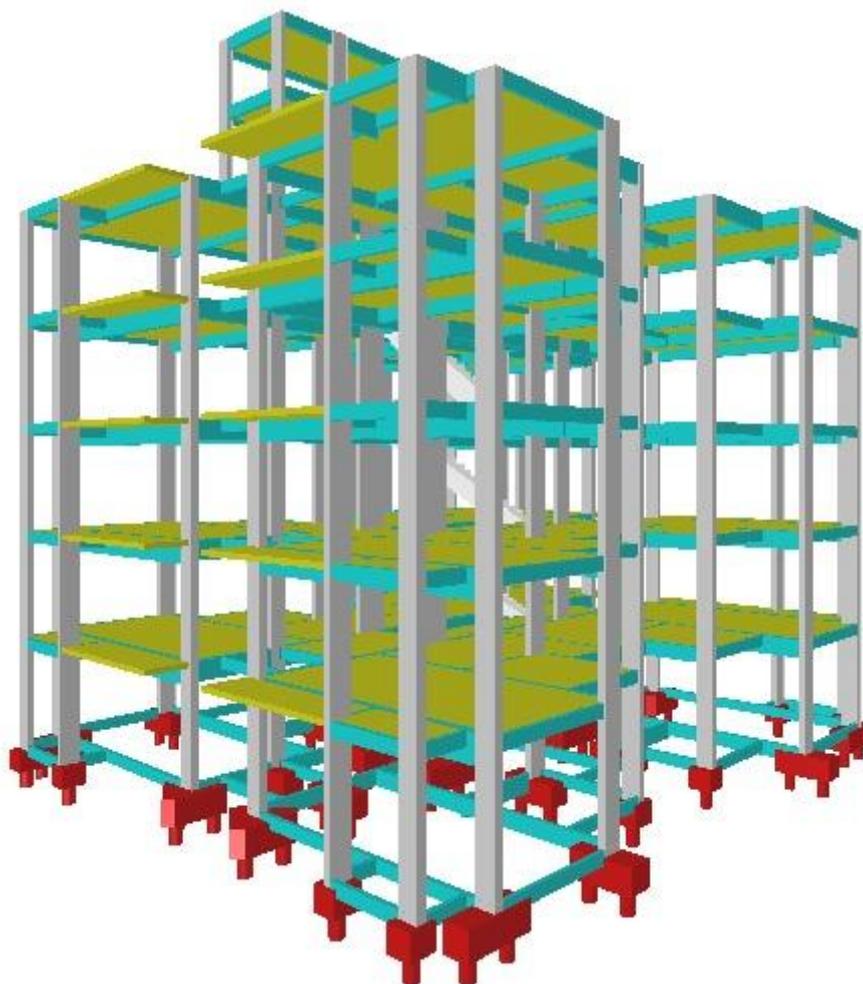
Fonte: próprios autores

4.2.2 Concepção estrutural com os pilares mais afastados

O lançamento da estrutura com pilares mais afastados foi baseado no lançamento com pilares mais próximos. Procurou-se eliminar alguns pilares intermediários de modo a aumentar os vãos das vigas. Os vãos ficaram em torno de 6,00 metros chegando ao máximo de 7,50 metros. Foi mantida a geometria dos painéis de lajes e também o sistema de lajes treliçadas.

Na figura 52 podemos ver o pórtico espacial formado pela estrutura com vãos menores.

Figura 52 - o pórtico espacial formado pela estrutura com vãos menores



Fonte: próprios autores

Encontra-se no APÊNDICE 2 – Planta de fôrmas do projeto com pilares mais próximos e no APÊNDICE 3 – Planta de fôrmas do projeto com pilares mais afastados.

5 RESULTADOS

A partir dos resultados dos dois dimensionamentos foram levantados um resumo de materiais para cada modelo estudado. Os materiais quantificados foram o aço, concreto e área de forma.

A seguir são apresentados a tabela 13 e 14 e gráficos comparativos (figuras 51 a 53) entre os consumos das duas alternativas.

Tabela 13 - Consumos de materiais e índices modelo com pilares mais próximos

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)				
		Vigas	Pilares	Escadas	Reservatórios	Total
CA50	6,3	159,6		116,6	131,1	407,3
CA50	8,0	1722,0		147,0	43,3	1912,3
CA50	10,0	1255,3	3314,1	145,7		4715,1
CA50	12,5	62,6	280,3			342,9
CA60	5,0	832,7			83,8	916,4
CA60	6,0	2,2	2426,6			2428,8
CA60	7,0	6,2		26,4		32,6

		Vigas	Pilares	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	3199,6	3594,3	409,3	174,4	7377,6
	CA60	841,1	2426,6	26,4	83,8	3377,9
	Total	4040,7	6020,9	435,8	258,1	10755,5
Volume concreto (m ³)	C-25	57,6	75,6	6,9	6,4	146,5
Área de forma (m ²)		1102,9	1050,4	598	71,9	2284,9
Consumo de aço (kgf/m ³)		70,2	79,7	63,1	40,2	73,4

Fonte: Elaborada pelo próprio autor

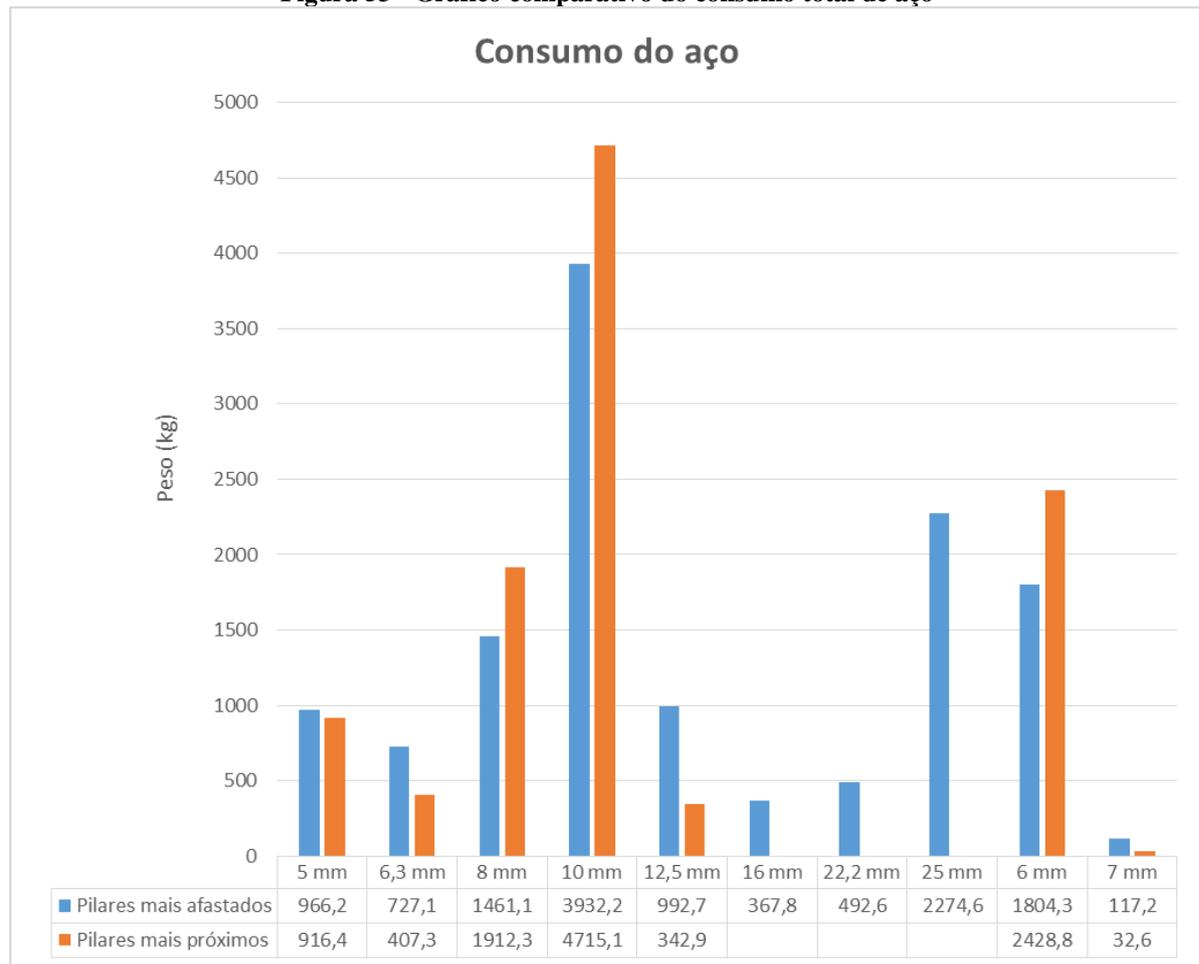
Tabela 14 - Consumos de materiais e índices modelo com pilares mais afastados

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)				
		Vigas	Pilares	Escadas	Reservatórios	Total
CA50	6,3	465,6		77,1	184,4	727,1
CA50	8,0	1300,4		121,9	38,7	1461,1
CA50	10,0	1363,0	2432,0	137,2		3932,2
CA50	12,5	612,3	380,5			992,7
CA50	16,0	246,1	121,7			367,8
CA50	22,2	492,6				492,6
CA50	25,0	2274,6				2274,6
CA60	5,0	922,6			43,5	966,2
CA60	6,0	2,2	1802,0			1804,3
CA60	7,0	6,6		110,6		117,2

		Vigas	Pilares	Escadas	Reservatórios	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	6754,5	2934,1	336,2	223,2	10248,0
	CA60	931,4	1802,0	110,6	43,5	2887,6
	Total	7686,0	4736,2	446,8	266,7	13135,6
Volume concreto (m ³)	C-25	78,2	56,8	7,0	6,4	148,5
Área de forma (m ²)		1174,6	789,3	60,4	71,9	2096,2
Consumo de aço (kgf/m ³)		98,3	83,4	63,8	41,5	88,5

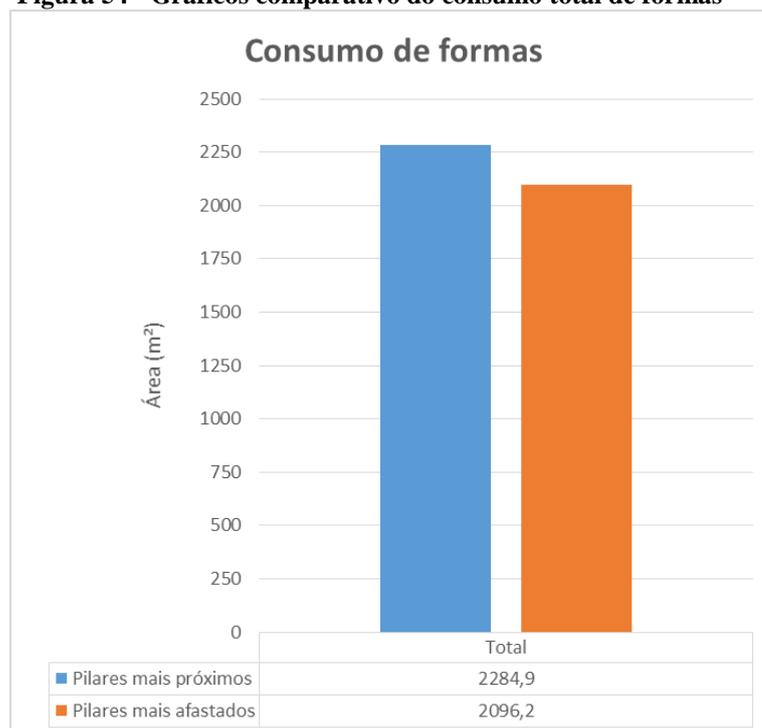
Fonte: Elaborada pelo próprio autor

Figura 53 - Gráfico comparativo do consumo total de aço



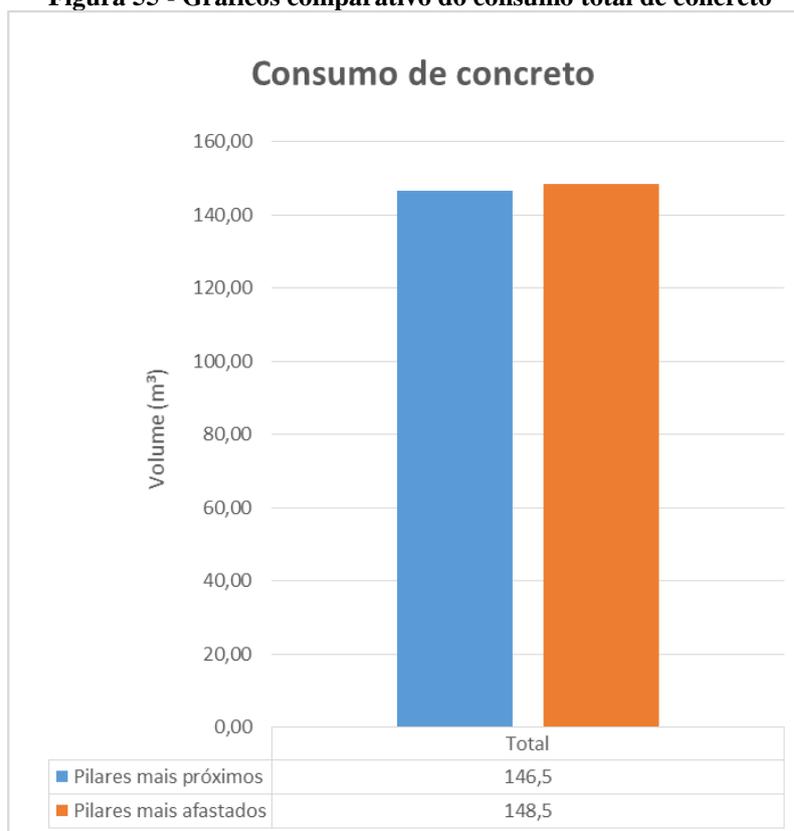
Fonte: Elaborada pelos próprios autores

Figura 54 - Gráficos comparativo do consumo total de fôrmas



Fonte: Elaborada pelos próprios autores

Figura 55 - Gráficos comparativo do consumo total de concreto



Fonte: Elaborada pelos próprios autores

Verifica-se que a estrutura com os pilares mais afastados consumiu mais aço. Esse consumo extra de aço provavelmente foi intensificado devido à utilização de armaduras de pele nas vigas, pois estas foram dimensionadas com altura de 65 cm. Verifica-se que o maior acréscimo de aço ocorreu nas vigas, para os demais elementos estruturais não houve grandes variações de consumo.

5.1 ESTUDOS DOS CUSTOS DOS MATERIAIS

Para verificar a viabilidade de cada estrutura, é necessário fazer um orçamento para se ter uma ideia real do custo de cada estrutura.

A composição dos custos foi baseada na tabela de preços de insumos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) referente ao mês de fevereiro para o estado de Goiás. A tabela 15 e os gráficos (figuras, 51 e 52) apresentam um comparativo entre as duas concepções.

As formas serão reutilizadas três vezes, desta forma, para efeito de orçamento, será utilizada a metade da área total das formas.

Tabela 15 - Custos dos materiais- pilares mais próximos

CONSUMO DE AÇO				
classe	Diametro (mm)	Peso (kg)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
CA-50	6.3	407.3	4.64	1889,87
CA-50	8.0	1912.3	5.21	9963,08
CA-50	10.0	4715.1	4.43	20887,89
CA-50	12.5	342.9	4.21	1443,60
CA-60	5.0	916.4	4.39	4022,99
CA-60	6.0	2428.8	4.49	10905,31
CA-60	7.0	32.6	4.56	148,65
total				49261,42

Concreto		
Volume (m ³)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
146.5	254,50	37284,25
total		37284,25

Fôrmas		
area (m ²)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
1142,45	44,20	50507,71
total		50507,71

Fonte: Elaborada pelos próprios autores

Tabela 16 - Custos dos materiais- pilares mais afastados

CONSUMO DE AÇO				
classe	Diametro (mm)	Peso (kg)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
CA-50	6.3	727.1	4.64	3373,74
CA-50	8.0	1461.1	5.21	7612.33
CA-50	10.0	3932.2	4.43	17419.65
CA-50	12.5	992.7	4.21	4179.26
CA-50	16.0	367.8	4.21	1548.43
CA-50	22.2	492.6	3.94	1940,84
CA-50	25.0	2274.6	4.55	10349,73
CA-60	5.0	966.2	4.39	4241,61
CA-60	6.0	1804.3	4.49	8101,30
CA-60	7.0	117.2	4.56	534,43
total				59301,06

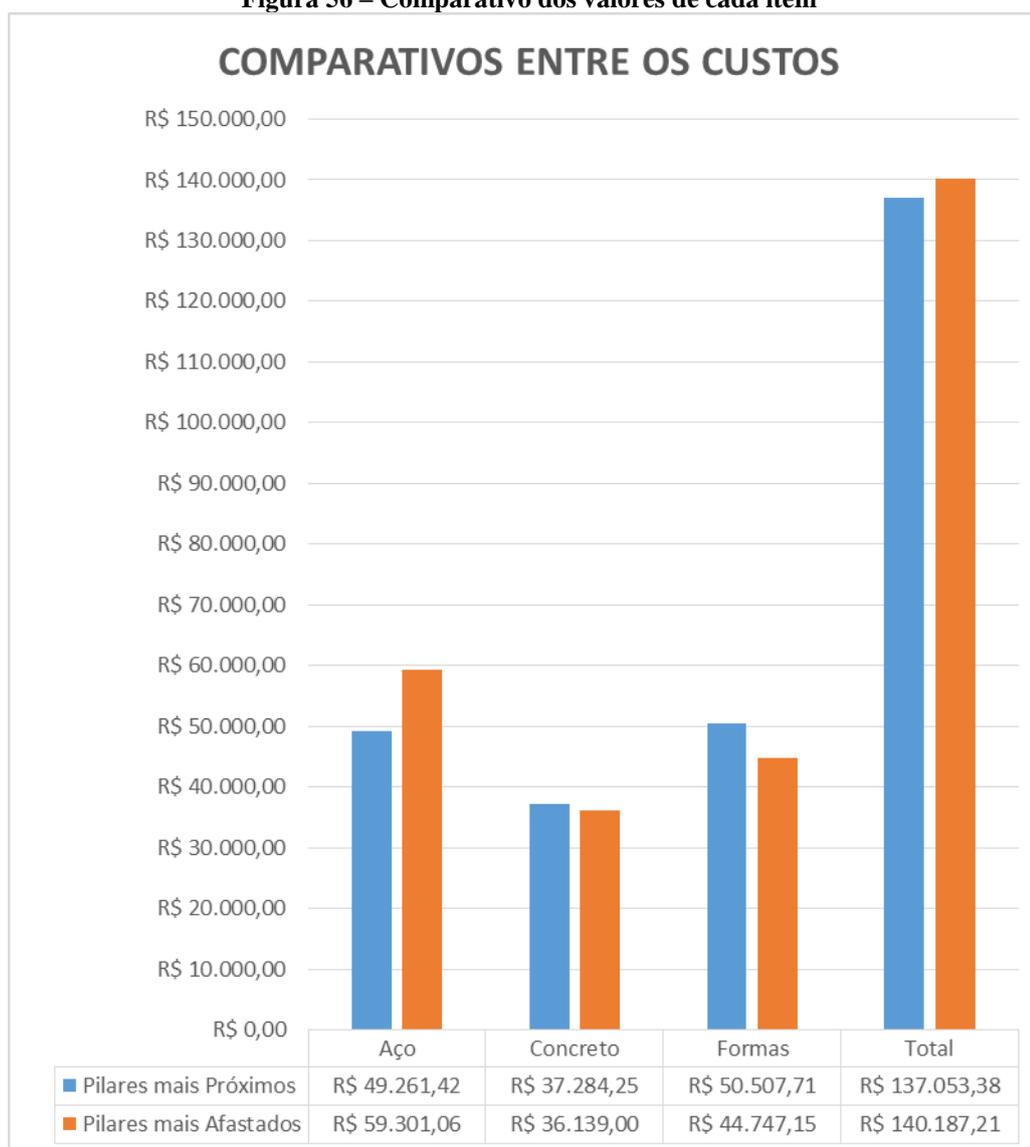
Concreto		
Volume (m ³)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
142.0	254,50	36139,00
total		

Fôrmas		
area (m ²)	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
2024.3		
total		

Fonte: Elaborada pelos próprios autores

Comparativo entre os custos

Figura 56 – Comparativo dos valores de cada item



Fonte: Elaborada pelo próprio autor

O custo da estrutura com vãos menores ficou R\$3.133,83 mais barata que a estrutura com vãos maiores, cerca de 2,23 % mais econômica.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os objetivos deste trabalho foram alcançados, possibilitando obter o comparativo desejado.

Com os softwares disponíveis hoje no mercado, possibilitou-se ao engenheiro dar mais ênfase à concepção estrutural, gastando menos tempo com cálculos repetitivos. Através deste trabalho ficou provado que a concepção estrutural é uma das etapas mais importantes do projeto de estruturas e que não basta ter um bom programa computacional, é necessário também experiência e conhecimento. Observou-se que para a utilização de grandes vãos (em torno dos 7,00 metros) a quantidade de aço aumentou. Um dos fatores que provavelmente contribuiu para esse aumento foi a utilização, exigida pela ABNT – NBR 6118/2014, de armadura de pele para vigas com altura superior a 60cm. Verificou-se que para o edifício estudado, utilizar vãos em torno de 4,00m gera uma economia de 2,23% nos custos dos materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTOQI; **Base de conhecimento | Suporte Online AltoQi**. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/suporte>> . Acesso em 10 mar. 2015.

ABNT. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

BARBOZA, M. R.; **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório Final de Iniciação Científica – FAPESP. Processo n. 07/50606-1. 2008.

BANKI, A. L. ; **Método do pilar padrão com rigidez aproximada**. Artigo AltoQi. Rio de Janeiro, 2010.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R.; **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. Vol I – 3ª edição, Editora Edufscar, 2012.

COELHO, J. A.; **Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha - conceitos iniciais**. Artigo AltoQi- Rio de Janeiro, 2010.

CORRÊA, R. M.; NAVEIRO, R. M.; **Importância do ensino da integração dos projetos de Arquitetura e estrutura de edifícios: Fase de lançamento das estruturas**. [s.d]

MIRET, E.T.; **Razon y ser de los tipos de estructurales** – Instituto de la construcción y del cemento. 1 edição/1957.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, P. S.; **Estruturas de Concreto**. USP – EESC- Departamento de Engenharia de Estruturas Concepção Estrutural. Abril/ 2003.

REBELLO, Y. C. P.; **A concepção estrutural e a arquitetura**. Ed. Zigurate e Comercial Ltda., 1ª edição, São Paulo, 2000.

APÊNDICE 1

APÊNDICE 2

APÊNDICE 3