



ARTUR LOPES RIBEIRO

**ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO E ESTRUTURAS METÁLICAS NA CIDADE DE SANTA LUZIA DO
PARUÁ-MA**



UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
ARTUR LOPES RIBEIRO

**ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO E ESTRUTURAS METÁLICAS NA CIDADE DE SANTA LUZIA DO
PARUÁ-MA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Maranhão, como
parte dos requisitos para com conclusão do
curso.

Orientador: Prof. M. Sc. Mikhail Luczynski

São Luís – MA

2019

ARTUR LOPES RIBEIRO

**ESTUDO DE CASO SOBRE PROJETOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO E ESTRUTURAS METÁLICAS NA CIDADE DE SANTA LUZIA DO
PARUÁ-MA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Maranhão, como
requisito parcial para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Aprovado em: ___/___/_____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M. Sc. Mikhail Luczynski (Orientador)

1º Examinador

2º Examinado

RESUMO

Este trabalho se propõe a realizar análises de um dimensionamento estrutural de concreto armado e estruturas metálicas de uma edificação a ser executada na cidade de Santa Luzia do Paruá - MA, a partir de um projeto arquitetônico real, incluindo a discussão das principais etapas envolvidas e dos resultados obtidos. Foram consideradas como ações solicitantes aquelas de caráter permanentes, como o peso próprio da estrutura, dos sistemas de vedação e os revestimentos, e as ações variáveis, decorrentes do uso da edificação e da ação do vento. A estrutura foi dimensionada através de três etapas distintas, cada uma delas servindo de base para a seguinte: pré-dimensionamento, com o uso de modelos simplificados e desacoplados de análise, sendo possível compreender melhor o comportamento estrutural dos elementos envolvidos e identificar os padrões de distribuição de cargas do edifício; dimensionamento, utilizando softwares específicos, o que permitiu analisar a estrutura de forma integrada, levando em consideração o seu caráter hiperestático; e verificação da estabilidade global e rigidez horizontal da estrutura, baseada nos parâmetros α e γ_z e deslocamento horizontal máximo no topo da edificação, o que permitiu verificar a estrutura frente à ação horizontal do vento. Como resultado, foram obtidas as seções de vigas, lajes e pilares, incluindo as áreas de armadura necessárias ao atendimento dos maiores esforços solicitantes para as três etapas analisadas. As seções obtidas na etapa de pré-dimensionamento se mostraram exageradas para os pilares, quando comparadas à configuração de dimensionamento. A consideração dos limites máximos para deslocamentos horizontais prescrita pelas NBR6118:2014, NBR 14762:2010 e NBR 8800:2008 foram determinantes para a configuração estrutural final, pois foi necessário um aumento das seções de elementos estruturais para garantir que a estrutura fosse pouco deslocável, ainda que resistisse às combinações do estado limite último com seções muito inferiores.

Palavras-chave: concreto armado; estruturas metálicas; dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

This work proposes to carry out analyzes of a structural design of reinforced concrete and metallic structures of a building to be executed in the city of Santa Luzia do Paruá - MA, from a real architectural project, including the discussion of the main stages involved and the results obtained. Requests were considered as permanent actions, such as the weight of the structure, sealing systems and cladding, and the variable actions resulting from the use of the building and the action of the wind. The structure was dimensioned through three distinct steps, each of which serves as a basis for the following: pre-dimensioning, using simplified and decoupled analysis models, allowing to better understand the structural behavior of the elements involved and identify the patterns of load distribution of the building; sizing, using specific software, which allowed to analyze the structure in an integrated way, taking into account its hyperstatic character; and verification of the overall stability and horizontal stiffness of the structure, based on the parameters α and γ_z and maximum horizontal displacement at the top of the building, which allowed to verify the structure against the horizontal action of the wind. As a result, the sections of beams, slabs and pillars were obtained, including the reinforcement areas required to meet the largest requesting efforts for the three stages analyzed. The sections obtained in the pre-sizing step were exaggerated for the abutments when compared to the sizing configuration. The consideration of the maximum limits for horizontal displacements prescribed by the NBR6118: 2014, NBR 14762: 2010 and NBR 8800: 2008 were determinant for the final structural configuration, since it was necessary to increase the structural element sections to ensure that the structure was little displaceable, even if it resisted combinations of the ultimate limit state with much smaller sections.

Keywords: reinforced concrete; steel structures; structural sizing.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de Agressividade Ambiental	19
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto armado.	20
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta_c = 10$ mm (NBR 6118, Tabela 7.2).	21
Tabela 4 - Valores dos coeficientes de ponderação γ_C e γ_S dos materiais.	25
Tabela 5 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (NBR 6118, Tabela 11.1).	29
Tabela 6 - Valores do coeficiente γ_{f2} (NBR 6118, Tabela 11.2).	30
Tabela 7 - Valores de ε_{yd} , x_{3lim} e β_{3lim} para concretos de classes até C50.	41
Tabela 8 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.	62
Tabela 9 - Chapas com ligações parafusadas	75
Tabela 10 - Chapas com ligações soldadas.	76
Tabela 11 - Perfis com ligações soldadas.	76
Tabela 12 - Perfis com ligações parafusadas.	76
Tabela 13 - Valores máximos da relação largura-espessura para elementos comprimidos.	78
Tabela 14 - Cargas Verticais.	98
Tabela 15 - Relação cargas verticais x área aproximada.	98
Tabela 16 - Deslocamento horizontal.	99
Tabela 17 - Deslocamentos horizontais devido à ação do vento.	100
Tabela 18 - Deslocamentos horizontais devido à ação do vento.	100
Tabela 19 - Coeficiente Gama-z.	101
Tabela 20 - Momento de tombamento e momento de 2ª ordem.	101
Tabela 21 - Resultado das sapatas S1 e S2 do Pavimento Térreo.	102
Tabela 22 - Resultados dos pilares P1 e P2 do Pavimento Térreo.	102
Tabela 23 - Resultado das vigas V1 e V2 do Pavimento Térreo.	103
Tabela 24 - Resultado de pilares P1 e P2 da cobertura dos ambientes.	103
Tabela 25 - Resultado das lajes L101 e L102 da Cobertura dos Ambientes. ..	104
Tabela 26 - Resultado das vigas V101 e V102 da Cobertura dos Ambientes	104

Tabela 27 - Pilares P1 e P6 da cobertura do reservatório.....	105
Tabela 28 - Resultados das vigas 201 e 202 da Cobertura do Reservatório .	105
Tabela 29 - Resultado das vigas V301 e V302 do pavimento Cobertura	106
Tabela 30 - Resultado dos pilares P61 e P62 da Cobertura Fachada	107
Tabela 31 - Resultado das vigas V401 e V402 da Cobertura Fachada.....	107
Tabela 32 - Resultado da laje L401 da Cobertura Fachada.....	108
Tabela 33 - Resumo das verificações no Estado Limite Último.....	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagramas de tensão indicativos dos estádios de cálculo.	31
Figura 2 - Diagramas possíveis dos domínios de deformações.	32
Figura 3 - Tração uniforme representativa do domínio reta a.....	34
Figura 4 - Diagrama tensão – deformação do aço.	34
Figura 5 - Tração não uniforme no domínio 1.	35
Figura 6 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformação do domínio 2.	36
Figura 7 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 3.	37
Figura 8 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4.	37
Figura 9 - Solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4a. ...	38
Figura 10 - Compressão não uniforme no domínio 5.	39
Figura 11 - Compressão uniforme na reta b.....	39
Figura 12 - Diagrama de deformações para a dedução de x_{2lim}	40
Figura 13 - Diagrama de deformações para a dedução de x_{3lim}	41
Figura 14 - Momento fletor (10kN) e normal (1kN) em viga biapoiada.....	41
Figura 15 - Viga biapoiada e diagrama de esforços solicitantes.	42
Figura 16 - Trajetória das tensões.....	43
Figura 17 - Trechos fissurados no estágio II e não fissurados no estágio I.....	43
Figura 18 - Diagramas de deformações e de tensões nas seções a e b da viga, nos estádios I e II.	44
Figura 19 - Viga nos estádios I (perto dos apoios) e II.	44
Figura 20 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil	46
Figura 21 - Altura total e altura útil da laje.52	
Figura 22 - Laje quadrada apoiada nas vigas V1, V2, V3 e V4.	55
Figura 23 - Reações nas vigas de uma laje quadrada.	56
Figura 24 - Comprimento de ancoragem necessário.....	58
Figura 25 - Dimensões limites para aberturas em lajes em que são dispensadas verificações.	59

Figura 26 - Armaduras em bordas livres e aberturas	64
Figura 27 - Arranjo estrutural de pilar intermediário.	66
Figura 28 - Arranjo estrutural de pilar de extremidade.	68
Figura 29 - Momentos fletores nos pilares de extremidade proveniente da ligação com a viga não contínua sobre o pilar.....	69
Figura 30 - Arranjo estrutural de pilar de canto.	71
Figura 31 - Linha de ruptura.....	74
Figura 32 - Linha de ruptura.....	74
Figura 33 - Ligações parafusadas	77
Figura 34 - Ligações soldadas	77
Figura 35 - Tensões em viga sob flexão.....	83
Figura 36 - Ilustração da instabilidade lateral com torção na viga.....	83
Figura 37 - Viga submetida a carregamento distribuído.....	86
Figura 38 - Viga submetida a uma força concentrada.....	86
Figura 39 - Processo p-Delta.....	93
Figura 40 - Projeto arquitetônico planta de layout IEMA Vocacional de Santa Luzia do Paruá	95
Figura 41 - Isométrico cobertura metálica	109
Figura 42 - Detalhe do contraventamento da estrutura	110
Figura 43 - Vista frontal da cobertura metálica.....	110
Figura 44 - Vista lateral da cobertura metálica.....	111
Figura 45 - Conexão pilar/cobertura.....	111
Figura 46 - Detalhe ancoragem parafuso	112

LISTA DE SÍMBOLOS

1. Símbolos-base

1.1. Letras maiúsculas

<i>A</i>	área de armadura área da seção área
<i>C</i>	coeficiente de redução
<i>E</i>	módulo de elasticidade
<i>F</i>	força atuante
<i>G</i>	módulo de elasticidade transversal
<i>H</i>	altura
<i>I</i>	momento de inércia
<i>L</i>	comprimento da barra comprimento da ligação parafusada ou o comprimento da solda
<i>M</i>	momento
<i>N</i>	força normal
<i>V</i>	força cortante
<i>W</i>	módulo de resistência elástico
<i>CG</i>	centro de gravidade da seção transversal
<i>EI</i>	rigidez
<i>LN</i>	linha neutra
<i>KL</i>	comprimento de flambagem

1.2. Letras minúsculas

<i>b</i>	largura largura da chapa
<i>c</i>	cobrimento
<i>d</i>	dimensão do agregado diâmetro altura útil
<i>e</i>	excentricidade
<i>f</i>	resistência tensão
<i>g</i>	espaçamento dos furos na direção perpendicular da solicitação
<i>h</i>	altura
<i>l</i>	vão
<i>m</i>	momento máximo positivo
<i>n</i>	quantidade número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
<i>p</i>	carregamento uniforme distribuído sobre a placa
<i>q</i>	reação
<i>r</i>	raio de giração
<i>s</i>	espaçamento entre os elementos da armadura transversal espaçamento dos furos na direção paralela da solicitação
<i>t</i>	espessura da parte conectada analisada espessura do perfil
<i>x</i>	posição da linha neutra

momento máximo negativo

excentricidade da ligação

z braço de alavanca

1.3. Letras gregas

1.3.1. Maiúsculas

ϕ diâmetro

Ω área de influência

1.3.2. Minúsculas

α ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural

γ coeficiente de ponderação da resistência

coeficiente de majoração

Δ tolerância

ε deformação de alongamento

deformação específica

ρ taxa de armadura

χ fator de redução decorrente da instabilidade global

ψ coeficiente dependente de condições de vinculação e dimensões

2. Símbolos subscritos

2.1. Letras maiúsculas

R resistente

S solicitante de cálculo na seção

2.2. Letras minúsculas

c concreto

compressão

absorvida

	seção transversal
<i>d</i>	de cálculo
<i>e</i>	elástica
<i>f</i>	flexão
	furo
<i>k</i>	característica
<i>m</i>	minoração
<i>n</i>	majoração
	líquida
<i>s</i>	aço
	resistida
<i>t</i>	tração
	redução de área líquida
	torção
<i>u</i>	última
<i>w</i>	armadura transversal
	menor
	empenamento da seção
<i>x</i>	eixo x
<i>y</i>	escoamento
	eixo y
	menor
<i>z</i>	torção
<i>ef</i>	efetiva

dist distorcional

inf inferior

máx máximo

mín mínimo

nom nominal

sup superior

s1 armadura longitudinal próxima a face superior

s2 armadura longitudinal próxima a face inferior
armadura tracionada

tot total

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. JUSTIFICATIVA	17
1.2. OBJETIVOS	18
1.2.1. Objetivos Gerais	18
1.2.2. Objetivos Específicos	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1. FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO	19
2.1.1. Agressividade do Ambiente	19
2.1.2. Qualidade do Concreto de Cobrimento	20
2.1.3. Espessura do Cobrimento da Armadura.....	20
2.1.4. Segurança e Estados-Limites.....	21
2.1.5. Coeficientes de Ponderação das Resistências.....	25
2.1.6. Ações nas Estruturas de Concreto Armado.....	26
2.1.7. Estádios de Cálculo	30
2.1.8. Domínios de Deformações	32
2.2. VIGA.....	41
2.2.1. Comportamento Resistente de Vigas sob Flexão Simples	42
2.2.2. Cálculo da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal	44
2.2.3. Estado limite último de elementos lineares sob força cortante	47
2.3. LAJE.....	50
2.3.1. Roteiro para cálculo de lajes de concreto armado.....	50
2.4. PILAR	65
2.4.1. Pré-dimensionamento da seção transversal do pilar	65

2.4.2. Pilar intermediário.....	66
2.4.3. Pilar de extremidade.....	68
2.4.4. Pilar de canto.....	70
2.5. PERFIL FORMADO A FRIO (PFF)	72
2.5.1. Dimensionamento de barras tracionadas	72
2.5.2. Dimensionamento de barras comprimidas.....	77
2.5.3. Dimensionamento de barras sob flexão	82
2.6. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	89
2.6.1. Deslocamento Horizontal no Topo da Estrutura	89
2.7. ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA.....	90
2.7.1. Coeficiente Gama-Z.....	90
2.7.2. Coeficiente $p\Delta$	92
3. MATERIAIS E MÉTODOS	95
3.1. MATERIAIS	95
3.2. MÉTODOS	96
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	98
4.1. CONCRETO ARMADO	98
4.1.1. Pavimento Térreo	101
4.1.2. Cobertura dos Ambientes	103
4.1.3. Pavimento Cobertura do Reservatório.....	104
4.1.4. Pavimento Cobertura	106
4.1.5. Cobertura Fachada.....	107
4.2. ESTRUTURA METÁLICA.....	108
5. CONCLUSÃO	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
ANEXO A	118
ANEXO B	120

ANEXO C	121
ANEXO D	123

1. INTRODUÇÃO

O Instituto Estadual de Educação, Ciência e Tecnologia do Maranhão (IEMA) foi criado no dia 02 de janeiro de 2015 pelo governo do Maranhão com o intuito de ampliar a oferta de educação profissional, científica e tecnológica. A proposta é implantar o Instituto em todas as regiões, oferecendo à sociedade condições e oportunidade para o desenvolvimento dos seus potenciais, respeitando as necessidades locais e as prioridades estratégicas do Maranhão. A cidade de Santa Luzia do Paruá receberá um IEMA Vocacional que contém uma quadra poliesportiva com pilares, lajes, vigas, cobertura metálica, reservatório elevado e cisterna. O cliente (IEMA) disponibilizou os projetos de arquitetura para elaboração dos projetos estruturais, o estudo de caso deste trabalho é baseado nestes projetos estruturais.

1.1. JUSTIFICATIVA

De acordo com Droppa Junior (2017), para a Engenharia Civil, o estudo e conhecimento da resistência dos materiais é suma importância, sendo um pré-requisito para a análise de estruturas em geral tais como, estruturas de concreto armado, concreto protendido, estruturas em aço, em madeira, alvenaria estrutural e outros.

A resistência dos materiais é, portanto, o norte, que propicia a seleção dos sistemas estruturais, dos materiais de construção, proporções e dimensões dos elementos de uma dada estrutura, para que estas possam cumprir suas finalidades dentro de uma margem de segurança, com confiabilidade e durabilidade.

Proporciona também estruturas otimizadas, através do uso racional do material e conseqüentemente economia da estrutura, sendo o principal objetivo do engenheiro, projetar estruturas econômicas e seguras. Para otimizar o uso racional e econômico os softwares auxiliam com maior praticidade, exatidão e eficiência, porém, não dispensam o conhecimento teórico.

Portanto, este estudo de caso se justifica pela necessidade de mais informações sobre estruturas, visto que a maioria das obras no Brasil são feitas em concreto armado e existe um déficit de profissionais especializados na área de estruturas metálicas.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos Gerais

- ❖ Observar os procedimentos e tomadas de decisões na análise das estruturas
- ❖ Analisar as etapas de dimensionamento das estruturas

1.2.2. Objetivos Específicos

- ❖ Aprimorar o conhecimento em estruturas de concreto armado
- ❖ Aprimorar o conhecimento em estruturas metálicas

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2016), o concreto é um material composto de água, cimento e agregados. Para sua utilização estrutural, o concreto sozinho não é adequado como elemento resistente, pois, apesar de possuir uma boa resistência à compressão, possui baixa resistência à tração, cerca de 1/10 da resistência à compressão. Portanto, é importante associar o concreto a um material que tenha boa resistência à tração e seja mais dúctil, como por exemplo o aço.

2.1.1. Agressividade do Ambiente

De acordo com a NBR 6118 (item 6.4.1), a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto.

A agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela a seguir e pode ser avaliada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes (item 6.4.2).

Tabela 1 - Classes de Agressividade Ambiental

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

NOTAS: 1) *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).*
2) *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.*
3) *Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.*

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

2.1.2. Qualidade do Concreto de Cobrimento

A NBR 6118 (item 7.4) afirma que “... a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”. Acrescenta ainda que existe uma forte relação entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, que permite a adoção de requisitos mínimos, expressos na tabela a seguir.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto armado.

Concreto	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

2.1.3. Espessura do Cobrimento da Armadura

Bastos (2019) define cobrimento de armadura como a espessura da camada de concreto que protege a armadura de um elemento estrutural. Tal camada começa a partir da face mais externa da barra de aço e se estende até a superfície externa do elemento em contato com o meio ambiente.

Segundo a NBR 6118 (item 7.4.7.1), “para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δ_c)”.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta_c$$

Bastos (2019) acrescenta que em obras corriqueiras, o valor de Δ_c deve ser maior ou igual a 10 mm. Valor esse que pode ser reduzido para 5 mm quando “houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução” das estruturas de concreto, informado nos desenhos de projeto.

A tabela a seguir (NBR 6118, item 7.4.7.2) apresenta valores de cobrimento nominal com tolerância de execução (Δ_c) de 10 mm, em função da classe de agressividade ambiental. Para concretos de classe de resistência superior ao

mínimo exigido, os cobrimentos definidos na tabela podem ser reduzidos em até 5 mm.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm (NBR 6118, Tabela 7.2).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ²
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado ⁴	Laje ¹	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ³	30		40	50

Notas: 1) "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 tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
2) 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.
3) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm."
4) Para parâmetros relativos ao Concreto Protendido consultar a Tabela 7.2 da NBR 6118. "No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062."⁶⁷ (item 7.4.7.7).

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

A NBR 6118 (itens 7.4.7.5 e 7.4.7.6) ainda estabelece que o cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

$$c_{nom} \geq \phi_{barra}$$

$$c_{nom} \geq \phi_{feixe} = \phi_n = \phi\sqrt{n}$$

A dimensão máxima característica do agregado graúdo ($d_{m\acute{a}x}$) utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2c_{nom}$$

2.1.4. Segurança e Estados-Limites

Para Bastos (2019) a segurança que todas as estruturas devem apresentar envolve dois pontos principais. Dentre eles, o primeiro é que uma estrutura não pode em hipótese alguma alcançar a ruptura. O segundo aspecto é referente ao conforto, à tranquilidade das pessoas na utilização das construções.

Os Estados-Limites abordados pela NBR 6118 (itens 3.2 e 10) são situações limites que as estruturas não devem ultrapassar. A segurança da estrutura contra

o colapso relaciona-se ao chamado Estado-Limite Último, e a segurança dos usuários na utilização da estrutura relaciona-se aos Estados- Limites de Serviço.

Bastos (2019) acrescenta que o dimensionamento de projetos estruturais é feito no chamado Estado-Limite Último (ELU), onde os elementos estruturais são dimensionados como se estivessem prestes a romper. Entretanto, para evitar que a ruptura ocorra, todas as estruturas são projetadas com uma margem a favor da segurança, que é uma folga de resistência às ações e carregamentos aplicados, por exemplo, se uma estrutura sofre um carregamento x e resiste y , o carregamento e resistência de cálculo seriam respectivamente $2x$ e $\frac{y}{2}$. A margem de segurança no dimensionamento dos elementos estruturais ocorre com a consideração dos chamados coeficientes de ponderação, que farão com que, em serviço, as estruturas trabalhem a uma determinada “distância” da ruína.

Bastos (2019) afirma ainda que, para os coeficientes de ponderação são adotados valores numéricos de tal forma que as ações sejam majoradas, e as resistências dos materiais sejam minoradas. Existem basicamente três coeficientes de ponderação, um que majora o valor das ações, e conseqüentemente os esforços solicitantes, e outros dois que minoram as resistências do concreto e do aço.

De acordo com a NBR 6118 (tabela 12.1), as resistências dos materiais que compõem o pilar – o concreto e o aço – são minoradas por coeficientes de ponderação dos materiais, sendo em geral 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço. As resistências de minoradas para o concreto e para o aço são chamadas resistências de cálculo.

Em resumo, segurança é quando todo o conjunto da estrutura, resiste às solicitações externas na sua combinação mais desfavorável, durante toda a vida útil, e com uma conveniente margem de segurança.

2.1.4.1. Estados-Limites Últimos (ELU)

No item 3.2.1 a NBR 6118 define o Estado-Limite Último como: “*estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.*” No item 10.3 a norma lista os

Estados-Limites Últimos que devem ser verificados na análise da segurança das estruturas de concreto:

- a) *da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;*
- b) *de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;*
- c) *de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;*
- d) *provocado por solicitações dinâmicas (constante da Seção 23 da NBR 6118);*
- e) *de colapso progressivo;*
- f) *de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 1520071;*
- g) *de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 1542172;*
- h) *outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.*

Na questão da segurança em relação ao Estado-Limite Último a NBR 6118 (item 16.2.3) informa que:

Quando se dimensiona ou se verifica uma estrutura, é preciso ter em mente que o que se está verificando efetivamente são seções de elementos. É a segurança dessas seções que pode, usualmente, ser expressa analiticamente.

Tratando-se do ELU, além de se garantir a segurança adequada, é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários.”

2.1.4.2. Estados-Limites de Serviço (ELS)

A NBR 6118 (item 10.4) define que Estados-Limites de Serviço “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.” Bastos (2019) acrescenta que, quando uma estrutura alcança um Estado-Limite de Serviço, a sua utilização pode ficar comprometida, ou seja, a estrutura pode não mais oferecer condições de conforto e durabilidade, mesmo sem ter alcançado a ruína. Os Estados-Limites de Serviço definidos pela NBR 6118 (item 3.2) são:

- a) Estado-Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): “estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$.”
 $f_{ct,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão;
- b) Estado-Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W): “estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados.”
- c) Estado-Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF): “estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal.” O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as flechas em elementos como vigas e lajes, aos valores aceitáveis da norma, que não prejudiquem a estética e causem insegurança aos usuários;
- d) Estado-Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE): “estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.” O projetista deverá limitar as vibrações de tal modo que não prejudiquem o conforto dos usuários na utilização das estruturas.

“Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos nesta Norma.” (item 10.4).

Para se certificar de que a estrutura tenha um bom uso em serviço, tem-se, “[...] respeitar as limitações de flechas, de abertura de fissuras ou de vibrações estabelecidos em norma, mas também é possível que seja importante pensar na estanqueidade, no conforto térmico ou acústico, etc.” (BASTOS, 2019)

2.1.5. Coeficientes de Ponderação das Resistências

A NBR 6118 (item 12.4) afirma que as resistências devem ser minoradas pelo coeficiente γ_m :

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

com,

γ_{m1} : a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} : a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} : os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

2.1.5.1. Estado-Limite Último (ELU)

A tabela a seguir apresenta os valores a se considerar para o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s), no Estado-Limite Último, em função do tipo de combinação de ações.

Tabela 4 - Valores dos coeficientes de ponderação γ_c e γ_s dos materiais.

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

De acordo com a NBR 6118 (item 12.4.1):

“Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o

coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1. Para elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados, deve ser consultada a ABNT NBR 9062. Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,1. Admite-se, nas obras de pequena importância, o emprego de aço CA-25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na ABNT NBR 748075, desde que o coeficiente de ponderação para o aço seja multiplicado por 1,1.”

2.1.5.2. Estado-Limite de Serviço (ELS)

Os limites estabelecidos para os Estados-Limites de Serviço não precisam de minoração, então, $\gamma_m = 1,0$, segundo a NBR 6118.

2.1.6. Ações nas Estruturas de Concreto Armado

A NBR 8681 define as ações como as “causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas.” De acordo com a mesma, as ações classificam-se em: permanentes, variáveis e excepcionais.

2.1.6.1. Ações Permanentes

A NBR 6118 define as ações permanentes como as que acontecem com valores constantes durante toda a vida da construção. Tais ações podem ser diretas ou indiretas.

- Diretas:
 - Peso próprio da construção: em construções, admite-se a consideração da massa específica para concreto sem armadura de 2400 kg/m³ e 2500 kg/m³ para concreto armado e protendido;
 - Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes: podem ser avaliadas com base nos valores indicados na NBR 6120;
 - Empuxos permanentes: quando os empuxos de terra e outros materiais granulosos forem não removíveis, é considerado permanente.
- Indiretas
 - Retração e fluência do concreto;

- Deslocamentos de apoio: deve ser considerado quando a estrutura for hiperestática e muito rígida.

2.1.6.2. Ações Variáveis

De acordo com a NBR 6118, são ações que apresentam variações significativas em torno da sua média, durante toda a vida da construção. Tais ações dividem-se também em diretas e indiretas.

❖ Diretas

- Cargas acidentais previstas para o uso da construção
 - Cargas verticais de uso da construção;
 - Cargas móveis, considerando o impacto vertical;
 - Impacto lateral;
 - Força longitudinal de frenação ou aceleração;
 - Força centrífuga.
- Ação do vento: devem ser considerados de acordo com a NBR 6123;
- Ação da água: o nível de água adotado para cálculo deve ser igual ao máximo possível compatível com o sistema de extravasão;
- Ações variáveis durante a construção.

❖ Indiretas

- Variações uniformes de temperatura
- Variações não uniformes de temperatura
- Ações dinâmicas

2.1.6.3. Ações Excepcionais

De acordo com a NBR 8681, ações excepcionais são as que tem duração curta e baixa probabilidade de ocorrência, mas que não devem ser desconsideradas. Ações como explosões, incêndios, enchentes, choques de veículos ou sismos são considerados excepcionais.

2.1.6.4. Combinação de Ações

As combinações de ações são feitas de maneira que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis à segurança. Para verificação em relação ao Estado-Limite Último e de Serviço, são realizadas Combinações Últimas e de Serviço, respectivamente.

2.1.6.4.1. Combinações Últimas

Podem ser divididas entre normal, especial ou de construção e excepcional. (NBR 6118).

- ❖ Normais: utilização de ações permanentes e variáveis principais com seus valores característicos, as outras ações variáveis são consideradas secundárias e minoradas. (NBR 6118, 2014).
- ❖ Especiais ou de construção: As combinações devem apresentar as ações permanentes e a ação variável especial, se tiver, com valores característicos e as outras ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, com valores reduzidos de combinação, de acordo com a NBR 8681. (NBR 6118, 2014).
- ❖ Excepcionais: Neste caso se enquadram, entre outros, sismo e incêndio.

A tabela no Anexo A mostram as Combinações Últimas.

2.1.6.4.2. Combinações de Serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, e dividem-se entre quase permanentes, frequentes e raras. (NBR 6118).

- ❖ Quase permanentes: podem atuar durante grande parte da vida da construção, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- ❖ Frequentes: repetem-se muitas vezes durante a vida da construção, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estado-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e vibrações excessivas. Também pode ser utilizado para verificações de estados-limites de deformações excessivas provenientes de vento ou temperatura que podem comprometer vedações;
- ❖ Raras: ocorrem com baixa frequência durante a vida da construção, e sua consideração pode ser necessária para verificação do estado-limite de formação de fissuras.

A tabela no Anexo A mostram as Combinações de Serviço.

2.1.6.5. Valores de Cálculo e Coeficientes de Ponderação das Ações

“Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f ”. (NBR 6118, 2014)

2.1.6.5.1. Estado-Limite Último (ELU)

De acordo com a NBR 8681, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, o coeficiente parcial γ_{f1} considera a variabilidade das ações e o γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

Os coeficientes γ_f constantes variam de acordo com o tipo de combinação das ações que podem ser normais, especiais e excepcionais.

Tabela 5 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (NBR 6118, Tabela 11.1).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral, T é temperatura.
1. “Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.”

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

Tabela 6 - Valores do coeficiente γ_{f2} (NBR 6118, Tabela 11.2).

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

1. "Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23.
2. Edifícios residenciais.
3. Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos."

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014

2.1.6.5.2. Estado-Limite de Serviço (ELS)

De acordo com a NBR 6118, o coeficiente γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer

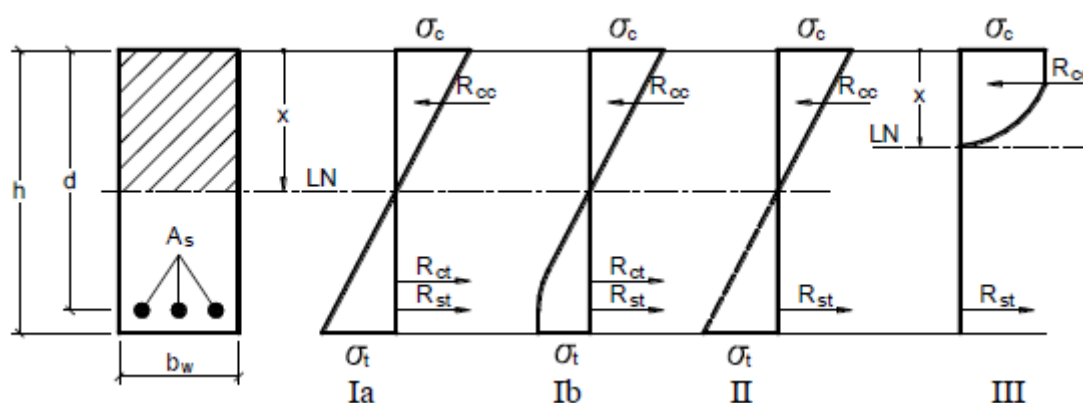
- ❖ $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;
- ❖ $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;
- ❖ $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

2.1.7. Estádios de Cálculo

Para Bastos (2019), os estádios de cálculo podem ser definidos como os estágios de tensão que um elemento fletido passa, da carga inicial à ruptura. A figura a seguir demonstra o comportamento de uma biga simplesmente apoiada submetida a um carregamento externo crescente, a partir do zero. "Classificam-se os estádios em quatro:

- ❖ **Estádio Ia:** o concreto resiste à tração com diagrama triangular;
- ❖ **Estádio Ib:** corresponde ao início da fissuração no concreto tracionado;
- ❖ **Estádio II:** despreza-se a colaboração do concreto à tração;
- ❖ **Estádio III:** corresponde ao início da plastificação (esmagamento) do concreto à compressão."

Figura 1 - Diagramas de tensão indicativos dos estádios de cálculo.



Fonte: BASTOS, 2019

No Estádio Ia o carregamento é pequeno, conseqüentemente, as deformações e as tensões normais são pequenas. As tensões se distribuem de maneira linear ao longo da altura da seção transversal. Bastos (2019) afirma que “com o aumento do carregamento, as tensões de tração perdem a linearidade, deixando de serem proporcionais às deformações.” Apenas as tensões na parte comprimida da peça são lineares.

Bastos (2019) acrescenta que o surgimento da primeira fissura se dá ao passo que as tensões de tração superam a resistência do concreto à tração, que corresponde ao estágio Ib.

“No Estádio II as tensões de compressão se distribuem linearmente, de zero na linha neutra ao valor máximo na fibra mais comprimida. Aumentando ainda mais o carregamento a linha neutra e as fissuras deslocam-se em direção à zona comprimida. As tensões de compressão e de tração aumentam; a armadura tracionada pode alcançar e superar a tensão de início de escoamento (f_y), e o concreto comprimido está na iminência da ruptura (esmagamento).”

Bastos (2019) acrescenta que cada Estádio tem a sua importância, sendo as principais descritas a seguir:

❖ **Estádio Ia:** “verificação das deformações em lajes calculadas segundo a teoria da elasticidade, pois essas lajes geralmente se apresentam pouco fissuradas;”

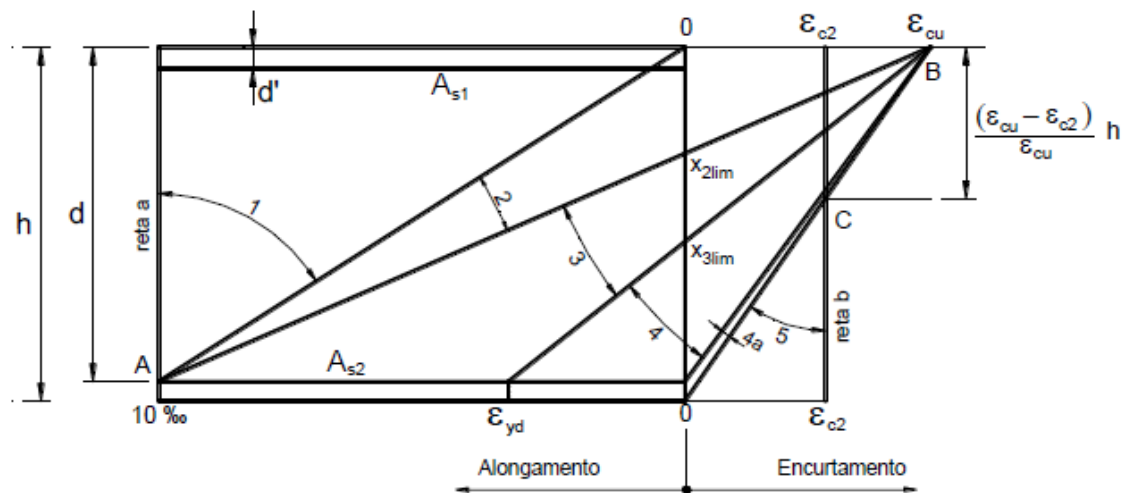
- ❖ **Estádio Ib:** “cálculo do momento fletor de fissuração (solicitação que pode provocar o início da formação de fissuras);”
- ❖ **Estádio II:** “verificação das deformações em vigas (seções predominantemente fissuradas) e análise das vigas em serviço;”
- ❖ **Estádio III:** “dimensionamento dos elementos estruturais no Estado-Limite Último (ELU).”

2.1.8. Domínios de Deformações

De acordo com a NBR 6118, “o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios.” Para Bastos (2019), os domínios mostrados na figura a seguir, são representações da distribuição de deformações que ocorrem nas seções transversais de vigas, pilares e tirantes, quando submetidos a tensões normais.

As possíveis formas de ruptura convencional podem ocorrer por deformação plástica da armadura sob tensões de tração (reta a e domínios 1 ou 2), ou pelo encurtamento limite do concreto (reta b e domínios 3, 4, 4a ou 5).

Figura 2 - Diagramas possíveis dos domínios de deformações.



Fonte: BASTOS, 2019

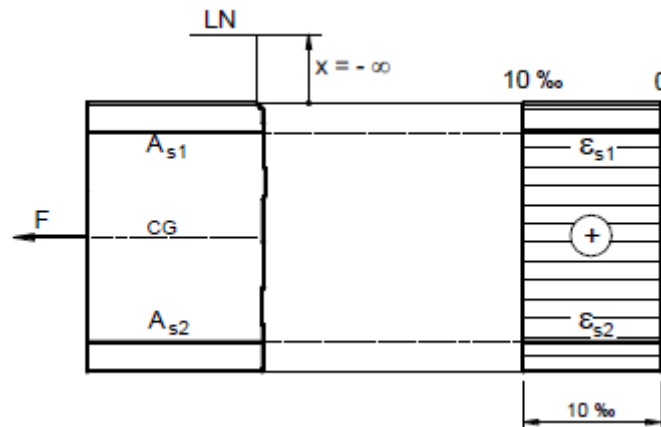
As deformações limites (ou últimas) são de 3,5 ‰ (para os concretos do Grupo I de resistência) para o encurtamento no concreto comprimido e 10 ‰ para o alongamento na armadura tracionada, e como são valores últimos diz-se que os diagramas de deformações correspondem ao Estado-Limite Último.

O desenho dos diagramas de domínios pode ser entendido como uma peça sendo visualizada em vista ou elevação, constituída com duas armaduras longitudinais próximas às faces superior e inferior da peça (A_{s1} e A_{s2}). A posição da linha neutra é dada pelo valor de x , contado a partir da fibra mais comprimida (se a seção transversal estiver inteiramente ou parcialmente comprimida) ou menos tracionada da peça (se a seção transversal estiver inteiramente tracionada). No caso específico da Figura 3.8, x é contado a partir da face superior. Em função dos vários domínios, a linha neutra estará compreendida no intervalo entre $-\infty$ (lado superior no desenho da Figura 3.8) e $+\infty$ (lado inferior do desenho). Quando $0 \leq x \leq h$, a linha neutra estará posicionada nas faces ou dentro da seção transversal. As características de cada um dos oito domínios são descritas a seguir.

2.1.8.1. Reta a

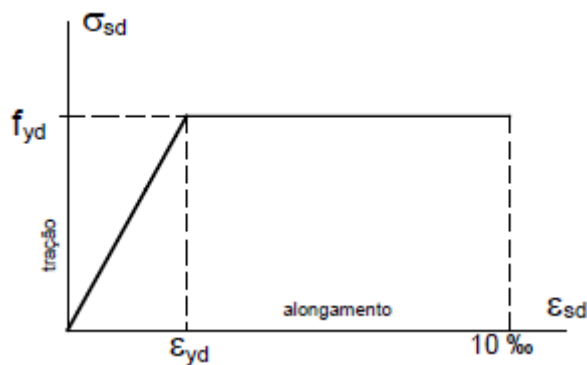
De acordo com Bastos (2019), o caso de solicitação da reta a é a tração uniforme (tração simples ou tração axial), com a força normal de tração aplicada no centro de gravidade da seção transversal (Figura 3.9). A linha neutra (LN) encontrasse no infinito ($x = -\infty$), e todos os pontos da seção transversal, inclusive as armaduras (A_{s1} e A_{s2}), estão com deformação de alongamento igual à máxima permitida ($\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = 10\text{‰}$), o que significa que as duas armaduras estão com tensão de tração igual à de início de escoamento do aço de armadura passiva (f_{yd}). A tensão f_{yd} é a máxima permitida e proporciona o dimensionamento mais econômico, como mostrado na Figura 3. Como exemplo de reta a tem-se o tirante.

Figura 3 - Tração uniforme representativa do domínio reta a.



Fonte: BASTOS, 2019

Figura 4 - Diagrama tensão – deformação do aço.



Fonte: BASTOS, 2019

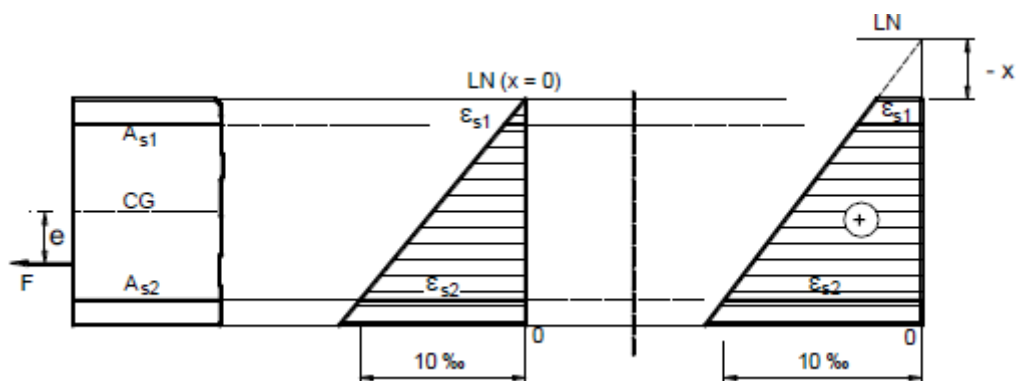
2.1.8.2. Domínio 1

De acordo com Bastos (2019), o domínio 1 ocorre quando a força normal de tração não está aplicada no centro de gravidade da seção transversal (CG), isto é, existe uma excentricidade da força normal em relação ao centro de gravidade. A solicitação é de tração não uniforme que também se diz tração com pequena excentricidade. A seção está inteiramente tracionada, embora com deformações diferentes ao longo da altura da seção.

A deformação de alongamento na armadura mais tracionada (ϵ_{s2}) é fixa e vale 10 ‰. A linha neutra é externa à seção transversal, com x tendo um valor negativo (Figura 5) e variando no intervalo $-\infty < x < 0$. Com $x = 0$ a seção está no limite entre os domínios 1 e 2. A capacidade resistente da seção é

proporcionada apenas pelas armaduras, pois o concreto encontra-se inteiramente tracionado. O tirante é o elemento estrutural deste domínio.

Figura 5 - Tração não uniforme no domínio 1.



Fonte: BASTOS, 2019.

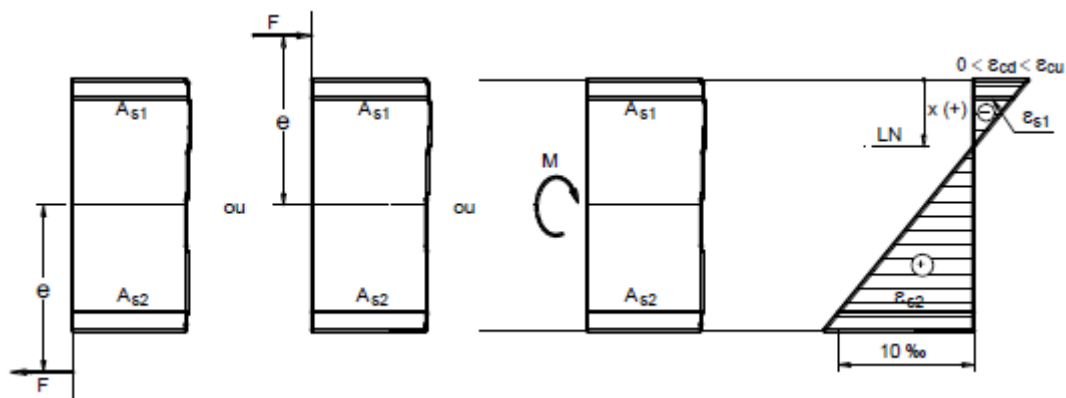
2.1.8.3. Domínio 2

De acordo com Bastos (2019), no domínio 2 ocorrem os casos de solicitação de flexão simples e tração ou compressão com grande excentricidade. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de alongamento fixa em 10 ‰ na armadura tracionada ($\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$). Em função da posição da linha neutra, que pode variar de zero a x_{2lim} , a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida varia de zero até ϵ_{cu} . No limite entre os domínios 2 e 3, com $x = x_{2lim}$, as deformações são os valores últimos, 10 ‰ na armadura tracionada e ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida.

Como $\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$, a tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida.

O domínio 2 pode ser subdividido em 2a e 2b em função da deformação de encurtamento na borda comprimida. No domínio 2a considera-se a deformação variando de zero a ϵ_{c2} e no domínio 2b de ϵ_{c2} a ϵ_{cu} .

Figura 6 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformação do domínio 2.



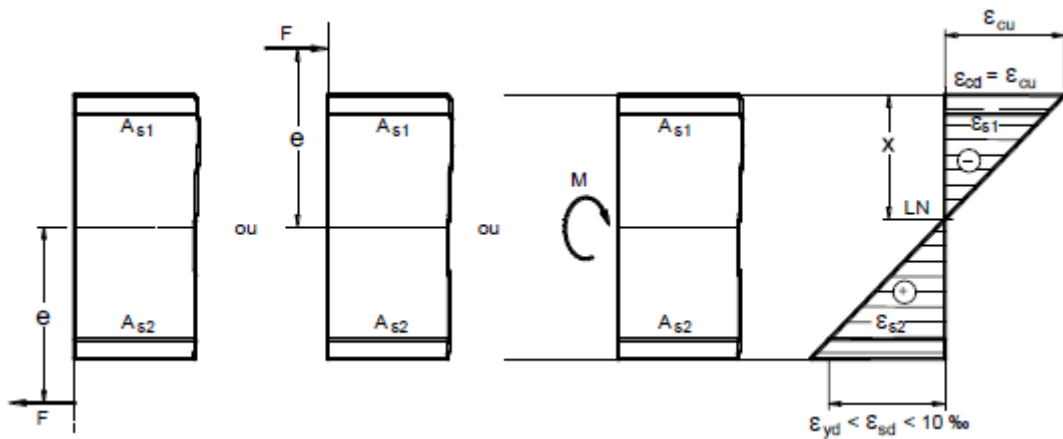
Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.4. Domínio 3

De acordo com Bastos (2019), os casos de solicitação do domínio 3 são os mesmos do domínio 2, ou seja, flexão simples e tração ou compressão com grande excentricidade. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ε_{cu} no concreto da borda comprimida. A deformação de alongamento na armadura tracionada (ε_{s2}) varia da deformação de início de escoamento do aço até o valor máximo de 10 ‰, o que significa que na situação última a ruptura do concreto comprimido ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura tracionada. A tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida. A posição da linha neutra varia entre x_{2lim} e x_{3lim} .

A armadura comprimida (A_{s1}), por estar próxima à borda comprimida, tem deformação de encurtamento pouco menor que ε_{cu} .

Figura 7 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 3.

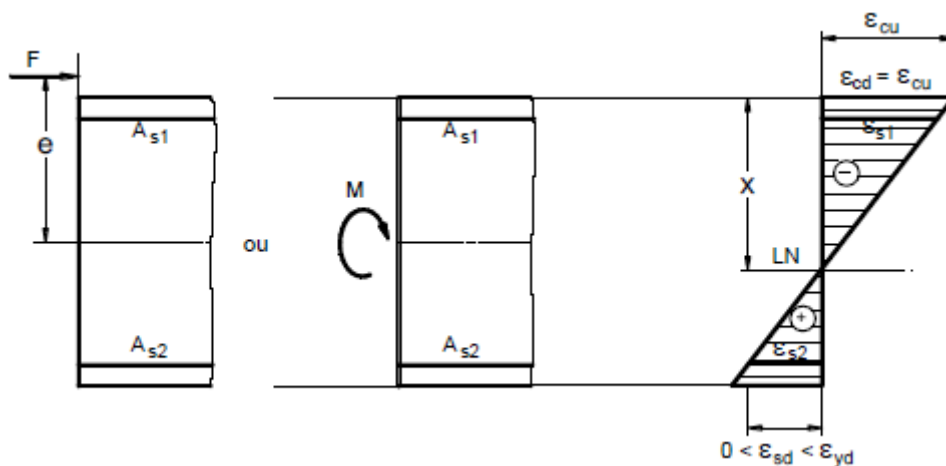


Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.5. Domínio 4

De acordo com Bastos (2019), no domínio 4 os casos de solicitação são a flexão simples e a compressão com grande excentricidade. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida. A deformação de alongamento na armadura tracionada (ϵ_{s2}) varia de zero até a deformação de início de escoamento do aço, o que significa que a tensão na armadura é menor que a máxima permitida. A posição da linha neutra varia entre x_{3lim} e a altura útil d ($x_{3lim} < x < d$).

Figura 8 - Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4.

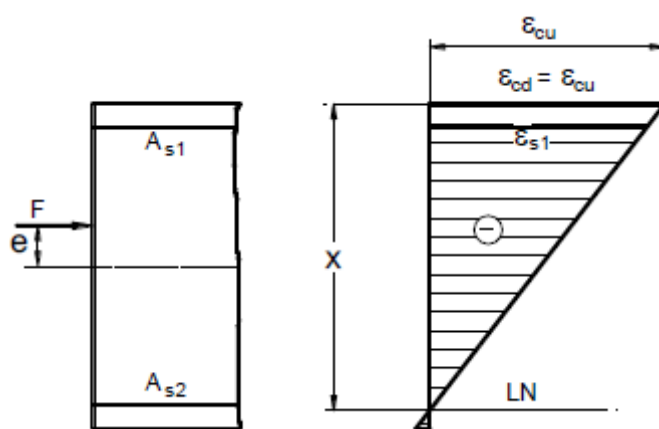


Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.6. Domínio 4a

De acordo com Bastos (2019), no domínio 4a a solicitação é a compressão com pequena excentricidade. A seção transversal tem a maior parte comprimida e apenas uma pequena parte tracionada, e o Estado Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida. A linha neutra varia entre d e h e passa na região de cobrimento da armadura menos comprimida ($d < x < h$). Ambas as armaduras se encontram comprimidas, embora a armadura próxima à linha neutra tenha tensão muito pequena.

Figura 9 - Solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4a.

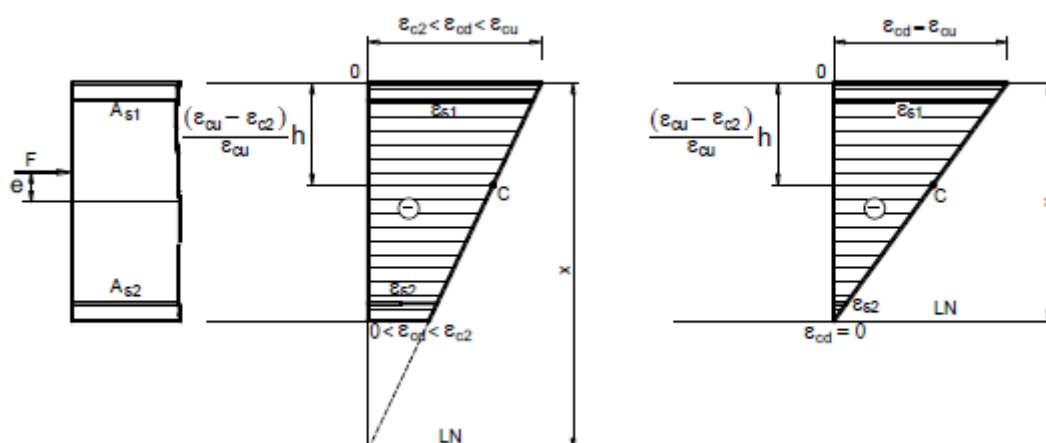


Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.7. Domínio 5

De acordo com Bastos (2019), a solicitação é a compressão não uniforme ou compressão com pequena excentricidade. A linha neutra não corta a seção transversal e varia de h até $+\infty$. A seção está inteiramente comprimida, bem como as armaduras ϵ_{s1} e ϵ_{s2} . O que caracteriza o domínio 5 é o ponto C, e a linha inclinada do diagrama de deformações passa sempre por este ponto. A deformação de encurtamento na borda mais comprimida varia de ϵ_{c2} a ϵ_{cu} e na borda menos comprimida varia de zero a ϵ_{c2} , em função da posição da linha neutra.

Figura 10 - Compressão não uniforme no domínio 5.

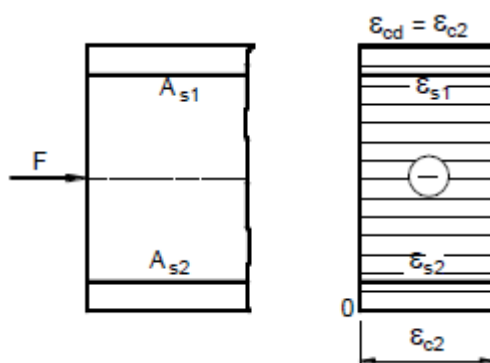


Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.8. Reta b

A solicitação é a compressão uniforme (compressão simples ou compressão axial), com a força normal de compressão aplicada no centro de gravidade da seção transversal. A linha neutra encontra-se no $+\infty$, e todos os pontos da seção transversal estão com deformação de encurtamento igual a 2 ‰. As duas armaduras, portanto, estão sob a mesma deformação (ϵ_{c2}) e a mesma tensão de compressão.

Figura 11 - Compressão uniforme na reta b.



Fonte: BASTOS, 2019.

2.1.8.9. Determinação de x_{2lim} e x_{3lim}

Considerando o desenho da figura a seguir, o diagrama de deformações permite deduzir o valor de x_{2lim} :

$$\frac{x_{2lim}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x_{2lim}}{10} \longrightarrow x_{2lim} = \frac{\epsilon_{cu} d}{10 + \epsilon_{cu}}$$

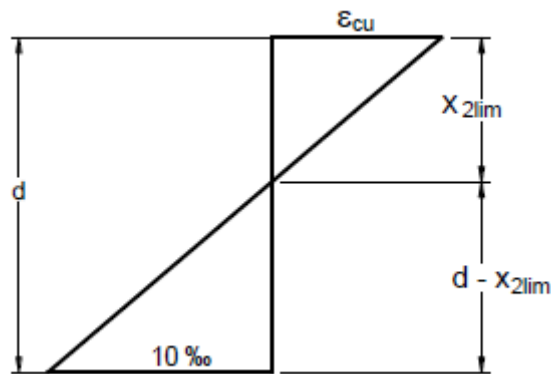
Para concretos de classes C55 até C90, ε_{cu} depende da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Para concretos de classes até o C50, $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ e aplicando na equação:

$$x_{2lim} = 0,26d, \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$$

Sendo $\beta_x = \frac{x}{d}$, tem-se:

$$\beta_{x2lim} = 0,26, \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$$

Figura 12 - Diagrama de deformações para a dedução de x_{2lim}



Fonte: BASTOS, 2019.

Observa-se que x_{2lim} é uma distância que depende apenas da altura útil d da peça, e não depende dos materiais.

$$\frac{x_{3lim}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d - x_{3lim}}{\varepsilon_{yd}} \longrightarrow x_{3lim} = \frac{\varepsilon_{cu}d}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}}$$

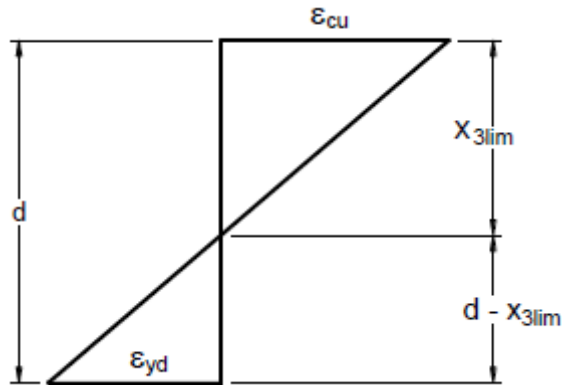
Para concretos de classes C55 até C90, ε_{cu} depende da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Para concretos de classes até o C50, $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ e aplicando na equação:

$$x_{3lim} = \frac{3,5d}{3,5 + \varepsilon_{yd}}, \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$$

Sendo $\beta_x = \frac{x}{d}$, tem-se:

$$\beta_{x3lim} = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}}, \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$$

Figura 13 - Diagrama de deformações para a dedução de x_{3lim}



Fonte: BASTOS, 2019.

Os valores de x_{3lim} e β_{3lim} dependem de f_{yd} e assim da categoria do aço da armadura, como indicado na tabela a seguir.

Tabela 7 - Valores de ϵ_{yd} , x_{3lim} e β_{3lim} para concretos de classes até C50.

Aço	ϵ_{yd} (‰)	x_{3lim}	β_{3lim}
CA-25	1,04	0,77 d	0,77
CA-50	2,07	0,63 d	0,63
CA-60	2,48	0,59 d	0,59

Fonte: BASTOS, 2019.

2.2. VIGA

De acordo com Bastos (2015), a flexão simples é definida como a flexão sem força normal. Quando a flexão ocorre com a atuação de força normal tem-se a flexão composta.

Ações normais são aquelas cujos esforços solicitantes produzem tensões perpendiculares às seções transversais dos elementos estruturais. Dentre os esforços, os que provocam tensões normais são o momento fletor (M) e a força normal (N).

Figura 14 - Momento fletor (10kN) e normal (1kN) em viga biapoiada.



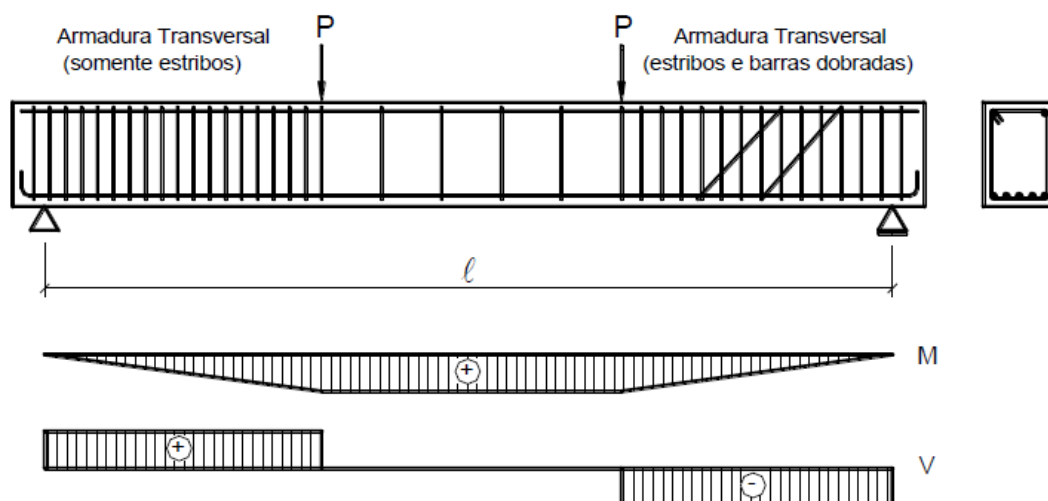
Fonte: Autor (Ftool)

Pilares, lajes e vigas são os elementos estruturais mais importantes, destes, as vigas e as lajes são submetidas à flexão simples e composta. Por isso, Santos (1983) citado por Bastos (2015) afirma que o dimensionamento de seções retangulares e seções T sob flexão normal simples é a atividade diária mais comum aos engenheiros projetistas de estruturas de Concreto Armado.

2.2.1. Comportamento Resistente de Vigas sob Flexão Simples

De acordo com Bastos (2015), a armadura é composta por armadura longitudinal, resistente às tensões de tração provenientes da flexão, e armadura transversal, dimensionada para resistir aos esforços cortantes, composta por estribos verticais no lado esquerdo da viga e estribos e barras dobradas no lado direito da viga.

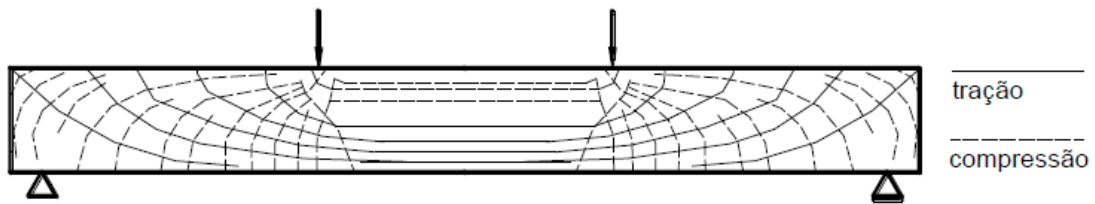
Figura 15 - Viga biapoiada e diagrama de esforços solicitantes.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1982) citados por Bastos (2015)

A Figura 16 mostra as trajetórias das tensões principais de tração e de compressão da viga ainda no estágio I. Bastos (2015) atenta para o fato de que no trecho de flexão pura (centro da viga) as trajetórias das tensões de compressão e de tração são paralelas ao eixo longitudinal da viga. Nos demais trechos as trajetórias das tensões são inclinadas devido à influência dos esforços cortantes.

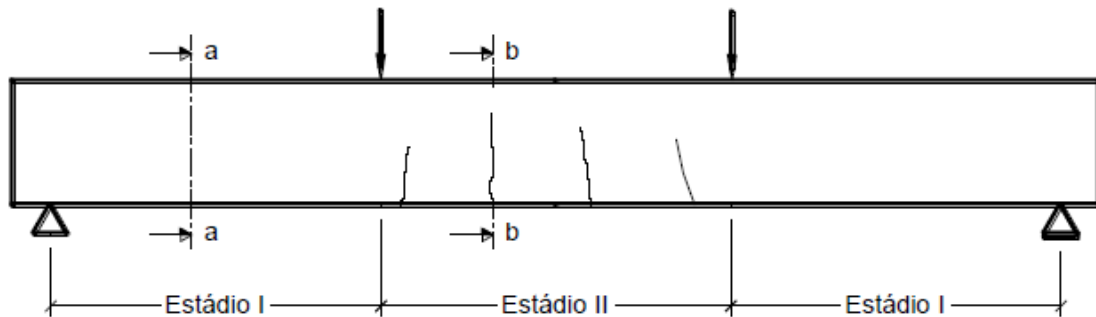
Figura 16 - Trajetória das tensões.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1982) citados por Bastos (2015)

Bastos (2015) afirma que as primeiras fissuras de flexão só surgem na região de máximos momentos fletores, no instante que as tensões de tração atuantes igualam e superam a resistência do concreto à tração na flexão (Figura 17). Para este nível de carregamento a viga apresenta trechos fissurados, no estágio II, e trechos não fissurados, no estágio I. Bastos (2015) atenta ainda para a direção ou inclinação das fissuras, que é aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração, ou seja, a inclinação das fissuras depende da inclinação das tensões principais de tração. Por esta razão, na região de flexão pura, as fissuras são verticais.

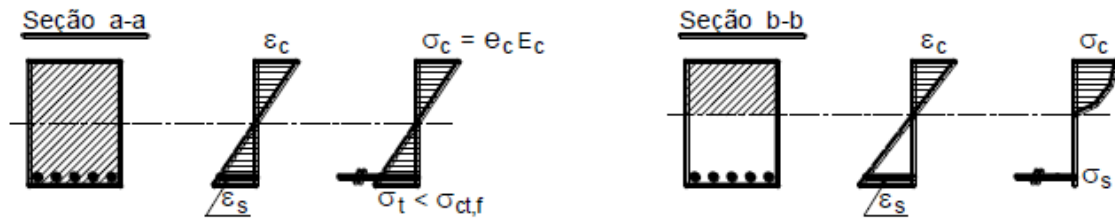
Figura 17 - Trechos fissurados no estágio II e não fissurados no estágio I.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1982) citados por Bastos (2015)

A Figura 18 mostra os diagramas de deformações e de tensões nas seções a e b da viga, nos estádios I e II, respectivamente. No estágio I a máxima tensão de compressão ainda pode ser avaliada de acordo com a lei de Hooke, o mesmo não valendo para o estágio II. Com o carregamento num patamar superior começam a surgir fissuras inclinadas nas proximidades dos apoios, por influência das forças cortantes atuando em conjunto com os momentos fletores.

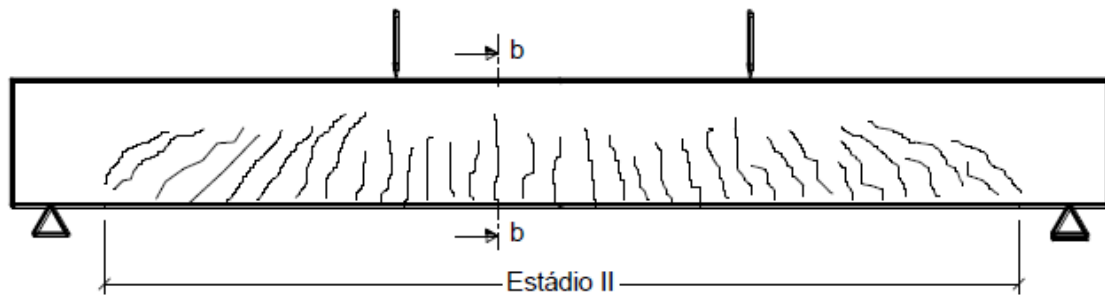
Figura 18 - Diagramas de deformações e de tensões nas seções a e b da viga, nos estádios I e II.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1982) citados por Bastos (2015)

Tais fissuras inclinadas são chamadas de fissuras de cisalhamento (Figura 19), que para Bastos (2015) não é um termo adequado porque tensões de cisalhamento não ocorrem por ação exclusiva de força cortante. Bastos (2015) sugere fissura de “flexão com cortante”.

Figura 19 - Viga nos estádios I (perto dos apoios) e II.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1982) citados por Bastos (2015)

2.2.2. Cálculo da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), o cálculo da quantidade de armadura longitudinal é feito a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção. O item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 permite o uso de apenas parte do domínio 3. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- ❖ $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$
- ❖ $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 \text{ Mpa} < f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa}$

2.2.2.1. Equacionamento para concretos de classe até C50

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), as expressões para o dimensionamento de elementos de seção retangular para concretos até C50 são as seguintes:

❖ Equilíbrio da seção:

- **Equilíbrio das forças atuantes normais à seção transversal:** a força atuante no concreto (F_c) deve ser igual à força atuante na armadura (F_s):

$$\Sigma F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c$$

- **Equilíbrio dos momentos:** o momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao C.G. da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo:

$$\Sigma M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z$$

$$M_d = F_s \cdot z$$

- ❖ **Posição da linha neutra:** Conhecendo a posição da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça está trabalhando e calcular a resultante das tensões de compressão no concreto (F_c) e o braço de alavanca (z).

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

Colocando F_c e z na equação de equilíbrio dos momentos, tem-se:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd}$$

Resolvendo a equação, obtém-se x , o qual define a posição da linha neutra.

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}\right)}}{0,544}$$

- ❖ **Cálculo da área necessária de armadura (A_s):** Com o valor de x determinado acima, é possível encontrar A_s . A força na armadura (F_s) vem do produto da área de aço (A_s) pela tensão atuante no aço (f_s). Da equação de equilíbrio dos momentos tem-se:

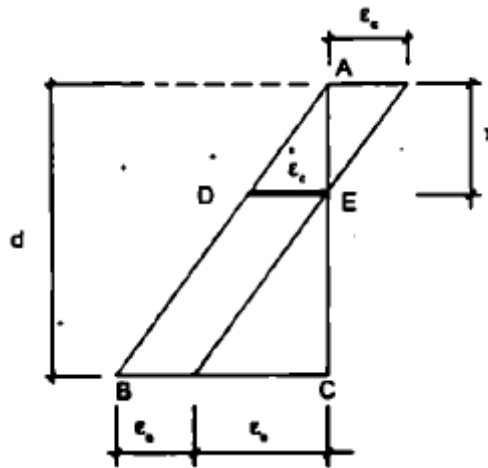
$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_s}$$

- ❖ **Verificação do domínio em que a peça atingirá o estado limite último:** Obtido o valor de x que define a posição (profundidade) da linha neutra, é possível verificar em que domínio a peça atingirá o estado limite último. Conhecido o momento e as demais variáveis necessárias para resolver o

problema, é possível saber por meio da relação entre as deformações e a posição da linha neutra, em que domínio a seção está trabalhando e se a armadura já atingiu a deformação de escoamento.

- **Relação entre deformações:** como as seções permanecem planas após a deformação, por semelhança dos triângulos ABC e ADE do diagrama de deformações (figura a seguir), é possível obter a relação entre posição da linha neutra (x) e a altura útil (d):

Figura 20 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil



Fonte: CARVALHAO; FIGUEIREDO (2016)

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

- **Posição da linha neutra:** no limite do domínio 2 e em todo o 3, a deformação específica do concreto é $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$; colocando esse valor na equação da relação entre deformações, tem-se:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_s}$$

Carvalho e Figueiredo (2016) concluem que “para uma seção conhecida, a posição da linha neutra, no domínio 3, depende apenas da deformação específica de escoamento de cálculo do aço (ε_{yd}).”

2.2.3. Estado limite último de elementos lineares sob força cortante

A seguir apresentam-se os cálculos da armadura transversal e a verificação das tensões nas bielas comprimidas, em elementos lineares sujeitos à força cortante, de acordo com a hipótese e os modelos apresentados pela ABNT NBR 6118:2014.

2.2.3.1. Verificação do estado limite último

De acordo com a NBR 6118:2014, a resistência da peça em uma determinada seção transversal será satisfatória quando as seguintes condições forem verificadas simultaneamente.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} – Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com os modelos de cálculo I ou II;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ – Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;

V_c – Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} – Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos I ou II.

Carvalho e Figueiredo (2016) concluem que

“as expressões anteriores possibilitam verificar, conhecida a taxa de armadura transversal, se o esforço em uma seção será ou não inferior ao permitido pela norma ou ao necessário para o funcionamento da segurança. Assim, bastará considerar, nas expressões anteriores, o sinal de igualdade para determinar, por exemplo, a armadura transversal em uma determinada seção.”

2.2.3.2. Modelo de cálculo I

O item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014 trata a respeito do modelo de cálculo I, onde admite que as diagonais de compressão são inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, e admite ainda que a parcela complementar V_c tem valor constante, independente de V_{sd} . Nesse modelo, a resistência da peça é assegurada por:

a) Verificação das tensões de compressão nas bielas (compressão diagonal do concreto):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

com $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$, sendo f_{ck} em MPa, e $V_{Rd2,I}$ a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas no modelo I.

Essa verificação pode ser feita em função das tensões tangenciais solicitantes de cálculo e resistente (última), dividindo as forças cortantes da equação de verificação do estado limite último por $b_w \cdot d$ e com $V_{Rd2,I}$ de acordo com a equação anterior:

$$\frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \leq \frac{V_{Rd2,I}}{b_w \cdot d} \rightarrow \tau_{sd} \leq \tau_{Rd2,I} = \frac{0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}{b_w \cdot d}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2,I} = \frac{0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}}{b_w \cdot d}$$

b) Cálculo da armadura transversal:

Para o cálculo da armadura transversal, a parcela da força cortante (V_{sw}) a ser absorvida pela armadura, a partir da equação da verificação do estado limite último, pode ser escrita por:

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

sendo que a força cortante resistente de cálculo V_{Rd3} deve ser, no mínimo, igual à força cortante solicitante de cálculo V_{sd} ($V_{sd} = V_{Rd3}$), e, assim:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

O valor de V_c é obtido para diversas situações de solicitações; no caso de flexão simples e flexotração com a linha neutra cortando a seção, vale:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{valor de cálculo da resistência à tração do concreto});$$

d – altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

b_w – menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

A força cortante resistida pela armadura transversal em uma certa seção é expressa por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

onde:

s – espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;

f_{ywd} – tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

α – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

No caso de estribos verticais, a equação se torna:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Escrevendo as expressões em termos de tensões, colocando em função da taxa de armadura transversal $\rho_{sw,\alpha}$, no caso de estribos verticais, resulta:

$$\rho_{sw,90} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{ywd}}$$

c) Força cortante resistida para uma determinada quantidade de armadura transversal:

Conhecida a quantidade de armadura transversal em uma viga (área A_{sw} e espaçamento s) e a resistência do concreto à compressão, é possível encontrar a força cortante resistida pela viga. Utilizando-se de outras equações e trocando V_{sd} por V_{Rd} :

$$V_{Rd} - V_c = V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{Rd} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) + V_c$$

Com $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$; dividindo os dois termos da equação por $(b_w \cdot d \cdot \sin \alpha)$; $\frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} = \rho_{sw,\alpha}$; utilizando a força resistente, dividindo a de cálculo por 1,4; e colocando $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$, tem-se:

$$V_R = 0,644 \cdot b_w \cdot d \cdot [\rho_{sw,\alpha} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) + 0,10 \cdot f_{ck}^{2/3}]$$

Para f_{ywd} e f_{ck} em MPa, b_w e d em metros, resulta para V_R em kN:

$$V_R = 644 \cdot b_w \cdot d \cdot [\rho_{sw,\alpha} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) + 0,10 \cdot f_{ck}^{2/3}]$$

e para estribos verticais:

$$V_R = 0,644 \cdot b_w \cdot d \cdot [\rho_{sw,90} \cdot f_{ywd} + 0,10 \cdot f_{ck}^{2/3}]$$

2.3. LAJE

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), as lajes são placas de concreto, elementos estruturais de superfície plana, onde a espessura é relativamente pequena comparada a largura e comprimento e sujeitas principalmente a ações normais a seu plano.

2.3.1. Roteiro para cálculo de lajes de concreto armado

O procedimento adotado por Carvalho e Figueiredo (2016) é admitir que o cálculo de uma pavimento constituído por várias lajes, é feito cada um trabalhando isoladamente.

2.3.1.1. Discretização do pavimento

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), o critério utilizado para discretizar um pavimento é considerar cada região contida entre quatro vigas como sendo uma laje. A borda de uma laje será considerada engastada caso haja uma laje vizinha com rigidez suficiente para impedir a rotação nessa borda comum. Quando isto não ocorre, ou simplesmente a laje em estudo tem bordas que não fazem vizinhança com outra laje, a borda é considerada com rotação livre ou simplesmente apoiada.

Em situações em que não seja evidente o modo como uma borda de uma laje se vincula na vizinha, recomenda-se analisar as duas possibilidades e dimensiona-la com os maiores esforços obtidos em cada situação.

2.3.1.2. Pré-dimensionamento da altura das lajes

Da mesma forma que para as vigas, na ABNT NBR 6118:2014 não existe recomendação sobre a altura inicial a ser adotada, e segundo Carvalho e Figueiredo (2016) decidiu-se, manter apenas como indicação a recomendação do item 4.2.3.1.C da ABNT NBR 6118:1980, que para vigas de seção retangular ou “T” e lajes maciças retangulares de edificios, as condições de deformações limites estariam atendidas quando o valor da altura útil respeitar a seguinte condição:

$$d \geq \frac{\ell}{\psi_2 \cdot \psi_3}$$

em que:

ψ_2 – coeficiente dependente das condições de vinculação e dimensões da laje.

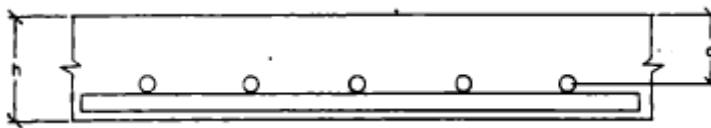
ψ_3 – coeficiente que depende do tipo de aço.

ℓ - menor dos dois vãos das lajes.

Com isso, o valor da altura h da laje poderá ser determinado somando-se ao valor de d , o cobrimento c a ser considerado mais uma vez e meia o diâmetro ϕ

da armadura empregada. No caso da armadura negativa, pode-se usar um valor de d maior.

Figura 21 - Altura total e altura útil da laje.



Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

Como o valor da expressão anterior é apenas indicativo, sempre será necessário proceder às verificações do estado limite de deformações excessivas.

A ABNT NBR 6118:2014, estipula valores limites mínimos para a espessura de lajes maciças que devem ser respeitados:

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

2.3.1.3. Cálculo das cargas atuantes

Para Carvalho e Figueiredo (2016), as cargas atuantes em uma laje maciça são calculadas de maneira usual, e geralmente são as seguintes:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Carga acidental;
- c) Revestimento inferior;
- d) Peso do contrapiso;
- e) Piso ou revestimento.

Todas as lajes de um piso, para efeito de cálculo, normalmente são consideradas totalmente carregadas. Timoshenko & Woinowsky e Rocha citados por Carvalho e Figueiredo (2016) afirmam que quando a carga acidental for superior à metade

da carga total, devem-se considerar as lajes carregadas alternadamente com a carga acidental.

2.3.1.4. Verificação das flechas

Carvalho e Figueiredo (2016) afirmam que a verificação do estado limite de deformação excessiva deve ser feita para as combinações de serviço. As flechas, devem obedecer aos valores limites de deslocamentos como previsto na ABNT NBR 6118:2014.

Carvalho e Figueiredo (2016) acrescentam ainda que os deslocamentos não poderão atingir valores que possam resultar em danos a elementos da construção apoiados na estrutura ou situados sob elementos da mesma. O ideal é considerar a soma dos deslocamentos das lajes com os das vigas que as sustentam, para assim verificar a deformação final da estrutura.

2.3.1.5. Cálculo dos momentos

Os momentos positivos e negativos das lajes, nas direções x e y, são calculados com as seguintes equações:

- a) Momentos máximos positivos, por unidade de comprimento, nas direções x e y:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot \ell_x^2}{100}$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot \ell_x^2}{100}$$

- b) Momentos máximos negativos, por unidade de comprimento, nas direções x e y:

$$x_x = \mu_x' \cdot \frac{p \cdot \ell_x^2}{100}$$

$$x_y = \mu_y' \cdot \frac{p \cdot \ell_x^2}{100}$$

onde:

ℓ_x – menor lado da placa;

μ_x , μ_y , μ_x' e μ_y' - coeficientes fornecidos na NBR 6118:2014;

p – carregamento uniforme distribuído sobre a placa.

Para Carvalho e Figueiredo (2016), é importante destacar novamente que os momentos são determinados para uma faixa unitária de laje e para lajes isoladas. Os coeficientes indicados nos quadros levam a valores extremos dos momentos, não expressando a variação de esforços ao longo da placa.

No caso de momentos negativos em face comum às duas lajes, é usual considerar o maior valor entre a média e 80% do maior; entretanto, a favor da segurança, recomenda-se tomar, para cálculo das armaduras negativas, o maior dos dois momentos nessa face.

2.3.1.6. Determinação das armaduras longitudinais

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), o cálculo das armaduras das lajes, nas direções x e y, é feito como no caso de vigas, observando-se que para a largura da seção é tomada uma faixa unitária, e, portanto, a armadura encontrada deve ser distribuída ao longo dessa largura.

Recomenda-se que seja tomada como altura útil da laje a distância entre a borda comprimida superior e o centro das barras da camada superior da armadura positiva, pois isso acarreta um valor menor para a mesma, e a camada junto à face inferior da laje estará com uma área pouco maior que a necessária; isso garante o posicionamento correto das barras, pois na obra não é possível garantir se a armadura de cada direção será colocada na camada correta, respeitando o cálculo.

2.3.1.7. Reação das lajes nas vigas

Para Carvalho e Figueiredo (2016), a reação das lajes nas vigas de apoio pode ser obtida utilizando-se a expressão fundamental e o processo de séries. A ação das lajes nas vigas, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento com intensidade variável ao longo do seu comprimento, e não uniforme, o que não é simples de determinar, além de dificultar o cálculo dos esforços nas vigas.

Entretanto, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 14.7.6.1 mostra que pode-se considerar que a ação das lajes maciças nas vigas se faça de maneira uniforme, e traz o seguinte a respeito:

- a) As reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas

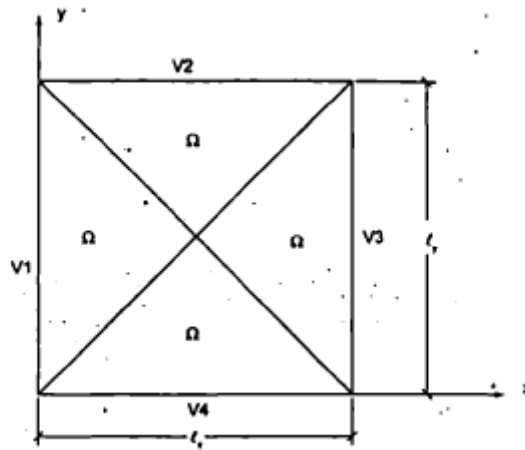
correspondentes à análise efetiva com os critérios do item 14.7.4 da ABNT NBR 6118:2014 que trata sobre análise plástica, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;

b) Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:

- ❖ 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- ❖ 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- ❖ 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Considerando o cálculo das reações nas quatro vigas de apoio de uma laje quadrada, simplesmente apoiada, e sujeita a uma carga uniformemente distribuída p .

Figura 22 - Laje quadrada apoiada nas vigas V1, V2, V3 e V4.



Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

A imagem mostra a laje dividida em 4 partes iguais de área Ω (área de influência), e todas as vigas receberão o mesmo carregamento, considerando a viga V2.

- ❖ Área de influência: $\Omega = \frac{l_x \cdot l_y}{4} = \frac{l_x^2}{4}$;
- ❖ Carga total na viga V2: $P_{V2} = \Omega \cdot p_{laje} = \frac{l_x^2}{4 \cdot l_x} \cdot p_{laje}$;

- ❖ Carga distribuída nas vigas: $P_{V2} = \frac{P_{V2}}{\ell_x} = \frac{\ell_x^2}{4 \cdot \ell_x} \cdot p_{laje} = 0,25 \cdot \ell_x \cdot p_{laje}$;
- ❖ Assim, em um caso geral: $P_{V2} = k \cdot \ell_x \cdot p$.

O fator k pode ser tabelado para os diversos casos de apoio das lajes e λ da equação a seguir

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$$

Com os valores de k , as reações nas vigas, para certo carregamento p e sempre com ℓ_x sendo o menor vão, são determinadas de acordo com as equações a seguir:

- ❖ Reações nas direções x e y nas vigas em bordas simplesmente apoiadas:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10}$$

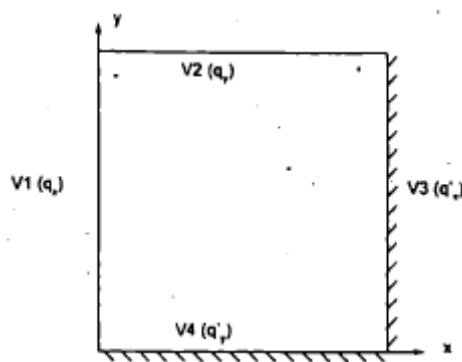
$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10}$$

- ❖ Reações nas direções x e y nas vigas em bordas engastadas:

$$q_x' = k_x' \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10}$$

$$q_y' = k_y' \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10}$$

Figura 23 - Reações nas vigas de uma laje quadrada.



Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

2.3.1.8. Verificação de lajes ao cisalhamento

Carvalho e Figueiredo (2016) afirmam que as lajes conseguem mobilizar um esquema de resistência ao esforço cortante fazendo com que seu efeito não seja

crítico, e geralmente apenas o concreto é suficiente para resisti-lo; armaduras transversais só são necessárias em situações especiais. Duas situações são previstas:

a) Lajes sem armadura para força cortante:

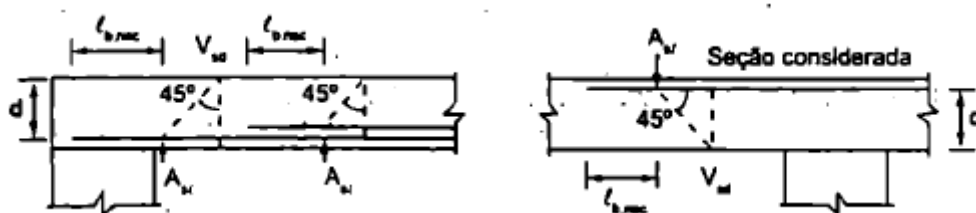
As recomendações encontram-se no item 19.4.1 da norma, em que se permite prescindir da armadura transversal para resistir aos esforços de tração devidos à força cortante, desde que os requisitos de ancoragem estejam satisfeitos conforme o item 9.4.5, se a força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), ou seja:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

em que:

- ❖ $\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot f_{ctk,inf} / \gamma_c$, visto que:
 - $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$;
 - $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, para concretos de classe até C50.
- ❖ $k = 1$ para elementos em que 50% da armadura inferior não chegam até ao apoio;
- ❖ $k = (1,6 - d) \geq 1$, com d em metros, para os demais casos;
- ❖ $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$;
- ❖ A_{s1} é a área da armadura de tração que se estende no mínimo até $d - \ell_{b,nec}$ além da seção considerada, sendo $\ell_{b,nec}$ o comprimento de ancoragem necessário definido no item 9.4.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 e de acordo com a figura a seguir;
- ❖ $\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$ (N_{Sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento);
- ❖ b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d .

Figura 24 - Comprimento de ancoragem necessário



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

A verificação da compressão diagonal do concreto (bielas comprimidas), em elementos sem armadura de cisalhamento, é feita comparando-se a força cortante solicitante de cálculo V_{sd} com a resistência de cálculo V_{Rd2} , dada por:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

em que:

$$\alpha_{v1} = (0,7 - f_{ck}/200) \leq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ em MPa});$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,4 \text{ é a resistência de cálculo do concreto.}$$

b) Lajes com armadura para força cortante:

Neste caso, aplicam-se os critérios estabelecidos no item 17.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 que trata a respeito da verificação do estado-limite último de cisalhamento em elementos lineares, com as seguintes determinações complementares:

- ❖ Somente para lajes com espessura superior a 35 cm pode ser usada a resistência dos estribos $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$;
- ❖ Para lajes com espessura até 15 cm, essa resistência deve ser limitada a 250 MPa;
- ❖ Permite-se interpolar linearmente entre esses 2 valores.

2.3.1.9. Abertura em lajes

Carvalho e Figueiredo (2016) afirmam que de maneira geral, quando forem previstos furos e aberturas em elementos estruturais, seu efeito na resistência e na deformação deve ser verificado.

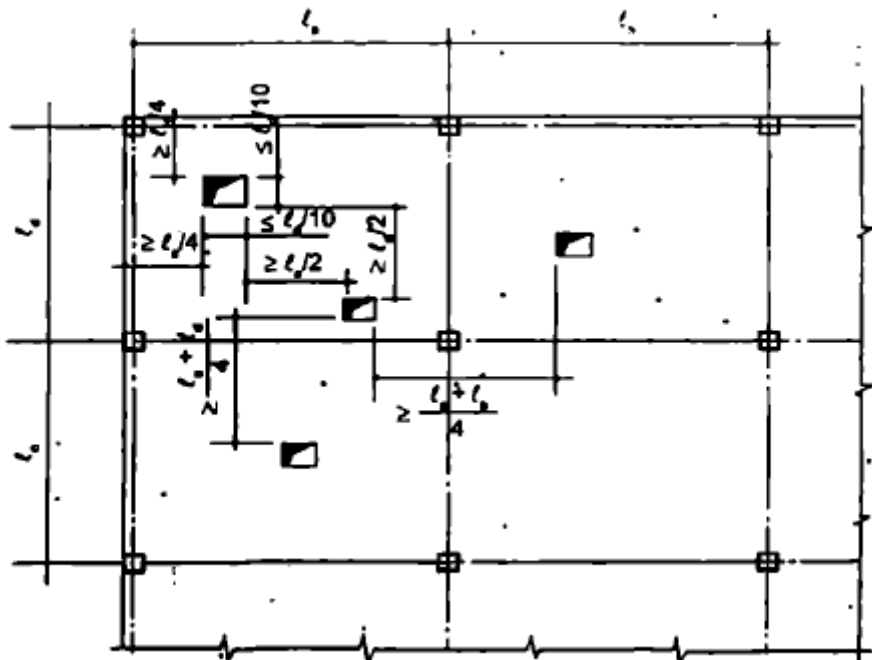
O item 21.3.4 da ABNT NBR 6118:2014 que trata a respeito de abertura em lajes, afirma que as seguintes condições devem ser respeitadas em qualquer situação:

- a) A seção do concreto remanescente, da parte central ou sobre o apoio da laje, deve ser capaz de equilibrar os esforços no estado limite último correspondentes a essa seção sem aberturas;
- b) As seções das armaduras interrompidas devem ser substituídas por seções equivalentes de reforço devidamente ancoradas.

O item 13.2.5.2 da ABNT NBR 6118:2014 que trata a respeito de aberturas que atravessam lajes na direção de sua espessura, considera que nas lajes armadas em duas direções, exceto as lisas e cogumelo, a verificação de resistência e deformação poderá ser dispensada se forem observadas, simultaneamente, as seguintes condições.

- a) Se a dimensão da abertura, normal ao plano médio da laje, não ultrapassar $1/10$ do menor vão (ℓ_x) em cada direção da armadura;
- b) Se não houver entre as faces de duas aberturas adjacentes distância inferior à metade do menor vão;
- c) A distância entre a face de uma abertura e uma borda livre da laje não deve ser menor que $1/4$ do vão na direção considerada.

Figura 25 - Dimensões limites para aberturas em lajes em que são dispensadas verificações.



Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

2.3.1.10. Vãos efetivos de lajes e placas

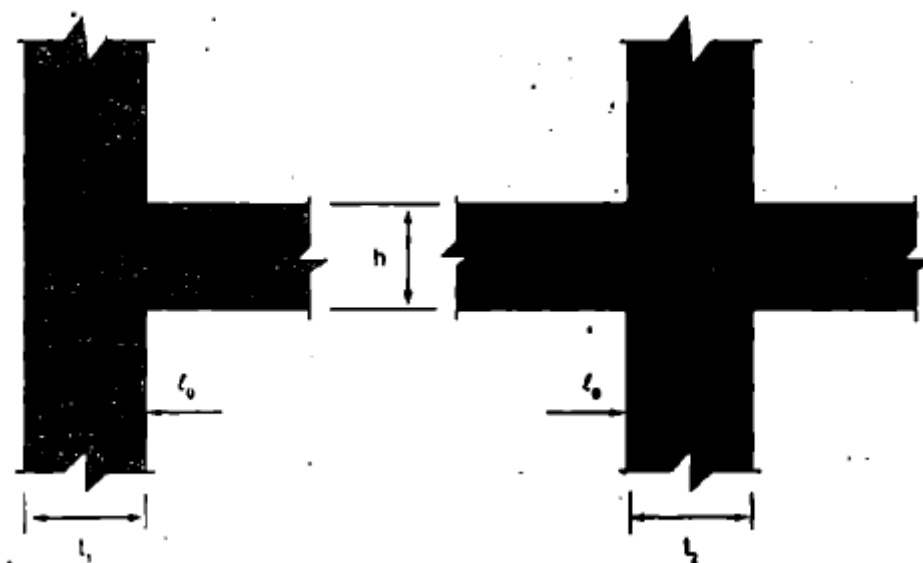
Quando os apoios das lajes puderem ser considerados suficientemente rígidos quanto à translação vertical, o vão efetivo a ser utilizado para as lajes deve ser calculado, de acordo com os itens da ABNT NBR 6118:2014, 14.7.2.2 que trata sobre vãos efetivos de lajes ou placas, e 14.6.2.4 que trata sobre vãos efetivos de vigas. De acordo com os mesmos:

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2$$

em que:

- ❖ ℓ_0 é a distância entre as faces internas de dois apoios consecutivos;
- ❖ a_1 é o menor valor entre $t_1/2$ e $0,3 \cdot h$;
- ❖ a_2 é o menor valor entre $t_2/2$ e $0,3 \cdot h$.

Apoio de vão externo e apoio de vão intermediário.



Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

2.3.1.11. Detalhamento das armaduras

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2016), as armaduras devem ser dispostas de forma a garantir seu posicionamento durante a concretagem, principalmente das barras negativas.

❖ Espaçamento entre barras

É necessário, para uma determinada área necessária de aço A_s (cm²/m), por unidade de largura de laje, determinar o espaçamento (s) entre as barras, para uma barra escolhida de área $A_{s\phi}$ (cm²). A quantidade n de barras por metro de laje é:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi}}$$

e o espaçamento será a largura unitária (1 m) dividida pelo número de barras:

$$s = \frac{1m}{n} = \frac{1}{A_s/A_{s\phi}} = \frac{1(m) \cdot A_{s\phi} (cm^2)}{A_s (cm^2)} = \frac{A_{s\phi}}{A_s} (m)$$

ou seja, para determinar o espaçamento s das barras, basta dividir a área da barra escolhida pela área total de armadura, por metro de laje, encontrada.

❖ Armaduras longitudinais máximas e mínimas

As quantidades mínima e máxima de armaduras longitudinais em lajes seguem o item 17.3.5.1 da ABNT NBR 6118:2014 que trata sobre o princípio básico apresentado para os elementos lineares. Além disso, como as lajes armadas em duas direções têm outros mecanismos resistentes, os valores mínimos das armaduras positivas são reduzidos em relação aos dos elementos lineares.

a) Armaduras mínimas

De acordo com o item 19.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 que trata a respeito de armaduras mínimas, tal em lajes tem a função de melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão e punção, bem como controlar a fissuração. Ela deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ($\eta_b \geq 1,5$) ou por telas soldadas. Os valores mínimos de armadura passiva aderente devem atender a:

- Armaduras negativas: $\rho_s \geq \rho_{min}$;
- Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções: $\rho_s \geq 0,67 \cdot \rho_{min}$;

- Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção: $\rho_s \geq \rho_{min}$;

em que $\rho_s = \frac{A_s}{b_w \cdot h}$ é a porcentagem de armadura passiva aderente e ρ_{min} , o valor dado na tabela 17.3 da norma (figura a seguir), corresponde ao concreto adotado.

Tabela 8 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

⁽¹⁾ Os valores de δ_{min} estabelecidos neste quadro pressupõem o uso de aço CA50; $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

b) Armaduras máximas

A armadura máxima de flexão em lajes é prescrita pela ABNT NBR 6118:2014 no item 19.3.3.3, a qual indica que deve ser respeitado o limite dado no item 17.3.5.2.4.

❖ Armadura de distribuição e secundária de flexão

A quantidade de armadura positiva de distribuição (secundária) de lajes armadas em uma direção, segundo a tabela 19.1 da ABNT NBR 6118:2014, tendo ρ_s o mesmo significado anterior, deve atender a:

- $(A_s/s) \geq 20\%$ da armadura principal e $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- $\rho_s \geq 0,5 \cdot \rho_{min}$.

De acordo com o item 20.1 da norma, em lajes armadas em duas direções, a armadura secundária de flexão, por metro de largura de laje deve ter área igual ou superior a 20% da área da armadura principal, mantendo-se um espaçamento entre barras de no máximo 33cm.

❖ Espaçamento e diâmetro máximo

De acordo com o item 20.1 da ABNT NBR 6118:2014, o espaçamento máximo (s) entre as barras da armadura principal de flexão, na região dos maiores

momentos fletores, deve respeitar simultaneamente os dois limites seguintes, sendo h a espessura da laje:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h \end{cases}$$

Ainda de acordo com o mesmo item, o diâmetro máximo de qualquer barra da armadura de flexão, deve ser: $\phi_{m\acute{a}x} \leq h/8$.

❖ **Quantidade e comprimentos mínimos de armaduras em bordas livres e aberturas**

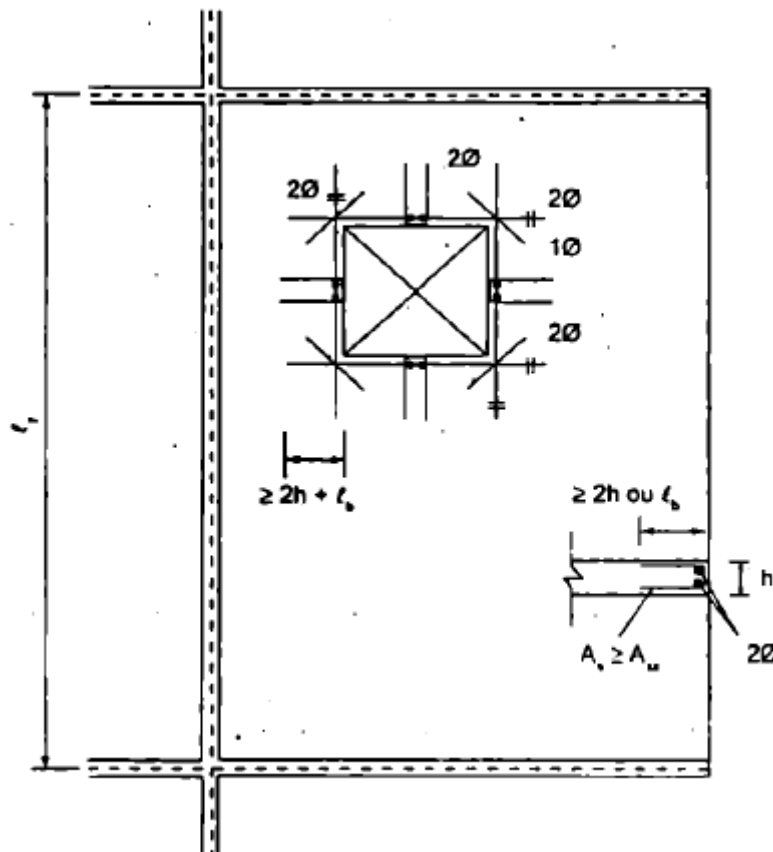
Em bordas livres e junto às aberturas das lajes, as armaduras interrompidas devem respeitar a quantidade, os comprimentos mínimos e o detalhamento estabelecidos no item 20.2 da ABNT NBR 6118:2014, de acordo com a figura a seguir.

❖ **Armadura de tração sobre os apoios**

Quando não se determinar o diagrama exato dos momentos negativos em lajes retangulares de edifícios com carga distribuída e $q \leq g$, as barras da armadura principal sobre os apoios deverão estender-se de acordo com o diagrama de momentos de base igual ao valor indicado:

- Lajes atuando em duas direções ortogonais
 - Em uma borda engastada: 0,25 do menor vão, sendo cada uma das outras três bordas livremente apoiada ou engastada.
 - Nos dois lados de um apoio de laje contínua: 0,25 do maior dos vãos menores das lajes contínuas.
- Lajes atuando em uma direção
 - Em uma borda engastada: 0,25 do vão.

Figura 26 - Armaduras em bordas livres e aberturas



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

❖ Armadura nos cantos de lajes retangulares e outras recomendações

Na ABNT NBR 6118:2014, item 20.1, diz o seguinte:

“Nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, em que seja dispensada armadura transversal de acordo com 19.4.1, e quando não houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença de momentos volventes nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio”.

Carvalho e Figueiredo (2016) recomendam que, quando o diagrama de momentos não for determinado e nem os acréscimos de armadura decorrentes dos momentos volventes, que em lajes de edificações correntes as armaduras positivas sejam colocadas com comprimento igual ao do vão em cada direção, pois embora acarrete uma quantidade maior de aço, facilita a execução e diminui

a possibilidade de erros na montagem da armadura. Nas barras da armadura longitudinal positiva das lajes, não devem ser utilizados ganchos.

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda que: *“Na determinação dos esforços resistentes das seções de lajes submetidas a esforços normais e momentos fletores, devem ser usados os mesmos princípios estabelecidos em 17.2.1 a 17.2.3”*. Tais princípios tratam das prescrições para o cálculo no estado limite último de elementos lineares sujeitos a solicitações normais.

“Nas regiões de apoio das lajes, também de acordo com o item 19.2 da norma, devem ser garantidas boas condições de ductilidade” (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2016).

Ainda no item 19.2 da ABNT NBR 6118:2014, consta que: *“Quando, na seção crítica adotada para dimensionamento, a direção das armaduras diferir das direções das tensões principais em mais de 15°, esse fato deve ser considerado no cálculo das armaduras”*.

Por fim, o item 14.6.6.3 da mesma norma, indica que, para estruturas de edifícios em que a carga variável seja de até 5 kN/m² e que seja no máximo igual a 50% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração de alternância de cargas.

2.4. PILAR

De acordo Bastos (2019), os pilares dos edifícios podem ser classificados em: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto. Para cada situação, requer um tipo diferente de pilar.

2.4.1. Pré-dimensionamento da seção transversal do pilar

De acordo com Bastos (2019), as equações para pré-dimensionamento da seção transversal de pilares, *“servem apenas para pilares de edificações de pequeno porte (baixa altura), e aço do tipo CA-50”*. Quando a ação do vento causa solicitações significativas, *“devem ter a seção transversal majorada em relação àquelas resultantes deste pré-dimensionamento, ou outras equações devem ser utilizadas”*.

Em Fusco (1994), citado por Bastos (2019), consta um processo simplificado para o pré-dimensionamento da seção de pilares, e simplificando-o chegou-se às equações seguintes, em função do tipo de pilar, e para aço CA-50.

a) Pilar intermediário

$$A_c = \frac{N_d}{0,5f_{ck} + 0,4}$$

b) Pilares de extremidade e de canto

$$A_c = \frac{1,5N_d}{0,5f_{ck} + 0,4}$$

onde:

A_c = área da seção transversal do pilar (cm²);

N_d = força normal de cálculo (kN);

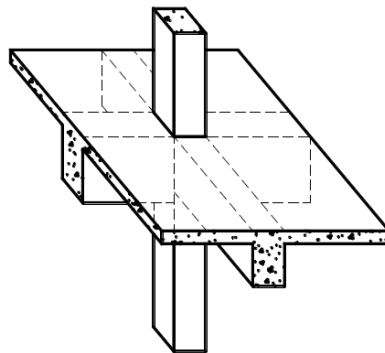
f_{ck} = resistência característica do concreto (kN/cm²).

Bastos (2019) afirma ainda que as equações podem ser aprimoradas em função de variáveis, dando um resultado melhor.

2.4.2. Pilar intermediário

Bastos (2019) afirma que, nos pilares intermediários é levado em conta a compressão centrada na situação de projeto, visto que as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, podendo-se admitir que os momentos fletores transmitidos ao pilar sejam desprezíveis.

Figura 27 - Arranjo estrutural de pilar intermediário.



Fonte: BASTOS, 2019.

2.4.2.1. Roteiro de cálculo

De acordo com Bastos (2019), “no pilar intermediário devido à continuidade das vigas e lajes sobre o pilar, tem-se que os momentos fletores de 1ª ordem são nulos em ambas as direções do pilar ($M_A = M_B = 0$), portanto, $e_1 = 0$ ”.

a) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k$$

onde:

N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU.

b) Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{\ell_c}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow \text{para seção retangular: } \lambda = \frac{3,46\ell_e}{h}$$

c) Momento fletor mínimo

$M_{1d,\text{mín}} = N_d(1,5 + 0,03h)$, com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

d) Esbeltez limite

$$\lambda = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$e_1 = 0$ para pilar intermediário.

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ não considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada;

$\lambda > \lambda_1 \rightarrow$ considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada.

e) Momento de 2ª ordem

❖ Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Determina-se $M_{d,tot}$:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10 r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,\text{mín}} \end{cases}, \text{ e } M_{1d,A} \geq M_{1d,\text{mín}}$$

❖ Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada

Determina-se $M_{d,tot}$:

$$19200M_{d,tot}^2 + (3840hN_d - \lambda^2hN_d - 19200 \alpha_b M_{1d,A})M_{d,tot} - 3840 \alpha_b hN_dM_{1d,A} = 0$$

2.4.3. Pilar de extremidade

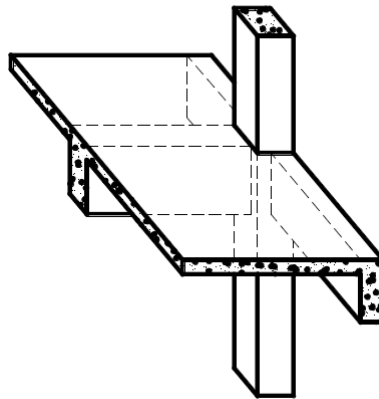
De acordo com Bastos (2019), os pilares de extremidade, ficam nas bordas das edificações, por isso são chamados, também, de pilares laterais ou de borda. Há flexão composta normal na situação de projeto, consequência da descontinuidade da viga. Existem, portanto, os momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem em uma direção do pilar

Tal pilar, não ocorre obrigatoriamente na lateral da edificação, pode ocorrer no interior de uma edificação, desde que uma viga não apresente continuidade no pilar.

Ocorrem excentricidades e_1 de 1ª ordem nas seções de topo e base, na direção principal x ou y do pilar:

$$e_{1,A} = \frac{M_A}{N_d} \quad \text{e} \quad e_{1,B} = \frac{M_B}{N_d}$$

Figura 28 - Arranjo estrutural de pilar de extremidade.



Fonte: BASTOS, 2019.

Os momentos fletores M_A e M_B são consequência dos carregamentos verticais sobre as vigas, e obtidos calculando-os em conjunto, formando pórticos planos. Os momentos fletores, nos lances inferior e superior do pilar, são:

$$M_{base} = M_{sup,i} + 0,5M_{inf,i+1}$$

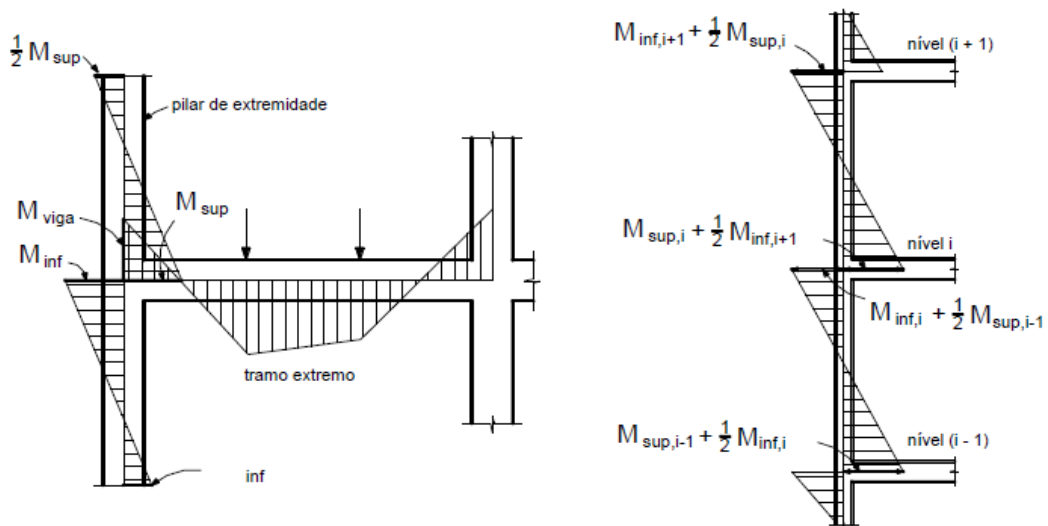
$$M_{topo} = M_{inf,i+1} + 0,5M_{sup,i}$$

Sendo os pavimentos i e $i + 1$ iguais, os momentos fletores na base e no topo também são:

$$M_{sup,i} = M_{inf,i+1}$$

$$M_{base} = M_{topo} = 1,5M_{sup,i} = 1,5M_{inf,i+1}$$

Figura 29 - Momentos fletores nos pilares de extremidade proveniente da ligação com a viga não contínua sobre o pilar.



Fonte: FUSCO, 1981 citado por BASTOS, 2019.

2.4.3.1. Roteiro de cálculo

a) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k$$

onde:

N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU.

b) Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{\ell_c}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow \text{para seção retangular: } \lambda = \frac{3,46\ell_e}{h}$$

c) Momento fletor mínimo

$M_{1d,mín} = N_d(1,5 + 0,03h)$, com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

d) Esbeltez limite

$$\lambda = \frac{25+12,5\frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$e_1 \neq 0$ na direção da viga não contínua sobre o pilar de extremidade;

h = dimensão do pilar na mesma direção de e_1 ;

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ não considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada;

$\lambda > \lambda_1 \rightarrow$ considera-se o efeito local de 2ª ordem na direção considerada.

e) Momento de 2ª ordem

❖ Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10 r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,mín} \end{cases}, \text{ e } M_{1d,A} \geq M_{1d,mín}$$

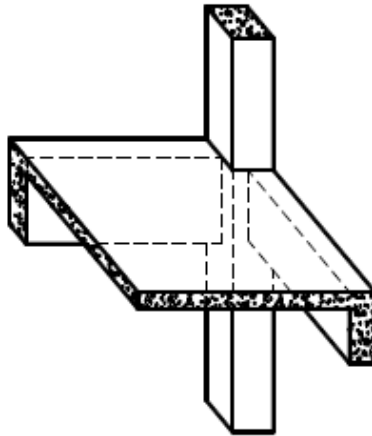
❖ Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada

$$19200M_{d,tot}^2 + (3840hN_d - \lambda^2hN_d - 19200\alpha_b M_{1d,A})M_{d,tot} - 3840\alpha_b hN_d M_{1d,A} = 0$$

2.4.4. Pilar de canto

Bastos (2019) afirma que, na situação de projeto ocorre a flexão composta oblíqua, decorrente da não continuidade das vigas apoiadas no pilar. Existem, portanto, os momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem, nas suas duas direções do pilar, ou seja, e_{1x} e e_{1y} , que podem ser calculados da mesma forma como nos pilares de extremidade.

Figura 30 - Arranjo estrutural de pilar de canto.



Fonte: BASTOS, 2019.

2.4.4.1. Roteiro de cálculo

Aplicação do “Método do pilar-padrão com curvatura aproximada”.

a) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k$$

onde:

N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU.

b) Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{\ell_c}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow \text{para seção retangular: } \lambda = \frac{3,46\ell_e}{h}$$

c) Momento fletor mínimo

$M_{1d,min} = N_d(1,5 + 0,03h)$, com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

d) Esbeltez limite

$$\lambda = \frac{25 + 12,5\frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$e_1 \neq 0$ na direção da viga não contínua sobre o pilar de extremidade;

h = dimensão do pilar na mesma direção de e_1 ;

$\lambda \leq \lambda_1 \rightarrow$ não se considera o efeito local de 2ª ordem na direção considerada;

$\lambda > \lambda_1 \rightarrow$ se considera o efeito local de 2ª ordem na direção considerada.

e) Momento fletor total

Determina-se $M_{d,tot}$:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10 r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,mín} \end{cases}, \text{ e } M_{1d,A} \geq M_{1d,mín}$$

2.5. PERFIL FORMADO A FRIO (PFF)

2.5.1. Dimensionamento de barras tracionadas

A ABNT NBR 14762:2010¹ é responsável pela normatização do dimensionamento de perfis formados a frio, que se aplica a barras de seção constante submetidas a ações estáticas.

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), no dimensionamento à tração dos perfis formados a frio são necessárias duas verificações: a primeira, denominada verificação ao escoamento da seção bruta, corresponde verificar se, ao longo da barra, a força resistente, considerando-se a resistência ao escoamento, é maior do que a solicitante. A segunda verificação, denominada de verificação da capacidade última da seção efetiva, é feita na região das ligações, onde pode haver furos para passagem dos parafusos, que reduzem a área tracionada. Deve-se realizar, também, a verificação da capacidade última da seção efetiva na região fora das ligações, ou seja, em regiões em que haja furos ou recortes que não estejam associados à ligação da barra. Em grande parte das situações, a aplicação da força de tração é excêntrica em relação à região conectada. Essa excentricidade conduz a um aumento dos esforços aplicados ao perfil. Para se considerar esse aumento, diminui-se o valor da força de tração resistente por meio de um coeficiente C_t . O valor do coeficiente C_t é obtido empiricamente e a ABNT NBR 14762:2010 apresenta tabelas para sua obtenção. A verificação da capacidade última da seção efetiva é feita com a resistência última de ruptura à

¹ ABNT NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio

tração do aço, f_u , pois, devido à pequena dimensão da região da ligação, se permite a plastificação na seção.

As peças tracionadas não devem ter índice de esbeltez superior a 300, conforme mostra a equação a seguir.

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 300$$

onde r é o raio de giração e L é o comprimento da barra.

O valor da força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, deve ser tomado como o menor valor entre as equações abaixo.

$$N_{t,Rd} = Af_y/\gamma \text{ com } \gamma = 1,1$$

$$N_{t,Rd} = A_{n0}f_u/\gamma \text{ com } \gamma = 1,35$$

$$N_{t,Rd} = C_t A_n f_u/\gamma \text{ com } \gamma = 1,65$$

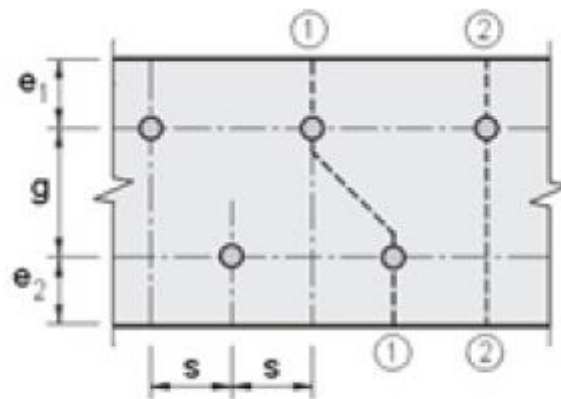
em que A é a área bruta da seção transversal da barra, A_{n0} é a área líquida da seção transversal da barra fora da região de ligação como, por exemplo, decorrentes de furos ou recortes que não estejam associados à ligação da barra e A_n é a área líquida da seção transversal da barra, que para as chapas com ligação parafusadas é dada pela seguinte equação

$$A_n = 0,9 \left(A - n_f d_f t + \sum t s^2 / 4g \right)$$

onde d_f é a dimensão do furo, t é a espessura da parte conectada analisada, n_f é a quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada, s e g são os espaçamentos dos furos na direção paralela e perpendicular da sollicitação, respectivamente, e C_t é o coeficiente de redução de área líquida conforme item 9.6.2 da ABNT NBR 14762:2010 mostrados nas tabelas a seguir.

Para ligações soldadas, considerar $A_n = A$. Nos casos em que houver apenas soldas transversais (soldas de topo), A_n deve ser considerada igual à área bruta da(s) parte(s) conectada(s) apenas.

Figura 31 - Linha de ruptura

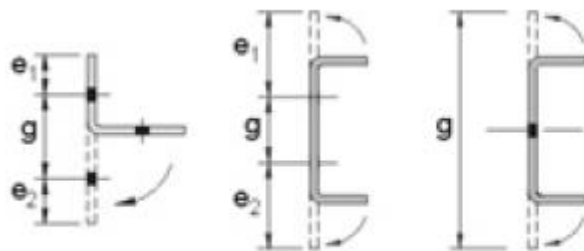


Prováveis linhas de ruptura

- 1-1 : linha de ruptura com segmento inclinado
- 2-2 : linha de ruptura perpendicular à solicitação

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

Figura 32 - Linha de ruptura



Perfis tratados como chapa (todos os parafusos contidos em uma única seção)

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

Tabela 9 - Chapas com ligações parafusadas

Um parafuso ou todos os parafusos da ligação contidos em uma única seção transversal	$C_t = 2,5(d/g) \leq 1,0$
Dois parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag	$C_t = 0,5 + 1,25(d/g) \leq 1,0$
Três parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag	$C_t = 0,67 + 0,83(d/g) \leq 1,0$
Quatro ou mais parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zigue-zague	$C_t = 0,75 + 0,625(d/g) \leq 1,0$

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

onde d é o diâmetro nominal do parafuso.

Em casos de espaçamentos diferentes, tomar sempre o maior valor de g para cálculo de C_t .

Nos casos em que o espaçamento entre furos g for inferior à soma das distâncias entre os centros dos furos de extremidade às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação ($e_1 + e_2$), C_t deve ser calculado substituindo g por $e_1 + e_2$.

Havendo um único parafuso na seção analisada, C_t deve ser calculado tomando-se g como a própria largura bruta da chapa.

Nos casos de furos com disposição em zigue-zague, com g inferior a $3d$, C_t deve ser calculado tomando-se g igual ao maior valor entre $3d$ e a soma $e_1 + e_2$.

Tabela 10 - Chapas com ligações soldadas

Soldas longitudinais associadas a soldas transversais	$C_t = 1,0$
Somente soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas	para $b \leq L < 1,5b$: $C_t = 0,75$ para $1,5b \leq L < 2b$: $C_t = 0,87$ para $L \geq 2b$: $C_t = 1,0$

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

Tabela 11 - Perfis com ligações soldadas

Todos os elementos conectados	$C_t = 1,0$
Cantoneiras com soldas longitudinais (Figura 5.3)	$C_t = 1 - 1,2(x/L) < 0,9$ (porém, não inferior a 0,4)
Perfis U com soldas longitudinais (Figura 5.3)	$C_t = 1 - 0,36(x/L) < 0,9$ (porém, não inferior a 0,5)

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

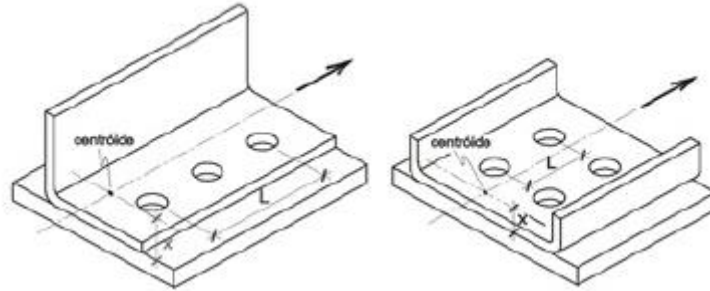
Tabela 12 - Perfis com ligações parafusadas

Todos os elementos conectados	$C_t = 1,0$
Cantoneiras e perfis U com 2 ou mais parafusos na direção da solicitação.	$C_t = 1 - 1,2(x/L) < 0,9$ (porém, não inferior a 0,4)
Todos os parafusos contidos em uma única seção transversal.	$C_t = 2,5(d/g) = 1,0$

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

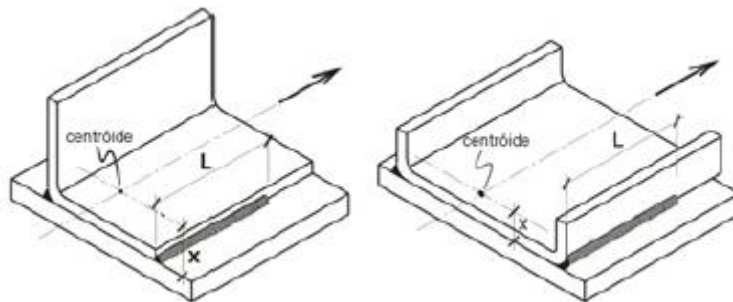
onde b é a largura da chapa, L é o comprimento da ligação parafusada ou o comprimento da solda e x é a excentricidade da ligação, tomada como a distância entre o plano da ligação e o centróide da seção transversal do perfil, conforme mostram as figuras a seguir.

Figura 33 - Ligações parafusadas



Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

Figura 34 - Ligações soldadas



Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

2.5.2. Dimensionamento de barras comprimidas

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), antes de adotar os valores das dimensões dos perfis a serem utilizadas no projeto é necessário estar atento aos limites geométricos impostos pela norma, em especial as relações largura/espessuras máximas que constam no item 9.1.2 da ABNT NBR 14762:2010.

Apresentam-se na tabela a seguir, alguns dos limites impostos pela norma quanto aos valores máximos da relação largura-espessura:

Tabela 13 - Valores máximos da relação largura-espessura para elementos comprimidos

Caso a ser analisado	Valor máximo da relação largura-espessura ¹⁾
Mesas enrijecida (b_f) com enrijecedor de borda simples.	$(b/t)_{max} = 60$ ²⁾
Mesas enrijecidas (b_f) com enrijecedor tendo $I_s \geq I_a$.	$(b/t)_{max} = 90$
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	$(b/t)_{max} = 90$
Elemento com ambas as bordas vinculadas a elementos AA	$(b/t)_{max} = 500$ ³⁾
Elemento AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $I_s < I_a$.	$(b/t)_{max} = 60$ ²⁾
Alma de vigas sem enrijecedores transversais.	$(b/t)_{max} = 200$
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios.	$(b/t)_{max} = 260$
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários.	$(b/t)_{max} = 300$
¹⁾ b_f e b_w são as larguras do elemento; t é a espessura. ²⁾ Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{max} = 30$. ³⁾ Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{max} = 250$.	

Fonte: SILVA; PIERIN; SILVA, 2014.

De acordo com a ABNT NBR 14762:2010, a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser tomada como o menor valor calculado entre:

- ❖ Força axial resistente de cálculo devido à instabilidade da barra por flexão, por torção ou por flexotorção.
- ❖ Força axial resistente de cálculo devido à instabilidade por distorção da seção transversal.

As peças tracionadas não devem ter índice de esbeltez superior a 200, conforme mostra a equação a seguir.

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 200$$

onde r é o raio de giração e L é o comprimento da barra.

2.5.2.1. Força axial resistente de cálculo devido à instabilidade da barra por flexão, torção ou flexotorção

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser determinada por meio da equação a seguir.

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma \text{ com } \gamma = 1,2$$

onde χ é o fator de redução decorrente da instabilidade global calculado pela equação a seguir ou obtido da dos valores de χ em função do índice de esbeltez reduzido².

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5$$

em que λ_0 é o índice de esbeltez reduzido associado à instabilidade global dado pela equação a seguir.

$$\lambda_0 = \left(\frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5}$$

onde A é a área bruta da seção transversal da barra e A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra, calculada com base nas larguras efetivas dos elementos, adotando $\sigma = \chi f_y$.

A força axial crítica de flambagem elástica da barra (N_e) é calculado conforme a seguir.

a) Cálculo de N_e em perfis com dupla simetria ou simétricos em relação a um ponto

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), a força axial crítica de flambagem elástica N_e é o menor valor obtido por meio das equações a seguir:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

² Tabela 8 da ABNT NBR 14762:2010

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right]$$

em que I_w é o momento de inércia ao empenamento da seção, E é o módulo de elasticidade, G é o módulo de elasticidade transversal, I_t é o momento de inércia à torção uniforme, $K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x , $K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y , $K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção. Quando não houver garantia de impedimento ao empenamento, deve-se tomar K_z igual a 1,0. O raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, r_0 , é dado pela equação a seguir,

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5}$$

onde r_x e r_y são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y , respectivamente e x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de torção na direção dos eixos principais x e y , respectivamente, em relação ao centróide da seção.

b) Cálculo de N_e em perfis monossimétricos

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), a força axial crítica de flambagem elástica N_e de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor calculado por meio das equações a seguir:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{N_{ex} + N_{ez}^2}} \right]$$

Caso o eixo y seja o eixo de simetria, basta substituir y por x e x_0 por y_0 .

c) Cálculo de N_e em perfis assimétricos

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), a força axial crítica de flambagem elástica N_e de um perfil com seção assimétrica é dada pela menor das raízes da equação a seguir:

$$r_0^2(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2(N_e - N_{ey})x_0^2 - N_e^2(N_e - N_{ex})y_0^2$$

2.5.2.2. Força axial resistente de cálculo devido à instabilidade distorcional da barra

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), para barras com seção transversal sujeitas a instabilidade distorcional, a força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculada pela equação:

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} A f_y / \gamma \quad \text{com } \gamma = 1,2$$

onde χ_{dist} é o fator de redução da força axial de compressão devido à instabilidade distorcional calculado pela equação a seguir:

$$\chi_{dist} = 1,0 \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,561$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}^2} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,561$$

em que λ_{dist} é o índice de esbeltez distorcional reduzido dado pela equação a seguir,

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{A f_y}{N_{dist}}\right)^{0,5}$$

e N_{dist} é a força axial crítica de flambagem distorcional elástica, a qual deve ser calculada com base na análise de estabilidade elástica.

A verificação da instabilidade por distorção é um procedimento complexo de ser realizado analiticamente. Assim, para as barras com seções U enrijecidas e seções Z enrijecidas, a Tabela 4.1, retirada da ABNT NBR 14762:2010, fornece o tamanho mínimo do enrijecedor de borda em relação à dimensão da alma, D/b_w , para se dispensar a verificação da instabilidade por distorção.

Para barras com enrijecedores de borda menores ao indicado na Tabela 4.1 ou com seções diferentes de U enrijecidas e Z enrijecidas, a instabilidade por

distorção deve ser verificada com o auxílio de programas computacionais específicos para esse fim.

2.5.3. Dimensionamento de barras sob flexão

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), o momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor entre:

- ❖ Momento de cálculo que causa escoamento na seção na fibra mais solicitada.
- ❖ Momento de cálculo referente à instabilidade lateral com torção.
- ❖ Momento de cálculo referente à instabilidade distorcional da seção transversal.

2.5.3.1. Início do escoamento da seção efetiva

O momento fletor resistente de cálculo que causa o escoamento na seção efetiva na fibra mais solicitada é dado pela seguinte equação:

$$M_{Rd} = W_{ef} f_y / \gamma \text{ com } \gamma = 1,1$$

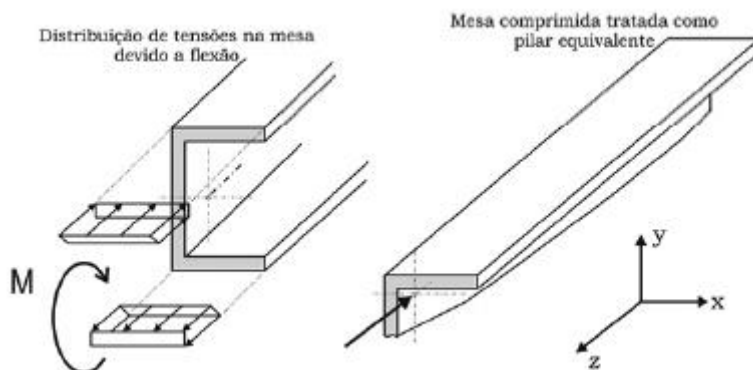
onde W_{ef} é o módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, com σ calculada para o estado-limite último de escoamento da seção, $\sigma = f_y$. Deve-se observar que nessa verificação o centro geométrico da seção efetiva não coincide como da seção bruta. Essa diferença modifica a coordenada da fibra mais solicitada, para o cálculo de W_{ef} .

2.5.3.2. Instabilidade lateral com torção

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), a instabilidade lateral com torção ocorre em vigas fletidas, ocasionada pela instabilidade global da viga não contida lateralmente. É possível entender a origem desse fenômeno observando uma viga fletida e isolando esquematicamente a parte comprimida da tracionada, conforme mostra a figura a seguir. A região comprimida ao longo do comprimento da barra pode ser analisada como um “ pilar ” submetido a esforços de compressão e com apoios elásticos ao longo de um de seus lados (que é formado pela região tracionada). Esse pilar também está sujeito instabilidade por flexão, porém sua direção de menor inércia, nesse caso é a do eixo x . Como a “ barra ” comprimida está apoiada num de seus lados, quando ocorrer a perda de

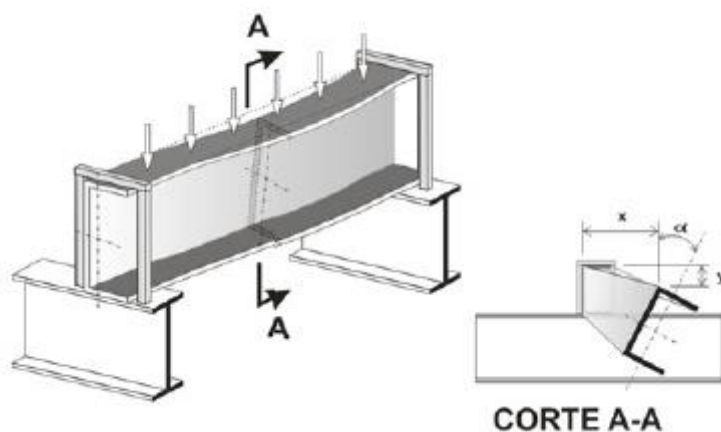
estabilidade à flexão, o perfil tenderá a sofrer rotação em torno do eixo longitudinal. Dessa forma, a rigidez envolvida nesse modo de instabilidade é a rigidez à flexão em torno do eixo y , além da rigidez à torção e ao empenamento.

Figura 35 - Tensões em viga sob flexão



Fonte: SILVA; PIERIN e SILVA, 2014.

Figura 36 - Ilustração da instabilidade lateral com torção na viga



Fonte: SILVA; PIERIN e SILVA, 2014 adaptado de SILVA e PANNONI, 2010.

A figura acima mostra a posição deslocada da viga após a ocorrência da instabilidade lateral com torção. Os valores de x , y e o ângulo α indicados no corte A-A correspondem respectivamente ao deslocamento lateral da viga em função da perda da instabilidade (x), flecha da viga em função do carregamento, e o ângulo ocasionado pela torção envolvida no fenômeno. A proporção dos deslocamentos exibidos está exagerada para facilitar a visualização dos mesmos.

O momento fletor resistente de cálculo referente à instabilidade lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado pela equação a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y}{\gamma} \text{ com } \gamma = 1,1$$

onde $W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, adotando $\sigma = \chi_{FLT} f_y$ e χ_{FLT} é o fator de redução associado à instabilidade lateral com torção, calculado pelas expressões a seguir.

$$\chi_{FLT} = 1,0 \text{ para } \lambda_0 \leq 0,6;$$

$$\chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \text{ para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \geq 1,336$$

em que λ_0 é o índice de esbeltez reduzido dado pela equação a seguir,

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c f_y}{M_e} \right)^{0,5}$$

onde W_c é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida e M_e é o momento fletor crítico de flambagem lateral com torção. As equações para o cálculo de M_e para os casos mais comuns encontram-se no item 9.8.2.2 da norma, rerepresentados a seguir.

As expressões apresentadas para o cálculo de M_e foram deduzidas para carregamento aplicado na posição do centro de torção. A favor da segurança, também podem ser empregadas nos casos de carregamento aplicado em posição estabilizante, isto é, que tende a restaurar a posição original da barra.

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x), o momento fletor crítico de flambagem lateral com torção é dado pela equação a seguir:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

Barras com seção fechada (caixão), sujeitas à flexão em torno do eixo x , o momento fletor crítico de flambagem lateral com torção é dado pela equação a seguir:

$$M_e = C_b (N_{ey} G I_t)^{0,5}$$

em que N_{ey} , N_{ez} e r_0 foram definidos anteriormente.

Os valores de $K_y L_y$ e $K_z L_z$ podem ser tomados com valores inferiores a L_y e L_z , respectivamente. Para os balanços com a extremidade livre sem contenção lateral, $K_y L_y$ e $K_z L_z$ podem resultar valores maiores que L_y e L_z , respectivamente, em função das condições de vínculo, por exemplo, em barras contínuas conectadas apenas pela mesa tracionada, portanto com deslocamentos laterais, rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento parcialmente impedidos no apoio. Nesse caso deve-se consultar bibliografia especializada.

O fator de modificação para diagrama de momentos fletores não uniformes (C_b) é obtido pela expressão a seguir ou, a favor da segurança, pode ser tomado igual a 1,0.

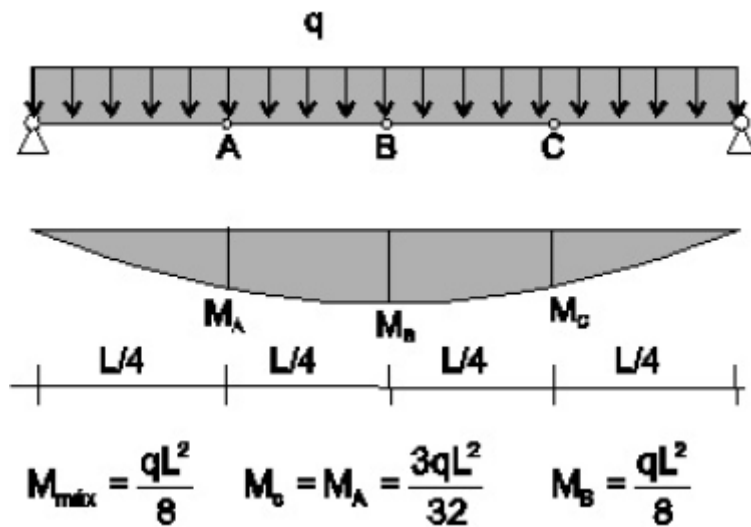
$$C_b = \frac{12,5M_{m\acute{a}x}}{2,5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

onde $M_{m\acute{a}x}$ é o máximo valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado; M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no 1º quarto do trecho analisado; M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no centro do trecho analisado; M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no 3º quarto do trecho analisado;

Para balanços com a extremidade livre sem contenção lateral e para barras submetidas à flexão composta, C_b deve ser tomado igual a 1,0.

Para uma viga biapoiada submetida a carregamento distribuído uniforme tem-se o momento máximo e os momentos nos pontos A, B e C indicados na figura a seguir.

Figura 37 - Viga submetida a carregamento distribuído



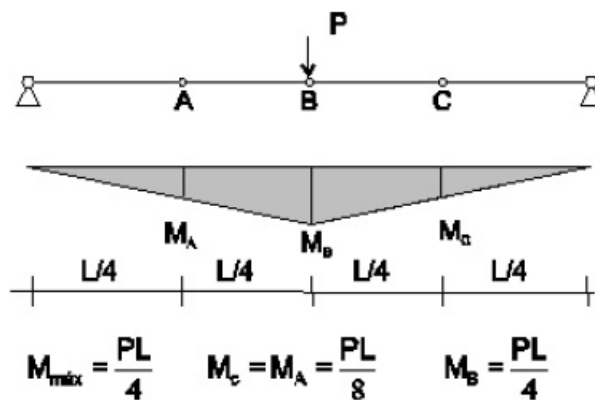
Fonte: SILVA; PIERIN e SILVA, 2014

Substituindo os momentos na equação anterior, tem-se que:

$$C_b = \frac{12,5 qL^2/8}{2,5 qL^2/8 + 3 \frac{3qL^2}{32} + 4 \frac{qL^2}{8} + 3 \frac{3qL^2}{32}} = 1,13$$

Considerando uma viga biapoiada submetida a uma força concentrada no meio do vão tem-se o momento máximo e os momentos nos pontos A, B e C indicados na figura abaixo.

Figura 38 - Viga submetida a uma força concentrada.



Fonte: SILVA; PIERIN e SILVA, 2014

Substituindo os momentos na penúltima equação, tem-se que:

$$C_b = \frac{12,5 PL/4}{2,5 PL/4 + 3 \frac{PL}{8} + 4 \frac{PL}{4} + 3 \frac{PL}{8}} = 1,31$$

Para barras com seção monossimétricas sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, o momento fletor resistente de cálculo referente à instabilidade lateral com torção deve ser calculado por meio da equação a seguir,

$$M_e = \frac{C_s N_{ex}}{C_m} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 \left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}} \right)} \right]$$

onde N_{ex} e N_{ez} são as forças axiais críticas de flambagem global elástica em relação ao eixo de simetria X e flambagem por torção, respectivamente, r_0 é o raio de giração da seção bruta em relação ao centro de torção.

O valor de C_s depende da orientação do momento fletor. Se o momento fletor causar flexão no mesmo lado do centro de torção tem-se que $C_s = +1,0$. Caso o momento fletor causa flexão no lado contrário do centro de torção tem-se que $C_s = -1,0$.

O valor de C_m é definido pela equação a seguir,

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2)$$

onde M_1 é o menor e M_2 é o maior dos dois momentos fletores solicitantes de cálculo nas extremidades do trecho sem travamento lateral. A relação M_1/M_2 é positiva quando esses momentos provocarem curvatura reversa e negativa em caso de curvatura simples. Se o momento fletor em qualquer seção intermediária for superior a M_2 , o valor de C_m deve ser igual a 1,0.

O parâmetro j depende da geometria da seção transversal. Para as seções U simples, U enrijecido e cartola onde o eixo X é o eixo de simetria, o parâmetro j é dado pela equação a seguir,

$$j = \frac{1}{2I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_\ell) + x_0$$

Os parâmetros β_w e β_f são referentes a geometria da alma e da mesa, respectivamente, e são expressos pelas expressões a seguir,

$$\beta_w = - \left[\frac{t x_m a_m^3}{12} + t x_m^3 a_m \right]$$

$$\beta_f = \frac{t}{2} [(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{ta_m^2}{4} [(b_m - x_m)^2 - x_m^2]$$

onde t é a espessura do perfil e os demais parâmetros dependem da seção transversal e estão indicados na tabela do anexo B.

2.5.3.3. Instabilidade por distorção da seção transversal

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), para as barras com seção transversal aberta sujeitas à instabilidade por distorção, o momento fletor resistente de cálculo deve ser calculado pela seguinte expressão,

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist} W f_y}{\gamma} \text{ com } \gamma = 1,1$$

onde W é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento e χ_{dist} - fator de redução associado à instabilidade distorcional, calculado por meio da equação a seguir.

$$\chi_{dist} = 1,0 \text{ para } \lambda_{dist} \leq -0,673$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}} \text{ para } \lambda_{dist} > -0,673$$

em que λ_{dist} é o índice de esbeltez distorcional reduzido dado pela equação a seguir,

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{W f_y}{M_{dist}}\right)^{0,5}$$

onde M_{dist} é o momento fletor crítico de flambagem distorcional elástica, a qual deve ser calculada com base na análise de estabilidade elástica.

2.5.3.4. Força cortante

De acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), uma chapa de aço (alma) sob cisalhamento também está sujeita ao fenômeno da instabilidade local. A força cortante resistente em função da esbeltez da alma (h/t) é dada pela equação a seguir.

$$V_{Rd} = \frac{0,6 f_y h t}{\gamma} \text{ para } \frac{h}{t} \leq 1,08 \left(\frac{E k_v}{f_y}\right)^{0,5}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,65t^2(Ek_v f_y)^{0,5}}{\gamma} \text{ para } 1,08 \left(\frac{Ek_v}{f_y} \right)^{0,5} < h/t \leq 1,4 \left(\frac{Ek_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,905Ek_v t^3}{h\gamma} \text{ para } h/t > 1,4 \left(\frac{Ek_v}{f_y} \right)^{0,5}$$

onde E é o módulo de elasticidade do aço, t é a espessura da alma, h é a largura da alma, $\gamma = 1,1$ e k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado pela equação a seguir,

$$k_v = 5,0 + \frac{5,0}{(a/h)^2} \text{ para } a/h \leq 3,0$$

$$k_v = 5,0 \text{ para } a/h > 3,0$$

onde a é a distância entre enrijecedores transversais de alma. Para alma sem enrijecedores transversais $k_v = 5,0$.

2.6. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais são movimentos na direção perpendicular a vertical, causados pela ação do vento nas direções x e y . De acordo com Silva (2013), convém salientar que a verificação dos deslocamentos horizontais é feita somente em relação aos esforços do vento para combinação frequente

De acordo com a NBR 6118 citada por Silva (2013), os deslocamentos limites são valores utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos podem ser analisados e comparados com os valores limites calculados, de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

2.6.1. Deslocamento Horizontal no Topo da Estrutura

De acordo com Silva (2013), deslocamento limite no topo da estrutura deve ser calculado de acordo com a Tabela 13.3 da NBR 6118:2014. O deslocamento característico obtido no topo da estrutura é calculado através do método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y .

Silva (2013) acrescenta ainda que o deslocamento frequente ocorre pela ação do vento para combinação frequente ($\gamma_1 = 0,30$), logo deve-se multiplicar o deslocamento característico pelo fator γ_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida poder compará-lo ao deslocamento limite.

Para Silva (2013),

“quando o deslocamento horizontal da estrutura ultrapassa os valores impostos pela norma, pode ser necessário o enrijecimento da estrutura, seja com o aumento da seção de pilares e vigas, a criação de alguns núcleos rígidos (pilares parede), o giro de alguns pilares para que a sua maior inércia fique na direção de menor inércia do edifício, utilização de contraventamentos ou qualquer outra solução que minimize os deslocamentos da estrutura.”

2.7. ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

Longo, Koerich e Fernandez (2019) afirma que esta análise é importante pois, permite que o usuário tome atitudes voltadas para melhorar a performance da estrutura neste quesito. O item 15.4.2 da NBR 6118:2014 permite classificar as estruturas da seguinte maneira:

- ❖ **Estruturas de nós fixos - $\gamma_z \leq 1,1$:** os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, permite-se considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem;
- ❖ **Estruturas de nós móveis - $\gamma_z > 1,1$:** os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

2.7.1. Coeficiente Gama-Z

A NBR 6118:2014 apresenta dois pré-requisitos para classificar a estrutura quanto a deslocabilidade de seus nós: o Parâmetro α e o coeficiente γ_z . O parâmetro α , em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas.

“Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 .” (NBR 6118, 2014)

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)}$$

onde

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4$$

onde

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

De acordo com Longo (2019), é comum que estruturas sejam assimétricas, na maioria dos casos este parâmetro não é adequado para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas.

Segundo Longo, Koerich e Fernandez (2019), o coeficiente γ_z (Gama-z) tem como objetivo principal classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, para determinar a relevância dos esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo.

“O coeficiente γ_z é determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento considerado na estrutura. O valor é calculado e comparado com os valores limite a

partir dos quais a estrutura deve ser considerada como de nós móveis. O coeficiente γ_Z é obtido através de uma análise elástica, considerando a não linearidade física dos elementos estruturais por meio dos seus valores de rigidez.”

De acordo com a NBR 6118, valor de Gama-Z é definido por:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}}$$

sendo:

$\Delta M_{tot,d}$: *“soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.”*

$M_{1tot,d}$: *“momentos de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.”*

De acordo com o item 15.5.3 da NBR 6118:2014, a verificação do γ_Z é válida para estruturas com barras e nós, de no mínimo quatro andares. Então, são calculados valores de γ_Z nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Dentre os valores encontrados, os máximos serão adotados como valores críticos, determinando o valor final do γ_Z .

“Uma vez que o valor de γ_Z representa o próprio efeito de 2ª ordem, deve-se satisfazer à condição $\gamma_Z \leq 1,1$ para considerar a estrutura como indeslocável (nós fixos).” (LONGO, KOERICH E FERNANDEZ, 2019).

2.7.2. Coeficiente $p\Delta$

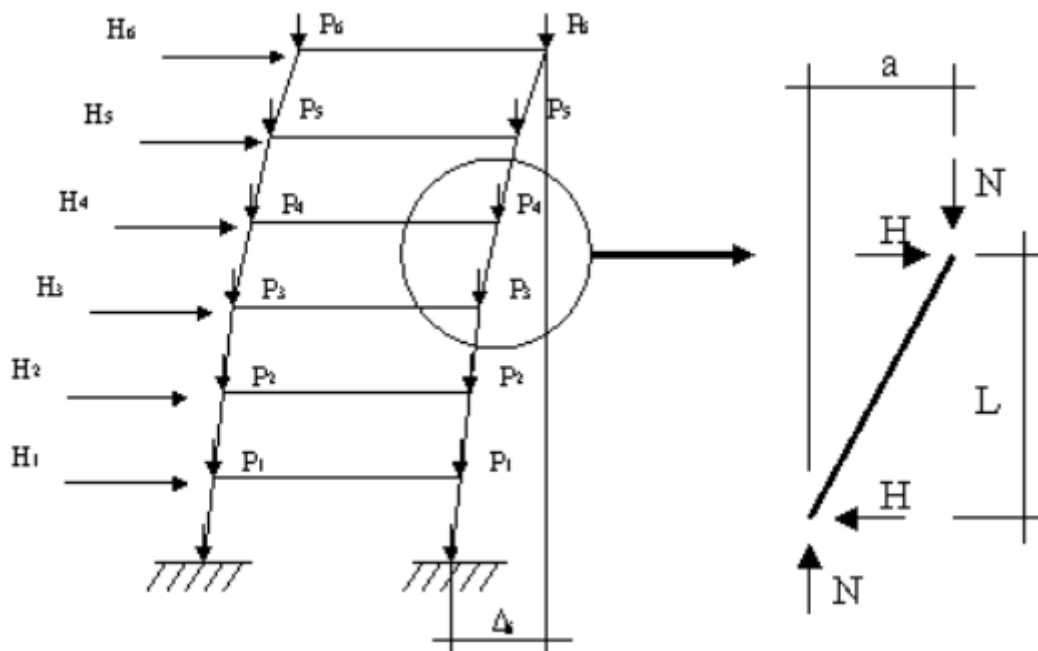
De acordo com Longo e Horostecki (2019), tendo determinado o valor do γ_Z da estrutura, a mesma pode ser considerada como de nós móveis. Conforme Franco (1985) citado por Longo e Horostecki (2019), no caso de uma estrutura de nós móveis, se faz necessária uma análise de todo o conjunto, que leve em conta tanto a não-linearidade geométrica quanto física. A princípio não pode considerar cada pilar de maneira isolada, como em casos de estruturas de nós fixos, contudo, para estruturas regulares e dentro de certos limites, é possível a

adoção de métodos aproximados (como o Processo P-Delta) que permitam esse tipo de consideração.

Longo e Horostecki (2019) afirmam que o coeficiente $p\Delta$ (p-Delta) é uma maneira de avaliar a influência dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira. Este coeficiente é utilizado para estruturas de nós móveis, quando o coeficiente γ_z ultrapassa o valor de 1,10. Diante do exposto, faz-se relevante os efeitos de segunda ordem para o cálculo da estrutura, devendo ser levados em consideração no dimensionamento dos elementos.

A figura abaixo colabora para maior entendimento do processo.

Figura 39 - Processo p-Delta



Fonte: Longo e Horostecki, 2019

O processo p-Delta consiste em aplicar ações horizontais e verticais sobre a estrutura indeformada, verificando sua posição. “A deformação da estrutura faz com que as cargas axiais sejam aplicadas fora do eixo do pilar, o que gera um binário de forças de valor equivalente a:”(LONGO; HOROSTECKI, 2019)

$$M = N_a$$

Tal momento é equilibrado pelas cargas horizontais, sofrendo um acréscimo δH :

$$\delta H = \frac{M}{L}$$

A nova aplicação, com acréscimo nas cargas horizontais, é inserida na estrutura indeformada e os deslocamentos são recalculados considerando o aumento. O processo é repetido até obter-se uma concordância dos valores de deformação do edifício, obtendo-se o carregamento final da estrutura levando em conta os esforços de 1ª e 2ª ordem.

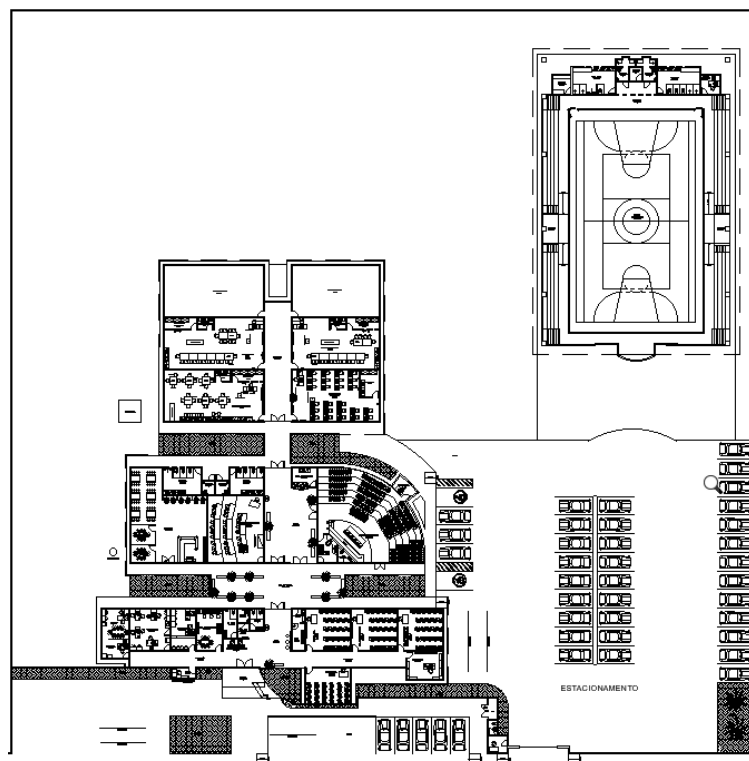
“Os esforços finais obtidos na posição deformada convergente, serão os utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais, incluindo os esforços de 2ª ordem.” (LONGO; HOROSTECKI, 2019) Vale ressaltar que, mesmo que os resultados após a aplicação do processo P-Delta estejam corretos, deve-se evitar o uso de estruturas com grandes diferenças de deslocamentos. Da mesma maneira, por ser um processo repetitivo, é possível que não convirja, indicando que a estrutura se encontra demasiadamente deslocável. Nestes casos, é interessante adotar medidas para enrijecê-la.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS

O cliente IEMA de Santa Luzia do Paruá-MA disponibilizou os projetos arquitetônicos em plataforma CAD em arquivos no formato DWG, e com base neles elaborou-se os estruturais.

Figura 40 - Projeto arquitetônico planta de layout IEMA Vocacional de Santa Luzia do Paruá



Fonte: IEMA

Alguns softwares foram utilizados na concepção do projeto, são eles: AutoCAD, Cype 3D e Eberick. O primeiro programa, AutoCAD, é uma ferramenta do tipo CAD (Desenho por Auxílio de Computador) criada especialmente para o desenvolvimento de projetos no que diz respeito a áreas como arquitetura, construção civil, engenharia, engenharia mecânica, indústria automobilística e outras semelhantes.

O segundo programa, Cype 3D, possui uma plataforma de CAD (Desenho por Auxílio de Computador) própria facilitando o trabalho em sua interface gráfica. Ele é usado geralmente para o dimensionamento de estruturas metálicas.

O terceiro software, Eberick, é também baseado em uma plataforma de desenho CAD, como o primeiro e, habitualmente é usado para o dimensionamento de estruturas monolíticas de concreto armado. Os seus desenvolvedores são brasileiros.

3.2. MÉTODOS

Souza e Vargas (2015) afirmam que

“o processo utilizado por cada software é o de analisar as solicitações através do Método dos Deslocamentos com formulação matricial de pórtico espacial, transmitindo os esforços através de barras ligadas por nós, considerando seis graus de liberdade em cada nó.”

Para Martha (1994) citado por Souza e Vargas (2015), *“a formulação matricial pelo Método dos Deslocamentos de estruturas apertadas é o próprio Método dos Elementos Finitos na sua formulação em deslocamentos.”* Conforme a definição, o Método dos Elementos Finitos, pode ser aplicado como modelo de cálculo adotado nos programas computacionais. Para Martha (1994), *“o Método dos Elementos Finitos pode ser interpretado como uma generalização dos procedimentos adotados em uma análise estrutural convencional de sistemas reticulados.”* Isso torna o processo de cálculo muito semelhante nos dois softwares.

O lançamento da estrutura obedeceu aos mesmos parâmetros para ambos os softwares. Parâmetros como engastamento dos elementos, ponderação dos esforços, tipo de concreto utilizado no elemento e cargas atuantes também foram configurados. A Norma utilizada para o estudo foi a Norma NBR 6118/2014 para Concreto Armado, NBR 8800/2008 para estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (aço laminado), NBR 14762/2010 para dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio (aço dobrado). Para cargas atuantes foram seguidos os parâmetros de uso e ocupação fornecidos pela NBR 6120/1980.

No Cype 3D as configurações como a norma a ser utilizada, tipo de concreto, aço, ações de vento e coeficientes de ponderação podem ser configurados logo no início do lançamento da estrutura, através de uma janela de interface gráfica que contém todos estes dados para serem definidos pelo usuário. O lançamento da estrutura efetuou-se em ambiente de CAD próprio do software, seguindo os tutoriais e manuais do fabricante. Foi utilizada a planta piloto da estrutura em formato DWG, como máscara de base para o lançamento, que se dá de forma relativamente simples.

No Eberick o lançamento da estrutura é muito semelhante à maneira que é feita no Cypecad. O Eberick também possui ambiente de CAD próprio facilitando o modelamento dos elementos, que podem ser lançados sobre uma máscara arquitetônica de extensão de arquivo DWG ou DXF.

Antes do lançamento dos dados no software foi feito um pré-dimensionamento de acordo com o apresentado na revisão bibliográfica. Para estruturas de concreto armado foi utilizado $f_{ck} = 25MPa$ e Aço-CA50, já para estruturas metálicas foi utilizado Aço ASTM-A-36.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. CONCRETO ARMADO

Após o dimensionamento das estruturas de concreto realizado no Eberick, o software produziu um memorial de cálculo. No grupo de “Cargas Verticais” apresenta a relação entre a soma total das cargas permanentes e acidentais nas fundações e a soma das áreas das lajes da edificação (lajes convencionais, lajes de fundação e lajes de reservatório). Esta relação é um indicador sobre a correta introdução dos dados de carregamento no modelo da estrutura. De acordo com Longo e Mohr (2019), em projetos usuais de edifícios residenciais e comerciais este valor encontra-se geralmente no entorno de 1000 kgf/m².

Tabela 14 - Cargas Verticais

Cargas Verticais (tf)	
Peso Próprio	224,57
Adicional	293,8
Acidental	4,7
Água	25,8
Total	548,87

Fonte: Autor

Tabela 15 - Relação cargas verticais x área aproximada

Área aproximada (m ²)	93,95
Relação (kgf/m ²)	5842,27

Fonte: Autor

O memorial de cálculo trouxe o seguinte aviso: “Relação de carga por área não usual para edifícios”. Dessa forma, quando o valor da relação for inferior a 900 kgf/m² ou superior a 1300 kgf/m², será emitido o aviso, advertindo o usuário sobre possíveis problemas de lançamento. Longo e Mohr (2019) acrescenta que o intervalo definido pelo programa para que a relação de carga x área seja considerada usual (entre 900 e 1300 kgf/m²) não corresponde a um valor estabelecido pelas normas vigentes, tratando-se apenas de uma convenção obtida através de práticas usuais de projeto.

A existência do aviso não indica necessariamente um equívoco no lançamento das cargas, mas somente um alerta para que este lançamento seja reavaliado pelo usuário. Como verificou-se que todas as cargas foram lançadas corretamente, o aviso pode ser desconsiderado.

O relatório de Deslocamentos Horizontais apresenta os resultados obtidos dos deslocamentos causados pela ação do vento nas direções x e y. Os mesmos estiveram abaixo do deslocamento limite.

Tabela 16 - Deslocamento horizontal

Deslocamento Horizontal (cm)		Limite
Direção X	0,61	0,79
Direção Y	0,48	0,79

Fonte: Autor

O deslocamento limite no topo da edificação deve ser calculado de acordo com a Tabela 13.2 da NBR 6118:2007. O deslocamento característico obtido no topo da estrutura é calculado pelo programa através do método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y.

O deslocamento frequente é causado pela ação do vento para combinação frequente ($\Psi_1 = 0,30$), portanto deve-se multiplicar o deslocamento característico pelo fator Ψ_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida pode-se compará-lo ao deslocamento limite. Como se pode notar na tabela do relatório abaixo, os deslocamentos frequentes nas direções x e y não ultrapassaram o valor do deslocamento limite.

Tabela 17 - Deslocamentos horizontais devido à ação do vento.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	1350.00			
Deslocamento limite (cm)	0.79			
Deslocamento característico (cm)	2.03	-2.03	1.61	-1.61
Ψ_1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0.61	-0.61	0.48	-0.48

Fonte: Autor

Tabela 18 - Deslocamentos horizontais devido à ação do vento.

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Cobertura fachada	400.00	0.61	-0.61	0.48	-0.48	0.35	-0.35	0.33	-0.33	0.47
Cobertura	200.00	0.26	-0.26	0.16	-0.16	0.10	-0.10	0.05	-0.05	0.24
Cobertura Reservatório	200.00	0.16	-0.16	0.11	-0.11	0.07	-0.07	0.04	-0.04	0.24
Cobertura dos ambientes	400.00	0.09	-0.09	0.07	-0.07	0.09	-0.09	0.06	-0.06	0.47
Térreo	150.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.18

Fonte: Autor

Na coluna deslocamento frequente tem-se o deslocamento no topo de cada pavimento nas direções x e y, calculados internamente pelo programa pelo método dos deslocamentos. Na coluna "Diferença" estão apresentadas as

diferenças dos deslocamentos frequentes entre pavimentos adjacentes em cada direção, as quais serão comparadas com os valores limites.

Uma vez que o valor de γ_z representa o próprio efeito de 2ª ordem, deve-se satisfazer à condição $\gamma_z \leq 1,1$ para considerar a estrutura como indeslocável (nós fixos). No caso, o valor de γ_z ficou abaixo do limite máximo para a dispensa da verificação mais precisa dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 19 - Coeficiente Gama-z

Coeficiente Gama-Z		Limite
Direção X	1,03	1,1
Direção Y	1,04	1,1

Fonte: Autor

Sabendo os valores das forças de vento majoradas e considerando a altura de todos os pavimentos pode-se obter o momento de tombamento, que é a soma do produto das cargas horizontais pela sua altura de aplicação.

Tabela 20 - Momento de tombamento e momento de 2ª ordem

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	74.68	43.53
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	2.30	1.65
Gama-Z	1.03	1.04

Fonte: Autor

4.1.1. Pavimento Térreo

Ao todo foram 67 sapatas, com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento de 4,5 cm. A tabela a seguir mostra as dimensões e armaduras das sapatas 1 e 2, respectivamente.

Tabela 21 - Resultado das sapatas S1 e S2 do Pavimento Térreo.

Nome	Dimensões (m)		Armaduras inferiores		Armaduras superiores	
	B H	H0 H1	Dir. B	Dir. H	Dir. B	Dir. H
S1	135.00	0.25	7 ϕ 10.0 c/21	6 ϕ 10.0 c/21		
	140.00	0.25	(5.50 cm ²)	(4.71 cm ²)		
S2	55.00	0.25	6 ϕ 10.0 c/15	6 ϕ 10.0 c/9		
	85.00	0.25	(4.71 cm ²)	(4.71 cm ²)		

Fonte: Autor

Ao todo foram 67 pilares com a mesma resistência característica a compressão, módulo de elasticidade da sapata, mas com cobrimento de 3 cm. A tabela a seguir mostra os resultados dos pilares P1 e P2.

Tabela 22 - Resultados dos pilares P1 e P2 do Pavimento Térreo

Dados				Resultados						
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (m)	lib vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h	
			lih vínc	Nd mín	MBd base	MHd base	As h % armadura total			
			(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)				
P1	65.00	0.00	19.00 EL	253.12	44.93	48.78	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14	
	X	1.50	1.50 RR	163.49	55.83	75.74	5.50 7 ϕ 10.0		7.98	
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0			
P2	15.00	0.00	1.50 RR	58.43	2.56	4.42	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	34.60	
	X	1.50	5.50 RR	22.41	2.03	5.77	2.36 3 ϕ 10.0		42.29	
	45.00						0.7 6 ϕ 10.0			

Fonte: Autor

Ao todo foram 49 vigas, todas com 2 barras de aço CA-50 de 10 mm. A resistência característica a compressão e módulo de elasticidade são os

mesmos das sapatas e pilares, o cobrimento é de 3 mm. A tabela a seguir apresenta os dados das vigas 1 e 2.

Tabela 23 - Resultado das vigas V1 e V2 do Pavimento Térreo

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
V1	0.04	2 ϕ 10.0		-0.15	2 ϕ 10.0	
				-9.10	2 ϕ 10.0	
V2	1.43	2 ϕ 10.0		-10.50	2 ϕ 10.0	
				-4.75	2 ϕ 10.0	

Fonte: Autor

4.1.2. Cobertura dos Ambientes

Assim como no pavimento térreo, resultaram em 67 pilares. Os dados de resistência característica à compressão, módulo de elasticidade e cobrimento são os mesmos. A tabela a seguir mostra os resultados dos pilares P1 e P2.

Tabela 24 - Resultado de pilares P1 e P2 da cobertura dos ambientes

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (m)	lib vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
			lih vínc (m)	Nd mín (kN)	MBd base (kN.m)	MHd base (kN.m)	As h % armadura total		
P1	65.00	4.00	19.00 EL	226.60	15.56	27.57	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14
	X	4.00	16.00 EL	119.61	44.04	49.03	5.50 7 ϕ 10.0		85.17
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0		
P2	15.00	4.00	4.00 RR	21.59	2.92	0.75	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	92.27
	X	4.00	5.50 RR	1.96	3.10	4.27	2.36 3 ϕ 10.0		42.29
	45.00						0.7 6 ϕ 10.0		

Fonte: Autor

Ao todo foram 7 lajes na Cobertura dos Ambientes, todos com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento de 2,5 cm. A tabela a seguir mostra os resultados das lajes L101 e L102.

Tabela 25 - Resultado das lajes L101 e L102 da Cobertura dos Ambientes

Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m ²)	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L101	12	4.50	0.61	1.02	As = 1.21 cm ² /m (ϕ 10.0 c/20 - 3.93 cm ² /m)	As = 1.26 cm ² /m (ϕ 10.0 c/20 - 3.93 cm ² /m)	-0.01
L102	12	4.50	5.76	4.41	As = 1.51 cm ² /m (ϕ 10.0 c/20 - 3.93 cm ² /m)	As = 1.30 cm ² /m (ϕ 10.0 c/20 - 3.93 cm ² /m)	-0.29

Fonte: Autor

Somaram-se 24 vigas na cobertura dos ambientes com os mesmos dados de resistência, módulo de elasticidade e cobrimento das anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados das vigas V101 e V102 da cobertura dos ambientes.

Tabela 26 - Resultado das vigas V101 e V102 da Cobertura dos Ambientes

Viga	Vãos			Nós		
	Md	As	Als	Md	As	Als
	(kN.m)			(kN.m)		
V101	0.12	2 ϕ 10.0		-0.15 -2.95	2 ϕ 10.0 2 ϕ 10.0	
V102	1.60	2 ϕ 10.0		-4.49 -1.63	2 ϕ 10.0 2 ϕ 10.0	

Fonte: Autor

4.1.3. Pavimento Cobertura do Reservatório

Ao todo foram 23 pilares no pavimento Cobertura do Reservatório com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual os anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados dos pilares P1 e P6.

Tabela 27 - Pilares P1 e P6 da cobertura do reservatório

Dados				Resultados						
Pilar	Seção (cm)	Nível	lib vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo	Esb b	
		Altura (m)	lih vínc (m)	Nd mín (kN)	MBd base (kN.m)	MHd base (kN.m)	As h % armadura total			Topo Base cota
P1	65.00	6.00	19.00 EL	167.45	5.59	18.90	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14	
	X	2.00	16.00 EL	98.48	15.56	27.57	5.50 7 ϕ 10.0			85.17
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0			
P6	65.00	6.00	19.00 EL	167.45	5.59	18.90	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14	
	X	2.00	16.00 EL	98.48	15.56	27.57	5.50 7 ϕ 10.0			85.17
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0			

Fonte: Autor

Ao todo foram 4 vigas na Cobertura do Reservatório com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual as vigas anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados das vigas V201 e V202.

Tabela 28 - Resultados das vigas 201 e 202 da Cobertura do Reservatório

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
V201	1.89	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0	-2.27	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
	1.89	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0	-3.15	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
				-2.29	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
V202	2.15	2 ϕ 10.0		-3.13	2 ϕ 10.0	
	1.71	2 ϕ 10.0		-2.52	2 ϕ 10.0	
				-3.72	2 ϕ 10.0	

Fonte: Autor

4.1.4. Pavimento Cobertura

Ao todo foram 17 pilares no pavimento Cobertura com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual os anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados dos pilares P1 e P6.

Dados				Resultados						
Pilar	Seção	Nível	lib vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo	Esb b	
	(cm)	Altura (m)	lih vínc (m)	Nd mín (kN)	MBd base (kN.m)	MHd base (kN.m)	As h % armadura total			
								Topo	Base	
								cota		
P1	65.00	8.00	19.00 EL	137.88	0.73	12.63	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14	
	X	2.00	16.00 EL	77.36	5.59	18.90	5.50 7 ϕ 10.0		85.17	
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0			
P6	65.00	8.00	19.00 EL	137.88	0.73	12.63	5.50 7 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	101.14	
	X	2.00	16.00 EL	77.36	5.59	18.90	5.50 7 ϕ 10.0		85.17	
	65.00						0.4 24 ϕ 10.0			

Fonte: Autor

Ao todo foram 4 vigas no pavimento Cobertura com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual os anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados das vigas V301 e V302.

Tabela 29 - Resultado das vigas V301 e V302 do pavimento Cobertura

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
V301	25.36	3 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0	-24.47	3 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
				-24.47	3 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
V302	12.57	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0	-16.88	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0
				-13.78	2 ϕ 10.0	2 ϕ 10.0

Fonte: Autor

4.1.5. Cobertura Fachada

Ao todo foram 5 pilares na Cobertura Fachada com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual os anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados dos pilares P61 e P62.

Tabela 30 - Resultado dos pilares P61 e P62 da Cobertura Fachada

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível	lib vínc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b Armaduras	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
		Altura (m)	lih vínc (m)	Nd mín (kN)	MBd base (kN.m)	MHd base (kN.m)	As h % armadura total		
P61	15,00	12,00	4,00 RR	43,34	9,94	5,98	1,57 2 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/12	92,27
	X	4,00	4,00 RR	14,28	9,65	5,33	4,71 6 ϕ 10,0		46,13
	30,00						2,1 12 ϕ 10,0		
P62	15,00	12,00	4,00 RR	43,34	9,94	5,98	1,57 2 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/12	92,27
	X	4,00	4,00 RR	14,28	9,65	5,33	4,71 6 ϕ 10,0		46,13
	30,00						2,1 12 ϕ 10,0		

Fonte: Autor

Ao todo foram 4 vigas na Cobertura Fachada com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual aos anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados das vigas V401 e V402.

Tabela 31 - Resultado das vigas V401 e V402 da Cobertura Fachada

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
V401	20,04	2 ϕ 10,0		-10,84	2 ϕ 10,0	
				-10,84	2 ϕ 10,0	
V402	4,38	2 ϕ 10,0	2 ϕ 10,0	-7,28	2 ϕ 10,0	2 ϕ 10,0
				-5,76	2 ϕ 10,0	2 ϕ 10,0

Fonte: Autor

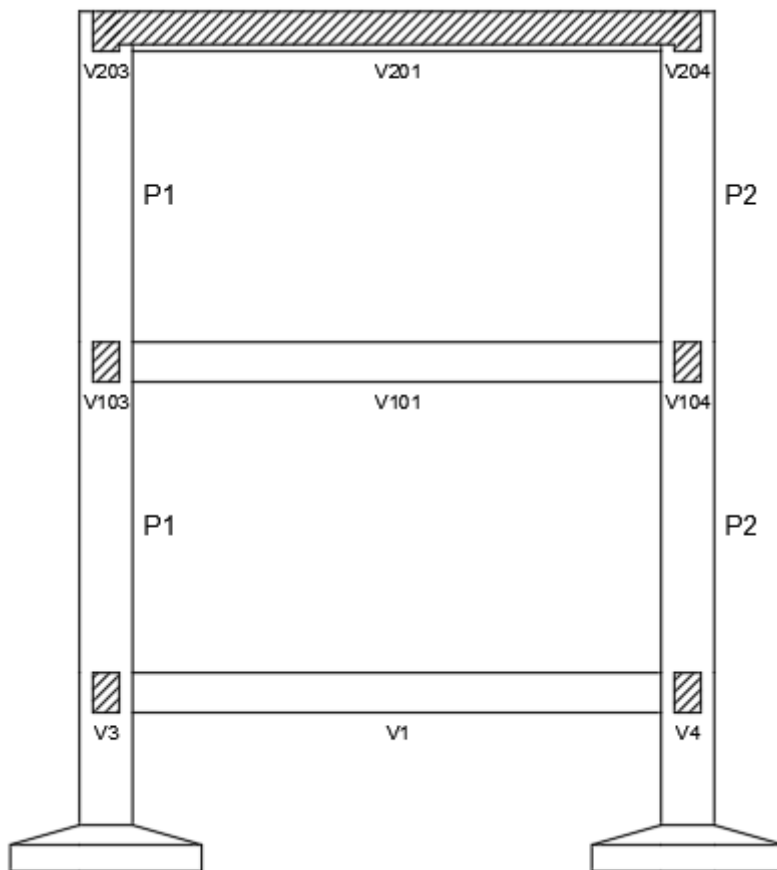
A laje L401 é a única laje da Cobertura Fachada com $f_{ck} = 25MPa$, $E = 24150 MPa$ e cobrimento igual aos anteriores. A tabela a seguir mostra os resultados da laje L401.

Tabela 32 - Resultado da laje L401 da Cobertura Fachada

Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m ²)	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L401	12	4,50	3,51	3,90	As = 1,21 cm ² /m (ø10.0 c/20 - 3,93 cm ² /m)	As = 1,26 cm ² /m (ø10.0 c/20 - 3,93 cm ² /m)	-0,19

Fonte: Autor

Figura 41 - Corte



Fonte: Autor

4.2. ESTRUTURA METÁLICA

Normas consideradas:

- ❖ Fundação: ABNT NBR 6118:2014

- ❖ Aço enformado: NBR 14762: 2010
- ❖ Aços laminados e compostos: ABNT NBR 8800:2008
- ❖ Concreto Armado: ABNT NBR 6118:2014

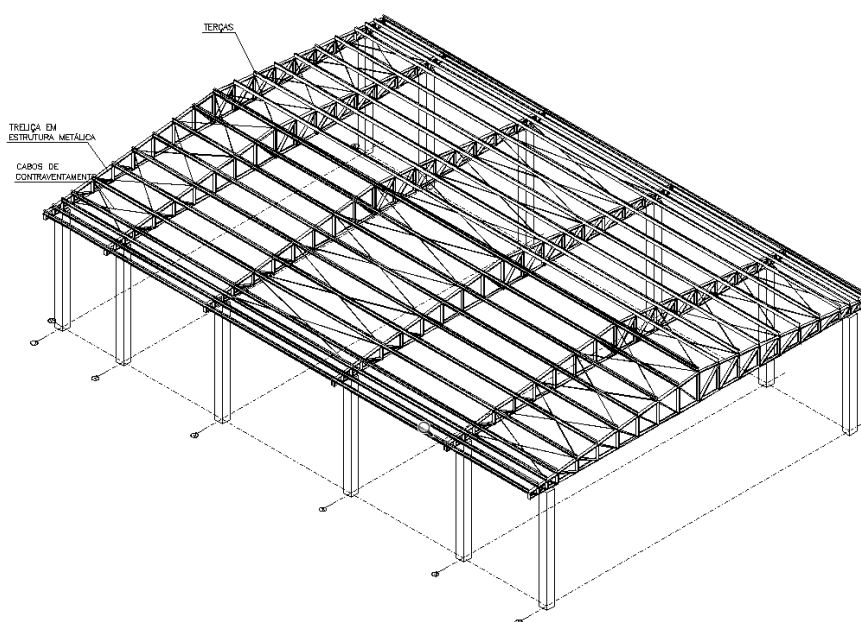
Tabela 33 - Resumo das verificações no Estado Limite Último

Barras	VERIFICAÇÕES (NBR 14762: 2001)													Estado
	b/t	λ	$N_{t,Ed}$	$N_{t,Ed}$	$M_{t,Ed}$	$M_{t,Ed}$	$V_{t,Ed}$	$V_{t,Ed}$	$M_{t,Ed}$	$M_{t,Ed}$	$N_{t,Ed}$	$N_{t,Ed}$	$M_{t,Ed}$	
N3/N7	$(b/t) \leq 90$ Verifica	$\lambda_{rel} \leq 200$ $\lambda_{rel} \leq 200$ Verifica	$N_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta < 0,1$	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0,7 m $\eta = 0,2$	$\eta = 0,1$	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 0,2$
N7/N2	x: 0 m $(b/t) \leq 90$ Verifica	$\lambda_{rel} \leq 200$ $\lambda_{rel} \leq 200$ Verifica	$N_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta < 0,1$	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0,7 m $\eta = 28,3$	x: 0 m $\eta = 1,6$	$\eta = 0,1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0,7 m $\eta = 8,0$	x: 0,7 m $\eta = 28,8$	N.P. ⁽⁵⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 28,8$
N3/N4	x: 0 m $(b/t) \leq 90$ Verifica	x: 0 m $\lambda_{rel} \leq 200$ $\lambda_{rel} \leq 200$ Verifica	x: 0,4 m $\eta < 0,1$	x: 0 m $\eta < 0,1$	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	$\eta = 0,1$	$\eta = 0,1$	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 0,1$
N2/N8	x: 0,595 m $(b/t) \leq 90$ Verifica	$\lambda_{rel} \leq 200$ $\lambda_{rel} \leq 200$ Verifica	$N_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 3,1$	x: 0 m $\eta = 2,5$	x: 0 m $\eta = 30,3$	x: 0 m $\eta = 1,3$	$\eta = 0,4$	x: 0 m $\eta = 0,1$	x: 0 m $\eta = 9,2$	x: 0 m $\eta = 36,2$	N.P. ⁽⁵⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 36,2$
N8/N9	x: 0,198 m $(b/t) \leq 90$ Verifica	$\lambda_{rel} \leq 300$ $\lambda_{rel} \leq 300$ Verifica	$\eta = 1,4$	$N_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 1,4$	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	x: 1,587 m $\eta = 0,3$	$\eta = 0,2$	x: 0 m $\eta < 0,1$	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 3,4$	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 3,4$
N9/N10	$(b/t) \leq 90$ Verifica	$\lambda_{rel} \leq 300$ $\lambda_{rel} \leq 300$ Verifica	$\eta = 5,7$	$N_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽¹⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽²⁾	x: 1,587 m $\eta = 0,3$	$\eta = 0,1$	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$M_{t,Ed} = 0,00$ N.P. ⁽⁶⁾	VERIFICA $\eta = 5,7$

Fonte: Autor

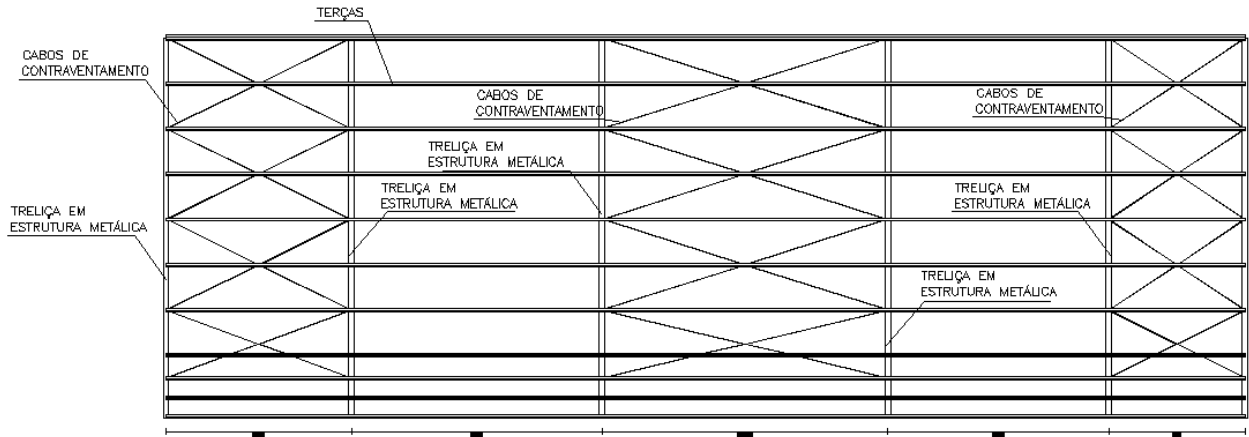
O material utilizado foi tipo ASTM A-36 Aço Laminado (Aço Dobrado PFF) e série Barra Redonda perfis “C” e “U”. Os pilares de 65x65 cm foram de concreto armado com $f_{ck} = 25MPa$, as diagonais principais tinha perfil U200x50x3.04, internos da treliça tinha perfil igual das diagonais, as terças apresentavam perfil C250x85x25x2.00 e C250x85x25x2.00 duplo em I união soldada (cumeeira) e os contraventamentos era de barra redonda 3/8”.

Figura 42 - Isométrico cobertura metálica



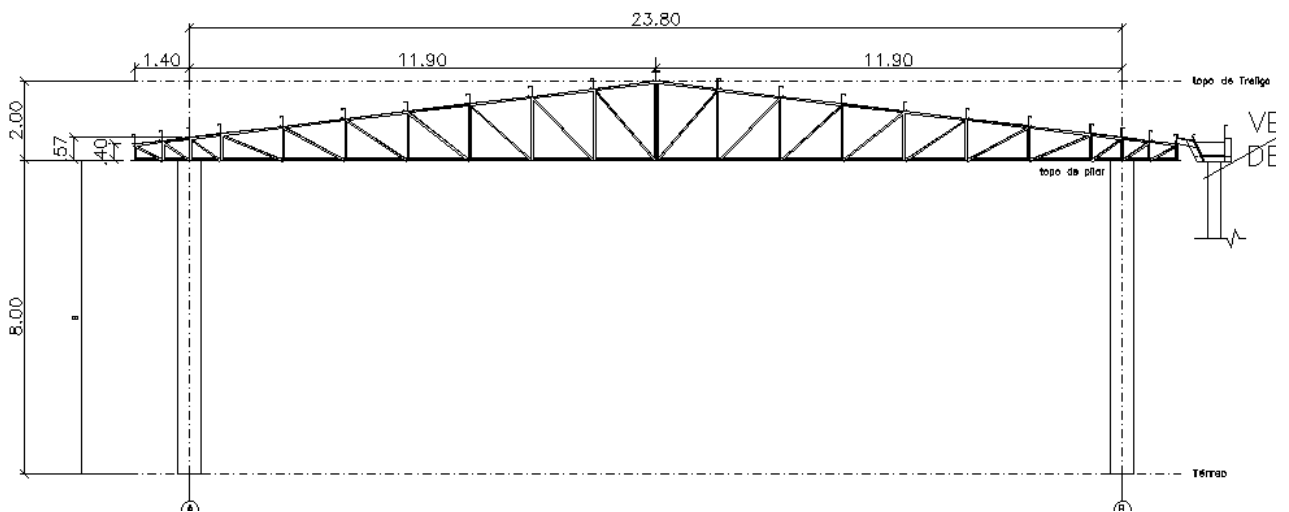
Fonte: Autor

Figura 43 - Detalhe do contraventamento da estrutura



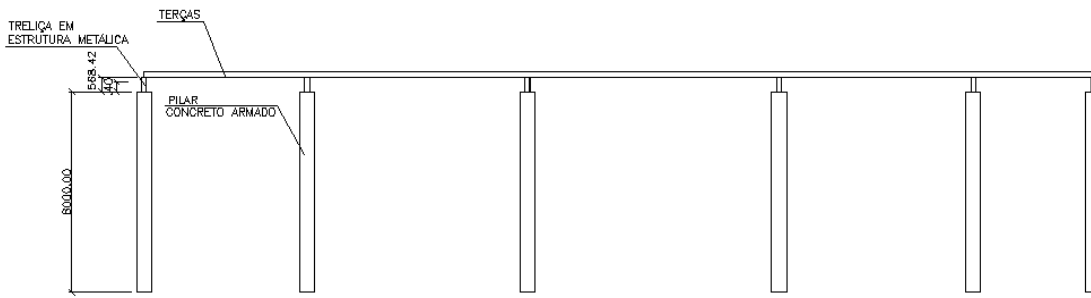
Fonte: Autor

Figura 44 - Vista frontal da cobertura metálica



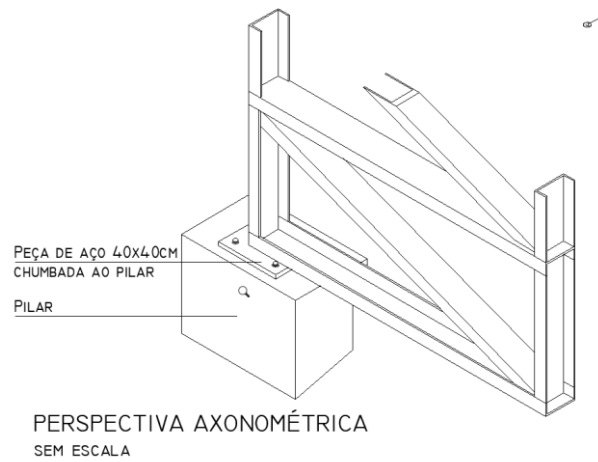
Fonte: Autor

Figura 45 - Vista lateral da cobertura metálica



Fonte: Autor

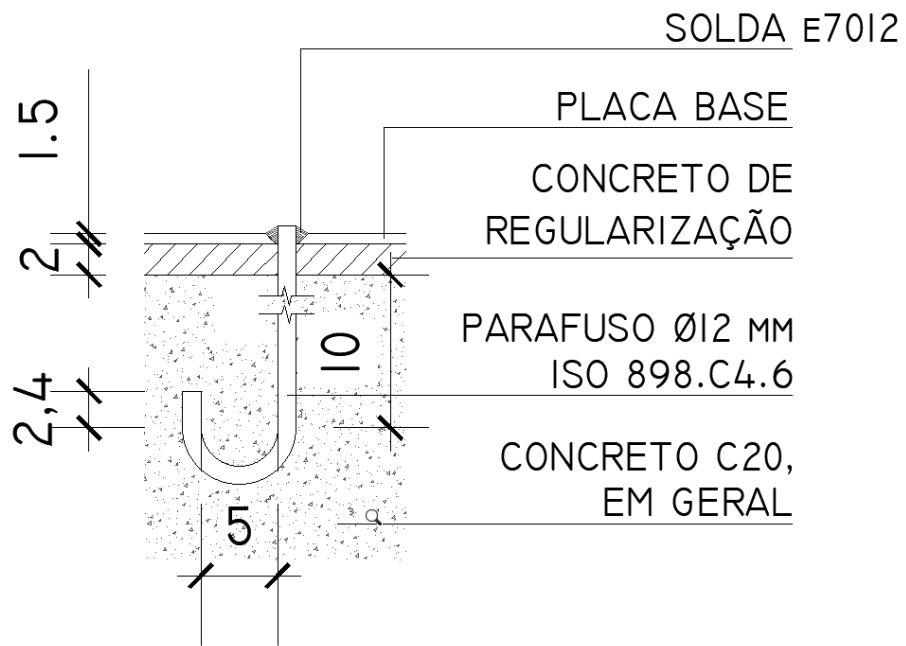
Figura 46 - Conexão pilar/cobertura



Fonte: Autor

O parafuso foi será fixado com resina epóxi (mínimo 60 MPa) com mergulho de 10cm. A ancoragem será de acordo com a figura a seguir.

Figura 47 - Detalhe ancoragem parafuso



Fonte: Autor

5. CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho permitiu a aplicação de diversos conceitos estudados ao longo da graduação em engenharia civil, bem como vivenciar as suas aplicações em um estudo prático, entendendo as limitações e serventias de cada conteúdo. As tomadas de decisão necessárias ao longo do processo despertaram a aplicação de conhecimentos multidisciplinares quanto à técnicas e limitações construtivas.

O projeto arquitetônico escolhido se mostrou um fator dominante no desenvolvimento deste trabalho, pois possuía uma planta “ideal”, com locação de pilares simétrica e bem ordenada, tornando o dimensionamento dos elementos mais padronizados. A solução final satisfaz as prescrições da norma e garantiu a segurança da estrutura para o estado limite último.

Foi possível verificar que, ainda que os métodos desacoplados de análise no pré-dimensionamento não tenham sido excessivamente simplistas, os resultados obtidos sofreram mudanças significativas ao longo das etapas seguintes de dimensionamentos. As lajes apresentaram valores inferiores após o efetivo dimensionamento, enquanto as vigas tiveram suas seções aumentadas em alguns elementos, inclusive para larguras indesejáveis arquitetonicamente.

A utilização de um modelo de pórtico espacial permitiu obter resultados mais precisos, principalmente pelo fato da estrutura em questão apresentar apoio mútuo entre vigas em diversos pontos, situação de difícil consideração quando utiliza-se modelos desacoplados de análises.

Os resultados obtidos corroboram para as considerações iniciais feitas no capítulo de projeto arquitetônico, onde pontua-se a necessidade de uma concepção arquitetônica voltada também as necessidades do projeto estrutural, considerando não somente as cargas verticais mas também as ações horizontais decorrentes do vento e a conseqüente necessidade de estruturas de contraventamento, prevendo a formação de pórticos, e com a compatibilização de vãos.

O resultado final deste trabalho provém de informações obtidas a partir da planta arquitetônica, mas também de considerações e simplificações por parte do autor, sendo que os valores finais obtidos estão atrelados ao processo aqui empregado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 87 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2004. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2015. 7 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **FLEXÃO NORMAL SIMPLES: VIGAS**. Bauru: Unesp, 2019

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO**. 2019. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 06 out. 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **PILARES DE CONCRETO ARMADO**. Bauru: Unesp, 2019

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2016. 415 p.

DROPPA JUNIOR, Alonso. **A IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS**. 2017. Disponível em: <<http://hs.toledoprudente.edu.br/blog-de-engenharia-civil/a-import%C3%A2ncia-do-estudo-da-resist%C3%A2ncia-dos-materiais>>. Acesso em: 09 nov. 2019.

LONGO, Luis Filipe. **Como avaliar a estabilidade global da estrutura?** 2019. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001006413?flash_digest=be2a245e2f21677198fa2f7d1ad144108e8800e2>. Acesso em: 30 out. 2019.

LONGO, Luis Filipe; HOROSTECKI, Alecsandro Rodrigo Nunes. **Como é calculado o coeficiente p-Delta?** 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001189434-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-p-Delta->>. Acesso em: 31 out. 2019.

LONGO, Luis Filipe; KOERICH, Rodrigo Broering; FERNANDEZ, Pablo Soares. **Como é calculado o coeficiente Gama-Z?** 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001155793-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-Gama-Z->>. Acesso em: 30 out. 2019.

LONGO, Luis Filipe; MOHR, Micheli Maria. **Relação carga por área não usual para edifícios**. 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002204694-Rela%C3%A7%C3%A3o-carga-por-%C3%A1rea-n%C3%A3o-usual-para-edif%C3%ADcios>>. Acesso em: 11 nov. 2019.

MARTHA, Luiz Fernando; **Método dos elementos finitos: modelos de elementos finitos para análise estrutural**. Rio de Janeiro: PUC-Rio. 1994. 52 p.

SILVA, Edson Lubas; PIERIN, Igor; SILVA, Valdir Pignatta e. **ESTRUTURAS COMPOSTAS POR PERFIS FORMADOS A FRIO: DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS E APLICAÇÃO CONFORME ABNT NBR 14762:2010 E ABNT NBR 6355:2012**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/ Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2014.

SILVA, Eng.^a Flávia Mattos da. **Deslocamentos Horizontais**. 2013. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/255/626/pt-br/deslocamentos-horizontais.html>>. Acesso em: 29 out. 2019.

SOUZA, Marcos Roberto de; VARGAS, Alexandre. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DOIS SOFTWARES COMERCIAIS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO**. 2015. 19 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Santa Catarina, 2015

ANEXO A

Combinações Últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Armado ¹	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{tg} F_{tgk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{tq} \psi_{oe} F_{tqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k,max}$ e $P_{k,min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_g G_{ik} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{ge} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qe} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ²	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{tg} F_{tgk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{tq} \psi_{oe} F_{tqk}$	
Excepcionais ²	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{tg} F_{tgk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{tq} \psi_{oe} F_{tqk}$	
<p>onde:</p> <p>F_d = valor de cálculo das ações para combinação última ; F_{gk} = representa as ações permanentes diretas F_{tgk} = representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{tgk} e variáveis como a temperatura F_{tqk} F_{qk} = representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal $\gamma_g, \gamma_{tg}, \gamma_q, \gamma_{tq}$ – ver Tabela 3.7 ; ψ_{oj}, ψ_{oe} – ver Tabela 3.8 F_{sd} = representa as ações estabilizantes ; F_{nd} = representa as ações não estabilizantes G_{ik} = valor característico da ação permanente estabilizante R_d = esforço resistente considerado estabilizante, quando houver G_{nk} = valor característico da ação permanente instabilizante</p> $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$ <p>Q_{nk} = valor característico das ações variáveis instabilizantes Q_{1k} = valor característico da ação variável instabilizante considerada principal ψ_{oj} e Q_{jk} = são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido $Q_{s,min}$ = valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante</p> <p>1. No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p>2. Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{oj} pode ser substituído por ψ_{2j}. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

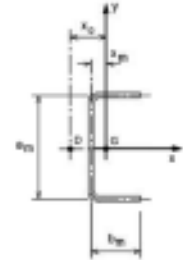
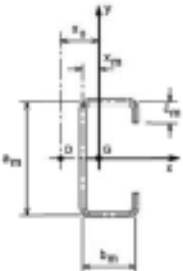
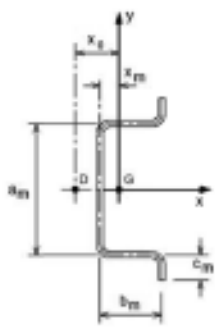
Combinações de Serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
onde: $F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

ANEXO B

Parâmetros geométricos

Seção	Parâmetros
	$\beta_y = 0$ $x_m = \frac{b_m^2}{a_m + 2b_m}$ $x_0 = b_m \left(\frac{3a_m^2 b_m}{a_m^3 + 6a_m^2 b_m} \right) + x_m$ $a_m = b_w - t$ $b_m = b_f - 0,5t$
	$\beta_y = 2c_m t (b_m - x_m)^3 + \frac{2}{3} t (b_m - x_m) \left[\left(\frac{a_m}{2} \right)^3 - \left(\frac{a_m - c_m}{2} \right)^3 \right]$ $x_m = \frac{b_m (b_m + 2c_m)}{a_m + 2b_m + 2c_m}$ $x_0 = b_m \left[\frac{3a_m^2 b_m + c_m (6a_m^2 - 8c_m^2)}{a_m^3 + 6a_m^2 b_m + c_m (8c_m^2 - 12a_m c_m + 6a_m^2)} \right] + x_m$ $a_m = b_w - t$ $b_m = b_f - t$ $c_m = D - 0,5t$
	$\beta_y = 2c_m t (b_m - x_m)^3 + \frac{2}{3} t (b_m - x_m) \left[\left(\frac{a_m + c_m}{2} \right)^3 - \left(\frac{a_m}{2} \right)^3 \right]$ $x_m = \frac{b_m (b_m + 2c_m)}{a_m + 2b_m + 2c_m}$ $x_0 = b_m \left[\frac{3a_m^2 b_m + c_m (6a_m^2 - 8c_m^2)}{a_m^3 + 6a_m^2 b_m + c_m (8c_m^2 + 12a_m c_m + 6a_m^2)} \right] + x_m$ $a_m = b_w - t$ $b_m = b_f - t$ $c_m = D - 0,5t$

Fonte: SILVA; PIERIN e SILVA, 2014

ANEXO C

Valores de ψ_2 utilizados no pré-dimensionamento da altura das lajes.

λ	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	1,50	1,70	1,70	1,80	1,90	1,90	2,00	2,00	2,20
1,05	1,48	1,67	1,69	1,78	1,87	1,89	1,97	1,99	2,18
1,10	1,46	1,64	1,67	1,76	1,83	1,88	1,94	1,97	2,15
1,15	1,44	1,61	1,66	1,74	1,80	1,87	1,91	1,96	2,13
1,20	1,42	1,58	1,64	1,72	1,76	1,86	1,88	1,94	2,10
1,25	1,40	1,55	1,63	1,70	1,73	1,85	1,85	1,93	2,08
1,30	1,38	1,52	1,61	1,68	1,69	1,84	1,82	1,91	2,05
1,35	1,36	1,49	1,60	1,66	1,66	1,83	1,79	1,90	2,03
1,40	1,34	1,46	1,58	1,64	1,62	1,82	1,76	1,88	2,00
1,45	1,32	1,43	1,57	1,62	1,59	1,81	1,73	1,87	1,98
1,50	1,30	1,40	1,55	1,60	1,55	1,80	1,70	1,85	1,95
1,55	1,28	1,37	1,54	1,58	1,52	1,79	1,67	1,84	1,93
1,60	1,26	1,34	1,52	1,56	1,48	1,78	1,64	1,82	1,90
1,65	1,24	1,31	1,51	1,54	1,45	1,77	1,61	1,81	1,88
1,70	1,22	1,28	1,49	1,52	1,41	1,76	1,58	1,79	1,85
1,75	1,20	1,25	1,48	1,50	1,38	1,75	1,55	1,78	1,83
1,80	1,18	1,22	1,46	1,48	1,34	1,74	1,52	1,76	1,80
1,85	1,16	1,19	1,45	1,46	1,31	1,73	1,49	1,75	1,78
1,90	1,14	1,16	1,43	1,44	1,27	1,72	1,46	1,73	1,75
1,95	1,12	1,13	1,42	1,42	1,24	1,71	1,43	1,72	1,73
2,00	1,10	1,10	1,40	1,40	1,20	1,70	1,40	1,70	1,70

Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

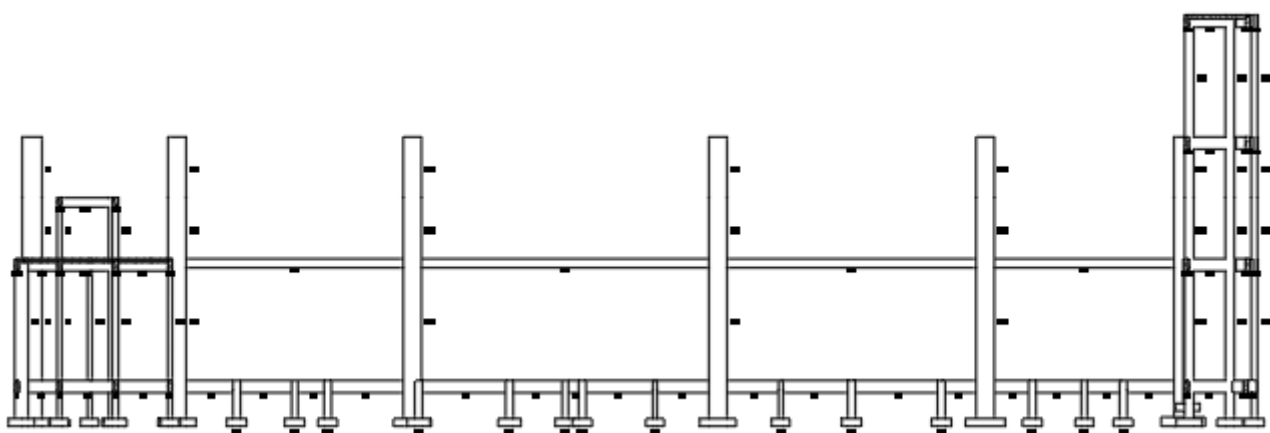
Valores de ψ_3 utilizados no pré-dimensionamento da altura das lajes.

Aço	Vigas e lajes nervuradas	Lajes maciças
CA25	25	35
CA32	22	33
CA40	20	30
CA50	17	25
CA60	15	20

Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2016.

ANEXO D

Figura 48 - Corte longitudinal



Fonte: Autor