



UNISUL

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

LUIZ ANTONIO FELISBERTO

**BOAS PRÁTICAS NO PROJETO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

Tubarão

2017

LUIZ ANTONIO FELISBERTO

**BOAS PRÁTICAS NO PROJETO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Charles Mendes de Souza

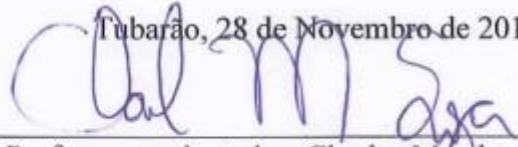
Tubarão
2017

LUIZ ANTONIO FELISBERTO

**BOAS PRÁTICAS DO PROJETO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Tubarão, 28 de Novembro de 2017.



Professor e orientador: Charles Mendes de Souza
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. Mauricio Alberto Buchele Motta
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. Daiana Savian da Silva, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Dedico este trabalho principalmente aos meus pais Antonio e Valci e a minha namorada e futura esposa Thamires, meus grandes incentivadores. A todos aqueles que contribuíram para a realização deste sonho.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento é sempre um ato de reconhecimento grandioso, para a vida e para a alma humana, é fonte inesgotável de gratidão para com aqueles que fazem da nossa vida, um constante compartilhar de momentos únicos e insubstituíveis.

Primeiramente quero agradecer a “DEUS” pelo dom maior que é dado ao ser humano, a vida, agradeço pela família que tenho, pelos amigos que encontrei até hoje.

Agradeço a minha mãe Valci e meu Pai, Antonio, foram responsáveis por proporcionar tudo o que é de mais valioso nessa vida, como amor, carinho e educação. A minha namorada Thamires, que tem sido a inspiração necessária e complemento indispensável a minha vida. Agradeço todos os meus familiares pelos incentivos ao longo dessa jornada.

A todos os colegas de faculdade e de trabalho que tive durante esses anos.

Agradeço a todos os professores que tive, sem nenhuma exceção, pela contribuição aos conhecimentos adquiridos ao longo do curso. Gostaria de fazer um agradecimento especial a meus professores de estruturas, Maurício Alberto Buchele Motta, Walter Olivier Alves e Charles Mendes de Souza. Sendo este último o responsável em proporcionar experiências únicas como as monitorias de Análise de Estruturas e a realização desse trabalho.

À todos, os meus mais sinceros agradecimentos.

“Esperei com paciência no SENHOR, e ele se inclinou para mim, e ouviu o meu clamor” (Salmo 40:1).

RESUMO

A concepção do tema para o Trabalho de Conclusão de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, baseou-se não somente na aplicação dos conhecimentos adquiridos na Graduação, mas sim, num assunto que contribuísse de alguma forma para a continuidade na vida como profissional de engenharia. Entre discussões sobre o que seria importante abordar, deparamo-nos com a seguinte pergunta. Isto é realmente necessário?! Mais do que montar um trabalho de cálculo estrutural complexo, cálculo de algum elemento isolado ou um estudo sobre Análise Matricial de Estruturas, resolvemos pôr em prática um assunto que é pouco falado nas cadeiras de estruturas mas que possui vital importância para a formação e desenvolvimento de um bom senso no engenheiro de estruturas. Foram aqui apresentadas algumas das Boas Práticas a serem seguidas para a realização de um bom Projeto de Estruturas, visando identificar alguns dos principais erros que ocorrem durante o projeto e execução em edificações de pequeno porte. Essas práticas são essenciais a nossa formação pois, se implementadas ao dia a dia nos possibilitará um novo aprendizado que complementarà àquele adquirido nas cadeiras da graduação. Por se tratar de um tema extenso, porém com carência de materiais (o que foi encarado como desafio incentivador), optou-se por abordar alguns dos aspectos mais importantes para a realização do projeto de estruturas, apresentando primeiramente uma introdução dos materiais e elementos constituintes e fundamentais das estruturas, afim de criar corpo e chegar ao tema proposto. Para concluir, tem-se as considerações finais em que foi frisado a importância e os benefícios que tem o profissional da engenharia em conhecer e pesquisar tais assuntos afim de incorporar estas boas práticas no seu dia a dia.

Palavras Chave: Projeto, Estruturas, Concreto Armado, Boas Práticas.

ABSTRACT

The conception of the theme for the Work of Completion of a Bachelor's Degree Course in Civil Engineering was based not only on the application of the knowledge acquired in the Undergraduate Degree, but on some subject that contributed in some way to the continuity in life as an engineering professional. Among discussions on what would be important to address, we are faced with the following question. Is this really necessary ?! More than putting together a complex structural calculation work, calculating some isolated element or a study on Matrix Analysis of Structures, we decided to put into practice a subject that is little talked about in the chairs of structures but that is vitally important for the formation and development of a good sense in the structural engineer. Some of the Good Practices to be followed will be presented here to carry out a good Structures Project, aiming to identify some of the main errors that occur during the design and execution in small buildings. These practices are essential to our training because, if implemented to the day to day will enable us a new learning that will complement the one acquired in the chairs of the graduation. Due to the fact that this is an extensive topic, but lacking in materials (which was seen as an incentive challenge), we decided to focus on some of the aspects that we consider to be most important for the design of structures, presenting first an introduction of the materials and elements constituents and fundamental of the structures, in order to create body and reach the proposed theme. To conclude, we will have the final considerations in which we emphasize the importance and the benefits that the professional of the engineering in knowing and researching such subjects in order to incorporate these good practices in his day to day.

Keywords: Project, Structures, Armed Concrete, Good Practices

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Tabela Nomenclatura dos cimentos	20
Figura 2 – Agregados	21
Figura 3 – Tabela classes de resistência de concretos estrutura	24
Figura 4 – Tabela classes de consistência	25
Figura 5 – Aço	26
Figura 6 – Tabela característica das Barras	27
Figura 7 – Tabela característica dos Fios	27
Figura 8 – Tabela correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	28
Figura 9 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	30
Figura 10 – Estádio limite 1	37
Figura 11 – Estádio limite 2	38
Figura 12 – Estádio limite 3	38
Figura 13 – Diagrama retangular.....	39
Figura 14 – Seções com tensão de compressão igual a $0,85 f_{cd}$	39
Figura 15 – Seções com tensão de compressão igual a $0,80 f_{cd}$	40
Figura 16 – Domínios de deformação na ruína	40
Figura 17 – Laje maciça	44
Figura 18 – Laje nervurada sem preenchimento	45
Figura 19 – Laje nervurada com preenchimento	45
Figura 20 – Relação entre vãos teóricos.....	46
Figura 21 – Convenção para condições de apoio	47
Figura 22 – Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrente dos momentos fletores negativos diferentes	47
Figura 23 – Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio nas vigas de borda das lajes armadas em duas direções.	51
Figura 24 – Valores de ρ_{sw} , min (%).....	55
Figura 25 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede	57
Figura 26 – Comprimento Equivalente	58
Figura 27 – Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais.....	60
Figura 28 – Imperfeições Gemétricas Globais	60
Figura 29 – Imperfeições Gemétricas Locais	61

Figura 30 – Fundação Direta	66
Figura 31 – Fundação Profunda	68
Figura 32 – Detalhamento de Armadura Positiva de Laje.....	70
Figura 33 – Planta de Locação de Pilares e Fôrmas de Vigas Baldrame	70
Figura 34 – Detalhamento de Armadura de Sapata Direta.....	71
Figura 35 – Detalhamento e Agrupamento de Blocos de Fundação Profunda.....	71
Figura 36 – Classes de agressividade ambiental (CAA)	72

T

LISTA DE ABREVIATURAS

α – Ângulo

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_{cr} - peso específico do concreto

γ_{alv} - peso específico da alvenaria.

γ_f - Coeficiente de ponderação das ações

λ - Índice de esbeltez

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_{min} - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

Φ - Diâmetro das barras da armadura

ν - Coeficiente de Poisson

ϕ - Coeficiente de fluência

a - Distância ou dimensão - Menor dimensão de um retângulo

a_p – dimensão do pilar

A - Área da seção cheia

A_c - Área da seção transversal de concreto

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A_s' - Área da seção da armadura longitudinal de compressão

$A_{s.mín}$ - área de aço mínima

$A_{s.máx}$ - área de aço máxima

BIM (Building Information Modeling) - Modelagem da Informação da Construção é um conjunto de informações geradas e mantidas durante todo o ciclo de vida de um edifício.

b - Largura

b_w - Largura da alma de uma viga

c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

$C.a$ - carga adicional

$C.P$ - carga de projeto

cm - centímetro

cm^2 - centímetro quadrado

d - Altura útil - Dimensão ou distância

D - rigidez à flexão da laje

e - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd}

$esp.$ - espessura da parede de alvenaria

ELS - estado limite de serviço

ELU - estado limite último

f_y - tensão minorada do aço

F - Força

g - Carga permanente

h - altura da seção transversal do pilar,

h_{sap} - altura da sapata

i - Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

I_c - Momento de inércia da seção de concreto

KN - Quilonewton,

l - Comprimento ou Vão

l_e - comprimento equivalente do pilar

l_o - distância entre as faces internas do pilar

l_x – menor lado da laje – vão teórico

l_y – maior lado da laje – vão teórico

m – metro

m^2 - metro quadrado

M - Momento fletor

M_d - momento de cálculo

MPa - Megapascal,

N_d - Força normal de cálculo

N_{sd} - Força normal solicitante de cálculo

NBR - Norma Brasileira

pp - peso de parede

Pa - Pascal, referente a N/m^2

P.P - peso próprio

q - Carga acidental

s - Espaçamento das barras da armadura

t - Tempo

x - Altura da linha neutra

z - Braço de alavanca

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS GERAIS.....	17
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.3 JUSTIFICATIVAS	17
1.4 METODOLOGIA	18
2 CONSIDERAÇÕES E BOAS PRÁTICAS FUNDAMENTAIS AO PROJETO DE ESTRUTURAS	19
2.1 CONCRETO.....	19
2.1.1 Concreto simples.....	19
2.1.1.1 Cimento	19
2.1.1.2 Agregados.....	20
2.1.1.3 Água	21
2.1.2 Concreto armado	22
2.1.3 Características dos concretos	23
2.1.3.1 Massa específica	23
2.1.3.2 Propriedades mecânicas.....	23
2.1.3.2.1 Resistência à compressão.....	23
2.1.3.3 Consistência.....	24
2.2 AÇO.....	25
2.2.1 Características do aço	25
2.2.2 Tipos de superfície	26
2.2.3 Características geométricas	26
2.3 REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA E DO PROJETO	28
2.3.1 Qualidade do concreto de cobrimento	28
2.3.2 Espessura do cobrimento da armadura	29
2.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	30
2.5 ESTADOS LIMITES DE CALCULO	34
2.5.1 Estado Limite de Serviço (ELS)	34
2.5.2 Estado Limite Último (ELU)	35
2.6 AÇÕES NAS ESTRUTURAS	35
2.6.1 Ações permanentes	36
2.6.2 Ações variáveis.....	36

2.6.3 Ações excepcionais.....	36
2.7 ESTÁDIOS	37
2.7.1 Estádio I.....	37
2.7.2 Estádio II	37
2.7.3 Estádio III.....	38
2.8 DIAGRAMA DE TENSÃO	39
2.8.1 Domínios	40
2.8.1.1 Reta a	40
2.8.1.2 Domínio 1	41
2.8.1.3 Domínio 2	41
2.8.1.4 Domínio 3	41
2.8.1.5 Domínio 4	41
2.8.1.6 Domínio 4a	42
2.8.1.7 Domínio 5	42
2.8.1.8 Reta b.....	42
3 BOAS PRATICAS RECOMENDADAS AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	43
3.1 LAJES.....	43
3.1.1 Definição	43
3.1.2 Classificação	43
3.1.3 Tipos de laje	43
3.1.3.1 Laje maciça.....	44
3.1.3.2 Lajes nervuradas	44
3.1.3.2.1 Lajes pré-moldadas.....	45
3.1.4 Classificação quanto à Direção.....	46
3.1.5 Vinculação nas bordas	46
3.1.6 Espessura mínima.....	48
3.1.7 Cargas consideradas.....	48
3.1.7.1 Cargas permanentes.....	48
3.1.7.2 Revestimentos.....	48
3.1.7.3 Paredes.....	49
3.1.7.4 Carga acidental	49
3.1.7.5 Carga de projeto.....	49
3.1.8 Domínios de trabalho	50

3.1.9 Dimensionamento manual	50
3.1.10 Reações de apoio	50
3.2 VIGA	51
3.2.1 Definição	51
3.2.2 Domínios de trabalho	51
3.2.3 Ductilidade	51
3.2.4 Cargas consideradas.....	52
3.2.4.1 Peso próprio.....	52
3.2.4.2 Peso de alvenarias.....	52
3.2.4.3 Carga do projeto	52
3.2.5 Ações	53
3.2.5.1 Efeitos das lajes	53
3.2.5.2 Ações das vigas	53
3.2.5.3 Ações dos pilares.....	53
3.2.6 Largura mínima.....	53
3.2.7 Cisalhamento.....	54
3.2.7.1 Modelo de cálculo	54
3.2.7.2 Armadura mínima.....	55
3.2.7.3 Detalhamento do estribo.....	55
3.2.7.4 Ancoragem de estribos	56
3.2.8 Verificação de resultados	56
3.3 PILARES	56
3.3.1 Considerações iniciais.....	56
3.3.2 Dimensões limites.....	57
3.3.3 Comprimento equivalente.....	57
3.3.4 Raio de giração	58
3.3.5 Índice de esbeltez	58
3.3.6 Classificação quanto às solicitações iniciais	59
3.3.6.1 Pilares Internos	59
3.3.6.2 Pilares de Borda.....	59
3.3.6.3 Pilares de borda	59
3.3.7 Flambagem	60
3.3.7.1 Cálculo de Pilares	60
3.3.7.2 Momento mínimo (1ª ordem)	61

3.3.7.3 Esforços locais de 2ª ordem – Método do pilar padrão ($\lambda \leq 90$)	62
3.3.7.4 Momentos globais em pilares com nós fixos ($\lambda \leq 90$).....	62
3.3.8 Armaduras	63
3.3.8.1 Disposição das armaduras longitudinais.....	63
3.3.8.2 Armaduras transversais	64
3.4 FUNDAÇÕES	65
3.4.1 Definição	65
3.4.2 Parâmetros para a escolha.....	65
3.4.3 Tipos.....	66
3.4.3.1 Fundação direta ou rasa	66
3.4.3.1.1 <i>Sapatas</i>	66
3.4.3.2 Fundações indiretas ou profundas	67
3.4.3.2.1 <i>Blocos sobre estacas</i>	67
3.4.4 Precauções	68
3.5 FÔRMAS E ESCORAMENTOS	69
3.5.1 Definição geral	69
3.5.2 Definições específicas.....	69
3.6 – CLAREZA NO DETALHAMENTO ESTRUTURAL	69
3.7 – CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	72
3.7.1 Tipos.....	72
3.7.1.1 Classe de agressividade 1 – Fraca	73
3.7.1.2 Classe de agressividade 2 - Moderada.....	73
3.7.1.3 Classe de agressividade 3 – Forte.....	73
3.7.1.4 - Classe de agressividade 4 - Muito Forte	74
4 PRÁTICAS FUNDAMENTAIS ÀS ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE	76
5 CONCLUSÃO.....	78

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVOS GERAIS

Apresentar boas práticas sobre Projeto de Estruturas de concreto armado, com ênfase nas estruturas de pequeno porte visando abordar uma nova interpretação de alguns critérios de cálculo e forma mais clara e completa do projeto estrutural como um todo, com ênfase nos quesitos de qualidade e durabilidade.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Demonstrar a importância de saber interpretar critérios de cálculo e dimensionamento de elementos estruturais, enfatizando que acima de qualquer tipo de complexidade de cálculo há uma fundamentação teórica rica e sólida esperando a ser seguida. Será levantada a importância dos cobrimentos e classe de agressividade ambiental, bem como o risco que ocorre se o clima do local definido em projeto não condiz com o lugar executado, o que acabará reduzindo seu tempo de vida útil.

Será abordada a importância da atenção que se deve ter na interpretação dos resultados apresentado pelos softwares de cálculo, pois eles são somente ferramentas de trabalho que servem como aliados e não tomam as decisões sozinhos. Lembrando que um software não faz engenharia, ele faz apenas o projeto, somente o engenheiro é capaz disso e toda e qualquer responsabilidade pelo projeto estrutural é do engenheiro, não do software.

Para concluir, com base no tema serão apresentadas sugestões de melhorias para a realização de um bom projeto estrutural visando uma melhor interpretação das diversas variáveis que compõem a qualidade e vida útil da estrutura.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Com o avanço tecnológico, o uso de softwares na engenharia, tem se tornado cada vez mais frequente em muitas empresas do nosso país. Se por um lado isso reduz o tempo de entrega dos projetos e sua execução, por outro faz com que a informação ali contida tenha seu tempo de análise restrito. Com o Projeto de Estruturas não é diferente, e dependendo do tempo disponível para sua idealização, normalmente algum erro pode passar despercebido, desde alguma fonte mal digitada, um detalhe específico executivo que não fora descrito e até certo

descaso com que os acompanhamentos das fases de execução dos elementos estruturais são tratadas nas obras, principalmente as de pequeno porte, que por serem relativamente mais simples não recebem a atenção necessária, e contam com mão de obra pouco especializada.

Vale destacar que o engenheiro calculista também precisa ter perfeita consciência do que está modelando em frente do computador, e sempre que possível comparar se o modelo idealizado está de acordo com o que será calculado, pois em seu próximo estágio ele se transformará numa edificação real, ou seja não podemos deixar para colher os possíveis erros com a estrutura já em andamento. De nada vale termos o pensamento de almejarmos ser um grande calculista de estruturas com grandes complexidades, se não adotarmos uma postura séria e aplicar boas práticas às estruturas mais simples, afinal é com elas que iremos nos deparar no início de nossas carreiras.

Com base no que foi proposto acima, apresentaremos algumas formas de amenizar, através de boas práticas, os erros mais comuns a serem encontrados em diversos projetos estruturais, propondo melhorias desde os detalhes mais simples, porém com suma importância para o desenvolvimento de um bom Projeto Estrutural.

1.4 METODOLOGIA

A pesquisa será do tipo exploratória, com base em referencial teórico de acordo com as seguintes normas técnicas NBR 6118:2014, NBR 6120:1980, NBR 6122:2010, NBR 6123:2013, NBR 8681:2003, NBR 14931:2004, NBR 15696:2009, bem como a nova norma de desempenho NBR 15575-2013. Normas estas que tem, em seu contexto conceitos fundamentais para a aplicação às boas práticas no projeto estrutural.

2 CONSIDERAÇÕES E BOAS PRÁTICAS FUNDAMENTAIS AO PROJETO DE ESTRUTURAS

2.1 CONCRETO

2.1.1 Concreto simples

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita), e ar. Pode também conter adições (cinza volante, pozolanas, etc.) e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas.

Esquemáticamente pode-se indicar que a pasta é o cimento misturado com a água, a argamassa é a pasta misturada com a areia, e o concreto é a argamassa misturada com a pedra ou brita, também chamado concreto simples (concreto sem armaduras).

Segundo a NBR 6118:2014 (item 3.1.2), o concreto simples pode ser definido como: “elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado”.

Segundo Fusco (2008), o concreto simples possui uma razoável resistência a compressão (esmagamento), entretanto uma baixa resistência a tração (cerca de 10% do valor da compressão). Como na maioria das estruturas é comum se encontrar os dois tipos de esforços, o uso do concreto se dá normalmente junto com um outro material (na maioria das vezes aço carbono).

2.1.1.1 Cimento

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. O seu endurecimento é obtido através da adição da água no cimento, a quantidade de água (deve ser empregada em relação ao peso de cimento (fator A/C) tem que ser suficiente para formar uma pasta, após essa mistura seus componentes reagem, formando produtos cristalinos e outros de aparência gelatinosa, que aderem aos grãos de areia, tornando-se muito duro. É composto de clínquer e de adições que distinguem os diversos tipos existentes, conferindo diferentes propriedades mecânicas e químicas a cada um. As adições também são ou não utilizadas em função de suas distribuições geográficas.

Os diferentes tipos de cimento têm uma nomenclatura própria e são fabricados segundo as resistências à compressão de 25, 32 ou 40 MPa. No comércio o cimento é fornecido em sacos de 25 kg e 50 kg. A tabela abaixo mostra os tipos de cimentos fabricados no Brasil

Figura 1 – Tabela Nomenclatura dos cimentos

Nome técnico		Sigla	Classe	Identificação do tipo e classe
Cimento portland comum (NBR 5732)	Cimento portland comum	CP I	25 32 40	CP I-25 CP I-32 CP I-40
	Cimento portland comum com adição	CP I-S	25 32 40	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40
Cimento portland composto (NBR 11578)	Cimento portland composto com escória	CP II-E	25 32 40	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40
	Cimento portland composto com pozolana	CP II-Z	25 32 40	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40
	Cimento portland composto com filer	CP II-F	25 32 40	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40
Cimento portland de alto-forno (NBR 5735)		CP III	25 32 40	CP III-25 CP III-32 CP III-40
Cimento portland pozolânico (NBR 5736)		CP IV	25 32	CP IV-25 CP IV-32
Cimento portland de alta resistência inicial (NBR 5733)		CP V-ARI	-	CP V-ARI
Cimento portland resistente aos sulfatos (NBR 5737)		-	25 32 40	Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo: CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS etc.
Cimento portland de baixo calor de hidratação (NBR 13116)		-	25 32 40	Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo BC. Exemplo: CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC etc.
Cimento portland branco (NBR 12989)	Cimento portland branco estrutural	CPB	25 32 40	CPB-25 CPB-32 CPB-40
	Cimento portland branco não estrutural	CPB	-	CPB
Cimento para poços petrolíferos (NBR 9831)		CPP	G	CPP - classe G

Fonte: Portland (2002, pág. 18).

2.1.1.2 Agregados

Agregados podem ser definidos como materiais com forma e volume aleatórios detentores de dimensões e propriedades adequadas para a elaboração de concreto e argamassa na construção civil. Por ter um custo relativamente reduzido, tem-se aí um dos motivos para a sua utilização. Os agregados com emprego constante na construção civil são a areia e a brita.

São muito importantes no concreto porque constitui cerca de 70 % da sua composição, e são os materiais de menor custo do mesmo. Os agregados são classificados quanto à origem em naturais e artificiais. Os agregados naturais são aqueles encontrados na natureza, como areias de rios e pedregulhos, também chamados cascalho ou seixo rolado (USAR FIGURA).

Os agregados artificiais são aqueles que passaram por algum processo para obter as características finais, como as britas originárias da trituração de rochas.

Quanto às dimensões, os agregados são classificados como:

- **Miúdo:** areias, no qual seu diâmetro não deve ultrapassar 4,8 mm;
- **Graúdo:** as pedras ou britas tem diâmetro máximo superior a 4,8 mm.

Devido a sua tamanha diversificação de uso na construção civil, os agregados graúdos possuem a seguintes numeração e dimensões máximas:

- **Brita 0** – 4,8 a 9,5 mm;
- **Brita 1** – 9,5 a 19 mm;
- **Brita 2** – 19 a 38 mm;
- **Brita 3** – 38 a 76 mm;

Figura 2 - Agregados



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 5).

2.1.1.3 Água

A água é necessária no concreto para possibilitar as reações químicas do cimento, chamadas reações de hidratação. São elas que irão garantir as propriedades de resistência e durabilidade do concreto. Além disso tem a função de lubrificar as demais partículas para proporcionar o manuseio do concreto. Normalmente é indicada a água potável para a confecção dos concretos pois, a água do mar, as águas pluviais procedentes de terrenos não calcários, as águas que contêm matérias químicas ou orgânicas atacam, desagregam ou decompõem os

aglomerantes podendo ser acelerado o processo de deterioração e em maior quantidade de dosagem (dosificação) em cal dos mesmos, por isto devem ser excluídas da preparação dos concretos e argamassas.

A qualidade dos concretos e argamassas dependem indiretamente dessa dosificação, pois está ligada diretamente ao fator água/cimento, influenciando o incremento da resistência à compressão. Quanto maior for a dosagem, menor será a resistência dos concretos e argamassas. Para obter concreto muito resistente, a quantidade de água de amassamento deve ser tal que não apareçam vertendo na superfície, a não ser depois de vibrados e adensados. A quantidade de água de amassamento deve ser a mínima compatível com as exigências da colocação na obra. A água em excesso é muito prejudicial a resistência dos concretos e argamassas. Comprovadamente, cada litro de água em excesso destrói de 2 a 3 kg de cimento, o que torna ainda mais importante a necessidade de se haver um controle, principalmente em obras de pequeno porte. A quantidade de água necessário à mistura nos traços de concretos e argamassas depende da umidade natural contida na areia e por isso se faz necessário a sua determinação ou proceder o ajuste experimental até a obtenção da quantidade de água ideal para o traço. Não devemos esquecer que a água é um dos principais elementos a ser analisado em uma construção, tendo em vista a sua importância neste contexto.

2.1.2 Concreto armado

Pode-se definir o concreto armado como sendo junção do concreto com estrutura de aço em seu interior, por isso a adição do termo ‘armado’. Normalmente ele é usado para fundação, pilares, vigas e laje. A junção desses dois materiais aumenta a resistência da estrutura.

Em outra definição temos “a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”. Neste caso o material a resistir os esforços de tração é o aço, no qual chamamos de “armadura passiva”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida.

Um fator que deve ser preponderante para um bom desempenho do concreto armado é a aderência, ou seja deve haver uma perfeita união entre aço e concreto para se garantir uma ótima rigidez.

Em suma temos o seguinte:

Concreto Armado = concreto simples + armadura + aderência

Segundo a NBR 6118/2014 (item 3.1.3), “os elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

2.1.3 Características dos concretos

2.1.3.1 Massa específica

São considerados os concretos de massa específica normal (ρ_c), compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2400 kg/m³ e para o concreto armado 2500 kg/m³.

A NBR 6118/2014 (item: 8.2.2) diz o seguinte: “quando se conhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³”.

2.1.3.2 Propriedades mecânicas

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios, executados em condições específicas. Geralmente, os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações de projeto.

2.1.3.2.1 Resistência à compressão

Segundo a NBR 5738/2015, a resistência à compressão dos concretos é avaliada por meio de corpo-de-prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, moldados conforme a norma em questão. Conforme a NBR 5739/2007 o ensaio para determinar a resistência deverá ser feito numa prensa na idade de 28 dias a partir de sua moldagem.

A NBR 8953/2015 dividiu os concretos nas classes I e II, nos quais são designados pela letra C acrescida do valor de sua resistência característica (f_{ck}), expressa em Mpa.

Figura 3 – Tabela classes de resistência de concretos estrutura

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015, pág. 2.

Devemos ficar atentos com a escolha de qual classe usar em cada situação.

A NBR 6118:2014 se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, da NBR 8953, até a classe C90. A classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior, ao concreto com armadura ativa. Um cuidado que precisa ser tomado é com o concreto de classe abaixo da C20, pois seu uso é recomendado apenas para uso em obras provisórias ou concreto sem fins estruturais, conforme diz a NBR 8953/2015 (item 4.2) “Os concretos com classe de resistência inferior a C20 não são estruturais e caso seja utilizados, devem ter seu desempenho atendido conforme ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655.”

2.1.3.3 Consistência

Os concretos são classificados por sua consistência no estado fresco, determinada a partir do ensaio realizado no estado fresco pela ABNT NBR NM 67, que é a determinação da consistência (trabalhabilidade) pelo abatimento do tronco de cone.

Figura 4 – Tabela classes de consistência

Classe	Abatimento mm	Aplicações típicas
S10	$10 \leq A < 50$	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado
S50	$50 \leq A < 100$	Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundações
S100	$100 \leq A < 160$	Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto
S160	$160 \leq A < 220$	Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto
S220	≥ 220	Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras
NOTA 1 De comum acordo entre as partes, podem ser criadas classes especiais de consistência, explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento.		
NOTA 2 Os exemplos desta Tabela são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações.		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015, pág.3.

2.2 AÇO

2.2.1 Características do aço

Os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil são estabelecidos pela norma NBR 7480/96, que classifica como barras os aços com diâmetro nominal 5 mm ou superior, nos quais são obtidos exclusivamente por laminação a quente, os famosos vergalhões.

Os fios são aqueles com diâmetro nominal 10 mm ou inferior. São obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio.

Conforme o valor característico da sua resistência de escoamento, as barras e fios de aço são classificadas nas seguintes categorias:

- CA-25 e CA-50 = Barras
- CA-60 = Fios.

Uma indicação importante está presente na NBR 6118/2014 (item 8.3), no qual se consideram os valores para os aços e que devem ser do conhecimento do engenheiro, são os seguintes:

- Massa específica: 7.850 kg/m³;
- Coeficiente de dilatação térmica: 10-5 /°C para intervalos de temperatura entre – 20°C e 150°C;
- Módulo de elasticidade: 210 GPa.

2.2.2 Tipos de superfície

Existem três tipos de superfícies de aço para armaduras passivas, são as seguintes:

- Superfície Lisa;
- Superfície Entalhada;
- Superfície Nervurada.

Figura 5 - Aço



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 9)

2.2.3 Características geométricas

O comprimento normal de fabricação das barras e fios é de 12 m, obedecendo uma tolerância de até 9 %. As barras nervuradas devem apresentar nas marcas de laminação um certo relevo, no qual constará a identificação do produtor, a categoria do aço e seu diâmetro nominal.

Os diâmetros (Φ em mm) padronizados pela NBR 7480/2007 dos fios e barras lisas podem ser identificados com etiqueta ou marcas em relevo.

Figura 6: Tabela característica das barras

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Barras	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

^a Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: ABNT NBR 7480:2007, pág.10.

Figura 7: Tabela característica dos Fios

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Fios	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
2,4	0,036	± 6%	4,5	7,5
3,4	0,071	± 6%	9,1	10,7
3,8	0,089	± 6%	11,3	11,9
4,2	0,109	± 6%	13,9	13,2
4,6	0,130	± 6%	16,6	14,5
5,0	0,154	± 6%	19,6	15,7
5,5	0,187	± 6%	23,8	17,3
6,0	0,222	± 6%	28,3	18,8
6,4	0,253	± 6%	32,2	20,1
7,0	0,302	± 6%	38,5	22,0
8,0	0,395	± 6%	50,3	25,1
9,5	0,558	± 6%	70,9	29,8
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4

^a Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: ABNT NBR 7480:2007, pág.10.

2.3 REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA E DO PROJETO

É dever do engenheiro calculista que o projeto de estruturas atenda a todos os esforços nela previstos e obedeça aos requisitos de qualidade, afim de atingir o tempo de vida útil estimado em projeto. Para isso a NBR 6118/14 (item 5.1.1) nos diz que: “As estruturas de concreto devem obrigatoriamente possuir três requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção bem como na sua utilização”, nos quais são:

- a) **Capacidade Resistente:** Significa que a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas de ocorrerem na construção, com certo acréscimo utilizado como margem de segurança contra a ruptura;
- b) **Desempenho em Serviço:** Consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante toda a sua vida útil, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- c) **Durabilidade:** Consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais.

Devem ser previstas e definidas entre o engenheiro estrutural e o contratante.

A NBR 6118/2014 item 6.4.1 “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto”

2.3.1 Qualidade do concreto de cobrimento

Segundo a NBR 6118/14 (item 7.4.1), “a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”.

Dentre os parâmetros para a determinação da durabilidade das estruturas de concreto armado, merece destaque o estudo da permeabilidade. A durabilidade é diretamente afetada e influenciada pela água, quando esta atua como agente deteriorante e veículo de transporte de substâncias agressivas. Desta forma, uma maior compacidade do concreto existente nas estruturas poderá proporcionar uma maior durabilidade e vida útil da mesma, na medida em que sendo reduzido o fluxo de água, que por ventura possa percolar para o interior do concreto influenciando de forma direta em sua resistência a compressão. Assim sendo, é

importante, cada vez mais, utilizar concretos ditos impermeáveis e que proporcione maior estanqueidade às estruturas.

Os requisitos mínimos para a relação a/c e a resistência do concreto devem ser obedecidos na escolha do concreto da obra e a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela abaixo.

Figura 8 - Tabela correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (item 7.4.2, pág. 18).

2.3.2 Espessura do cobrimento da armadura

Chamamos de cobrimento de armadura a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura da estrutura. Essa camada se inicia a partir da face externa das barras da armadura externa do elemento estrutural e se estende até a face externa da estrutura que entrará em contato com o meio ambiente (NBR 6118/2014).

Figura 9 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o 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 ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15 \text{ mm}$.
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45 \text{ mm}$.

Fonte: ABNT NBR6118:2014, (item 7.4.7.7 pág. 20).

2.4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente aos esforços solicitantes que virão a ocorrer no edifício. Este processo corresponde a etapa mais importante do projeto estrutural, pois implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente.

A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. O projeto arquitetônico representa, a base para a elaboração do projeto estrutural, ou seja sem ele não há como fazer concepção alguma da estrutura. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. Porém, cabe ao engenheiro estrutural, definir o que é possível e o que é impossível de ser calculado. Nem sempre a forma do projeto de arquitetura é possível de ser concebida num sistema estrutural estável e eficiente. Muitas vezes será necessária alguma alteração, seja em algum pilar que nasceu de forma “diferente”, algum vão “inacreditavelmente” grande, etc.

É importante frisar que o projeto estrutural ainda deve estar em harmonia com os demais projetos complementares, tais como: de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, entre outros. Hoje em dia com o avanço do universo BIM, é quase impossível se pensar em um planejamento de projeto, que envolve vários profissionais da engenharia, feito sem uma perfeita compatibilização entre eles. Este pensamento deve partir principalmente dos profissionais que estão iniciando sua carreira na engenharia, e por isso torna-se fundamental a importância de se adotar boas práticas para seu desenvolvimento desde as pequenas obras, pois estas serão mais fáceis de termos o controle e adquirirmos a experiência necessária a evoluir como profissional.

A definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e deve-se proceder com o posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

A escolha do sistema estrutural depende, além dos fatores técnicos, fatores econômicos, dentre os quais temos:

- A capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto;
- A capacidade para executar a obra;
- A disponibilidade de materiais;
- A mão-de-obra condizente com o projeto orçado;
- Ter os equipamentos necessários para a execução.

Segundo Koerich (2015), “A eficiência da solução de uma estrutura, tanto em termos de segurança, desempenho em serviço e economia, é completamente dependente de uma concepção estrutural bem feita, e adequada às necessidades de cada edificação”.

Muitas obras de pequeno porte, tem seu custo elevado devido a erros grosseiros de concepção estrutural, o que comprova que essa parte do projeto de estruturas está ligada diretamente com as demais áreas referentes ao custo e planejamento. Koerich (2015), listou alguns os principais erros na concepção da estrutura que acabam por deixá-la mais cara que o normalmente seria com relação ao seu porte. Erros estes que devem ser transformados em boas práticas e ser adotadas a melhoria, qualidade e desempenho do projeto estrutural:

- **Identificar e definir o local do sistema de contraventamentos:** Todas as estruturas estão sujeitas a carregamentos verticais e carregamentos horizontais, devidos principalmente ao vento e ao desaprumo. Mesmo assim, muitos projetistas estruturais têm dificuldade em propor um sistema de contraventamentos adequado para resistir a esses esforços seja porque não

escolheram adequadamente o sistema em si, ou por este ser pouco eficiente. A maior parte das estruturas de pequeno porte pode ter sua estabilidade horizontal muito bem definida através de pórticos formados por vigas e pilares, não havendo a necessidade de usar pilares parede. Para que essa solução se mostre possível, os pórticos definidos precisam ter rigidez adequada em cada uma das direções principais de atuação das forças horizontais.

- **Identificar os desafios presentes em cada projeto:** Dificilmente nos depararemos com dois projetos iguais, cada obra tem desafios específicos a serem vencidos durante a etapa de projeto. Como uma estrutura de pequeno porte tem diferentes soluções, a busca pela melhor sistema estrutural precisa ser concebida pelos pontos mais críticos da estrutura. O problema é que muitos projetistas têm alguma dificuldade em identificar tais pontos, e acabam por direcionar seus esforços em questões menos importantes. Ou seja, é de fundamental importância que o projetista identifique logo no início da etapa da concepção estrutural quais são os principais desafios de seu projeto e invista tempo em solucioná-los com prioridade.
- **Locação de Pilares:** Esse é um dos principais pontos que causam um impacto negativo tanto no desempenho econômico da estrutura, quanto na sua estabilidade. Uma estrutura com poucos pilares tende a se tornar mais cara, pois exigirá vãos maiores. Porém, se a estrutura contiver pilares demais aumentará sua mão de obra, influenciando diretamente no custo das fundações. Se não tiverem continuidade, os pilares acabarão gerando muitas vigas de transição e quando são orientados na direção contrária também são responsáveis por aumento no custo da estrutura, pois gerarão esforços desnecessários. Para minimizar e até mesmo evitar esses tipos e problemas é fundamental fazer um estudo com algumas alternativas de solução em termos de quantidade, posição, orientação e até mesmo fazer um pré-dimensionamento por área de influência dos pilares da estrutura. Importante também seria ter mais de uma solução de locação de pilares afim de compará-las para se ter um parecer sobre desempenho estrutural e financeiro.
- **Definir corretamente os tipos de ligações entre os elementos de forma apropriada:** A definição do tipo de ligação entre vigas e pilares, e lajes tem grande influência no comportamento estrutura. Elas mudam a distribuição dos esforços e deslocamentos dos elementos, alterando suas taxas armaduras. O tipo

de ligação entre elementos precisa ser definido na medida certa para atender tanto aos carregamentos verticais quanto os horizontais. Soluções mal definidas além de caras podem levar a estrutura ao colapso.

- **Definir o tipo de laje:** Existem inúmeras soluções para as lajes de um pavimento. Podemos variar seu tipo, sua espessura, seus vínculos, as dimensões e materiais de enchimento em lajes pré-fabricadas ou nervuradas. Podemos e até mesmo variar a forma de analisar e detalhar uma laje. São tantas soluções que precisamos ter cuidado e paciência até atingir uma solução condizente com o custo e o desempenho planejado, principalmente quando estivermos falando de vários pavimentos.
- **Definir fundações pensando também no seu custo benefício:** A escolha do tipo de fundação para cada projeto de estruturas depende de aspectos como a capacidade de carga a ser transmitida ao solo, bem como a magnitude de seus esforços e a profundidade em que o lençol freático se encontrará. O volume de escavação a ser movido, além dos cuidados com a estabilidade e deformabilidade do solo, devem ser minuciosamente analisados. Todos estes aspectos devem ser levados em conta o fato de termos, na hora da execução das fundações, a disponibilidade tecnológica de equipamentos e a mão de obra especializada para cada etapa. Chegando neste ponto da concepção estrutural é comum surgirem dúvidas como: “O que é mais viável para minha estrutura, ter mais pilares com menos carga ou mais pilares com maior carga?!”. As respostas a perguntas como essa, só podem ser respondidas após muito estudo, e tempo dedicado ao projeto.
- **Dificuldade em interpretar e compreender os resultados da análise estrutural:** Muitos usuários de programas de software estrutural encontram dificuldades na interpretação dos resultados obtidos através do modelo estrutural proposto e em solucionar indesejados desvios em seu comportamento, pois muitas vezes precisaremos alterar o modelo inicial de cálculo e sua concepção estrutural. Aprender a encontrar a verdadeira causa dessas mudanças de comportamento da estrutura afim de corrigi-los exige que o engenheiro de estruturas faça o uso do conhecimento básico adquirido nas cadeiras de análise estrutural, principalmente das estruturas hiperestáticas, pois seus modelos de grelhas, pórticos e vigas são essenciais para a obtenção dos diagramas referentes aos esforços solicitantes. Estes estudos quando aliados à experiência

profissional são indispensáveis, sendo fundamentais ao bom dimensionamento das armaduras destes elementos estruturais.

- **Toda a estrutura deve estar dentro dos limites de condição de serviço:** De nada irá adiantar ao engenheiro que seguir todos os passos acima, se ele não projetar uma estruturas que respeite os requisitos de durabilidade, limites de deformação e aberturas de fissuras, pois se esses requisitos não forem cumpridos, o custo de manutenção da estrutura ao longo de toda a vida útil será enorme, e em caso de a estruturas colapsar, não há custos que paguem vidas perdidas em tragédias, ainda mais quando estas ocorrem por fruto de um planejamento mal feito e barateamento dos materiais utilizados.

Por ser tão importante, ao projeto estrutural a concepção e análise estrutural devem ser fundamentais ao cronograma de todos os profissionais envolvidos em seu desenvolvimento, e cabe ao engenheiro de estruturas em sugerir, sempre que possível reuniões para definir os passos seguintes, referentes a sua complementação, visando uma melhor compatibilização com os projetos complementares.

2.5 ESTADOS LIMITES DE CALCULO

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas de modo que atendam aos requisitos de segurança, para qual deve estar condicionada à verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS), e Estado Limite Último (ELU). Eles apresentam as situações em que a estrutura oferece desempenho inadequado à finalidade de sua execução e se encontra imprópria ao uso. Os estados limites tem esta classificação por referência à situação de ruína ou de uso em serviço, respectivamente. Fato que a pode ser diferenciada a segurança com relação à capacidade de carga e à capacidade de utilização da estrutura.

2.5.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

Segundo a NBR 6118/2014, os estados-limites de serviço são aqueles que correspondem a condições precárias de serviço da estrutura e estão diretamente relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, bem como sua aparência e boa utilização.

Caso tenha longa duração, pode causar efeitos estruturais que não atendem às condições especificadas para o uso normal e indica comprometimento em durabilidade.

Dentre os principais estão:

- Danos estruturais localizados que comprometem a durabilidade da estrutura causando fissuração em paredes, descaracterizando sua estética;
- Deformações excessivas que geram flechas nos elementos;
- Desconforto ergonômico às pessoas causado por vibrações excessivas
- Danos a equipamentos sensíveis.

2.5.2 Estado Limite Último (ELU)

Este estado corresponde à capacidade máxima da estrutura, podendo perder sua estabilidade e ocorrer a ruptura de seções importantes. O simples fato de sua ocorrência pode determinar a paralização do seu uso.

Entre seus efeitos estão:

- Perda de equilíbrio, ou seja a estrutura deixa de ser rígida;
- Perda da resistência provocando a ruptura do concreto;
- Escoamento excessivo da armadura;
- Escorregamento da barra devido à perda de aderência;
- Rompimento dos nós de rigidez, o que converte uma estrutura estável em hipostática;
- Flambagem dos elementos estruturais, muito devidos a propagação do excesso de esforços;
- Fadiga ocorrida também por excesso de esforços, além de cargas repetitivas.

2.6 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

As ações são responsáveis por provocar esforços os solicitantes e as deformações nas estruturas. As forças e as deformações impostas à estrutura pelas ações são consideradas como se fossem as elas próprias, sendo que para as forças chamamos de ações diretas e para as deformações, ações indiretas. De acordo com a NBR 8681/2003 as ações que atuam nas estruturas podem ser classificadas, conforme variação do tempo, em:

- Ações permanentes,
- Ações variáveis,
- Ações excepcionais.

2.6.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno da média, durante o tempo de vida útil da construção.

Podemos dividi-las em:

- **Ações permanentes diretas:** que correspondem ao peso próprio da estrutura junto de seus elementos construtivos permanentes como paredes, pisos e revestimentos, peso dos equipamentos fixos, empuxos de terra não removíveis etc.
- **Ações permanentes indiretas:** correspondente à retração, recalques de apoio e até mesmo os efeitos de protensão.

2.6.2 Ações variáveis

São aquelas cujos valores apresentam variação significativa, durante a vida da construção, podendo ser fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas, além de ocorrer variações.

São exemplos de ações variáveis:

- Cargas Móveis (pessoas, mobiliário, veículos etc.) bem como seus devidos efeitos (frenagem, impacto, força centrífuga);
- Vento (NBR 6123);
- Variação de temperatura, sendo possível sua previsão através de métodos da análise estrutural.
- Empuxos de água
- Casos de abalo sísmico, que está cada vez mais sendo levado a sério.

2.6.3 Ações excepcionais

Correspondem a ações de curta duração e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, sendo consideradas em projeto estruturas específicos, por exemplo:

- Ações decorrentes de explosões;
- Choques de veículos;
- Incêndios;
- Enchentes;
- Abalos sísmicos excepcionais.

É importante frisar que é fundamental ao engenheiro de estruturas, quando este for considerar as ações excepcionais no seu projeto, a leitura da NBR 15200:2004, que se refere ao Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, levando em conta seus critérios de dimensionamento visando alcançar o desempenho previsto.

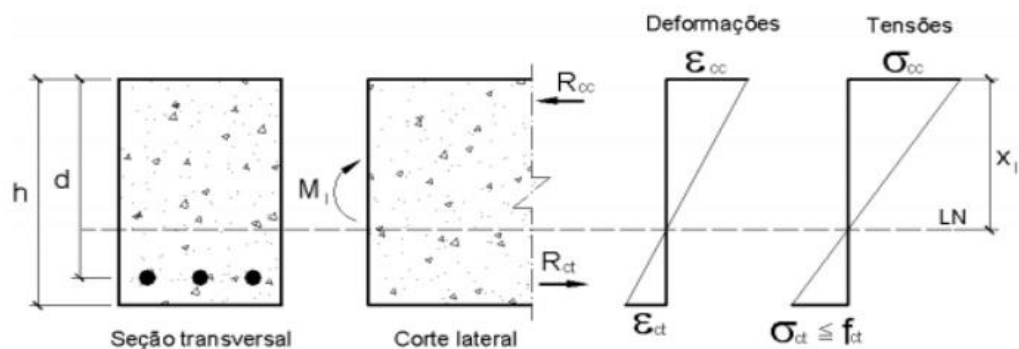
2.7 ESTÁDIOS

Chamamos de estádios os procedimentos utilizados para caracterizar o desempenho de uma seção de concreto, no qual consiste em aplicar um carregamento sobre ela, permanecendo até a ruptura da peça. Os processos que ocorrem, ao longo desse carregamento, chamamos de estádios, os quais se distinguem em basicamente três fases distintas:

2.7.1 Estádio I

No início do carregamento as tensões normais a surgir são de baixa magnitude, possibilitando ao concreto resistir às tensões de tração. Forma-se um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, utilizando os conceitos da lei de Hooke para o estado plano de tensões.

Figura 10 – Estádio limite 1



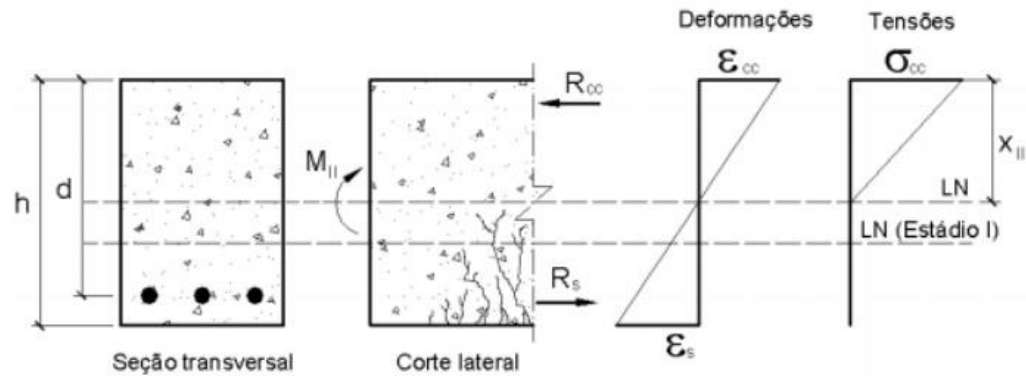
Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 18)

2.7.2 Estádio II

Neste nível de carregamento, o concreto perde sua resistência à tração e a seção fissa-se nesta região, sendo desprezada a contribuição do concreto que fora tracionado. Pelo

simples fato de a parte comprimida ainda manter um diagrama linear de tensões, a lei de Hooke continua a prevalecer neste estágio.

Figura 11 – Estádio limite 2

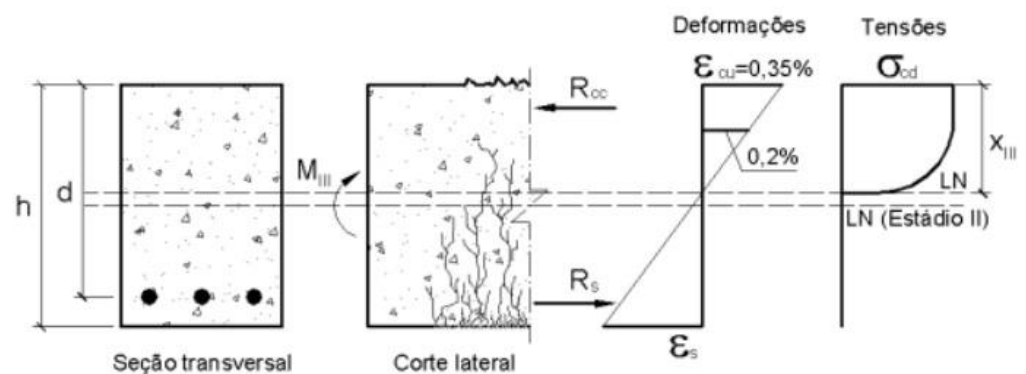


Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 18)

2.7.3 Estádio III

Aqui o concreto entra em iminência de ruptura na zona comprimida que encontra-se plastificada, formando um diagrama de tensões no formato parabólico-retangular. Nesse estágio dimensionamos a peça, que devido a situação chamamos de “cálculo na ruptura”

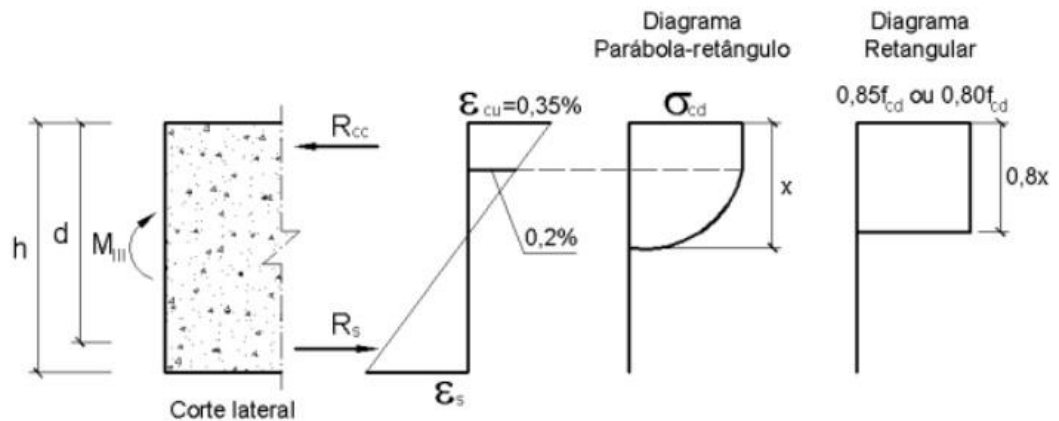
Figura 12 – Estádio limite 3



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 19)

A NBR 6118/2014, permite que, para efeito de cálculo usamos outro diagrama de tensões, que chamamos de diagrama equivalente o que faz com que resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra sejam aproximadamente os mesmos para os dois diagramas.

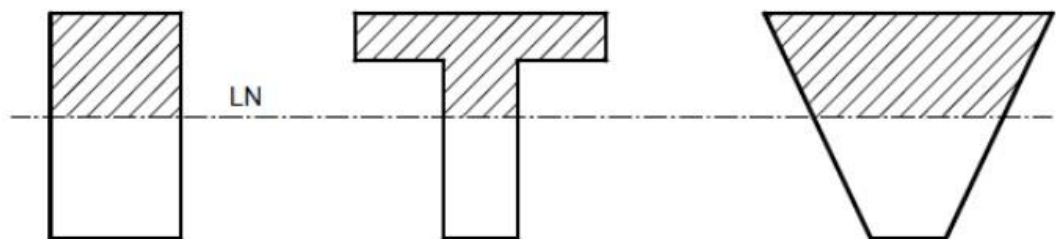
Figura 13 – Diagrama retangular



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 19)

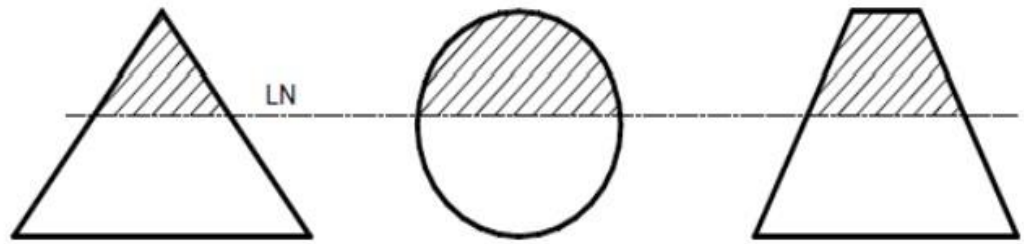
2.8 DIAGRAMA DE TENSÃO

É formado por um trecho retangular, para deformação de compressão no qual pode variar de 0,20% até 0,35. Possui uma tensão de compressão igual a $0,85f_{cd}$. A altura do diagrama retangular é igual a $0,80x$. A tensão é $0,85f_{cd}$ no caso da largura da seção, sendo medida paralela à linha neutra, não podendo diminuir a partir desta para a borda comprimida, e $0,80f_{cd}$ no caso contrário.

Figura 14 – Seções com tensão de compressão igual a $0,85 f_{cd}$ 

Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 20)

Figura 15 - Seções com tensão de compressão igual a $0,8 f_{cd}$



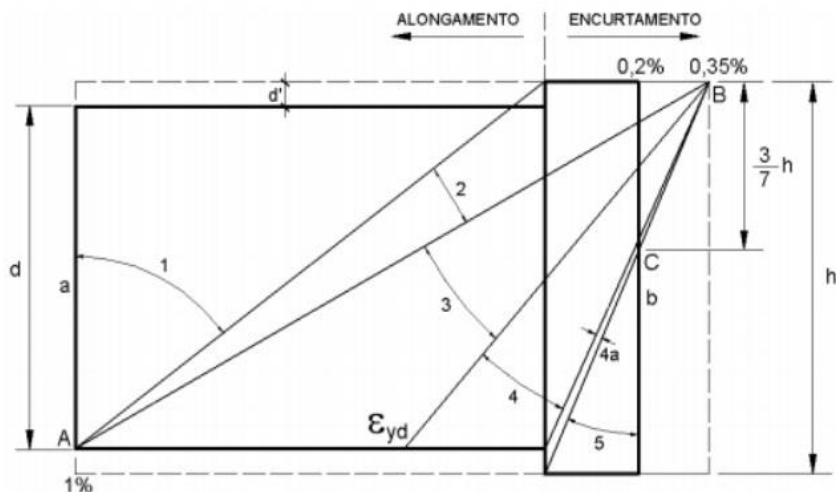
Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 20)

2.8.1 Domínios

São situações em que o aço ou o concreto atingem o seu limite de deformação. Os alongamentos últimos desses elementos são:

- Aço ($\epsilon_{cu} = 1,0\%$): ocorre a ruína por deformação plástica excessiva.
- Concreto ($\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na flexão e $\epsilon_{cu} = 0,20\%$ na compressão simples): ocorre deformação por ruptura.

Figura 16 - Domínios de deformação na ruína



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 21)

2.8.1.1 Reta a

Esta linha corresponde ao alongamento constante igual a 1% , podendo ser decorrente de tração simples, quando as áreas de armadura de tração e compressão forem iguais,

ou de uma tração excêntrica entre suas diferenças seja tal que garanta o alongamento uniforme da seção. Como não há pontos de deformação nula, considera-se que a linha neutra esteja fora do elemento.

2.8.1.2 Domínio 1

Para diagramas de deformação que contenha tração em toda a seção que não seja uniforme, com $\epsilon_s = 1,0\%$ na armadura de tração e deformações na borda superior variando entre $1,0\%$ e zero. Neste caso a posição da linha neutra varia entre $-\infty$ e zero, e corresponde a tração excêntrica.

2.8.1.3 Domínio 2

Corresponde ao alongamento do aço de $1,0\%$, com a deformação na borda superior variando entre zero e $0,35\%$. A linha neutra já se encontra dentro da seção, correspondendo a flexão simples ou composta, sendo o último caso em que a ruína ocorre por deformação plástica excessiva da armadura.

2.8.1.4 Domínio 3

Deformação na borda comprimida é $0,35\%$, com alongamento na armadura variando entre 1% e ϵ_{yd} , com o concreto na eminência de ruptura e o aço tracionado em fase escoamento e ambos trabalhando com suas resistências de cálculo. Sua seção é denominada sub armada, o que se dá devido ao aproveitamento máximo dos dois materiais. Por apresentar deslocamentos visíveis sua ruína ocorre com aviso, devido a fissuração intensa.

2.8.1.5 Domínio 4

A deformação permanece na borda comprimida de $0,35\%$, com variação no alongamento da armadura entre ϵ_{yd} e zero, com sua seção mudando sua denominação para super armada, ocorrendo ruína ocorre sem aviso prévio. Por conta de pequenos deslocamentos há pouca fissuração.

2.8.1.6 Domínio 4a

Ocorre quando as duas armaduras são comprimidas. A ruína ainda ocorre com a deformação de 0,35% na borda comprimida. A deformação na armadura de tração é muito pequena, que acaba por ser muito mal aproveitada. A linha neutra encontra-se entre a altura útil (d) e a altura total da peça (h). Situação possível somente na flexocompressão.

2.8.1.7 Domínio 5

Aqui temos a seção da peça inteiramente comprimida ($x > h$), com deformação constante e igual a 0,20%, em que na borda mais comprimida, a deformação varia de 0,35% a 0,20%, sendo possível somente na compressão excêntrica.

2.8.1.8 Reta b

Temos deformação uniforme de compressão, com encurtamento igual a 0,20%, com x tendendo ao $+\infty$.

Os conhecimentos dos estádios e domínios de deformação, são fundamentais a todo engenheiro de estruturas, pois sem eles não podemos seguir a fase de dimensionamento dos elementos estruturais.

É muito importante que durante a fase de projeto, essa etapa seja estudada com cuidado, pois estaremos trabalhando diretamente com os limites de ruptura da estrutura.

3 BOAS PRATICAS RECOMENDADAS AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo será abordada a importância em se conhecer conceitos fundamentais específicos a cada elemento estrutural que constitui o projeto de estruturas, fazendo uma análise individual dos seus critérios de cálculo essenciais ao dimensionamento. É de muito bom senso que o engenheiro de estruturas se preocupe também, em como será a execução da estrutura e não somente com seu cálculo em si. Conhecer os processos executivos, agendar visitas e acompanhar de perto cada fase de execução dos elementos estruturais nos possibilita um vasto aprendizado, pois em cada obra nos deparamos com desafios diferentes, e estes solidificarão nosso conhecimento moldando cada vez mais nossa experiência.

3.1 LAJES

3.1.1 Definição

As lajes são os elementos estruturais com a função básica de receber as cargas dos pisos das edificações e transmiti-las às vigas, estas transmitem as cargas reativas aos pilares e eles levam o somatório delas às fundações, que por sua vez os dissipam ao solo, sendo este o modelo estrutural mais empregado nas edificações de pequeno porte. Elas podem servir para ações horizontais entre os elementos contraventamentos, e podem agir como mesas de compressão das vigas T.

3.1.2 Classificação

Podemos classificadas como elementos planos bidimensionais em que o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores em relação a sua espessura.

3.1.3 Tipos de laje

Os contra pisos dos pavimentos das edificações podem ser executados com diferentes tipos de lajes, e sua definição sobre qual deve ser utilizado depende de considerações econômicas e de segurança e deve haver consenso entre calculistas, arquitetos em comum acordo com o financiador da obra.

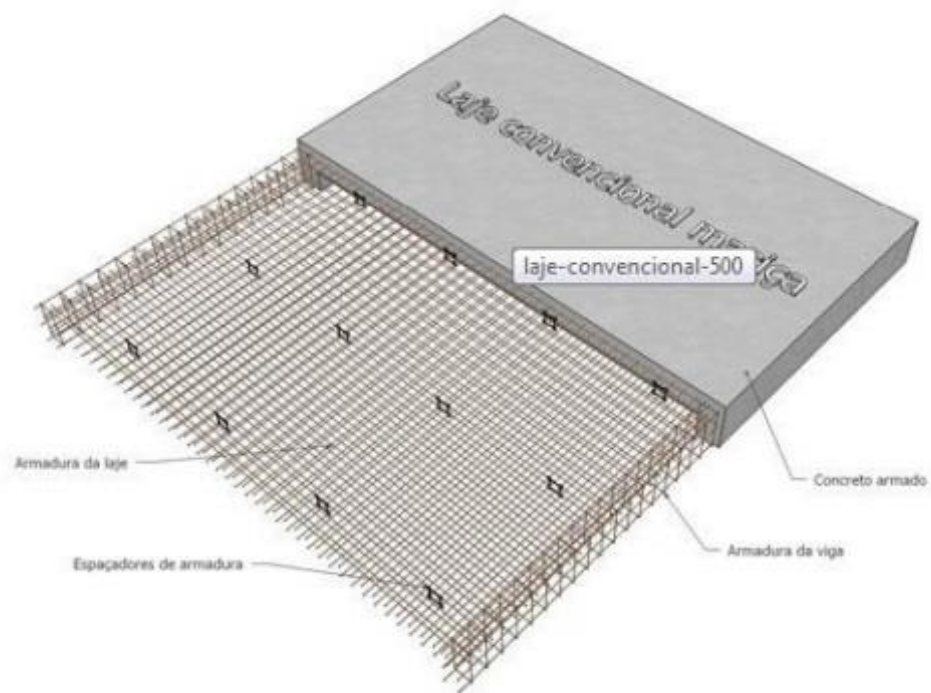
Os tipos mais comuns a obras de pequeno porte são:

- Lajes Maciças;
- Lajes Pré-Moldadas;
- Lajes Nervuradas;

3.1.3.1 Laje maciça

É um tipo de laje que possui seção homogênea, sendo executadas sobre formas que tem por finalidade molda-las, sendo sustentadas por escoramentos até atingir resistência própria.

Figura 17 - Laje maciça



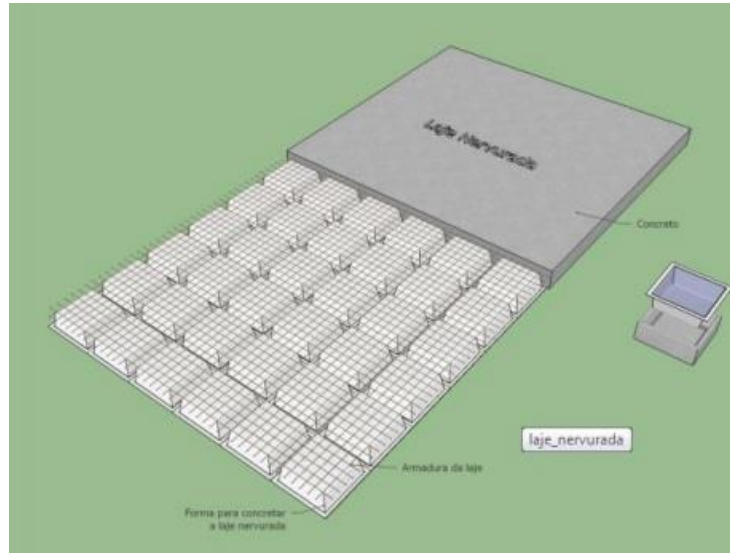
Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 25)

3.1.3.2 Lajes nervuradas

É constituída por um conjunto de vigas que se cruzam sendo solidarizadas pela mesa, comportando-se de forma intermediária entre a laje maciça e a grelha. Segundo a NBR 6118:2014 “Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas,

cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

Figura 18 - Laje nervurada sem preenchimento

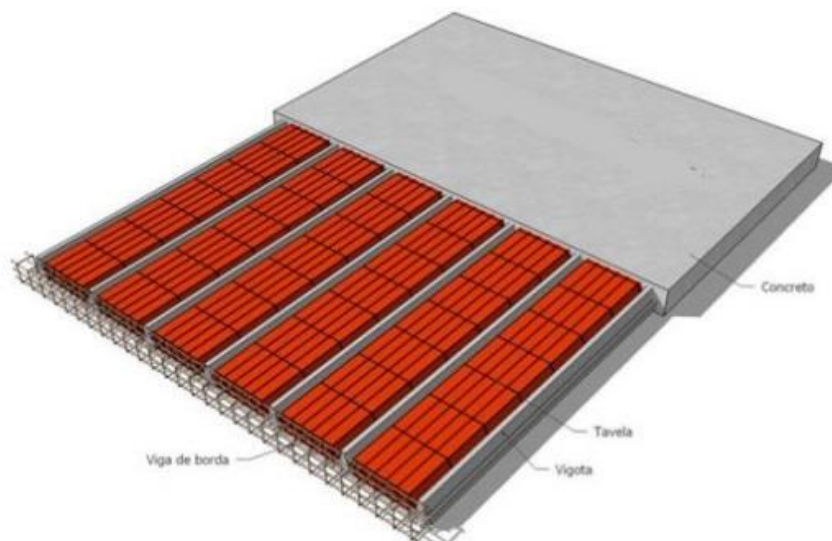


Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 25)

3.1.3.2.1 Lajes pré-moldadas

São constituídas por vigas ou vigotas de concreto intercaladas por blocos conhecidos como lajotas ou tabelas. A união deste conjunto é feita por uma camada de concreto (capa) lançada sobre as peças.

Figura 19 - Laje nervurada com preenchimento



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 26)

3.1.4 Classificação quanto à Direção

Podemos classificar as lajes em concreto armado ou protendido, em sua forma geométrica, tipos de apoios, armação e direção. Outra classificação muito importante é aquela referente à direção da armadura principal, podendo haver dois casos:

- Laje armada em uma direção;
- Laje armada em duas direções;

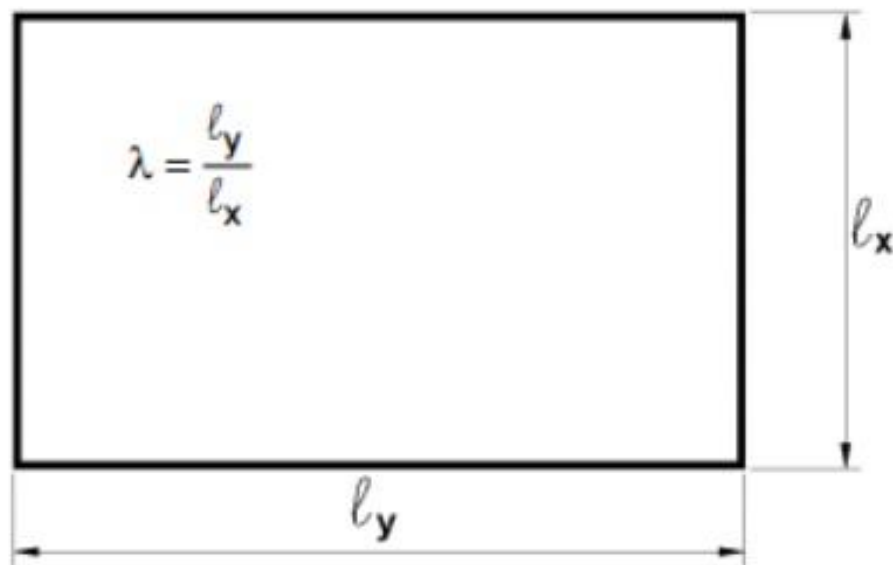
Lembrando que l_x (lado menor) e l_y (lado maior) são os vãos teóricos da laje. A definição de qual tipo de armação a ser usada no cálculo de dimensionamento deve obedecer a seguinte relação:

$$\lambda = l_y / l_x$$

- Se $\lambda \leq 2$ a laje será armada em duas direções.
- Se $\lambda \geq 2$ a laje será armada apenas em uma direção.

Esta relação trata-se de uma simplificação útil apenas para cálculo manual.

Figura 20 - Relação entre vãos teóricos



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 27)

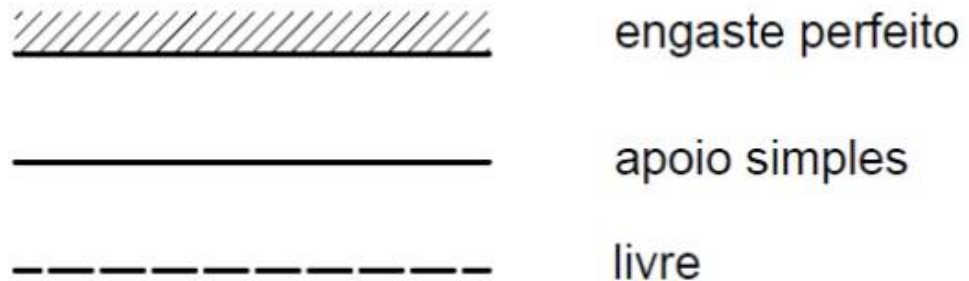
3.1.5 Vinculação nas bordas

São divididas em três tipos:

- Apoio simples;

- Engaste perfeito;
- Engaste elástico;

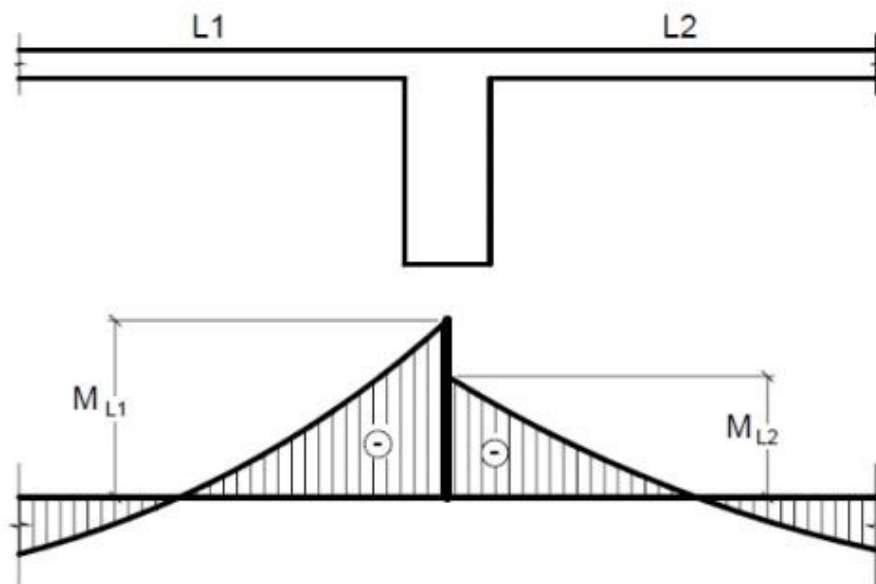
Figura 21 - Convenção para condições de apoio



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 27)

A idealização teórica de apoio simples ou engaste perfeito, nas lajes correntes de edifícios, ocorre raramente, prevalecendo na maioria das vezes o engaste elástico.

Figura 22 - Engastamento elástico na continuidade das lajes decorrente dos momentos fletores negativos diferentes



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 28)

3.1.6 Espessura mínima

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura segundo a NBR 6118:2014(item 13.2.4.1):

- 7 cm para cobertura não estando em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não estando balanço;
- 10 cm para lajes que estejam em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de $P_{total} \leq 30$ kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de $P_{total} > 30$ kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas;
- 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

3.1.7 Cargas consideradas

Podemos classifica-las, segundo a NBR 6120:1980, em permanentes e acidentais. Elas distribuem-se por metro quadrado sobre a laje.

3.1.7.1 Cargas permanentes

São constituídas por:

- Peso próprio da estrutura: No caso da laje maciça é o peso do concreto armado que lhe dará forma, com peso específico de 25 kN/m^3
- Peso de todos os elementos construtivos fixos;
- Instalações permanentes;

3.1.7.2 Revestimentos

Aqui precisamos ter muita atenção e exatidão pois, quando não for calculado de forma exata, podemos admitir, segundo NBR 6120:1980 uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso, com o valor mínimo de $1,0 \text{ kN/m}^2$, além dos demais carregamentos.

3.1.7.3 Paredes

As cargas das paredes a serem depositas nas lajes devem ser determinadas em função de esta ser armada em uma duas direções, tendo em vista que devemos saber que tipo de alvenaria (tijolo, bloco, etc.) compõe a parede e seu peso específico, sua espessura e a altura, bem como a sua disposição e extensão sobre a laje.

Esta é uma verificação muito simples de se fazer manualmente durante a fase de modelamento dos carregamentos no software e que pode evitar algumas dores de cabeça futuras:

$$Carga\ de\ Parede = \frac{Peso\ da\ parede}{Area\ da\ laje}$$

Observação: não confundir com Carga adicional.

3.1.7.4 Carga accidental

É toda aquela que atua sobre a estrutura em função do seu uso como:

- Pessoas
- Móveis
- Materiais diversos
- Veículos

A consideração desse tipo de carregamento deve ser obrigatória, bem como um estudo dos ambientes do imóvel, afim de se levantar a hipótese dos carregamentos prováveis. Seria interessante constar no manual do usuário da edificação e obrigatório no memorial descritivo de cálculo.

3.1.7.5 Carga de projeto

São aquelas em que levamos em consideração o peso das paredes (pp) e outros objetos (c.a) específicos à laje em questão, sendo obtida pelo somatório de todas as cargas atuantes na laje e multiplicadas por um fator de segurança $\gamma_f=1,4$. Conforme equação:

$$C.P. = \sum (p.p + c.a) \times \gamma_f$$

Cabe ao engenheiro ter consciência das cargas atuantes por toda a estrutura, e a noção de sua ordem de grandeza, pois será fundamental à montagem dos carregamentos que posteriormente serão depositados sobre as vigas.

3.1.8 Domínios de trabalho

Nas lajes, sua determinação é feita da mesma forma que para as vigas, ou seja, sua ruptura deve ser com aviso prévio, sendo dimensionadas nos domínios 2 ou 3.

3.1.9 Dimensionamento manual

O cálculo do momento que será fundamental para o dimensionamento das lajes de duas direções podem ser determinados através de tabelas de autores como: Czerny, Stiglat/Wippel, Bares, Szilard, Marcus, entre outros.

Para as lajes armadas em uma só direção podemos determinar o seu diagrama de momento através de uma viga de 1m de largura da base e para as armaduras através da seguinte equação:

$$As = Md / fy(d - 0,4x)$$

Onde:

- Md - é o momento de calculo
- fy - é a tensão minorada do aço
- d - a altura útil
- x - a altura da linha neutra.

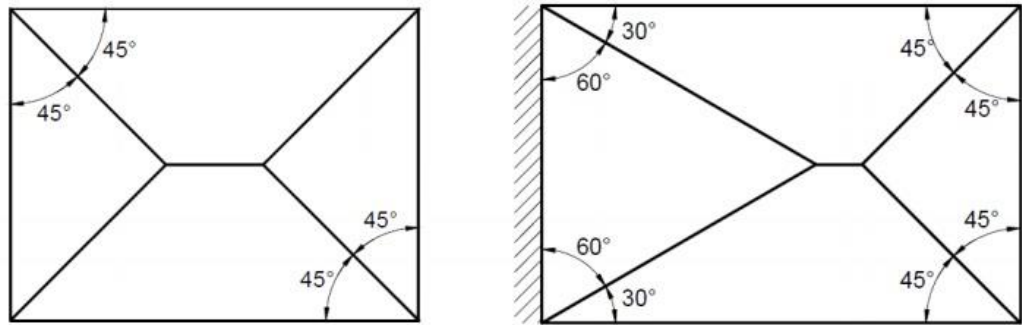
3.1.10 Reações de apoio

No cálculo das reações nas bordas, as lajes serão analisadas em função de serem armadas em uma ou duas direções. No caso das armadas em uma direção, as reações de apoio são provenientes do cálculo provido da analogia prevista da viga. Para as lajes retangulares armadas em duas direções com carga uniformemente distribuída, a NBR 6118/14 (item 14.7.6.1), prescreve que as reações nos apoios sejam calculadas segundo triângulos ou trapézios, determinados por meio das charneiras plásticas, obtidos através do traçado em planta, a partir dos vértices, de retas inclinadas em:

- 45° entre dois apoios de tipos iguais;

- 60° a partir do apoio considerado engastado, sendo o outro considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Figura 23 - Definição das áreas de influência de carga para cálculo das reações de apoio nas vigas de borda das lajes armadas em duas direções.



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 31)

3.2 VIGA

3.2.1 Definição

A NBR 6118/2014 define que as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante, sendo estes com comprimento longitudinal maior em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal. Quanto à forma, elas podem ser simples ou contínuas, com ou sem balanço.

3.2.2 Domínios de trabalho

As deformações de seus componentes submetidas à flexão simples encontram-se nos domínios 2, 3 ou 4, conforme NBR 6118 (item 17.2.2).

3.2.3 Ductilidade

Devemos garantir boas condições de serviço respeitando os limites em que se encontra a linha neutra (x/d), bem como os critérios para a adição da armadura de compressão, pois o atendimento de valores menores da posição da linha neutra (x), domínios 2 ou 3, não

conduz a elementos estruturais de frágil ruptura, sendo que ela associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão.

3.2.4 Cargas consideradas

As cargas consideradas para o dimensionamento são calculadas de forma que sejam linearmente distribuídas sobre o sistema estrutural da viga.

Dividem-se em três grupos: peso próprio (PP), peso das Alvenarias (Palv) e a carga de projeto (C.P).

3.2.4.1 Peso próprio

Determina-se pela multiplicação do peso específico do concreto(γ_{cr}), pela área da seção transversal da viga.

$$PP = \gamma_{cr} \times A$$

3.2.4.2 Peso de alvenarias

Determinada pelo resultado da multiplicação do peso específico da alvenaria (γ_{alv}), pela sua espessura(esp.) e altura(h), sendo que as paredes onde houver abertura, os pesos devem ser descontados.

$$Palv = \gamma_{alv} \times (esp \times h)$$

3.2.4.3 Carga do projeto

Carga considerada para o dimensionamento, dada pela carga resultante do somatório de todas as cargas citadas acima. Essa será a carga utilizada para calcular os esforços na viga.

$$C.P = \sum(PP + Palv)$$

3.2.5 Ações

3.2.5.1 Efeitos das lajes

É importante determinarmos todas as ações ocorrentes nas lajes, pois serão suportadas pelas vigas que as contornam.

3.2.5.2 Ações das vigas

Aqui os conhecimentos da análise estrutural serão novamente de grande ajuda, pois existem ocasiões em que vigas se apoiam umas sobre as outras, sendo a reação de apoio secundária transferida como uma carga pontual para a viga principal que a sustenta. Traçar um modelo de cálculo manualmente e analisar suas condições de carregamento e esforços sempre que possível é muito importante pois além de simples nos possibilita a comparação com os resultados com dados fornecidos pelo software. Para obras de pequeno porte torna-se viável conferir alguns resultados manualmente, pois em sua maioria tem pouca complexidade e maior simetria.

3.2.5.3 Ações dos pilares

No caso do nascimento de algum pilar em cima de viga, esta deve receber uma carga concentrada do mesmo valor, sendo nomeada de viga de transição.

3.2.6 Largura mínima

A NBR 6118/2014 recomenda que a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor a 12 cm, podendo em casos especiais ser 10 cm. Para alguns casos excepcionais, devemos respeitar obrigatoriamente as seguintes condições:

- Armadura: seus alojamento e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais devem respeitar espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na Norma;
- Execução: o lançamento bem como a vibração do concreto devem estar de acordo com a NBR 14931.

É importante que as dimensões dos elementos de viga devem respeitar às impostas no projeto de arquitetura, levando em conta que a largura da parede deste já leva em

consideração o reboco e pintura na sua espessura, ou seja devemos descontar estes cobrimentos adicionais no cálculo do dimensionamento.

3.2.7 Cisalhamento

Quando submetida à flexão simples a viga apresenta vários tipos de ruína além da própria originada por este efeito. Dentre as principais rupturas que devemos impedir que venha a ocorrer podemos destacar:

- Falha de ancoragem no apoio;
- Esmagamento da biela;
- Ruptura da armadura transversal;
- Ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento
- Ruína por flexão da armadura longitudinal.

Lembrando que armadura de flexão deve ser proporcionada de forma que possa garantir que a ruptura ocorra lenta e gradualmente. É importante ter o bom senso de que estes problemas ocorrem somente quando não há o cuidado necessário ao cálculo, detalhamento e acompanhamento da estrutura, que por mais simples que ela possa ser, não estará imune a esses efeitos.

A NBR 6118:2014 (item 16.2.3) nos alerta sobre isso: “é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários”.

3.2.7.1 Modelo de cálculo

A NBR 6118:2014 (item 17.4.1), admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça de Ritter Morsch, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares.

O modelo I propõe (item 17.4.2.2):

- Bielas inclinadas a $\theta = 45^\circ$
- V_c constante, independente da força cortante de cálculo na seção (V_{sd})
- V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça.
- O modelo II considera (item 17.4.2.3):
- Bielas inclinadas a θ entre 30° e 45°

- Com o aumento de V_{sd} , tende a diminuir o valor de V_c .
- Nos dois modelos, devemos considerar seguintes as etapas de cálculo:
- Verificar a compressão na biela;
- Cálculo da armadura transversal;

3.2.7.2 Armadura mínima

Para que possamos garantir ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura transversal deve ser suficiente para suportar, antes da formação de fissuras de cisalhamento, o esforço de tração a ser resistido pelo concreto, e a armadura mínima deve ser constituída por estribos, com taxa mínima de armadura conforme a NBR 6118 (2014).

Figura 24 - Valores de $\rho_{sw, \min}$ (%)

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 36)

3.2.7.3 Detalhamento do estribo

Deve-se seguir critérios fundamentais a uma boa trabalhabilidade da peça, quando esta sofrer os efeitos do cisalhamento:

- O diâmetro da barra do estribo não deve ser inferior a 5,0 mm, e não pode exceder a margem de 1/10 da largura da alma da viga.
- Para barras lisas, seu diâmetro máximo deverá ser de 12,0 mm.
- O espaçamento mínimo deve ser tal que permita a passagem de um vibrador de concreto afim de garantir um bom adensamento.

Para o caso do espaçamento máximo ($S_{\max}$), devemos estar atentos em atender às seguintes condições:

- $V_{sd} \leq 0,67 V_{rd 2}$, então $S_{\max} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$;

- $V_{sd} > 0,67 V_{rd2}$, então $S_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$.

V_{rd2} = força cortante resistente ao cálculo em relação à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

O espaçamento transversal($S_{m\acute{a}x}$) entre ramos sucessivos da armadura dos estribos não deve exceder os valores:

- $V_{sd} \leq 0,20 V_{rd2}$, então $S_{m\acute{a}x} = d \leq 800 \text{ mm}$;
- $V_{sd} > 0,20 V_{rd2}$, então $S_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 350 \text{ mm}$.

3.2.7.4 Ancoragem de estribos

Segundo Pinheiro(2003), todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que seus esforços sejam integralmente transmitidos para o concreto, por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos.

3.2.8 Verificação de resultados

É muito importante frisar a necessidade de verificação da armadura de suspensão, tanto no software quanto na execução da montagem e colocação nas formas, pois ela é obrigatória ao elemento no qual irá se apoiar, por se tratar de um trecho deslocável que se tornou indeslocável de vido a inserção dessa armadura.

3.3 PILARES

3.3.1 Considerações iniciais

São elementos lineares de eixo reto dispostos na vertical, com predominância de esforços normais de compressão. Quando associados às vigas os pilares formam os pórticos, que em grande parte das estruturas de edifícios são responsáveis por resistir às ações verticais transferidas pelos andares e ações horizontais decorrentes do vento, garantindo a estabilidade global da estrutura. Os pilares são responsáveis por receber as cargas dos andares superiores, combinar o somatório as reações de apoio das vigas em cada andar e conduzi-los às fundações.

3.3.2 Dimensões limites

Os pilares de qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar uma seção transversal de dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de menores podendo chegar até 14 cm, multiplicando os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional (γ_n).

Em nenhum dos casos podemos dimensionar ou permitir que sua seção transversal seja inferior a 360 cm². Pilares-paredes são aqueles que possuem sua menor seção transversal menor que 1/5 da maior dimensão.

Figura 25 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$ h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.										

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (item 13.2.3, pág. 73).

3.3.3 Comprimento equivalente

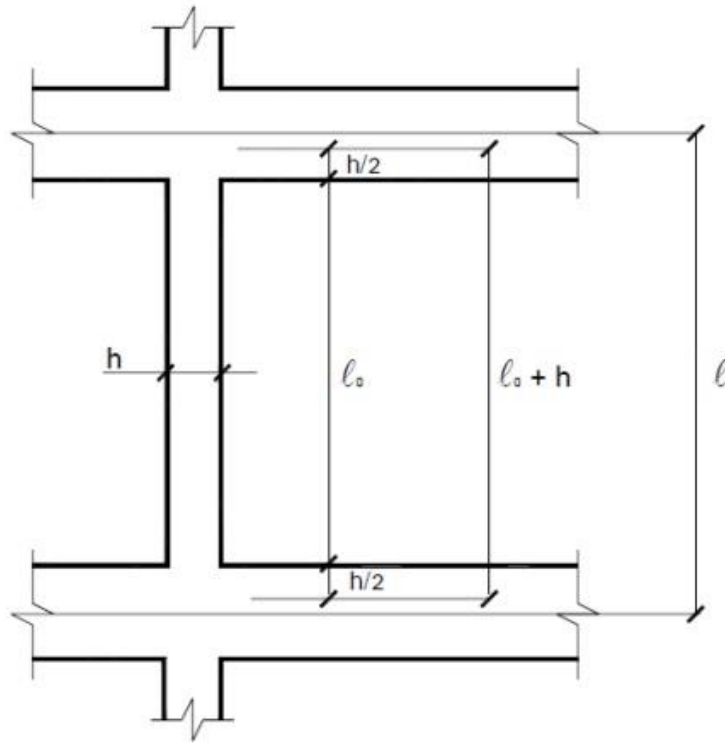
Segundo a NBR 6118:2014, é dado por:

$$le \leq \begin{cases} lo + h \\ l \end{cases}$$

- le – Comprimento equivalente do pilar suposto vinculado em ambas extremidades, sendo o menor dos valores;
- lo – é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;
- h – é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;
- l – é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Não podemos esquecer que no caso do pilar engastado na base e livre no topo teremos $le = 2l$.

Figura 26 - Comprimento equivalente



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 40)

3.3.4 Raio de giração

Define-se como sendo, a raiz da divisão da inércia pela área:

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

- I : é o momento de inércia da seção transversal;
- A : é a área de seção transversal.

3.3.5 Índice de esbeltez

A definição do índice da esbeltez do pilar (λ) deve obedecer a seguinte relação:

$$\lambda = le/i$$

A classificação em relação ao índice de esbeltez é dada por:

- Pilares robustos ou pouco esbeltos, para $\lambda \leq \lambda_1$;
- Pilares mediantemente esbeltos, para $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;

- Pilares esbeltos ou muito esbeltos, para $90 < \lambda \leq 140$;
- Pilares excessivamente esbeltos, para $140 < \lambda \leq 200$.

A NBR 6118:2014 não permite em nenhum caso pilares de concreto armado com $\lambda > 200$.

3.3.6 Classificação quanto às solicitações iniciais

3.3.6.1 Pilares Internos

- Situam-se internamente ao piso;
- Sua excentricidade inicial pode ser desprezada admitindo-se compressão simples;

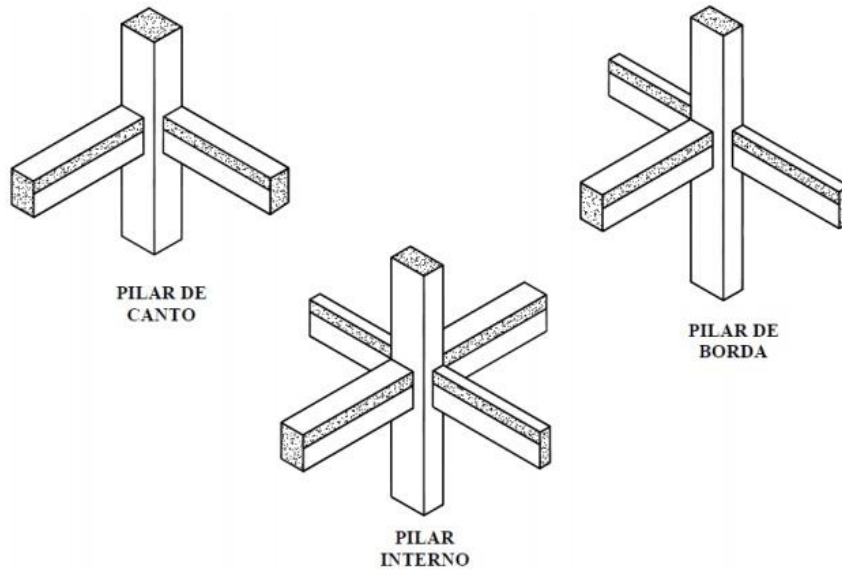
3.3.6.2 Pilares de Borda

- Situam-se nas bordas do piso
- Sua excentricidade inicial ocorre em apenas uma direção
- Como está submetido a uma força de compressão e um momento fletor, temos um caso de flexocompressão, ou flexão composta;

3.3.6.3 Pilares de borda

- Situa-se nos cantos do piso.
- Possui esforço de compressão com excentricidade inicial ocorrendo em duas direções que caracteriza os efeitos de flexão oblíqua;

Figura 27 - Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais



Fonte: Nicolau, Teixeira, (2015, pág. 42)

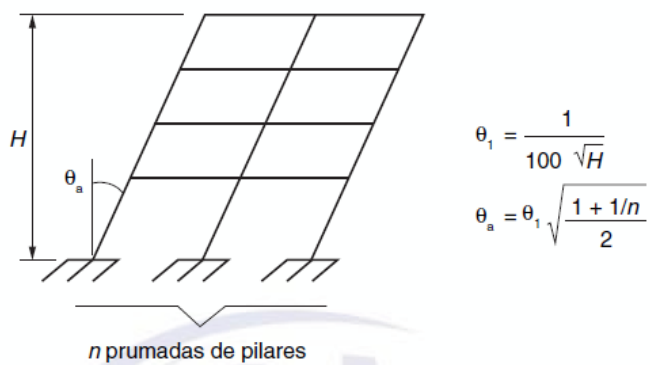
3.3.7 Flambagem

3.3.7.1 Cálculo de Pilares

Quando se é feita a análise global das estruturas, um efeito de desaprumo dos elementos verticais deve ser considerado devido a imperfeição da obra, independentemente se a estrutura for contraventada ou não.

Segundo a NBR 6118, devem-se considerar momentos devido à inclinação, conforme figura abaixo.

Figura 28 – Imperfeições Geométricas Globais



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (item 11.3.3.4.1, pág. 59).

$\theta_{1\text{máx}} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\text{mín}} = 1/300$ para estruturas com nós móveis e imperfeições locais;

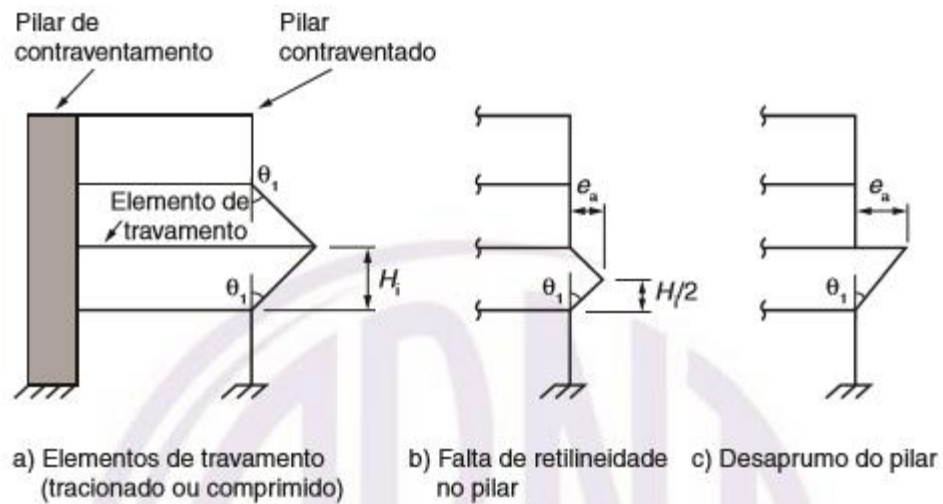
$\theta_{1\text{máx}} = 1/200$;

H = altura total da edificação, em metros;

H1 = distância vertical entre andares.

Há também os desaprumos de origem local, que podem ser avaliados conforme figura abaixo:

Figura 29 – Imperfeições Geométricas Locais



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (item 11.3.3.4.2, pág. 60).

3.3.7.2 Momento mínimo (1ª ordem)

O efeito das imperfeições globais pode ser substituído considerando o momento mínimo de primeira ordem, segundo a equação:

$$M_{1d \text{ mín}} = Nd (0,015 + 0,03h)$$

Onde h refere-se a altura total da seção transversal na direção considerada (em metros).

O momento fletor de primeira ordem é causado por forças e braços de atuação.

3.3.7.3 Esforços locais de 2ª ordem – Método do pilar padrão ($\lambda \leq 90$)

O momento fletor de segunda ordem é causado devido às cargas nas deformações dos momentos de primeira ordem.

A linha elástica senoidal é usada para se avaliar os efeitos dos momentos de segunda ordem locais, e é dada pela equação:

$$y = a \times \text{sen} \frac{\pi}{le} x$$

Onde a é dado por:

$$a = \frac{le^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{máx}} \cong \frac{le^2}{10} \times \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{máx}}$$

Onde a curvatura na seção crítica é dada por:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\text{máx}} = \frac{0,005}{(v + 0,5) \times h} \leq \frac{0,005}{h}$$

Em que:

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

$$M_{2d} = Nd \times \frac{le^2}{10} \times \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{máx}} = \frac{M_{1d}}{Ac \times h \times Fcd}$$

Onde r é o raio de curvatura da peça deformada.

3.3.7.4 Momentos globais em pilares com nós fixos ($\lambda \leq 90$)

São aqueles em que os efeitos globais de 2ª ordem são considerados desprezíveis.

Para cada trecho do pilar que está entre as vigas superior e inferior, analisam-se três seções:

- Topo;
- Base;
- Centro.

O dimensionamento dos pilares sendo feito na forma manual ou computacional, deve ser analisado de forma muito cuidadosa e cautelosa, visando atender a todos os seus critérios de cálculo, durabilidade, segurança, etc.

Conhecer os métodos de cálculo e dimensionamento, bem como entender como funciona os efeitos que virão a ocorrer no pilar é fundamental ao engenheiro calculista.

3.3.8 Armaduras

3.3.8.1 Disposição das armaduras longitudinais

Devem ser dispostas na seção transversa de forma que se possa garantir a resistência adequada aos esforços reativos das vigas, visando a rigidez esperada e o comportamento previsto ao elemento estrutural.

De acordo com a NBR 6118:2014: “O diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10,0 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.”

Conforme a relação:

$$10mm \leq \phi l \leq b/8$$

Obedecendo a uma taxa mínima de:

$$As. \min = \left(0,15 Nd / f_{yd} \right) \geq 0,004 Ac$$

Com taxa máxima:

$$As. \max = 0,08x Ac$$

É importante ressaltar outras recomendações como:

- Seções poligonais devem conter ao menos uma barra em cada vértice;
- Seções circulares devem ter o mínimo de seis barras distribuídas ao longo do seu perímetro.

3.3.8.2 Armaduras transversais

Assim como nas vigas elas constituem-se por estribos e em alguns casos, por grampos suplementares. Devem ser colocadas em toda a altura do pilar, sendo obrigatória na região de cruzamento entre vigas e lajes (NBR 6118:2014).

Dentre suas principais funções estão:

- Impedir a flambagem das barras longitudinais
- Garantir o posicionamento;
- Permitir costura das emendas de barras longitudinais;
- Confinar o concreto afim de obter maior resistência e ductilidade na peça.

Vale ressaltar que segundo a relação abaixo:

$$\Phi t \geq \begin{cases} 5,0mm \\ \Phi l/4 \end{cases}$$

- O diâmetro dos estribos não pode, em hipótese alguma, ser inferior a 5,0 mm.
- O diâmetro de estribos não deve ter 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento entre os estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos valores abaixo:

- 200 mm;
- Menor dimensão da seção;
- 24 Φ para CA-25;
- 12 Φ para CA-50.

Quando houver necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, devem ser comparados com os mínimos especificados conforme a NBR 6118:2014(item 18.3), adotando-se o menor dos limites especificados.

Os pilares bem como os demais elementos estruturais requer tempo e estudos separados por conta de suas especificidades, saber identificar os tipos, bem como fazer uma locação prévia e identificar os locais em que nascem e morrem de maneira manual, usando como base o projeto de arquitetura impresso numa folha A3, nos possibilita prever as possíveis situações e disposições dos mesmos em formar uma estrutura rígida. Essa prática nos ajuda

muito pois quando formos passar seus dados ao software, já teremos solucionado uma etapa muito importante do projeto de estruturas.

3.4 FUNDAÇÕES

3.4.1 Definição

Elemento estrutural da estrutura de concreto armado que fica abaixo do solo e o maciço de solo envolvente sob a base e ao longo do fuste, tendo como função suportar com segurança as cargas provenientes dos esforços do edifício.

Quando o projeto estrutural é elaborado em separado do projeto de fundação, cabe ao projetista estrutural responsável pelo dimensionamento da estrutura repassar ao projetista das fundações as cargas que serão transmitidas aos elementos de fundação. Confrontando essas informações com as características do solo onde será edificado, o projetista de fundações calcula o deslocamento desses elementos e compara com os recalques admissíveis da estrutura.

3.4.2 Parâmetros para a escolha

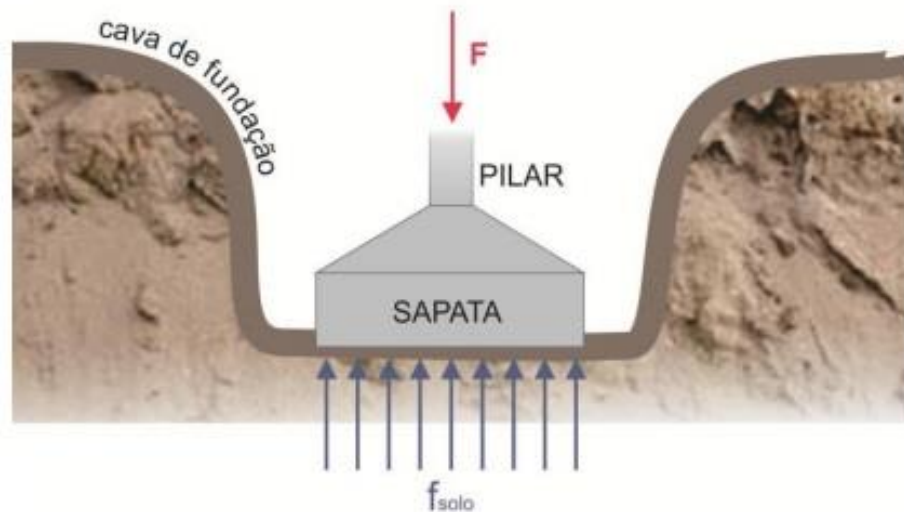
São diversas as variáveis a serem consideradas para a escolha do tipo de fundação, antes do seu dimensionamento, ou seja é preciso analisar os critérios técnicos que irão nos condicionar a uma boa escolha, dentre eles:

- Topografia da área – dados sobre taludes, possibilidades de realizar cortes e aterros, ocorrência de solos moles na superfície, etc.
- Características do maciço de solo – variação e profundidade de camadas bem, como suas resistências, compressibilidade do solo, possibilidade de existência e localização do lençol freático, etc.
- Dados da estrutura – sua arquitetura, bem como o tipo e o uso da estrutura, a possibilidade de haver subsolo, as cargas atuantes, etc.
- Aspectos econômicos – logística, viabilidade do tipo em relação ao projeto, custo, facilidade na obtenção das matérias primas, etc.

3.4.3 Tipos

3.4.3.1 Fundação direta ou rasa

Figura 30 – Fundação Direta



Fonte: Barros, (2011, pág. 5).

Segundo a NBR 6122/2010 (item 3.1, pág. 2) “é um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sobre a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior à duas vezes a menor dimensão da fundação”. É importante que o engenheiro a executar este tipo de fundação tenha em mente que sua profundidade máxima não pode ultrapassar os 3,0 metros.

Caracterizam-se por:

- Blocos;
- Alicerses;
- Sapatas;
- Radiers;

3.4.3.1.1 Sapatas

Sua definição segundo a NBR 6118/2014 diz que são estruturas usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação direta.

Para definirmos uma sapata como rígida devemos fazer a seguinte verificação conforme expressão a seguir:

$$hsap \geq (a - ap)/3$$

Onde:

- $hsap$ é a altura da sapata;
- a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;
- ap é a dimensão do pilar na mesma direção.

A equação, quando expressa em uma direção, consideramos que a sapata é flexível, e quando for expressa nas duas direções é rígida.

Saber a diferença entre elas é muito importante não somente ao engenheiro de estruturas como também ao de obra, pois sua aplicabilidade em função do tipo de solo e o tamanho da fundação terá influência na quantidade de carga a ser dissipada.

3.4.3.2 Fundações indiretas ou profundas

São aquelas que transferem a carga por efeito do atrito lateral do elemento com o solo por meio de um fuste. Estas estruturas de transmissão podem ser estacas ou tubulões, executadas a uma profundidade superior a 3,0 metros e implantadas a mais de duas vezes a sua menor dimensão.

Tipos:

- Bloco sobre estacas;
- Tubulões.

3.4.3.2.1 Blocos sobre estacas

Definem-se como estruturas usadas para transmitir às estacas e tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis pelo mesmo critério usado às sapatas.

Figura 31 – Fundação Profunda



Fonte: Barros, (2011, pág. 5).

3.4.4 Precauções

Iniciemos a seção com o seguinte questionamento: Por que é usado em obras um f_{ck} 25 nos elementos de viga pilares e laje e f_{ck} 20 nas fundações, sendo que estas, por estarem no subsolo, são mais suscetíveis a agentes agressivos?!

Responder a perguntas como essa, bem como analisar todos os dados, sejam ensaios realizados, análise de cargas e ações atuantes, cotas do terreno, altura dos blocos, etc., torna-se indispensável para garantir a qualidade da estrutura, levando em conta que a supervalorização dos cálculos em detrimento à experiência também pode conduzir a erros fatais.

Ao engenheiro de fundação é fundamental a avaliação de tais projetos:

- Estrutural;
- Arquitetônico;
- Planialtimétrico.

Vale ressaltar também que a aplicação da engenharia geotécnica deve levar em consideração a intuição e experiência adquiridas pelo profissional ao longo do tempo, uma vez

que sua ausência pode ser catastrófica. Ela é muito importante pois nos possibilita um aprendizado novo a cada dia.

Podemos concluir que um bom projeto de fundação é aquele que:

- Atende os pré-requisitos de segurança à ruptura e de recalques aceitáveis;
- Tenha a relação de custo/benefício condizente ao porte da estrutura;
- Respeite prazo de execução compatível com a necessidade.
- Atenda ao valor do f_{ck} de projeto que seja o mínimo de 25Mpa

3.5 FÔRMAS E ESCORAMENTOS

3.5.1 Definição geral

Tem por finalidade dar sustentação e forma aos elementos estruturais enquanto nestes ocorrer a cura do concreto.

3.5.2 Definições específicas

Segundo a NBR 15696/2009, as formas são estruturas provisórias, geralmente de madeira, tendo como finalidade dar forma e suporte aos elementos estruturais de concreto até a solidificação.

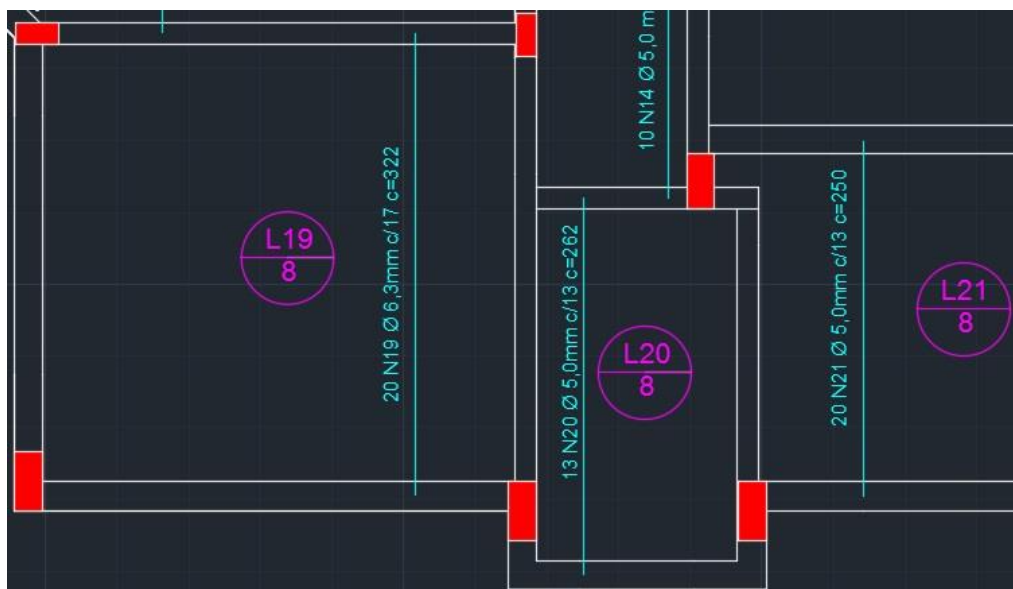
Chamamos de escoramento os reforços executados na forma para suporte o seu próprio peso e do concreto fresco lançado, afim de garantir uma perfeita moldagem da peça concretada.

É recomendável que o engenheiro tenha atenção na execução deste procedimento, pois caso não tenha sido verificado e ocorrer a concretagem de algum elemento com diferenças construtivas em relação ao projeto original, a estrutura perde sua rigidez, ocasionando imperfeições globais podendo ocorrer risco de entrar em colapso.

3.6 – CLAREZA NO DETALHAMENTO ESTRUTURAL

Cabe ao engenheiro projetista, garantir que todas as informações necessárias a montagem de formas e armaduras estejam corretas, e expostas com clareza no projeto. Uma boa forma de prevenir que não ocorram erros na emissão das pranchas seria realizar impressões prévias de trechos isoladamente em folhas A4, afim de verificar a disposição e tamanho das fontes, espessura de linhas, etc.

Figura 32 – Detalhamento de Armadura Positiva de Laje



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

Nas plantas de formas das vigas podem vir acompanhadas com as locações de pilares junto, pois facilita a compreensão imediata de como elas ficarão executadas. Podendo inclusive, ser cotada.

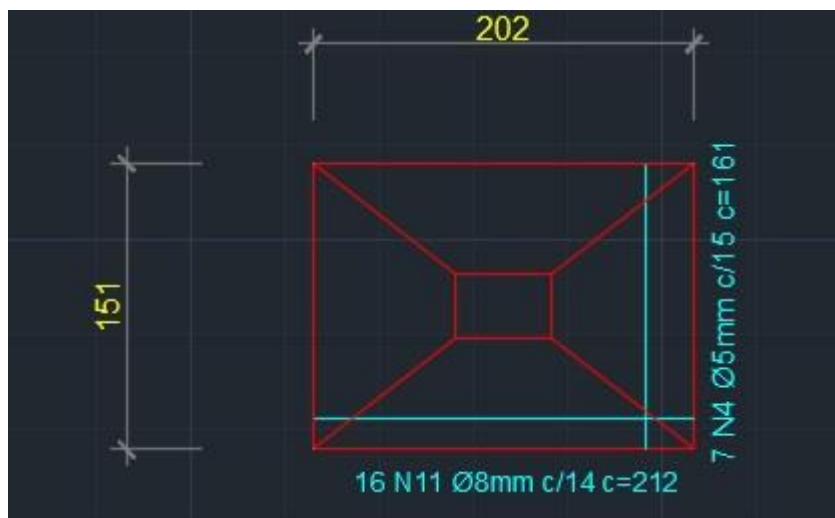
Figura 33 – Planta de Locação de Pilares e Fôrmas de Vigas Baldrame



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

O detalhamento das fundações deve ser o mais claro e objetivo possível, pois estaremos trabalhando com os elementos de sustentação das carga de projeto da edificação.

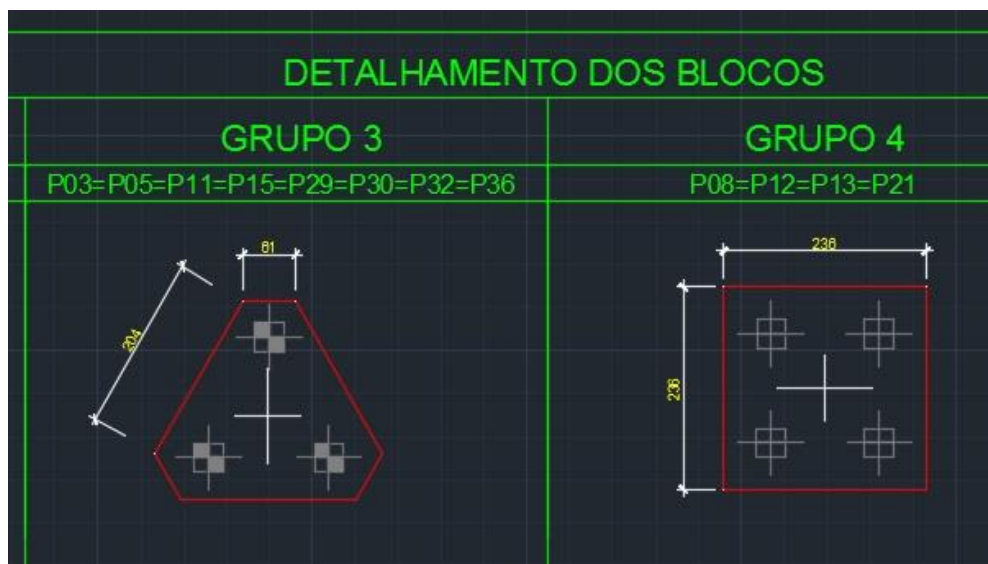
Figura 34 – Detalhamento de Armadura de Sapata Direta



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

Seria interessante que para obras com muitos tipos de elementos de fundação, fosse feita a divisão dos elementos por grupos, através do agrupamento de cargas simétricas, pois possibilita compatibilizar várias cargas reativas de valores semelhantes a um único grupo e dimensionar as fundações em função daquela que atenda tanto o valor da reação de apoio maior quanto a menor.

Figura 35 – Detalhamento e Agrupamento de Blocos de Fundação Profunda



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

Em obras de pequeno porte devido ao descaso com que é tratada, faz-se valer ainda mais estas práticas, e deve-se ter um acompanhamento contínuo, pois os prazos tendem a ser enxutos e a mão de obra ser limitada.

3.7 – CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A opção em por este assunto em um tópico separado, se deu por conta de sua grande importância ao projeto de estruturas que além de precisar de cuidados especiais à sua caracterização é muito esquecido em obras de pequeno e médio porte.

O concreto, além de sua capacidade de suporte de cargas verticais, também tem o importante papel de proteger as armaduras, cobrindo o aço de modo a evitar seu contato direto com agentes agressivos. Dentre outros, os principais são:

- Atmosferas poluídas;
- Percolação de água;
- Solos agressivos.

3.7.1 Tipos

De uma forma geral, quanto maior for a espessura da camada de concreto sobre o aço, maior será a sua proteção contra a corrosão, porém é importante saber que ambiente é favorável a ela. De acordo com a NBR 6118/2014 as classes de agressividade ambiental dividem-se em quatro classes:

Figura 36 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) 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).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (item 6.4.2, pág. 17).

3.7.1.1 Classe de agressividade 1 – Fraca

Estruturas expostas a uma atmosfera mais limpa que não sofrem com as agressões químicas decorrentes da poluição urbana tendo um baixo risco de deterioração da estrutura, sendo possível utilizar uma camada menos espessa de concreto sobre as armaduras. As edificações implantadas em ambientes rurais enquadram-se nesse grupo. Os cobrimentos recomendados são:

- Laje de concreto armado: 2,0 cm
- Pilar e viga de concreto armado: 2,5 cm
- Elementos estruturais em contato com o solo: 3,0 cm
- Vigas e pilares de Concreto protendido: 3,0 cm
- Lajes em concreto protendido: 2,5 cm

3.7.1.2 Classe de agressividade 2 - Moderada

Aqui os ambientes estão mais suscetíveis às agressões ambientais, provenientes do gás carbônico e cloretos presentes no ar, porém como o teor de umidade não é constante, o risco de deterioração da estrutura é pequeno como no caso das estruturas construídas em cidades, sendo residenciais e comerciais.

- Laje de concreto armado: 2,5 cm
- Pilar e viga de concreto armado: 3,0 cm
- Elementos estruturais em contato com o solo: 3,0 cm
- Vigas e pilares de Concreto protendido: 3,5 cm
- Lajes em concreto protendido: 3,0 cm

3.7.1.3 Classe de agressividade 3 – Forte

Nessa categoria tem-se como referência as edificações litorâneas expostas à atmosfera marinha. Por conta de um teor de umidade elevado, esse ambiente possui atmosfera com agentes agressivos mais concentrados, o que aumenta a velocidade de corrosão de 30 a 40 vezes superior à que ocorre em atmosfera rural, por ser um ambiente marinho.

Tendo um cobrimento recomendado de:

- Laje de concreto armado: 3,5 cm
- Pilar e viga de concreto armado: 4,0 cm

- Elementos estruturais em contato com o solo: 4,0 cm
- Vigas e pilares de Concreto protendido: 4,5 cm
- Lajes em concreto protendido: 4,0 cm

3.7.1.4 - Classe de agressividade 4 - Muito Forte

Esse tipo de ambiente é extremamente agressivo ao concreto e às suas armaduras, sendo recomendado à estruturas implantadas em locais úmidos, dentro de indústrias, ou diretamente em contato com a água do mar o que aumenta a necessidade de maior proteção às armaduras.

Cobrimento das armaduras:

- Laje de concreto armado: 4,5 cm
- Pilar e viga de concreto armado: 5,0 cm
- Elementos estruturais em contato com o solo: 5,0 cm
- Vigas e pilares de Concreto protendido: 5,5 cm
- Lajes em concreto protendido: 5,0 cm

Como vimos acima, para cada tipo de ambiente temos a espessura de cobrimento equivalente. Tendo isso em mente, devemos nos perguntar: Porquê várias estruturas sofrem a deterioração de seu cobrimento, seguido de corrosão em sua armadura, antes do tempo?!

- Maus cuidados na obra, como concretagem sem acompanhamento podem causar “mudanças de classe de agressividade”, ou seja, o excesso de água no concreto afeta seu tempo de cura e altera a sua capacidade resistente.
- Um item muito importante a se destacar é com relação aos cuidados com os pilares de garagem. Para tal analisemos a seguinte situação: “O engenheiro calculista é contratado a fazer um projeto de uma casa com garagem no subsolo em um ambiente rural de condições climáticas apropriadas a classe 1. Por precaução e devido a existência de um pavimento no subsolo, ele opta por usar um cobrimento mais espesso aumentando sua classe para 2 e, com autorização do cliente a obra é executada dentro dos demais padrões, e logo após é entregue. Tempos depois o dono da edificação liga para o mesmo engenheiro e informa-o que os pilares da garagem estão estufados e soltando reboco. O que será que houve com esta estrutura?! O que levou a deterioração da estrutura antes do tempo previsto?!” O que houve não se deu por motivos executivos, e sim por falta de atenção e cuidados. O engenheiro acabou não prevendo que a garagem

e seus pilares do subsolo seriam limpos usando produtos de limpeza, que por sua vez são corrosivos. A combinação destes fatores somadas ao aumento da umidade, acabaram por criar um clima semelhante ao de indústrias de produtos químicos, elevando drasticamente a classe de agressividade ambiental ao nível 4, e consequentemente levando aos pilares do subsolo à deterioração por insuficiência no cobrimento.

4 PRÁTICAS FUNDAMENTAIS ÀS ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE

Além das boas práticas citadas acima, outras mais devem ser obrigatórias às obras de menor porte, pois representam a parte mais importante do projeto de estruturas, e influenciam diretamente em qualidade, custo e desempenho:

- Uso de pré-formas para reuniões intermediárias;
- Conferencia preliminar do projeto arquitetônico com apresentação clara de todos os detalhes;
- Projeto Estrutural Claro e Objetivo com Memorial Descritivo;
- Especificação clara do tipo do concreto, com resistência, fator A/C, abatimento;
- Planta de locação com relação das cargas adotadas;
- Utilizar cores diferentes para pilares que nascem, seguem ou morre com legenda;
- Utilizar cotas em vermelho e escritas em preto para destacar as medidas;
- Utilizar Cores para vigas nas elevações diferentes c/ Legenda;
- Cotas, Níveis e Cortes em todos os elementos;
- Falta de especificação de cobrimento afeta o tempo de vida útil da estrutura bem como o aumento da corrosão nas armaduras, pelo simples fato de não terem proteção necessária ao seu ambiente. É recomendável fazer um estudo do clima referente ao local de implantação da estrutura para se determinar o cobrimento compatível, sendo que este dado deve ser passado ao engenheiro calculista;
- Pontos Fixos nas faces dos pilares, partindo do eixo central;
- Prever a redução de dimensão do aço nas camadas superiores;
- Especificação clara do tipo de laje adotada, com detalhes específicos para cada um;
- Preferência por Lajes Planas para maior flexibilidade de mudanças de paredes (nos casos em que a obra exigir);
- Prever Furação de Lajes para tubulações com diâmetros superiores a 50 mm (de todas as especialidades);
- Pontos de Prumada na Região interior da Edificação e não na parte externa;
- Prever Rebaixos para passagem de tubulação de banheiro no piso diferenciado;
- Prever furos para passagem tubulação do concreto e pontos de locação;

- Sempre que possível realizar uma conferência de cálculo à mão, ou seja as famosas contas de padaria;
- Incluir no memorial descritivo ou no projeto sugestões para o engenheiro de execução.

O engenheiro de estruturas também pode prescrever ao encarregado de obra algumas boas práticas essenciais ao bom desempenho, afim de atingir os resultados previstos em projeto:

- Enviar pranchas com proteção contra água (plastificada), se possível em cadernos; Protegidos com Plástico ou Plotado em Lona.
- Realizar Projeto As Built como Mapa de Concretagem/Rastreabilidade, entre outros
- Conferir a montagem das armaduras na obra
- Conferir o escoramento dos elementos, se estão no nível etc.

Devemos sempre procurar prever possíveis erros no projeto enquanto este ainda estiver na fase de análise, procurando sempre ouvir mais de uma opinião sobre quaisquer assuntos que forem relacionados, sendo muito importante também acompanhar todas as etapas de lançamento da estrutura.

5 CONCLUSÃO

Ao projetar uma estrutura deve-se, acima de tudo levar em consideração o respeito a vida e ao patrimônio, e independentemente do seu porte os mesmos critérios de segurança e desempenho devem ser respeitados, garantindo o bem estar de seus futuros habitantes.

Elaborar um projeto estrutural não é tarefa fácil, mesmo com o auxílio de um software, pois, o engenheiro calculista deve ser capaz de analisar todas as informações fornecidas pelo computador usando os critérios de dimensionamento relacionados aos elementos estruturais específicos somados às boas práticas sugeridas neste trabalho.

Foi possível compreender que conceitos fundamentais como concepção e análise estrutural são ferramentas essenciais ao bom dimensionamento e detalhamento dos elementos que compõem uma edificação, além da experiência do engenheiro na área.

Outro fator importantíssimo abordado foi em relação aos cobrimentos e classes de agressividade ambiental que influem diretamente no desempenho da estrutura, além de destacar a necessidade de implementar esses conceitos as obras de menor porte.

Com essa concepção, esperamos que estas práticas sejam implementadas e aprimoradas a cada novo projeto, visando contribuir para a formação de novos profissionais despertando sua “Sensibilidade Estrutural”, que deem cada vez mais atenção a estes detalhes, pois visam conduzir a engenharia estrutural a um novo patamar evolutivo que seja relativo a sua ordem de grandeza.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120 – Cargas para o Projeto de Estruturas de Edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2017.
- _____. **NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. **NBR 6123 – Forças devido ao Vento nas Edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro.
- _____. **NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 14931 – Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 15696 – Formas e Escoramentos para Estruturas de Concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro, 2009.
- BARROS, Carolina. **Técnicas Construtivas Edificações**. Pelotas, Abr. 2011. Apostila de Fundações do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia.
- BOTELHO, M.H.C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo**. V1 2015.
- BOTELHO, M.H.C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo**. V2 2015.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: Pini, 2008. 328 p. ISBN 9788572662086.
- KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado** V1 2007.
- NICOLAU, Igor Amaral Neves de; TEIXEIRA, Jefferson Guilherme. **Projeto de dimensionamento estrutural de um edifício de onze pavimentos**. Campos dos Goytacazes-RJ. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Agosto 2015.

