



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VICTOR FERNANDES LEAL

**ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AS NORMAS BRASILEIRAS (ABNT NBR),
EUROPEIAS (*Eurocode*) E NORTE-AMERICANAS (*ACI*)**

João Pessoa
2022

JOÃO VICTOR FERNANDES LEAL

**ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AS NORMAS BRASILEIRAS (ABNT NBR),
EUROPEIAS (Eurocode) E NORTE-AMERICANAS (ACI)**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo

João Pessoa

2022

Catálogo na publicação
Seção de Catálogo e Classificação

L435e Leal, Joao Victor Fernandes.

Estudo comparativo de dimensionamento de pilares em concreto armado utilizando as Normas Brasileiras (ABNT NBR), Europeias (Eurocode) E Norte-Americanas (ACI) / Joao Victor Fernandes Leal. - João Pessoa, 2022.

68 f. : il.

Orientação: Givanildo

Azeredo.

TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. Dimensionamento de pilares. 2. Concreto armado.
3. Análise estrutural. I. Azeredo, Givanildo. II.
Título.

UFPB/CT

CDU

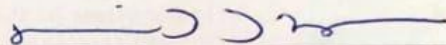
624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

JOÃO VICTOR FERNANDES LEAL

ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AS NORMAS BRASILEIRAS (NBR), EUROPEIAS (Eurocode) E NORTE-AMERICANAS (ACI)

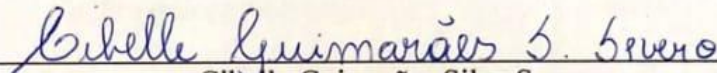
Trabalho de Conclusão de Curso em 05/12/2022 perante a seguinte Comissão Julgadora:



GIVANILDO ALVES DE AZEREDO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

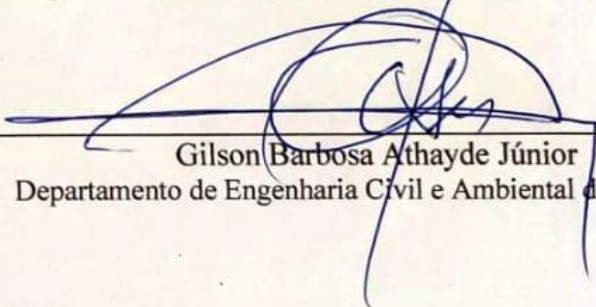
APROVADO



Cibelle Guimarães Silva Severo

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

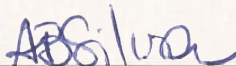
APROVADO



Gilson Barbosa Athayde Júnior

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof.ª Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Este trabalho é dedicado aos meus amigos,
minha família e ao meu psicólogo.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento especial aos meus professores que trilharam esse percurso da graduação comigo.

Ao professor Gilson Athayde, que me recebeu como seu orientando por mais de uma vez.

Ao professor Givanildo Azeredo, que me aceitou como seu orientando e contribuiu com os seus ensinamentos.

À professora Cibelle Guimarães, que se dispôs a fazer parte da banca examinadora.

Agradeço ao meu psicólogo, que me orientou para que eu finalmente vencesse essa barreira que foi o TCC.

Agradeço a todas as empresas as quais trabalhei, por me mostrarem como se apresenta o mercado que pretendo ingressar.

Agradeço aos meus colegas que tornaram a graduação um momento muito mais leve.

Agradeço a minha família que permitiu que eu concluísse essa etapa tranquilamente.

RESUMO

Para o dimensionamento de pilares de concreto armado utilizados nas construções de edifícios faz-se necessário além de observar as características físicas e geométricas, verificar as condições culturais, ambientais e econômicas de cada região pois as normas refletem essas necessidades no processo de dimensionamento. Este estudo teve como objetivo compreender, através do dimensionamento de pilares de concreto armado de um projeto arquitetônico residencial, as diferenças entre as normativas das regiões do Brasil, Europa e Estados Unidos. Para tanto selecionou-se as normas: no Brasil (NBR 6118:2014; NBR 6120:1980), na Europa (Eurocode EN 1990 – 1993) e nos Estados Unidos (ACI 318-19). Na primeira etapa do trabalho foi realizada uma pesquisa bibliográfica de materiais que criticassem as normas e na segunda etapa para a análise e comparação dos resultados foi utilizado o software Cypecad. Para comparar os diferentes códigos utilizados nas normas selecionadas, foram estudadas as condições para a análise estrutural de um edifício através de uma revisão bibliográfica das normas e um posterior dimensionamento de um mesmo edifício. Analisando a construção civil ao redor do mundo, ou até mesmo dentro de um mesmo continente ou país, o clima, materiais disponíveis e cultura variam, tornando difícil a aplicação de uma única norma específica para dimensionamento de estruturas, suscitando um cenário em que boa parte das construções não segue a norma vigente ou tem considerações exageradas. Buscar em outras culturas os diferentes parâmetros utilizados no dimensionamento de estruturas de concreto constitui-se uma importante ferramenta que pode complementar o conhecimento para a evolução das normas da nossa região.

Palavras-chave: Dimensionamento de pilares, concreto armado, análise linear.

ABSTRACT

With the goal of design a reinforced concrete column used in buildings, is needed to observe the physical and geometric characteristics, verify the cultural conditions, environment and economy of each region, because the norms reflect what is necessary in the design process. This work has the goal of understanding, with a column design, the differences between Brazilian, European and North-American codes To reach this goal, the Brazilian normas(ABNT NBR 6118:2004; NBR 6120:1980), European norms (Eurocode EN 1990-1993) and North-American norms (ACI 318-19) were selected. In the first section of this work, a research was made to get critiques, and then to analyze and compare results of design using the software CYPECAD. Analyzing the building construction Around the world or even in the same region or country, the climate, disponible materials and culture varies, making hard the application of one exclusive norm for structure design. Find in other cultures the different parameters used in concrete buildings is a important tool that can complement the knowledge for the evolution of local norms.

Keywords: Column design, reinforced concrete, linear analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Gráfico de tensão-deformação do concreto	24
Figura 2 – Gráficos de tensão-deformação do aço estrutural (à esquerda o aço prensado a quente e à direita a frio).....	25
Figura 3 – Gráfico simplificado para representar o comportamento do aço	25
Figura 4 – Ilustração de como obter os vãos efetivos das vigas.....	33
Figura 5 – Domínios de ELU da seção transversal.	34
Figura 6 – Área da laje que contribui na seção da viga.....	39
Figura 7 – Seção exemplo de pilar armado	39
Figura 8 – Diagrama de tensão em uma seção transversal.....	40
Figura 9 – Modelo para cálculo de torção	42
Figura 10 – Ilustração das distâncias utilizadas em projeto	43
Figura 11 – Ilustração de comportamento da seção sob flexo-compressão	45

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Principais características estudadas em cada norma	16
Quadro 2 - Características básicas dos materiais de acordo com a NBR 8953:2015.	17
Quadro 3 - Controle de fissuração.....	19
Quadro 4 - Soluções para aspectos arquitetônicos e construtivos que comprometem a durabilidade da estrutura.	20
Quadro 5 - Categorias de exposição ao ambiente.	21
Quadro 6 - Limites de deslocamento em vigas para estados limites de serviço.	36
Quadro 7 – Fórmulas para V_c conforme as áreas de aço.....	41
Quadro 8 – Principais efeitos calculados pelas normas.	62
Quadro 9 – Apresentação das combinações de ações pela norma americana	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cobrimento mínimo para o concreto conforme o elemento estrutural.	18
Tabela 2 – Resistência mínima dos concretos utilizadas em residências.....	20
Tabela 3 - Cobrimentos mínimos para as armaduras	23
Tabela 4 - Altura mínima e cobrimento mínimo para resistência ao fogo.	26
Tabela 5 - Tempo de vida útil baseado no tipo de estrutura.....	26
Tabela 6 – Valores mínimos das cargas verticais.....	28
Tabela 7 – Coeficientes para majoração de cargas.....	28
Tabela 8– Coeficientes para majoração de cargas.....	28
Tabela 9 - Combinações de carga segundo a norma americana.	29
Tabela 10– Cargas acidentais uniformemente distribuídas	30
Tabela 11- Cargas uniformemente distribuídas nas áreas residenciais.	31
Tabela 12– Coeficientes de minoração de resistências.	32
Tabela 13– Coeficientes de minoração das resistências.....	33
Tabela 14– Coeficientes para a diminuição de dimensões mínimas dos pilares	35
Tabela 15 – Coeficientes para a diminuição da altura mínima de lajes em balanço. .	36
Tabela 16– Alturas mínimas para os diferentes tipos de viga.	37
Tabela 17 – Coeficientes de redução de resistências.	40
Tabela 18 – Valores para o coeficiente de redução de resistência à compressão.	41
Tabela 19– Cargas básicas residenciais para cada norma.	48
Tabela 20– Cargas permanentes e acidentais para cada norma.....	48
Tabela 21 - Distribuição das seções para cada viga (ABNT NBR 6118:2014)	49
Tabela 22 – Distribuição de seções das vigas dispostas na vertical. (ABNT NBR 6118:2014).....	49
Tabela 23 - Seções e armaduras por trecho da edificação (ABNT NBR 6118:2014).	50
Tabela 24 – Cargas incidentes sobre o pilar P17 (ABNT NBR 6118:2014).....	51
Tabela 25 – Quantitativos do pilar P17 (ABNT NBR 6118:2014).	51
Tabela 26– Distribuição das vigas dispostas na horizontal (ACI 318 – 19) (continua)	52
Tabela 27- Distribuição das vigas dispostas na vertical (ACI 318 – 19)	52
Tabela 28 – Distribuições de seções e armaduras do pilar P17 (ACI 318 – 19).	54

Tabela 29 – Cargas incidentes sobre o pilar P17 (ACI 318 – 19) (continua).....	54
Tabela 30 – Quantitativos do pilar P17 (ACI 318 – 19)	55
Tabela 31 - Distribuição das vigas dispostas na horizontal (Eurocode EN 1992)	56
Tabela 32 - Distribuição das seções transversais e armaduras (Eurocode EN 1992). ..	57
Tabela 33 – Quantitativos do pilar dimensionado (Eurocode EN 1992).	57
Tabela 34 – Cargas sobre o pilar P17 (Eurocode EN 1992) (continua)	58
Tabela 35– Módulo de elasticidade.....	60
Tabela 36 – Comparação entre o total de concreto de vigas e lajes	63
Tabela 37 - Propriedades dos materiais conforme cada norma.....	64
Tabela 38 – Comparação de seções de pilares conforme cada norma.	64
Tabela 39 - Comparação entre as cargas normais e momentos causados pelo vento e sismos para cada norma.....	64
Tabela 40 - Comparação entre os volumes de concreto, peso de aço e taxas de aço para cada norma.....	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

E_c = Módulo de elasticidade secante do concreto

w_c = Densidade/massa específica do concreto

f'_c = Resistência à compressão axial do concreto

$c_{min,b}$ = Cobrimento mínimo conforme o tipo de estrutura

$c_{min,dur}$ = Cobrimento mínimo devido às condições ambientais

$\Delta c_{dur,y}$ = Aditivo por segurança

$\Delta c_{dur,st}$ = Redução do cobrimento devido ao uso de aço inox

$\Delta c_{dur,add}$ = Redução do cobrimento por adição de proteção

$M_{rd,x}$ e $M_{rd,y}$ os componentes do momento resistentes considerando os eixos principais de inércia x e y.

$M_{rd,xx}$ e $M_{rd,yy}$ os componentes do momento resistentes considerando os eixos em flexão composta normal.

S_n = Esforço nominal

U = Combinação de ações

A_{smin} = Área mínima de aço

A_g = Área total de aço

d_{agg} = Diâmetro do agregado

B_d = Largura total da seção

b_w = Largura útil da seção

d = Altura útil da seção

A_{st} = Área total de armadura.

P_n = Esforço axial nominal

$P_{n,max}$ = Esforço nominal máximo

M_n = Momento de projeto

B_t = Largura da zona de tensão

F_{ctm} = Resistência conforme a classe selecionada.

F_{yd} = Resistência ao escoamento do aço

N_{ed} = Esforço normal de compressão

A_{sw} = Área de armadura para cisalhamento.

s = espaço entre os estribos.

F_{ywd} = Resistência ao escoamento das armaduras para cisalhamento.

v_1 = Coeficiente de redução de resistência do concreto na área fissurada.

a_{cw} = Coeficiente devido ao estado de tensão na área de compressão.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
2	DESENVOLVIMENTO.....	16
2.1	MATERIAIS E DURABILIDADE	16
2.1.1	NBR 6118:2014.....	17
2.1.2	ACI 318 - 19.....	20
2.1.3	<i>Eurocode</i> 1990	23
2.2	AÇÕES	27
2.2.1	ABNT NBR 6118:2014	27
2.2.2	ACI-318.....	29
2.2.3	EN 1991-1:2002	30
2.3	ANÁLISE ESTRUTURAL	32
2.3.1	ABNT NBR 6118:2014	32
2.3.2	ACI 318	36
2.3.3	EN 1992.....	42
3	ESTUDO COMPARATIVO PRÁTICO	46
3.1	ANÁLISE DO PILAR MAIS SOLICITADO	48
3.1.1	NBR 6118.....	49
3.1.2	ACI 318	52
3.1.3	<i>Eurocode</i>	55
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	60
4.1	MATERIAIS E DURABILIDADE	60
1.1.	AÇÕES	61
1.2.	ANÁLISE ESTRUTURAL	63

1.3.	ESTUDO COMPARATIVO DO PILAR MAIS SOLICITADO.....	63
5	CONCLUSÃO.....	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

1 INTRODUÇÃO

Cada região do mundo possui seu conjunto de códigos para elaboração de projetos estruturais, assim, no intercâmbio de profissionais, sempre há a necessidade de reaprender os parâmetros e técnicas de dimensionamento da região, utilizando o mesmo tipo de elemento estrutural. Dentro de uma região ou país, os climas, materiais disponíveis e cultura variam, tornando difícil ter uma única norma específica para dimensionamento de estruturas, criando o cenário onde boa parte das construções não segue a norma vigente ou tem considerações exageradas. Buscar em outras culturas os diferentes parâmetros e observar o resultado do dimensionamento de estruturas de concreto armado é uma maneira que pode complementar o conhecimento para a evolução das normas da nossa região.

O presente estudo se propõe a realizar uma comparação de dimensionamento de pilares de concreto armado conforme normativas em áreas distintas, sendo escolhidas normas do Brasil (NBR 6118:2014; NBR 6120:1980), Europa (*Eurocode* EN 1990 – 1993) e Estados Unidos (ACI 318-19). O dimensionamento de pilares é a determinação das suas características físicas e geométricas, através de parâmetros ambientais, de segurança e durabilidade estabelecidos pelas normas de concreto armado. Esses parâmetros variam conforme cada região e devido às diferentes necessidades culturais, ambientais e econômicas, as normas refletem essas necessidades no processo de dimensionamento.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Compreender, através do dimensionamento de pilares de concreto armado de um projeto arquitetônico residencial, as diferenças entre os normativos das regiões do Brasil, Europa e Estados Unidos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar as normas NBR 6118:2014, EN 1990-1992, ACI-318-19 e suas normas adjacentes no que tange o dimensionamento de pilares de concreto armado.
- Realizar levantamento de cargas e definir o modelo estrutural de um projeto arquitetônico.
- Comparar os resultados de dimensionamento dos elementos estruturais com foco no pilar mais solicitado conforme as diferentes normas;

2 DESENVOLVIMENTO

Para uma análise inicial, foi levantado se cada norma apresenta os pontos mais cruciais para o dimensionamento. Os critérios de durabilidade, servicibilidade, resistência mecânica e atividades sísmicas são os critérios comuns entre as normas, e afetam diretamente os estudos das cargas ou mesmo as dimensões iniciais de cada peça estrutural.

Os outros pontos que também afetam o dimensionamento são a resistência ao fogo, explosões, impactos e consequências de erros humanos, esses não são apresentados em todas as normas, porém têm valor importante nas considerações que afetam as estruturas. O quadro abaixo mostra o escopo dos critérios básicos de cada uma das normas.

Quadro 1 – Principais características estudadas em cada norma

ITEM\NORMA	NBR 6118: 2014	Eurocode 1990-1992	ACI 318- 19
Durabilidade	X	X	X
Servicibilidade	X	X	X
Resistência mecânica	X	X	X
Resistência ao fogo	-	X	X
Resistência a explosões	-	X	X
Resistência a impactos	-	X	X
Consequências de erros humanos	-	X	X
Atividades sísmicas	X	X	X

Fonte: Produzido pelo autor.

Os critérios mais impactantes para a comparação entre as normas foram os materiais, ações e análise estrutural. Cada um desses critérios foi estudado elencando as principais características das normas.

2.1 MATERIAIS E DURABILIDADE

Tanto os critérios de durabilidade quanto as características dos materiais de cada norma variam, tanto no seu escopo quanto na especificidade de limites. Nessa etapa foi relacionado o que cada norma padroniza sobre:

- Características do concreto;

- Características da armadura;
- Agressividade das condições físicas;
- Cobrimento da armadura.

2.1.1 NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 inicia a sua abordagem sobre os materiais mencionando a NBR 8953:2015, que classifica o concreto conforme sua resistência. A norma de estruturas só é válida para concreto com resistência característica até 90 MPa, considerando os concretos abaixo da classe C25 com armadura passiva, e C15 apenas para estruturas provisórias ou concreto sem fim estrutural.

O quadro a seguir refere-se às propriedades do concreto mencionadas na norma, e os limites para os seus valores.

Quadro 2 - Características básicas dos materiais de acordo com a NBR 8953:2015

Característica	Material	Valores adotados/sugeridos pela norma
Massa específica	Concreto	2 000 kg/m ³ e 2 800 kg/m ³ .
	Aço	7850 kg/m ³
Coeficiente de dilatação térmica	Concreto	10-5/°C
	Aço	
Resistência à compressão	Concreto	Obtenção através de corpos de prova, referência aos 28 dias.
	Aço	Obtido através de ensaios mencionados na NBR 6349
Resistência à tração	Concreto	C50 ou inferior: $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$
		Superior a C50: $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$
	Aço	Ensaio mencionados na NBR 6349
Módulo de elasticidade	Concreto	21 GPa a 47 GPa, conforme resistência do concreto
	Aço	200 GPa
Coef. de Poisson	Concreto	0,2
Elasticidade transversal	Concreto	Módulo de elasticidade/2,4

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8953:2015

A ABNT NBR 6118:2014 elenca como prioridade a vida útil do projeto, estabelecendo tanto ao projetista como ao construtor a responsabilidade de orientar, através de um manual, como utilizar, manter e inspecionar a construção ~~durante sua utilização~~. Essa norma afirma que através da lixiviação, expansão por sulfato, reação álcali agregado, e do aço, como Despassivação e deterioração, a estrutura tem sua durabilidade comprometida, sendo então efeitos que devem ser ensaiados e prevenidos. Levando em conta as possíveis fontes de ataque ao concreto armado, foi desenvolvida a tabela 6.1 da norma, que elenca o nível de agressividade conforme a condição do local onde a estrutura está localizada, ela classifica a agressividade do ambiente (de fraca a muito forte) conforme o risco de deterioração da estrutura (insignificante a elevado). Baseado nesse nível de agressividade, drenagem e forma arquitetônica, a tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014 determina o cobrimento mínimo de concreto para o tipo de elemento estrutural de concreto armado. Neste trabalho renomeado como quadro 3:

Tabela 1 - Cobrimento mínimo para o concreto conforme o elemento estrutural.

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Adaptado).

Outro ponto importante sobre durabilidade, apresentado na norma, é o limite de fissuração e proteção das armaduras, onde a abertura máxima das fissuras é determinada para cada sistema estrutural, conforme tabela 13.4, aqui renomeada de quadro 4:

Quadro 3 - Controle de fissuração

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Apesar de não especificar valores, a norma menciona que caso algum desconforto psicológico dos usuários ou de funcionalidade da estrutura sejam prejudicados pelas fissuras, limites mais rígidos que os do quadro 4 devem ser utilizados.

Alguns critérios de projeto também são elencados na norma, orientando soluções aos projetistas para os aspectos de drenagem, forma, qualidade do concreto de cobrimento, detalhes de armaduras, controle de fissurações, impermeabilizações e inspeções. Apesar desses critérios necessitarem de análise especial para cada caso, eles são de extrema importância para a durabilidade da estrutura. Em geral, esses componentes arquitetônicos e de controle de materiais não são levados em consideração na modelagem da estrutura, porém os profissionais responsáveis pela compatibilização do projeto devem estar sempre atentos a eles, pois itens como as juntas de dilatação, resistência correta do concreto, disposição precisa das armaduras, entre outros, tornam inválidas as considerações básicas da estrutura, tornando

todo o cálculo estrutural inválido. O quadro a seguir elenca os principais pontos para cada um dos aspectos citados anteriormente.

Quadro 4 - Soluções para aspectos arquitetônicos e construtivos que comprometem a durabilidade da estrutura.

Drenagem	Evitar presença acumulação de água da chuva/limpeza/lavagem
	Juntas de dilatação devem ser seladas
	Topos de platibandas/paredes devem ser protegidos
Formas	Deve ser previsto acesso para inspeção/manutenção de partes da estrutura que tenham vida útil menor que os outros, como aparelhos de apoio, caixões, impermeabilizações, etc.
Qualidade do cobrimento	Devem ser feitos ensaios comprobatórios da estrutura, ou seguir a tabela de relação água cimento presente na norma
Detalhamento de armaduras	Disposição correta das barras dentro da estrutura, inclusive prevendo um espaçamento suficiente para a utilização de um vibrador
Controle de fissuração	Manter um foco no controle de fissuras nas regiões de armaduras ativas, devido a sua maior sensibilidade à corrosão
Medidas especiais	Observar se as condições de exposição da estrutura, utilizando revestimentos hidrofugantes, pinturas impermeabilizantes sobre o concreto, ou mesmo galvanização da armadura, proteção catódica etc.
Inspeção	Os projetos devem orientar e facilitar os procedimentos de inspeção. É necessário também o manual do usuário.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Adaptado)

2.1.2 ACI 318 - 19

A norma americana apresenta os valores mínimos para a resistência a compressão (f'_c) do concreto armado, conforme está disposto na Tabela 1.

Tabela 2 – Resistência mínima dos concretos utilizadas em residências.

Aplicação	f'_c mínimo (psi)	f'_c mínimo (MPa)
Geral	2500	17,23
Fundações para fins residenciais	2500	17,23

Fonte: Adaptado de ACI 318-19.

No cálculo do módulo de elasticidade do concreto, utilizamos a relação:

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (1)$$

$$E_c = 57000 \sqrt{f_c'} \quad (2)$$

Sendo:

E_c = Módulo de elasticidade secante do concreto

w_c = Densidade/massa específica do concreto

f_c' = Resistência à compressão axial do concreto

O módulo de ruptura do concreto (f_r) é um fator obtido para mensurar a resistência à tração dele, e pode ser calculado por:

$$f_r = 7,5 \lambda \sqrt{f_c'} \quad (3)$$

Sendo:

f_r = Resistência à tração do concreto

Quando tratamos das categorias de exposição ao ambiente, a norma americana divide o concreto conforme as condições de gelo e degelo, sulfatos, em contato com a água e com armadura corroída, mais detalhes estão expostos no quadro 6.

Quadro 5 - Categorias de exposição ao ambiente.

Categoria	Agressividade	Classe	Condição	
Gelo e degelo	Insignificante	F0	Concreto exposto a ciclos de gelo e degelo	
	Moderado	F1	Concreto exposto a ciclos de gelo e degelo e exposição ocasional a umidade	
	Severo	F2	Concreto exposto a ciclos de gelo e degelo e exposição contínua a umidade	
	Muito severo	F3	Concreto exposto a ciclos de gelo e degelo e exposição contínua a umidade e produtos químicos de degelo	
Sulfato			Porcentagem de sulfatos solúveis em água (SO4)	Sulfato dissolvido (SO4) em água, ppm
	Insignificante	S0	SO4 < 0,10	SO4 < 150
	Moderado	S1	0,10 < SO4 < 0,2	150 < SO4 < 1500
	Severo	S2	0,20 < SO4 < 2,0	1500 < SO4 < 10000
	Muito severo	S3	SO4 > 2,0	SO4 > 10000
Permeabilidade	Não aplicável	P0	Em contato com a água onde baixa permeabilidade não requerida	
	Requerido	P1	Em contato com a água onde baixa permeabilidade é requerida	
Reforço com proteção a corrosão	Não aplicável	C0	Concreto seco ou protegido de umidade	
	Moderado	C1	Concreto exposto a umidade, mas não por fonte de cloro	
	Severo	C2	Concreto exposto a umidade e fontes de cloro	

Fonte: Adaptado de ACI 318 - 19

A durabilidade do concreto sob as condições de exposição no quadro acima depende diretamente da sua relação água/cimento que deve ser: Entre 0,4 e 0,5 para congelamento e descongelamento, com sua devida quantidade de ar incorporado; Entre 0,45 e 0,50 para a exposição a sulfatos, com suas devidas adições de materiais cimentícios finos como pozolanas; Acima de 0,50 para o contato direto com água; Acima de 0,40 para concreto com armadura corrosiva, apresentando seus limites de cloretos dissolvidos em água.

Todos os materiais cimentícios que vão compor o concreto tem sua norma reguladoras. O cimento *Portland* por exemplo, é regulado pela ASTM C150, os agregados são regidos pelas ASTM C33, os materiais finos pela ASTM C1797 e a água pela ASTM C1602.

A mistura do concreto normatizado pela ACI 318-19 possui uma série de pré-requisitos e informações necessárias, dentre os quais cada concreto deve apresentar:

- Sua resistência característica.
- Módulo de elasticidade mínimo.
- Máxima relação água-cimento aplicável.
- Diâmetro nominal do agregado graúdo, que não pode ter uma dimensão: Inferior a 1/5 de sua maior dimensão; superior a 1/3 da altura das lajes; superior a 3/4 da distância de armaduras.
- A mistura não deve apresentar segregação e deve abraçar totalmente a armadura.
- Deve estar de acordo com os critérios de durabilidade presente nos documentos
- Deve estar de acordo com os ensaios de compressão realizados ao 28º dia dos corpos de prova.

Além desses itens, a norma apresenta os diferentes documentos necessários para a produção do concreto, seu armazenamento e até a concretagem em ambientes muito frios ou quentes.

Quando tratamos da armadura de reforço, a tensão de escoamento (f_y) é definida pela ASTM A370, f_y é o produto da sua deformação (ϵ) pelo módulo de elasticidade do aço E_s , considerado 29.000.000 psi, ou 200 GPa.

Para a proteção do aço, a norma define os valores mínimos de cobrimento de concreto, que devem ser seguidos conforme o tipo de elemento construtivo ou o nível de contato direto com o solo, a não ser que haja uma necessidade de maior cobrimento para proteção contra o fogo. Vale salientar que os acabamentos no piso de concreto também podem contar como

cobrimento, conforme o quadro abaixo que apresenta os valores de cobrimento para cada categoria.

Tabela 3 - Cobrimentos mínimos para as armaduras

Categoria de exposição	Membros	Diâmetros das armaduras	Cobrimento (cm)
Contato permanente com o solo	Todos	Todos	7,5
Exposto ao clima ou em contato ocasional com o solo	Todos	Entre 19mm e 50 mm	5
		Acima de 50 mm	3,8
Não exposto ao clima nem ao solo	Lajes, paredes	Entre 40 e 50 mm	3,8
	Vigas, colunas, tirantes	Abaixo de 40 mm	2,5
		Todos	3,8

Fonte: Adaptado de ACI 318 – 19

O aço para armadura pode ser a base de carbono, liga de aço, aço inoxidável ou trilhos de aço, todos regulados por suas normas específicas. Tanto as barras protendidas quanto as planas que possuem resistência acima de 400 Mpa, a força de escoamento deve ser obtida para uma tensão de 0,35%.

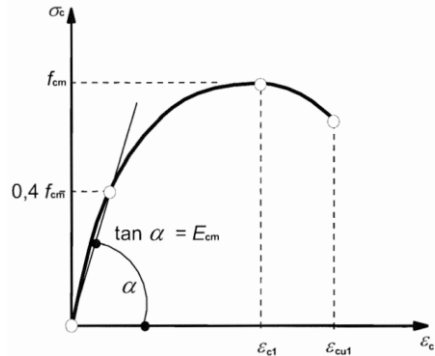
2.1.3 Eurocode 1990

A norma europeia EN-1992 já inicia abordando a resistência à compressão do concreto, mencionando a classificação dos concretos pela resistência característica dos ensaios de cilindro ou cubo, principalmente aos 28 dias, porém dando a abertura para antes ou depois desse tempo em casos específicos. Para esses casos a norma especifica fórmulas de obtenção da resistência, que varia com o tipo de cimento, temperatura e cura. A resistência à tração do concreto é definida pela tração na flexão, sendo considerada 90% do resultado do ensaio.

O módulo de elasticidade do concreto depende, principalmente, da sua resistência à compressão, variando de 27 GPa a 44 GPa. Os valores de módulo de elasticidade e coeficiente de deformação também variam com o tempo de cura do concreto. A norma também elenca um tópico sobre contração e expansão, criando um valor para o módulo de elasticidade

transversal que é proporcional ao módulo de elasticidade médio. A configuração do gráfico tensão deformação apresentado pela norma europeia está representada na figura 1.

Figura 1 – Gráfico de tensão-deformação do concreto



Fonte: Eurocode EN 1990

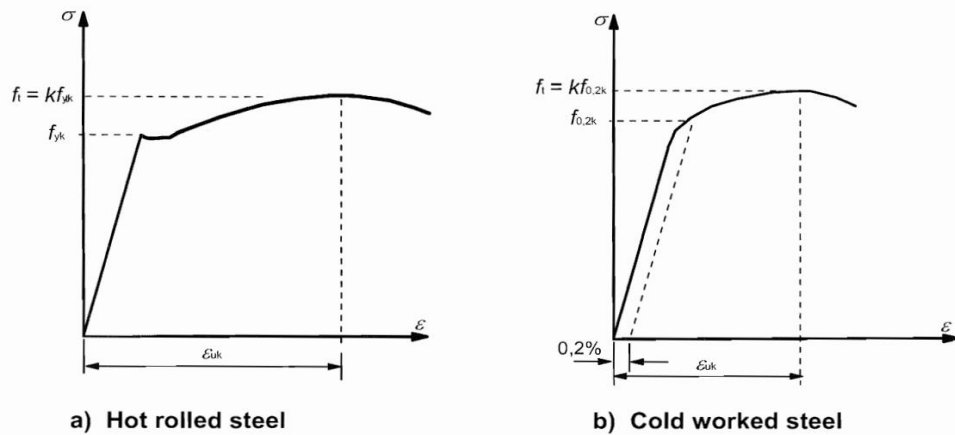
Quando tratamos dos valores de resistência à compressão e tração, a norma europeia considera um fator de segurança, que varia de 1 a 1,5 conforme as condições de carga e tipo de concreto, além do coeficiente para cargas de longa duração (fluência).

Para finalizar a abordagem sobre o concreto, a norma europeia apresenta as relações de tensão-deformação para a seção transversal, simplificada pelo diagrama parábola-retângulo e diagrama bi/linear, além disso a norma apresenta as relações de tensão-deformação para concreto confinado.

O aço para o reforço estrutural abordado pela norma possui entre 200 e 400 MPa de resistência, que também define a tensão de escoamento e resistência a tração.

A ductilidade do aço estrutural é definida pela razão entre a resistência a tração e a tensão de escoamento, além da deformação na ruptura. A seguir estão os gráficos de tensão-deformação típicos do aço estrutural.

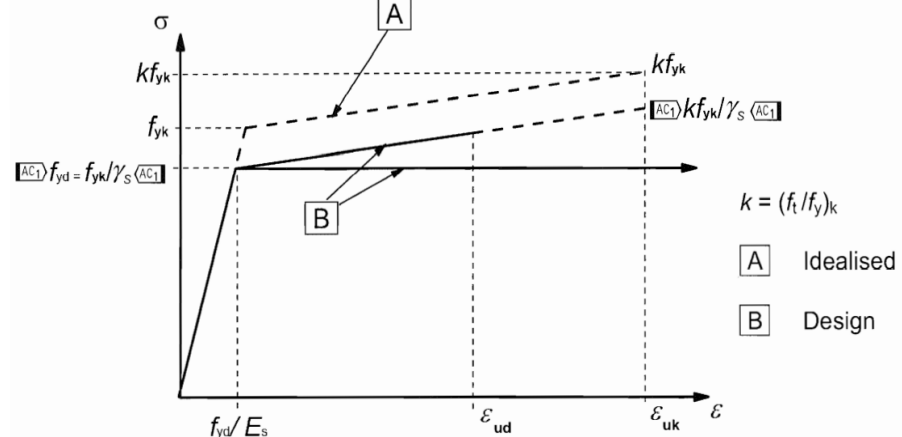
Figura 2 – Gráficos de tensão-deformação do aço estrutural (à esquerda o aço prensado a quente e à direita a frio)



Fonte: Eurocode EN 1990

Para a utilização desses diagramas de maneira, mas prática, foi feita a simplificação através de gráficos lineares, levando em conta os coeficientes para manter a segurança.

Figura 3 – Gráfico simplificado para representar o comportamento do aço



Fonte: Eurocode EN 1990

O valor da densidade do aço deve ser considerado 7850 kg/m³ e seu módulo de elasticidade 200 GPa.

Além desses pontos, a norma menciona a *Eurocode* EN 10080 que trata da solda do aço estrutural e da fadiga e todos os pontos necessários para projetos com o aço protendido.

A norma europeia torna obrigatório que todas as estruturas tenham uma camada de proteção contra o fogo.

Tabela 4 - Altura mínima e cobrimento mínimo para resistência ao fogo.

Elemento estrutural	Altura mínima de concreto para resistência ao fogo
Lajes	6cm + 1 cm (cobrimento)
Vigas	12cm + 2cm (cobrimento)
Pilares	20 cm + 2,5cm (cobrimento)

Valores selecionados para a classe R30

Fonte: Adaptado de EN 1992-1-2

Os pontos base de preocupação da *Eurocode* para que a durabilidade da estrutura seja satisfatória são:

- Intenção/utilidade da estrutura e critério de desenho.
- Configurações ambientais esperadas e propriedades do solo
- Composição, propriedades e performance dos materiais,
- Escolha do sistema estrutural e seu detalhamento;
- Qualidade da mão-de-obra e nível de controle;
- Medidas de proteção e manutenção da vida útil da edificação.

Vale salientar que as condições ambientais devem ser identificadas na fase de desenho, para que sejam projetadas as devidas proteções da estrutura. O grau de deterioração pode ser estimado através de cálculos, experimentos, experiência de construtores ou a combinação desses métodos.

A norma europeia elenca o tempo de vida de cada tipo de construção diretamente, conforme o quadro abaixo.

Tabela 5 - Tempo de vida útil baseado no tipo de estrutura.

Projeto	Vida útil da estrutura	Exemplos
1	10	Estruturas temporários
2	10 a 25	Estruturas
3	15 a 30	Estruturas para agricultura ou similar
4	50	Estruturas para construções residenciais

Fonte: Adaptado da ACI 318 - 19

Para tratar mais especificamente da durabilidade em estruturas de concreto, a EN-1992 utiliza como base a EN 206-1, que classifica a exposição ao ambiente em 6 níveis, se preocupando com os fenômenos de carbonatação, corrosão por cloretos, congelamento e descongelamento e ataques químicos.

Para prevenir-se dos ataques, a norma europeia elenca que o concreto deve ter um cobrimento que garanta a unidade do sistema concreto-armadura, proteja o aço contra corrosão e também garanta resistência ao fogo. O valor mínimo para o cobrimento é de 10 mm, e segue a fórmula seguinte:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (4)$$

Sendo:

$c_{min,b}$ = Cobrimento mínimo conforme o tipo de estrutura

$c_{min,dur}$ = Cobrimento mínimo devido às condições ambientais

$\Delta c_{dur,y}$ = Aditivo por segurança

$\Delta c_{dur,st}$ = Redução do cobrimento devido ao uso de aço inox

$\Delta c_{dur,add}$ = Redução do cobrimento por adição de proteção

Além disso a norma especifica mais itens que afetam o valor do cobrimento, como a presença de outros elementos de concreto que a estrutura será conjugada, superfícies irregulares (como agregado exposto), ciclos de congelamento e descongelamento, ataque químico e abrasão.

2.2 AÇÕES

2.2.1 ABNT NBR 6118:2014

A norma brasileira classifica as ações como permanentes, acidentais ou excepcionais. As ações permanentes são o peso próprio da estrutura, de elementos construtivos e empuxos permanentes.

Dentre as ações permanentes estão o peso próprio, instalações permanentes, com suas massas específicas regidas pela NBR 6120, empuxos de terra/materiais não removíveis, regidos pela NBR 8681. Outros fenômenos como deslocamentos de apoio, fluência, retração, imperfeições geométricas globais e locais são consideradas ações permanentes e devem ser levadas em consideração no cálculo da estrutura.

As ações variáveis englobam principalmente o uso da edificação, mas também podem aparecer como cargas móveis, impacto, força centrífuga etc. As ações do vento (prescritas pela NBR 6123), água, variações de temperatura, choques ou vibrações também são consideradas ações variáveis.

Os valores característicos F_k de cada ação varia conforme a sua intensidade. As ações permanentes de peso próprio podem ser obtidas através das massas específicas e volumes de

cada item estrutural e não estrutural conforme a ABNT NBR 6120:1980. Essa norma também rege o uso das edificações, e suas cargas podem ser obtidas conforme a tabela a seguir:

Tabela 6 – Valores mínimos das cargas verticais

	Local	Carga (kN/m ²)
Edifícios residenciais	Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros	1,5
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2
Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

As ações acidentais são obtidas conforme cada norma que as rege, sempre respeitando a valores que entre 25% e 35% de serem ultrapassados, num período de retorno de 50 anos.

As ações sobre a estrutura devem ser sempre majoradas conforme o produto entre 3 coeficientes, demonstrados nas tabelas a seguir:

Tabela 7 – Coeficientes para majoração de cargas

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	1,0	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

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Tabela 8– Coeficientes para majoração de cargas.

Ações	γ_f		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3

Vento	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
	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

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Toda a estrutura deve ser submetida às diferentes combinações de ações, usualmente a combinação normal de esgotamento de capacidade resistente, ilustrada pela equação a seguir.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (5)$$

A equação acima engloba as ações permanentes diretas, retração, temperatura e ações acidentais de diferentes origens.

2.2.2 ACI-318

As ações sobre a estrutura advêm das cargas de peso próprio, cargas aplicadas, terremotos, variações de volume e desalinhamento de apoios. As equações para cada combinação de cargas estão dispostas no quadro abaixo:

Tabela 9 - Combinações de carga segundo a norma americana.

Carga primária	Combinações de carga
Permanente	$U = 1,4 D$
Acidental	$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
Acidental, neve	$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (1,0 L \text{ ou } 0,5 W)$
Vento	$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$
Variação de volume	$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$
Vento	$U = 0,9 D + 1,0 W$
Variação de volume	$U = 0,9 D + 1,0 E$

Fonte: Adaptado de ACI 318-19

Pelas equações acima, resumem-se os efeitos de cargas permanentes, acidentais, neve, chuva, vento e mudanças de temperatura (os efeitos de impacto estão inseridos no cálculo das cargas acidentais (L)). A carga L deve incluir os seguintes efeitos:

- Cargas acidentais concentradas;
- Cargas de veículos;

- Cargas de guindaste;
- Cargas de barreiras veicular;
- Efeitos de impacto;
- Efeitos de vibração.

O efeito de cargas que não agem simultaneamente também deve ser investigado. Caso a carga de vento seja considerada como carga de serviço, deve se trocar o coeficiente 1,0 por 1,6 na equação que corresponde a ele.

O efeito de desalinhamento de apoios e variações de volume (T), deve ser considerado em combinação, e o valor do seu coeficiente não pode ser inferior a 1.

No caso da presença de cargas de fluido (F), caso elas diminuam o peso da estrutura, devem ser desconsideradas.

Os valores de cálculo de cargas estão presentes na norma ASCE/SEI 7. Para as cargas permanentes, o item 3.1.2 dessa norma menciona que o valor do peso dos materiais deve ser fornecido pela autoridade que tiver jurisdição sobre ele. As cargas acidentais são produzidas pela ocupação do edifício e por todas as cargas que não estejam incluídas nas outras categorias. Para o caso das residências, as cargas estão dispostas no quadro a seguir.

Tabela 10– Cargas acidentais uniformemente distribuídas

Ocupação da construção	Carga acidental (kN/m²)
Residencial	
Ocupações residenciais multifamiliares	
Salas privadas, corredores	1,92
Escadas	4,8
Salas públicas e corredores que os servem	4,8

Fonte: Adaptado de ASCE/SEI 7

2.2.3 EN 1991-1:2002

As ações categorizadas pela norma europeia são as ações de peso próprio e cargas impostas. O peso próprio é uma carga permanente e fixa, entretanto, uma vez que ele varia no tempo, deve ser considerado uma carga imposta. As cargas impostas são ações livres e variáveis, englobando até as cargas de veículos, acidentes e maquinários.

As cargas de peso próprio que devem ser levadas em consideração no projeto residencial é o peso da estrutura e de membros não estruturais combinados. Os elementos não estruturais mencionados são:

- Telhados e coberturas;

- Montantes e suportes de paredes;
- Instalações elétricas, hidrossanitárias e seus equipamentos;
- Forros.

Para obter os valores de peso próprio dos itens estruturais e não estruturais, deve-se verificar a densidade dos materiais, mencionados anteriormente.

As cargas impostas são arranjadas em dois diferentes grupos, o que engloba pisos, vigas e telhados e o que engloba paredes e colunas. O primeiro grupo tem sua carga representada sempre pela área mais desfavorável, isto é, a carga num piso inteiro será definida pela carga mais pesada que atua sobre ele, exceto quando for possível determinar uma área de influência específica. No caso do segundo grupo, as cargas impostas que atuam sobre uma parede/coluna devem ser localizadas nas partes mais desfavoráveis delas.

As categorias de uso de cada parte da edificação definirão a carga que será imposta sobre ela. Os valores característicos para as cargas impostas residenciais (categoria A) estão descritos abaixo.

Tabela 11- Cargas uniformemente distribuídas nas áreas residenciais.

Categorias de áreas carregadas	Carga acidental (kN/m²)
Categoria A (residencial)	
Pisos	1,5 a 2
Escadas	2 a 4
Marquises	2,5 a 4

Fonte: Adaptado

de EN 1991-1-1.

As combinações de ações estão descritas nas normas do *Eurocode*, sendo essas combinações incluindo ações que ocorrem simultaneamente. O formato geral dos efeitos das ações (E_d) deve ser:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (6)$$

A norma deixa em aberto quais cargas impostas levar em consideração, porém sempre testando a estrutura para as combinações: Fundamentais (permanentes e transientes); Acidentais; Sísmicas. Também deve-se considerar o efeito do fogo/impacto sobre a situação que está se verificando, seja no momento de um incêndio/acidente ou depois desse momento ($A = 0$).

Os fatores de segurança das cargas residenciais para as ações de peso próprio/acidentais estão dispostos na tabela a seguir.

Tabela 12– Coeficientes de minoração de resistências.

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Cargas residenciais	0,7	0,5	0,3

Fonte: Adaptado de EN 1990

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

2.3.1 ABNT NBR 6118:2014

As premissas básicas dos modelos estruturais baseados na norma brasileira são que estes devem representar a geometria, carregamentos, condições de contorno, características, respostas dos materiais e até mesmo a interação solo-estrutura. Quando a análise geral da estrutura não trazer informações conclusivas, deve ser feita uma análise local (como no caso da avaliação das flechas). Por utilizarmos, na maioria do tempo, análise estrutural com modelos bi e tridimensionais em elementos finitos, os resultados dessa análise servem apenas para visualização dos caminhamentos das cargas e determinação dos esforços solicitantes nos elementos estruturais.

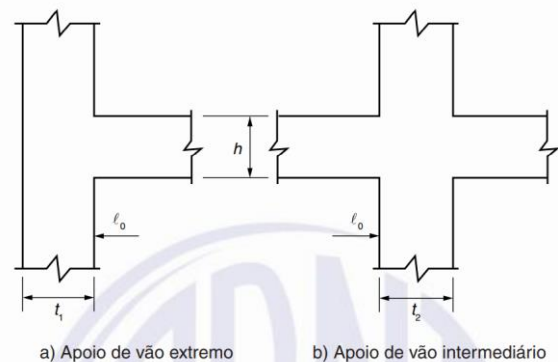
Dentro da análise estrutural básica, devem ser respeitadas as condições de equilíbrio (equações podem ser obtidas através da estrutura indeformada, a não ser que o deslocamento afete os esforços internos), compatibilidade (deve haver medidas que garantam o bom funcionamento da estrutura tanto em estados limites últimos quanto de serviço) e carregamento monotônico (O carregamento nos estados limites não tenham ciclos de carga e descarga equivalente a 50% da resistência característica).

Os elementos estruturais considerados na NBR 6118, são definidos conforme geometria e função. Os elementos são considerados lineares quando seu comprimento é pelo menos três vezes θ maior que sua seção transversal. Os principais elementos lineares utilizados em um projeto residencial são as vigas e pilares. As vigas são caracterizadas por possuírem a flexão como esforço preponderante, já os pilares possuem esforço normal preponderante e são usualmente dispostos na vertical. Além desses existem os tirantes, arcos e elementos de superfície como placas e chapas. A análise linear de estruturas atribui o comportamento elástico-linear para os materiais, e utilizamos as análises globais para determinar as seções brutas de concreto dos elementos, calcular os esforços solicitantes que serão base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite último, mesmo

que esse dimensionamento admita plastificação dos materiais (contanto que se mantenha uma ductilidade mínima às peças). As hipóteses básicas para a análise linear são:

- Manutenção da seção plana pós-deformação;
- Representação dos elementos pelos seus eixos longitudinais;
- Comprimento limitado pelos centros de apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural;
- O cruzamento entre 2 ou mais elementos pode ser considerado um trecho rígido;
- Quando a estrutura for modelada sem considerar ação conjunta de lajes e vigas, pode ser adotada uma porção da laje associada a viga, componto uma seção transversal T;
- Em variações bruscas de seção, deve ser obtida uma altura e largura efetiva, menor que a altura máxima no ponto observado;
- Os vãos efetivos de vigas são calculados sendo $L_{ef} = L_0 + a_1 + a_2$ com a_1 igual ao menor valor entre ($t_1/2$ e $0,3h$) e a_2 igual ao menor valor entre ($t_2/2$ e $0,3h$), conforme Figura abaixo.

Figura 4 – Ilustração de como obter os vãos efetivos das vigas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

As diferentes resistências e seus valores característicos para o concreto armado são todas minoradas através de um fator γ_m conforme a equação abaixo, para obter o valor desse coeficiente, deve-se consultar a tabela 6.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (6)$$

Tabela 13– Coeficientes de minoração das resistências.

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	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.

Na análise linear, devemos destacar cada conjunto de tensões que atuam sobre os elementos da estrutura para fins de dimensionamento. No cálculo das tensões normais, além das hipóteses básicas destacadas anteriormente, a tensão de tração é desprezível e a distribuição de tensões na seção é feita conforme o diagrama parábola-retângulo com a tensão de pico sendo $0,85 f_{cd}$. A figura abaixo mostra os diferentes domínios de estado-limite-último para uma seção sob atuação de um esforço normal.

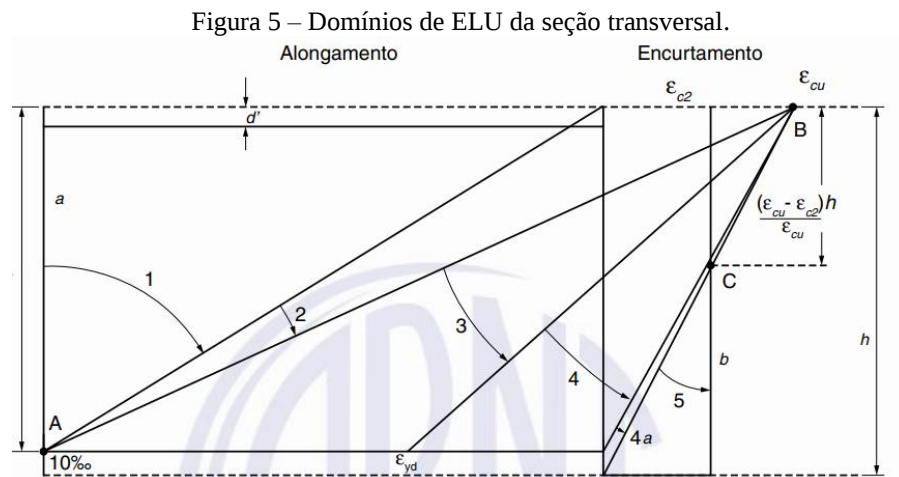


Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

Numa situação de flexão composta oblíqua, a interação para o equilíbrio para cada seção é:

$$\left[\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad (7)$$

Sendo:

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ os componentes do momento resistentes considerando os eixos principais de inércia x e y.

$M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ os componentes do momento resistentes considerando os eixos em flexão composta normal.

Nas vigas, a armadura máxima da seção não pode ultrapassar 4% da área efetiva (A_c), já a armadura mínima de tração é feita através do dimensionamento na ação de um momento fletor mínimo, calculado conforme a seguir:

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

Quando tratamos das vigas, a NBR 6118 determina que a largura mínima delas deve ser de 12cm, podendo chegar a 10cm através de adição de coeficientes de redução. O espaçamento mínimo da armadura transversal deve sempre respeitar o mínimo de 20mm, 1.2 vezes o diâmetro do agregado graúdo ou o diâmetro da barra (que deve ser no mínimo 5mm). A norma não menciona um diâmetro mínimo para as armaduras longitudinais de vigas, porém usualmente se adota 8 mm.

Os pilares devem ter dimensão mínima de 19cm, podendo chegar a 14cm com a utilização de coeficientes que irão ponderar a resistência. Vale salientar que a área mínima de um pilar não pode ser inferior a 360 cm². A tabela abaixo mostra os valores para os coeficientes quando as dimensões foram menores que 19 cm.

Tabela 14– Coeficientes para a diminuição de dimensões mínimas dos pilares

b						
cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,0	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

$\gamma_n = 1,95 - 0,05b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

A área de armadura mínima e máxima de um pilar estão descritas, respectivamente, conforme as equações a seguir.

$$A_{s,min} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (9)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (10)$$

A dimensão mínima para as armaduras longitudinais dos pilares é de 10mm, e as transversais seguem as mesmas recomendações das vigas.

As lajes maciças também possuem requisitos mínimos de espessura, sendo os limites principais como 8 cm para lajes não em balanço de piso e 10cm para lajes em balanço. Para as lajes maciças em balanço, um coeficiente de minoração de resistência deve ser aplicado conforme a tabela a seguir.

Tabela 15 – Coeficientes para a diminuição da altura mínima de lajes em balanço.

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h$; h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

A norma especifica que as armaduras das lajes não podem ter diâmetro superior a um oitavo da altura da laje. A norma também mostra um limite de deslocamento para não gerar desconforto visual nos usuários da estrutura, conforme o quadro abaixo:

Quadro 6 - Limites de deslocamento em vigas para estados limites de serviço.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell / 250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell / 350$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.3.2 ACI 318

A norma americana assume que uma estrutura deve ser projetada para resistir a quaisquer cargas aplicadas sobre ela. As cargas de serviço que podem surgir ao longo do tempo, também devem ser consideradas, assim como cargas laterais advindas de terremotos ou vento. Por fim, deve ser dada a devida consideração à proteção, vibração, impacto, retração, mudanças de temperatura, fenômenos de expansão e desigualdade de apoio dos suportes.

A análise estrutural linear de primeira ordem deve ser feita utilizando-se a teoria da elasticidade, e todos os membros da estrutura devem ser projetados com os devidos coeficientes, incluindo cargas de serviço. O método de análise linear pode ser utilizado em quaisquer casos, exceto por concreto protendido. Esse método pode ser substituído por aproximações, no caso de alguns casos específicos como vigas contínuas e lajes armadas em uma direção, com diversas condições específicas atendidas, também pode ser substituído pelo método de escoras e gravatas.

Os elementos da análise estrutural linear devem ser prismáticos, com cargas distribuídas uniformemente, cujo comprimento seja pelo menos o triplo de sua seção transversal e tenha pelo menos dois vãos.

A norma americana apresenta conceitos de análise estrutural para lajes armadas em duas direções, evidenciando a necessidade do equilíbrio e compatibilidade, permitindo os métodos direto (*direct design*) ou quadro equivalente (*equivalent frame*).

Para as lajes com vigas, sua altura mínima deve ser de nove centímetros, mas sendo 12,5cm para o caso de não terem vigas ou capiteis nos pilares e quatro polegadas na presença de capiteis. A espessura de um piso de concreto também pode compor no valor da altura da laje, se for construído de forma monolítica.

Para as diferentes combinações de carga, as lajes devem satisfazer a desigualdade $S_n \geq U$. Os momentos e esforços cortantes devem ser observados em todas as direções e seções ao longo do vão. Os esforços de cisalhamento nas proximidades dos apoios devem ser calculados com mais cautela.

A área mínima de aço A_{smin} é $0,0018 A_g$ e deve ser utilizada na área de tração, na direção do vão em consideração. O espaçamento horizontal da armadura deve ser no máximo de uma polegada ou no mínimo $4/3$ de d_{agg} . Verticalmente, uma camada de armaduras pode ser colocada exatamente sobre outra, com o espaçamento de uma polegada.

Os elementos estruturais lineares definidos na norma são as vigas e colunas. As vigas são elementos predominantemente afetados por esforços de flexão. Os limites mínimos de altura para uma viga estão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 16– Alturas mínimas para os diferentes tipos de viga.

Apoio	Altura mínima
Simplemente apoiado	l/16
Viga contínua com balanço	l/18,5
Viga contínua sem balanço	l/21
Balanço	l/8

Fonte: Adaptado de ACI 318 - 19

No caso de ser concretado monoliticamente, a altura da laje pode ser computada como altura da viga.

- A norma permite a consideração de Viga-T em diversas ocasiões.

- Os vãos efetivos de vigas onde não são integralmente construídas com apoios, são calculados como a soma dos vãos livres com a largura da viga, nunca excedendo o vão entre os dois eixos dos apoios. Nos outros casos, deve-se usar a distância entre os centros dos apoios, exceto numa situação em que vigas são totalmente integradas a seus apoios, nesse caso, considera-se o vão da viga como a distância entre as faces dos apoios.

Para o dimensionamento da armadura de flexão, todas as seções do vão analisadas devem ter seu $A_{s,min}$ calculado conforme as equações abaixo.

$$\frac{200 \times B_d \times d}{f_y} \text{ ou } \frac{3 \times \sqrt{f'_c} \times b_w d}{f_y} \quad (11)$$

Sendo:

B_d = Largura total da seção

b_w = Largura útil da seção

d = Altura útil da seção

A resistência de projeto deve ser calculada para todos os elementos da edificação, suas conexões com outros membros e seções transversais para forças axiais, cisalhamento, flexão e torção. Existem diferentes fatores de redução da tensão para que seja considerada de projeto, eles são:

- 0,90 para seções onde há predominância de tensão de tração
- 0,65 para seção onde há predominância de tensão de compressão
- 0,75 para cisalhamento e torção

Além da resistência de projeto, o concreto armado deve ter rigidez forte o bastante para controlar os deslocamentos devido a carga. Para isso (no caso de não haver cálculo) a norma americana estipula valores mínimos para a altura da viga, onde para vigas simplesmente apoiadas, é considerada a altura mínima como $L/16$ para lajes armadas em uma única direção e $L/40$ para lajes armadas em duas direções. Outro ponto importante, especialmente para lajes armadas em duas direções, é que a viga vai incluir uma porção dessa laje, estendendo uma reta tangente ao fundo da viga, conforme as figuras abaixo (porém nunca deve ser o quádruplo da altura da laje).

Figura 6 – Área da laje que contribui na seção da viga

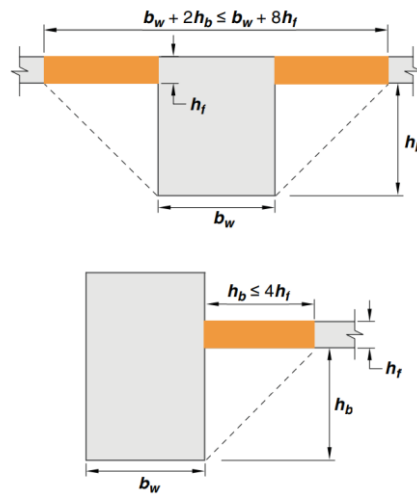


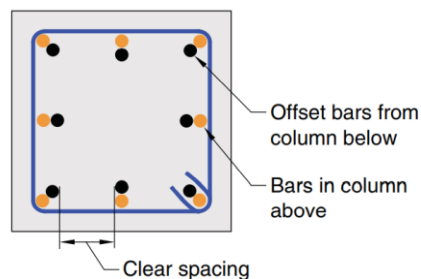
Fig. R8.4.1.8—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

Fonte: ACI 318 – 19

As colunas são projetadas para resistir aos esforços axiais advindos das cargas em todos os pisos e telhados e o momento advindo de um pavimento específico em consideração. Para as colunas quadradas, octogonais, retangulares é permitido que a área em consideração para dimensionamento seja baseada numa área circular cujo diâmetro é igual à menor dimensão da seção.

Não há um mínimo de dimensões para a seção de um pilar, visando a economia em construções leves, porém enquanto mais esbeltas, maior cuidado deve ser prestado na construção, além do aumento significativo de esforço de retração. Deve-se observar bem, durante a construção dos pilares, o espaçamento correto das barras da armadura, conforme a Figura 7.

Figura 7 – Seção exemplo de pilar armado



Fonte: ACI 318 – 19

A área mínima para a armação do pilar é de $0,01A_g$ e sua área máxima de reforço é de $0,08A_g$. Para os esforços de cisalhamento, as áreas de aço $A_{v,min}$ deve ser o maior valor entre:

$$\frac{50 \times B_w \times s}{f_{yt}} \text{ ou } \frac{0,75 \times \sqrt{f'_c} \times b_w s}{f_{yt}} \quad (12)$$

Os fatores de redução da resistência dos materiais estão dispostos na tabela abaixo.

Tabela 17 – Coeficientes de redução de resistências.

Ação/elemento estrutural		Coeficiente	Exceções
(a)	Momento, forças axiais, ou combinação entre eles	0,65 a 0,9	-
(b)	Cisalhamento	0,75	Outros coeficientes devem ser adicionados para sismos
(c)	Torção	0,75	-
(d)	Esmagamento	0,65	-

Fonte: Adaptado de ACI 318 – 19

A imagem abaixo ilustra como deve ser representada a distribuição de esforços em uma seção transversal, para obter os momentos resistentes.

Figura 8 – Diagrama de tensão em uma seção transversal

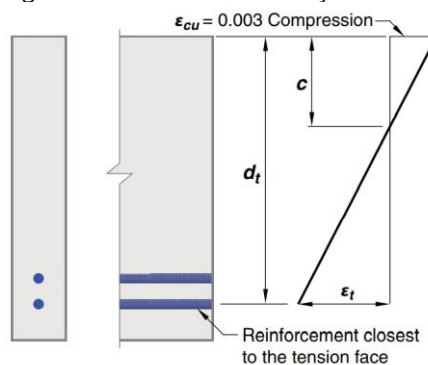


Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.

Fonte: ACI 318 – 19

Para a definição das forças axiais e momentos, o equilíbrio deve ser satisfeito em todas as seções. A deformação do concreto deve ser assumida proporcionalmente à distância da linha neutra, e não deve ultrapassar o valor de 0,003. No cálculo dos esforços, a resistência à tração não deve ser considerada, e a relação entre compressão e tração dentro da seção transversal deve ser representada como um retângulo, trapézio, parábola ou outra forma geométrica (assim como na figura 8) que estejam de acordo com os ensaios feitos no concreto.

Deve ser adicionada, uniformemente distribuída, uma tensão de tração de $0,85 f'_c$, sobre uma área equivalente na zona de compressão, limitada pelas bordas da seção transversal e uma linha paralela à linha neutra, com uma distância $a = \beta_1 c$, definida pela equação abaixo, utilizando os valores da tabela 19.

Tabela 18 – Valores para o coeficiente de redução de resistência à compressão.

f'_c (psi)	β_1	
$2500 < f'_c < 4000$	0,85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0,85 - \frac{0,85x(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c > 8000$	0,65	(c)

Fonte: ACI 318 – 19.

c é a distância da fibra com máxima compressão até a linha neutra.

Quando tratamos das diferentes resistências aos esforços calculados para as seções dos elementos, a norma americana elenca:

- Resistência à flexão

Para calcular o momento de projeto M_n , pode se considerar a laje, viga, ou os quaisquer elementos como unidade ou como composição

- Resistência à flexo-compressão

O esforço axial nominal P_n não pode exceder $P_{n,max}$ tanto para compressão quanto para tração, no caso de membros não protendidos, a resistência à compressão máxima deve ser 0,85 de P_0 calculado através das fórmulas a seguir.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (13)$$

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (14)$$

Sendo A_{st} a área total de armadura.

- Resistência ao cisalhamento unidirecional e bidirecional

A resistência ao cisalhamento em uma direção na seção V_n é a soma entre as componentes cortantes V_c e V_s , e no cálculo de ambos deve-se assumir d sempre superior a 0,8h. Os valores de V_c e V_s podem ser calculados conforme as fórmulas abaixo.

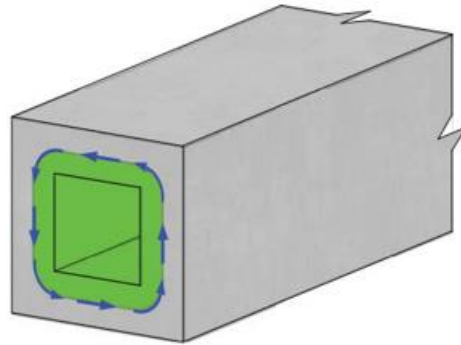
Quadro 7 – Fórmulas para V_c conforme as áreas de aço.

Critério	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	$\left[2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(a)
	$\left[8\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[8\lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(c)

Fonte: Adaptado de ACI 318 – 19.

Para fazer o cálculo da resistência à torção, a seção transversal do elemento é idealizada como um tubo de parede fina, onde a resistência à torção é provida pela circunferência externa do tubo.

Figura 9 – Modelo para cálculo de torção



Fonte: ACI 318 - 19

A resistência à torção T_u pode ser superior ao produto da resistência à torção no limite do tubo (T_{th}) multiplicada pelo seu coeficiente de majoração, caso contrário, deve-se ignorar o fenômeno de torção. Para o cálculo da torção no limite da seção, utilizamos:

$$T_{th} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (15)$$

No caso de T_u ser superior a ϕT_{th} deve-se calcular T_n e T_{cr} . A redução sobre T_n através do fator ϕ deve superar o valor de T_{cr} .

$$(a) \quad T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (16)$$

$$T_{cr} = 4\lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (17)$$

2.3.3 EN 1992

A modelagem estrutural pela norma europeia consiste no uso apropriado das variáveis relevantes, estados limites considerados e considerações geométricas baseadas tanto na teoria quanto na prática da engenharia. A modelagem estrutural é feita através de dois tipos de ações, as ações estáticas e dinâmicas.

As ações estáticas devem se preocupar com a escolha apropriada das relações de tensão-deformação entre os elementos estruturais, conexões e o solo apresentando às condições de contorno que representam como a estrutura funcionará. Os efeitos de

deslocamento devem ser considerados para os estados limites últimos, caso eles influenciem no efeito das ações, tanto para a análise linear quanto para a não-linear.

As ações dinâmicas devem se preocupar com todos os elementos estruturais e não estruturais relevantes, suas massas, resistências e rigidez para garantir que as condições de contorno representem bem como a estrutura funcionará.

Outro ponto importante é o dimensionamento para combate ao fogo. Todos os diferentes cenários de incêndio devem ser testados para observar o comportamento da estrutura com a evolução da temperatura. Os testes de reação ao fogo podem ser feitos através de modelagem computacional ou ensaios físicos com o concreto, verificando o comportamento do mesmo a altas temperaturas, esse modelo térmico deve ser considerado numa análise não-linear da estrutura.

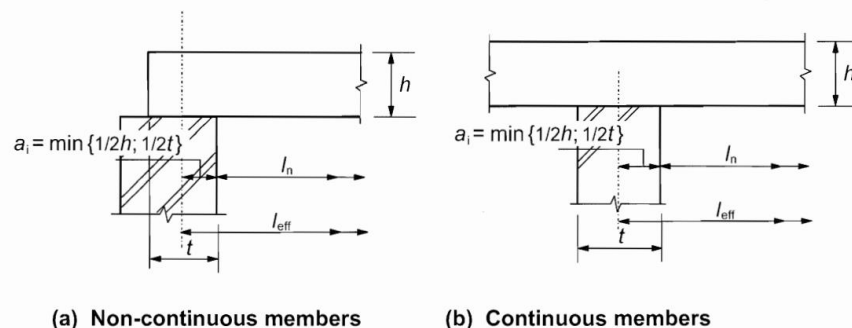
A norma aponta que o dimensionamento da estrutura deve ser feito de maneira a combinar ensaios e cálculos. Os ensaios precisam ser feitos caso não seja possível utilizar os modelos de cálculo e para confirmar as suposições feitas para dimensionamento.

A análise estrutural busca estabelecer a distribuição de forças internas, momentos, tensões, deformações e deslocamentos. A estrutura não está submetida apenas aos efeitos de primeira ordem (combinações de carga), mas também aos efeitos de segunda ordem, que afetam a estabilidade global de estrutura, como o desaprumo e imperfeições geométricas.

Para a análise estrutural, os elementos devem ser definidos conforme sua função, natureza e geometria. Os elementos definidos para um projeto residencial são as lajes, colunas e vigas. Os vãos efetivos de vigas e lajes (l_{eff}) são calculados através da relação:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (18)$$

Figura 10 – Ilustração das distâncias utilizadas em projeto



Fonte: Eurocode EN 1992-1-1

A análise estrutural linear utiliza a teoria da elasticidade para todos os estados limites da estrutura. As premissas principais dela são:

- Seções transversais tem fissuras;
- Relações lineares entre tensão e deformação;
- Valor constante para módulo de elasticidade;
- Para efeitos de deformação devido a alta temperatura, é reduzida a rigidez dos elementos estruturais;
- A redistribuição de momentos fletores deve ser considerada (de maneira limitada).

As vigas são definidas por terem um vão superior a 3 vezes sua altura total. A área máxima de aço para as vigas não deve ultrapassar $0,04A_c$, já a área mínima de aço para a armadura de uma viga é dada pelas relações a seguir.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d \quad (19)$$

Sendo:

B_l = Largura da zona de tensão

F_{ctm} = Resistência conforme a classe selecionada.

O espaçamento entre as barras de reforço da armadura não deve ultrapassar 15 vezes o diâmetro delas. As vigas não possuem dimensões mínimas definidas.

Uma laje é definida como um elemento cuja dimensão mínima do painel é menor do que cinco vezes a espessura dele. As áreas mínimas e máximas de aço possuem os mesmos valores que as vigas, calculadas como mostra as equações acima. O espaçamento das barras não deve exceder três vezes a altura da laje ou 40 cm para as armaduras principais e 3,5 vezes a altura da laje ou 45 cm para as armaduras secundárias.

As colunas são elementos cuja seção transversal não possui espessura que exceda quatro vezes sua largura, e sua altura é pelo menos três vezes sua espessura. A norma europeia recomenda uma espessura mínima para as armaduras principais das colunas de 8mm. Além disso, a área máxima de aço não deve superar $0,04A_c$ e a área mínima de aço deve seguir a expressão a seguir.

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (20)$$

$$0,002 A_c \quad (21)$$

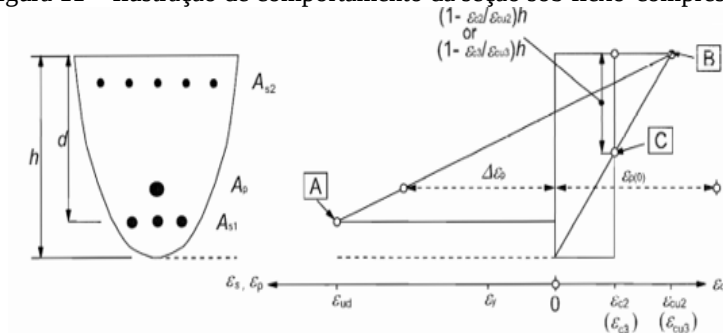
Sendo:

F_{yd} = Resistência ao escoamento do aço

N_{ed} = Esforço normal de compressão

O estado limite último das estruturas na análise linear ocorre no valor específico de que cada esforço causa a ruptura total da seção. As tensões calculadas são advindas dos esforços de flexão, cisalhamento e torção. A tensão causada na flexão assume que as seções transversais são planas e continuarão planas após a aplicação das cargas, além disso, a resistência à tração é ignorada. A figura abaixo ilustra as possíveis distribuições de deformação na seção transversal submetida à flexão.

Figura 11 – Ilustração de comportamento da seção sob flexo-compressão



Fonte: Eurocode EN 1992 -1 - 1

Sendo [A] – Limite de resistência à tração do aço; [B] – Resistência à tração do concreto; [C] – Resistência à compressão pura do concreto.

A resistência ao cisalhamento é calculada pela soma das resistências do concreto e do aço utilizado como reforço. Quando o esforço aplicado de cisalhamento é menor do que a resistência ao cisalhamento do concreto, não é necessário considerar esse esforço.

Quando o esforço de cisalhamento traz a necessidade de armadura, a resistência ao cisalhamento com o uso de estribos dispostos na vertical tem seu valor reduzido, respeitando a equação a seguir.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (22)$$

Sendo:

A_{sw} = Área de armadura para cisalhamento.

s = espaço entre os estribos.

F_{ywd} = Resistência ao escoamento das armadura para cisalhamento.

v_1 = Coeficiente de redução de resistência do concreto na área fissurada.

α_{cw} = Coeficiente devido ao estado de tensão na área de compressão.

Os esforços de torção na seção são calculados com base em uma seção de paredes finas fechada, com o equilíbrio satisfeito por um fluxo de cisalhamento. O esforço de cisalhamento por torção pode ser calculado como:

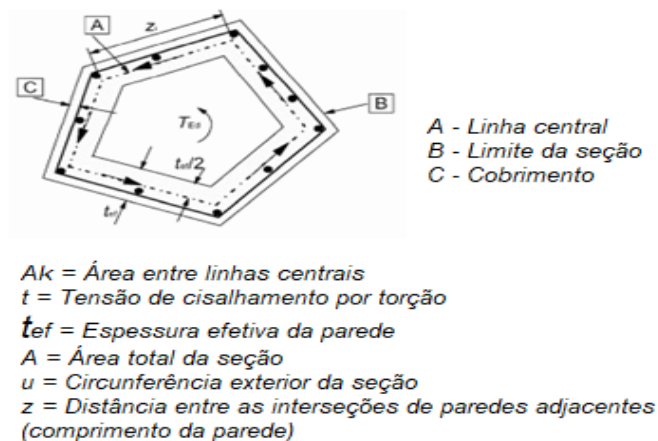
$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (23)$$

E a força de cisalhamento devido a torção é:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (24)$$

O esquema a seguir representa como calcular a tensão numa seção plana.

Figura 12 – Esquema para cálculo de esforço de torção



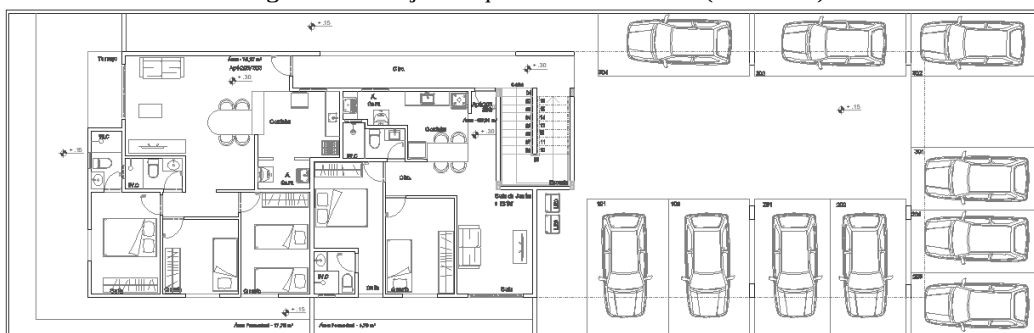
Fonte: Eurocode EN 1992 – 1 – 1

3 ESTUDO COMPARATIVO PRÁTICO

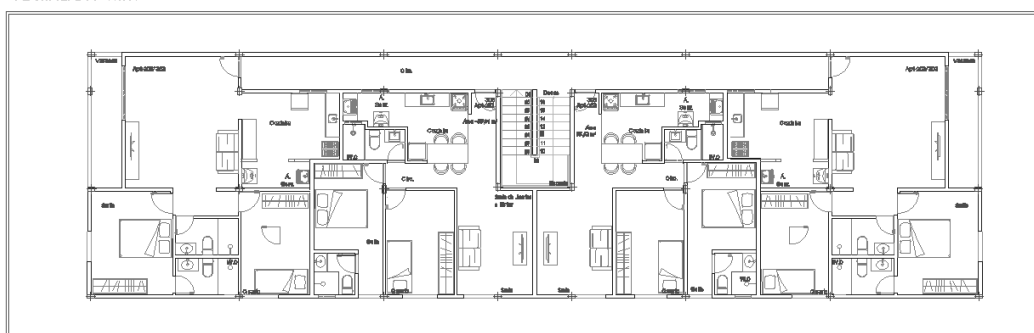
Para o estudo comparativo entre as normas, foi selecionado um projeto arquitetônico residencial, multifamiliar localizado no Brasil, em João Pessoa – PB, com as seguintes características:

- 1) Tipo de construção: Residencial multifamiliar
- 2) Pé esquerdo: 3,0 m
- 3) Dimensões planas: 32,00m x 9,00m
- 4) Localização: João Pessoa, Paraíba
- 5) Classificação de zona sísmica: IV
- 6) Velocidade do vento: 30 m/s

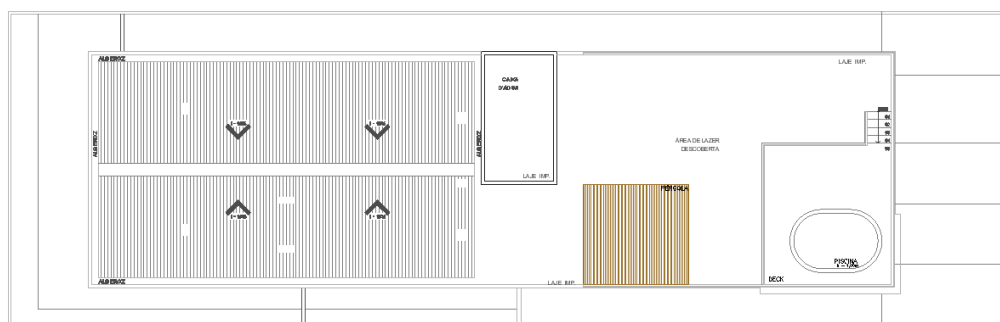
Figura 13 – Projeto arquitetônico utilizado (térreo + 4)



PLANTA BAIXA - Térreo



PLANTA BAIXA - Superior



PLANTA DE LOCAÇÃO E COBERTA

Fonte: Elaborado pelo autor

A seleção do tipo de laje foi feita conforme pesquisa em *sites* americanos, brasileiros e europeus sobre os tipos de laje mais utilizados, e o tipo de laje utilizada em comum foi a laje maciça, cuja direção principal foi definida conforme o menor vão. Para facilitar o cálculo da estrutura em geral, não foi admitido nenhum balanço de lajes ou vigas. As imagens a seguir mostram o esquema estrutural da edificação como um todo.

A modelagem da estrutura foi feita aproveitando o máximo possível de economia em concreto. Isso implica que os pilares serão escalonados, isto é, terão suas dimensões variadas conforme pavimento. As massas específicas para os materiais utilizados e as cargas iniciais utilizadas estão dispostas nas tabelas abaixo:

Tabela 19– Cargas básicas residenciais para cada norma.

Material	Norma		
	ABNT NBR	ACI	EN
Concreto	2500 kg/m ³	2500 kg/m ³	2500 kg/m ³
Aço	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³
Tijolos furados	13 kN/m ³	12,2 kN/m ³	13 kN/m ³
Revestimento cerâmico	0,13 kN/m ²	0,13 kN/m ²	0,13 kN/m ²
Revestimento em argamassa	19 kN/m ³	20 kN/m ³	19 kN/m ³

Fonte: ABNT NBR 6120, ASTM/SEI 7, Eurocode EN 1991

Tabela 20– Cargas permanentes e acidentais para cada norma.

Carga	ABNT NBR	ACI 318	Eurocode
Paredes internas	0,19 tf/m ²	0,19 tf/m ²	0,19 tf/m ²
Paredes externas	0,19 tf/m ²	0,19 tf/m ²	0,19 tf/m ²
Carga de utilização do piso - residencial	2kN/m ²	1,92kN/m ²	2kN/m ²
Peso do acabamento do piso	1,0 kN/m ²	1,0 kN/m ²	1,0 kN/m ²
Carga da caixa d'água	800 tf/m ²	800 tf/m ²	800 tf/m ²

Fonte: ABNT NBR 6120, ASTM/SEI 7, Eurocode EN 1991

Após a modelagem da estrutura e o cálculo dela através do software *Cypecad*, foram feitas diversas interações utilizando-se os dados fornecidos pela norma brasileira, para em seguida verificar o desempenho dessa estrutura calculada sob as outras normas, para então dimensionar os pilares mais solicitados.

3.1 ANÁLISE DO PILAR MAIS SOLICITADO

Fazendo a análise estrutural e em quaisquer das normas, foi notado que para o sistema estrutural concebido, os pilares P17 e P22 eram os mais solicitados, mas para o foco do estudo, foi selecionado o pilar P17, indicado na figura abaixo.

Figura 14 – Localização dos pilares mais solicitados



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.1 NBR 6118

Para a modelagem da estrutura através da norma brasileira, as lajes duplamente armadas foram inicialmente supostas com 8cm de espessura (mínimo para lajes não em balanço). A dimensão de partida das vigas foi de 30cm por 12cm, a prioridade para o dimensionamento foi o reforço com mais armaduras, porém, na necessidade de aumentar a altura ou largura da viga, foram testadas vigas sempre de cinco em cinco centímetros.

As 12 vigas variaram suas dimensões desde a mínima (12x30cm) até a dimensão de 15x45cm, que apareceram apoiando as maiores lajes. As dimensões finais das vigas, estão dispostas na tabela abaixo:

Tabela 21 - Distribuição das seções para cada viga (ABNT NBR 6118:2014)

VIGAS DISPOSTAS NA HORIZONTAL					
Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
V1	1	12x45	V3	1	12x45
	2	12x30		2	15x40
	3	12x30		3	15x40
	4	12x30		4	12x40
	5	12x30		5	12x40
	6	12x30		6	15x40
	7	12x45		7	15x45
V2	1	12x45	V4	1	12x45
	2	12x30		2	15x40
	3	12x30		3	15x30
	4	12x30		4	15x30
	5	15x30		5	15x30
	6	12x30		6	15x40
	7	12x45		7	15x45

Fonte: Produzido pelo autor

Tabela 22 – Distribuição de seções das vigas dispostas na vertical. (ABNT NBR 6118:2014).

Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
5	1	12x40	9	1	15x45
	2	12x35		2	15x45
6	1	15x45	10	3	15x40
	2	15x45		1	15x45
7	3	15x35		2	15x45
	1	15x45	11	3	15x45
8	2	15x40		1	15x45
	3	15x40		2	15x40
8	1	15x45	12	3	15x40
	2	15x45		1	12x40
8	3	15x40		2	12x35

Fonte: Elaborado pelo autor.

Após o dimensionamento das lajes e vigas de cada pavimento, foi feito o dimensionamento do pilar selecionado. Vale salientar que para o pilar P17, utilizando o

Tabela 24 – Cargas incidentes sobre o pilar P17 (ABNT NBR 6118:2014)

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P17	PAV. 4	25x15	9.00/11.55	Peso próprio	6.86	-0.11	-0.01	-0.07	-0.01	0.00
				Cargas permanentes	11.96	-0.13	-0.09	-0.09	-0.05	0.00
				Sobrecarga	5.33	-0.09	-0.01	-0.06	-0.01	0.00
				Vento +X	0.04	-0.16	-0.01	-0.09	-0.00	0.00
				Vento -X	-0.04	0.16	0.01	0.09	0.00	-0.00
				Vento +Y	-0.11	0.00	-0.29	0.00	-0.17	0.00
				Vento -Y	0.11	-0.00	0.29	-0.00	0.17	-0.00
				Peso próprio	13.22	-0.13	-0.03	-0.10	-0.03	0.00
	Piso 3	25x20	6.00/8.55	Cargas permanentes	22.84	-0.15	-0.25	-0.12	-0.21	0.00
				Sobrecarga	10.16	-0.10	-0.04	-0.08	-0.03	0.00
				Vento +X	0.10	-0.20	-0.01	-0.16	-0.01	0.00
				Vento -X	-0.10	0.20	0.01	0.16	0.01	-0.00
				Vento +Y	-0.29	0.00	-0.63	0.00	-0.51	0.00
				Vento -Y	0.29	-0.00	0.63	-0.00	0.51	-0.00
				Peso próprio	19.49	-0.17	-0.07	-0.13	-0.06	0.00
				Cargas permanentes	33.34	-0.21	-0.41	-0.16	-0.32	0.00
	Piso 2	25x25	3.00/5.55	Sobrecarga	14.82	-0.14	-0.08	-0.10	-0.06	0.00
				Vento +X	0.13	-0.28	-0.02	-0.22	-0.01	0.00
				Vento -X	-0.13	0.28	0.02	0.22	0.01	-0.00
				Peso próprio	25.82	-0.08	-0.04	-0.08	-0.04	0.00
				Cargas permanentes	44.00	-0.11	-0.19	-0.11	-0.19	0.00
				Sobrecarga	19.54	-0.07	-0.04	-0.07	-0.04	0.00
				Vento +X	0.18	-0.32	-0.01	-0.23	-0.00	0.00
				Vento -X	-0.18	0.32	0.01	0.23	0.00	-0.00
	Piso 1	30x25	0.00/2.55	Vento +Y	-0.66	0.00	-1.28	0.00	-0.93	0.00
				Vento -Y	0.66	-0.00	1.28	-0.00	0.93	-0.00

Fonte: Produzido pelo autor

Analisando os esforços normais, o pilar P17 é responsável por suportar em média aproximadamente 7,5% das cargas permanentes, peso próprio e sobrecarga. A tabela a seguir resume os quantitativos do pilar P17 dimensionado.

Tabela 25 – Quantitativos do pilar P17 (ABNT NBR 6118:2014).

Quantitativos - Pilar P17										
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m²)	Concreto C25 usinado (m³)	Armaduras CA-50 e CA-60					Total 10% (kg)	Taxa (kg/m³)
				Longitudinal				Estribos Ø6.3 (kg)		
				Ø12.5 (kg)	Ø10 (kg)	Ø16 (kg)	Ø20 (kg)			
T - Pav. 1	30x25	2,81	0,19	-	-	45,5	-	3,9	54,35	130
Pav. 1 - 2	25x25	2,55	0,16	-	-	45,5	-	3,5	53,9	153,125
Pav. 2 - 3	25x15	2,04	0,13	-	-	34,1	-	3,1	40,9	143,075

Pav. 3- 4	25x15	2,04	0,13	-	-	31,8	-	3,4	38,7	176
Total		9,44	0,61	-	-	156,9	-	13,9	187,85	277,16

Fonte: Produzido pelo autor

3.1.2 ACI 318

Para a modelagem da estrutura através da norma americana, as lajes foram inicialmente supostas com nove centímetros de espessura (mínimo para lajes não em balanço). Devido às baixas cargas atuantes sobre a estrutura, a altura de nenhuma laje teve sua altura modificada pelo dimensionamento.

Devido as exigências da norma americana, a altura mínima das seções das vigas poderia variar entre oito centímetros e 31centímetros devido às diferentes alturas das lajes, portanto, cada viga foi modelada partindo de sua menor dimensão. Para a largura da viga, a dimensão de partida selecionada arbitrariamente foi de H/1,5. As dimensões da seção foram sempre arredondadas para múltiplos de cinco centímetros.

As 12 vigas variaram suas dimensões desde a seção 15x20cm até a dimensão de 25x50cm, que apareceram apoiando as maiores lajes. As dimensões finais das vigas, estão dispostas na tabela abaixo:

Tabela 26– Distribuição das vigas dispostas na horizontal (ACI 318 – 19) (continua)

VIGAS DISPOSTAS NA HORIZONTAL					
Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
V1	1	20x35	V3	1	25x50
	2	20x30		2	20x40
	3	20x25		3	25x35
	4	15x15		4	15x20
	5	20x25		5	25x25
	6	20x30		6	20x40
	7	20x35		7	25x50
V2	1	25x40	V4	1	20x50
	2	20x30		2	20x30
	3	25x30		3	25x30
	4	15x15		4	15x20
	5	25x30		5	25x30
	6	20x30		6	20x40
	7	25x40		7	20x50

Fonte: Produzido pelo autor

Tabela 27- Distribuição das vigas dispostas na vertical (ACI 318 – 19)

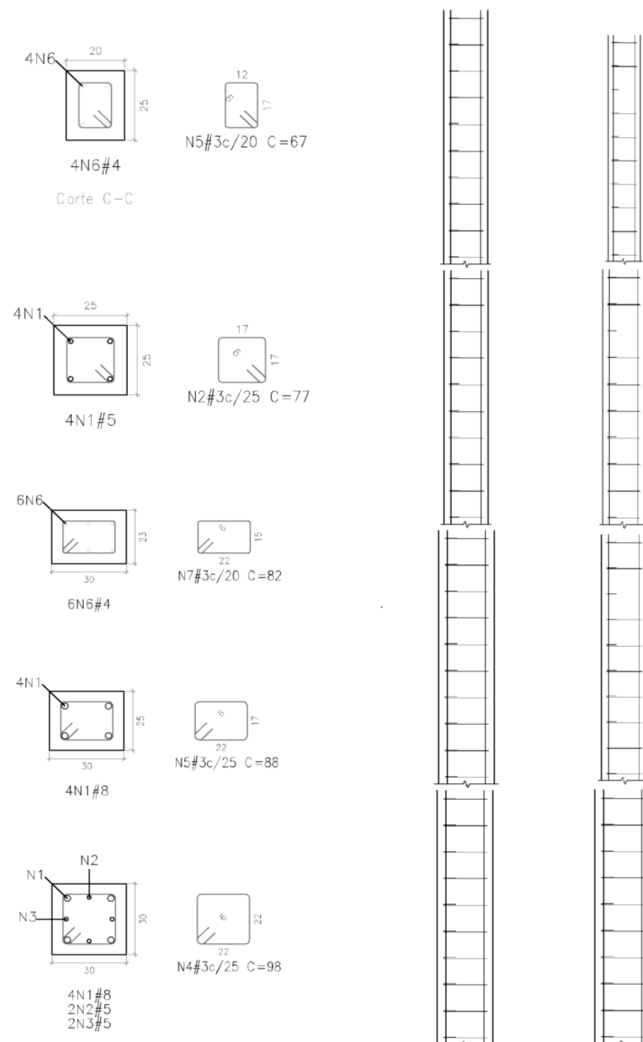
VIGAS DISPOSTAS NA VERTICAL					
Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
5	1	20x35	9	1	15x15
	2	20x30		2	20x30
6	1	15x15	10	3	20x35
	2	20x30		1	15x15

	3	20x35		2	20x30
7	1	15x15	11	3	20x35
	2	20x30		1	15x15
	3	20x35		2	20x30
8	1	15x15	12	3	20x35
	2	20x30		1	20x35
	3	20x35		2	20x30

Fonte: Produzido pelo autor

O pilar P17, utilizando o concreto $f'_c = 25$ MPa, usinado, com agregado granítico e módulo de elasticidade do concreto $E_c = 239700$ kgf/cm², foi obtida uma seção variável, iniciando em 30cmx30cm no térreo e finalizando numa seção mínima de 30x22,5cm conforme o esquema e as tabelas abaixo:

Figura 16 - Esquema de corte do pilar P17 (ACI 318 – 19)



Fonte: Produzido pelo autor

Tabela 28 – Distribuições de seções e armaduras do pilar P17 (ACI 318 – 19).

Armadura de pilares										
Concreto: C25, Usina, Rigor										
Pilar	Geometria		Tramo (m)	Armaduras				Estribos		Aprov. (%)
	Pavimento	Dimensões (cm)		Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição	Espaçamento (cm)	
P17	Piso 4	30x22.5	9.00/11.50	4#4	2#4	-	1.13	1e#3	20	44.3
	Piso 3	30x22.5	6.00/8.50	4#4	2#4	-	1,13	1e#3	20	92.7
	Piso 2	30x30	3.00/5.50	4#6	-	-	2.02	1e#3	25	98.2
	Piso 1	35x30	0.00/2.50	4#8	2#8	2#8	4.50	1e#3	30	87.7

Fonte: Produzido pelo autor

Tabela 29 – Cargas incidentes sobre o pilar P17 (ACI 318 – 19) (continua)

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base					
					N (t)	Mx (t.m)	My (t.m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t.m)
P17	PAV. 4	30x22.5	9.00/11.50	Peso próprio	8.30	-0.26	-0.04	-0.18	-0.03	-0.00
				Cargas permanentes	12.05	-0.19	-0.26	-0.13	-0.18	-0.00
				Sobrecarga	5.13	-0.13	-0.03	-0.09	-0.02	-0.00
				Vento +X exc.+	0.10	-0.47	-0.06	-0.29	-0.04	0.00
				Vento +X exc.-	0.11	-0.48	-0.01	-0.29	-0.00	0.00
				Vento -X exc.+	-0.10	0.47	0.06	0.29	0.04	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.11	0.48	0.01	0.29	0.00	-0.00
				Vento +Y exc.+	-0.05	-0.03	-1.44	-0.02	-0.87	-0.00
				Vento +Y exc.-	-0.12	0.04	-2.06	0.02	-1.25	0.00
				Vento -Y exc.+	0.05	0.03	1.44	0.02	0.87	0.00
				Vento -Y exc.-	0.12	-0.04	2.06	-0.02	1.25	-0.00
				Peso próprio	16.04	-0.26	-0.08	-0.21	-0.07	-0.00
	Piso 3	30x22.5	6.00/8.50	Cargas permanentes	23.25	-0.18	-0.36	-0.15	-0.30	-0.00
				Sobrecarga	9.87	-0.13	-0.06	-0.11	-0.05	-0.00
				Vento +X exc.+	0.26	-0.43	-0.05	-0.35	-0.04	0.00
				Vento +X exc.-	0.27	-0.43	-0.01	-0.35	-0.00	0.00
				Vento -X exc.+	-0.26	0.43	0.05	0.35	0.04	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.27	0.43	0.01	0.35	0.00	-0.00
				Vento +Y exc.+	-0.05	-0.01	-1.25	-0.01	-1.00	-0.00
				Vento +Y exc.-	-0.15	0.02	-1.88	0.02	-1.52	0.00
				Vento -Y exc.+	0.05	0.01	1.25	0.01	1.00	0.00
				Vento -Y exc.-	0.15	-0.02	1.88	-0.02	1.52	-0.00
				Peso próprio	23.62	-0.31	-0.12	-0.24	-0.09	-0.00
				Cargas permanentes	34.09	-0.25	-0.43	-0.19	-0.35	-0.00
	Piso 2	30x25	3.00/5.50	Sobrecarga	14.44	-0.16	-0.08	-0.12	-0.07	-0.00
				Vento +X exc.+	0.43	-0.55	-0.07	-0.45	-0.06	0.00
				Vento +X exc.-	0.43	-0.55	-0.01	-0.45	-0.00	-0.00
				Vento -X exc.+	-0.43	0.55	0.07	0.45	0.06	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.43	0.55	0.01	0.45	0.00	0.00
				Vento +Y exc.+	0.23	-0.01	-1.61	-0.01	-1.36	-0.01

Piso 1	30x30	0.00/2.50	Vento +Y exc.-	0.26	0.01	-2.49	0.01	-2.12	0.00
			Vento -Y exc.+	-0.23	0.01	1.61	0.01	1.36	0.01
			Vento -Y exc.-	-0.26	-0.01	2.49	-0.01	2.12	-0.00
			Peso próprio	31.39	-0.18	-0.09	-0.19	-0.09	-0.00
			Cargas permanentes	45.07	-0.15	-0.29	-0.16	-0.31	-0.00
			Sobrecarga	19.13	-0.10	-0.06	-0.10	-0.06	-0.00
			Vento +X exc.+	0.62	-0.82	-0.11	-0.58	-0.07	0.00
			Vento +X exc.-	0.61	-0.83	0.03	-0.59	0.02	-0.00
			Vento -X exc.+	-0.62	0.82	0.11	0.58	0.07	-0.00
			Vento -X exc.-	-0.61	0.83	-0.03	0.59	-0.02	0.00
			Vento +Y exc.+	0.62	-0.05	-3.35	-0.04	-2.26	-0.01
			Vento +Y exc.-	0.84	0.05	-5.39	0.03	-3.63	0.01
			Vento -Y exc.+	-0.62	0.05	3.35	0.04	2.26	0.01
			Vento -Y exc.-	-0.84	-0.05	5.39	-0.03	3.63	-0.01

Fonte: Elaborado pelo autor

Analisando os esforços normais, o pilar P17 é responsável por suportar em média aproximadamente 7,4% das cargas permanentes, peso próprio e sobrecarga. A tabela a seguir resume os quantitativos do pilar P17 dimensionado.

Tabela 30 – Quantitativos do pilar P17 (ACI 318 – 19)

Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m²)	Concreto C25, usina.rigor (m³)	Armaduras CA-50 e CA-60					Taxa (kg/m³)	
				Longitudinal				Estribos Ø6.3	Total	
				#6	#4	#5	#8	(kg)	(kg)	10%
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)			
T - Pav. 1	35x30	3,25	0,26	-	-	67,6	22,7	12,7	113,3	392,192
Pav. 1 - 2	30x30	3	0,23	33,6	14,3	-	8,5	8,5	62	242,609
Pav. 2 - 3	30x23	2,65	0,17	33,6	-	11,3	-	6,3	56,3	298,059
Pav. 3- 4	30x22.5	5,26	0,34	-	35,4	-	-	14,4	54,8	145,059
Total		14,16	1	67,2	49,7	78,9	31,2	41,9	286,4	286,4

Fonte: Produzido pelo autor

3.1.3 Eurocode

Para a modelagem da estrutura através da norma europeia, as lajes foram categorizadas conforme a menor das proteções contra o fogo, assim foram inicialmente supostas com: seis centímetros de espessura mínima e um centímetro de cobrimento para incêndio; 2,5cm de

cobrimento; um centímetro de diâmetro assumido para a armadura. Dados esses valores, a espessura mínima adotada para as lajes será de 11 cm.

Espessura (mínimo para lajes não em balanço). Devido às baixas cargas atuantes sobre a estrutura, a altura de nenhuma laje teve sua altura modificada pelo dimensionamento.

Por não haver uma dimensão mínima para as vigas, foi estipulado uma seção mínima de 20cmx12cm, e o pré-dimensionamento foi feito utilizando o tamanho do vão dividido por 15.

As 12 vigas variaram suas dimensões desde a seção 15x20cm até a dimensão de 25x50cm, que apareceram apoiando as maiores lajes. As dimensões finais das vigas, estão dispostas na tabela abaixo:

Tabela 31 - Distribuição das vigas dispostas na horizontal (Eurocode EN 1992)

Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
V1	1	15x35	V3	1	15x40
	2	15x30		2	15x40
	3	12x30		3	15x30
	4	12x20		4	15x30
	5	12x30		5	15x30
	6	15x30		6	15x40
	7	15x35		7	15x40
V2	1	15x35	V4	1	15x40
	2	15x35		2	15x35
	3	15x40		3	15x30
	4	15x20		4	15x20
	5	15x40		5	15x30
	6	15x35		6	15x35
	7	15x35		7	15x40

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 25 - Distribuição das vigas dispostas na vertical (Eurocode EN 1992)

VIGAS DISPOSTAS NA VERTICAL					
Viga	Trecho	Dimensão	Viga	Trecho	Dimensão
5	1	15x40	9	1	15x35
	2	15x35		2	15x45
6	1	12x30	10	3	15x35
	2	15x35		1	15x35
	3	15x35		2	15x45
7	1	12x30	11	3	15x35
	2	15x35		1	12x30
	3	15x35		2	15x35
8	1	12x30	12	3	15x35
	2	15x35		1	15x40
	3	15x35		2	15x35

Fonte: Elaborado pelo autor

O pilar P17, utilizando o concreto C25/30 $f_{ck} = 25,5$ MPa, usinado, com agregado Quartzito e módulo de elasticidade do concreto $E_c = 320856$ kgf/cm², foi obtida uma seção variável, iniciando em 35cmx30cm no térreo e finalizando numa seção mínima de 25x20cm conforme a tabela:

Tabela 32 - Distribuição das seções transversais e armaduras (Eurocode EN 1992).

Armadura de pilares										
Concreto: C25/30, Usina, Rigor										
Pilar	Geometria		Armaduras							Aprov.
	Dimensões	Tramo	Barras			Estribos			(%)	
	Pavimento	(cm)	(m)	Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição ⁽¹⁾	Espaçament o (cm)	
P17	PAV. 4	25x20	9.00/11.60	4Ø16	-	-	1.61	1eØ6	20	95.9
	Piso 3	25x25	6.00/8.60	4Ø20	2Ø20	2Ø16	3.66	1eØ6	20	95.6
	Piso 2	30x30	3.00/5.60	4Ø25	2Ø16	2Ø16	3.08	1eØ8	20	95.5
	Piso 1	35x30	0.00/2.60	4Ø25	4Ø20	2Ø16	3.45	1eØ8+Y2rØ8	20	98.2

Fonte: Elaborado pelo autor

Analisando os esforços normais, o pilar P17 é responsável por suportar em média aproximadamente 7% das cargas permanentes, peso próprio e sobrecarga. A tabela a seguir resume os quantitativos do pilar P17 dimensionado.

Tabela 33 – Quantitativos do pilar dimensionado (Eurocode EN 1992).

Quantitativos - Pilar P17											
Armaduras											
CA-50 e CA-60											
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m ²)	Concreto C25 usinado (m ³)	Longitudinal				Estribos		Total 10% (kg)	Taxa (kg/m ³)
				Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Ø6	Ø8		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)		
T - Pav. 1	30x30	3,64	0,32	-	-	79,4	65,5	-	34,7	197,55	555,609
Pav. 1 - 2	30x25	3,38	0,27	-	12,6	-	98,3	-	17,6	-	471,167
Pav. 2 - 3	30x22.5	2,86	0,2	-	12	19,7	61,7	-	12,9	116,95	526,275
Pav. 3- 4	30x22.5	2,6	0,16	-	20,1	-	-	4,9	0	63,8	358,875
Total		12,48	0,95	-	44,7	-	225,5	4,9	65,2	378,3	358,39

Fonte: Produzido pelo autor

Tabela 34 – Cargas sobre o pilar P17 (Eurocode EN 1992) (continua)

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base					
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P17	PAV. 4	25x20	9.00/11.60	Peso próprio	11.58	-0.39	0.00	-0.24	-0.00	-0.00
				Cargas permanentes	11.94	-0.07	-0.06	-0.04	-0.04	-0.00
				Sobrecarga	5.33	-0.05	0.01	-0.03	0.00	-0.00
				Vento +X exc.+	0.13	-0.58	-0.07	-0.33	-0.04	0.00
				Vento +X exc.-	0.14	-0.59	0.01	-0.34	0.01	-0.00
				Vento -X exc.+	-0.13	0.58	0.07	0.33	0.04	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.14	0.59	-0.01	0.34	-0.01	0.00
				Vento +Y exc.+	-0.22	-0.05	-1.50	-0.03	-0.87	-0.00
				Vento +Y exc.-	-0.42	0.06	-2.38	0.03	-1.37	0.00
				Vento -Y exc.+	0.22	0.05	1.50	0.03	0.87	0.00
				Vento -Y exc.-	0.42	-0.06	2.38	-0.03	1.37	-0.00
				Sismo X 1	0.27	-1.35	-0.03	-0.78	-0.02	0.00
				Sismo X 2	0.29	-1.36	0.10	-0.79	0.06	-0.00
				Sismo Y 1	-0.11	-0.03	-0.79	-0.01	-0.46	-0.00
				Sismo Y 2	-0.18	0.03	-1.23	0.02	-0.71	0.00
	Piso 3	25x25	6.00/8.60	Peso próprio	22.63	-0.52	-0.04	-0.42	-0.04	-0.00
				Cargas permanentes	23.23	-0.08	-0.20	-0.07	-0.17	-0.00
				Sobrecarga	10.36	-0.06	-0.02	-0.05	-0.02	-0.00
				Vento +X exc.+	0.35	-0.67	-0.09	-0.54	-0.08	0.00
				Vento +X exc.-	0.38	-0.68	0.01	-0.54	0.01	-0.00
				Vento -X exc.+	-0.35	0.67	0.09	0.54	0.08	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.38	0.68	-0.01	0.54	-0.01	0.00
				Vento +Y exc.+	-0.50	-0.04	-2.37	-0.03	-1.91	-0.01
				Vento +Y exc.-	-0.94	0.04	-3.79	0.03	-3.06	0.01
				Vento -Y exc.+	0.50	0.04	2.37	0.03	1.91	0.01
				Vento -Y exc.-	0.94	-0.04	3.79	-0.03	3.06	-0.01
				Sismo X 1	0.91	-1.95	-0.10	-1.57	-0.08	0.00
				Sismo X 2	0.95	-1.96	0.10	-1.58	0.08	-0.00
				Sismo Y 1	-0.23	-0.02	-1.63	-0.02	-1.32	-0.01
				Sismo Y 2	-0.40	0.02	-2.32	0.01	-1.88	0.01
	Piso 2	30x30	3.00/5.60	Peso próprio	33.72	-0.87	-0.13	-0.68	-0.10	-0.00
				Cargas permanentes	34.29	-0.19	-0.36	-0.14	-0.28	-0.00
				Sobrecarga	15.29	-0.12	-0.07	-0.09	-0.05	-0.00
				Vento +X exc.+	0.59	-1.15	-0.16	-0.94	-0.12	0.00
				Vento +X exc.-	0.63	-1.15	0.02	-0.94	0.02	-0.00
				Vento -X exc.+	-0.59	1.15	0.16	0.94	0.12	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.63	1.15	-0.02	0.94	-0.02	0.00
				Vento +Y exc.+	-0.41	-0.07	-4.05	-0.06	-3.29	-0.01

				Vento +Y exc.-	-0.85	0.02	-6.65	0.02	-5.42	0.01
				Vento -Y exc.+	0.41	0.07	4.05	0.06	3.29	0.01
				Vento -Y exc.-	0.85	-0.02	6.65	-0.02	5.42	-0.01
				Sismo X 1	1.66	-3.45	-0.20	-2.79	-0.16	0.00
				Sismo X 2	1.70	-3.46	0.12	-2.80	0.10	-0.00
				Sismo Y 1	-0.13	-0.04	-2.90	-0.03	-2.33	-0.01
				Sismo Y 2	-0.27	0.01	-4.04	0.01	-3.24	0.01
	Piso 1	35x30	0.00/2.60	Peso próprio	45.04	-0.54	-0.07	-0.57	-0.07	-0.00
				Cargas permanentes	45.44	-0.13	-0.18	-0.14	-0.18	-0.00
				Sobrecarga	20.26	-0.08	-0.04	-0.09	-0.04	-0.00
				Vento +X exc.+	0.92	-2.28	-0.20	-1.47	-0.13	0.00
				Vento +X exc.-	0.94	-2.31	0.11	-1.48	0.07	-0.00
				Vento -X exc.+	-0.92	2.28	0.20	1.47	0.13	-0.00
				Vento -X exc.-	-0.94	2.31	-0.11	1.48	-0.07	0.00
				Vento +Y exc.+	-0.09	-0.19	-6.96	-0.13	-4.63	-0.02
				Vento +Y exc.-	-0.40	0.16	-11.72	0.10	-7.81	0.02
				Vento -Y exc.+	0.09	0.19	6.96	0.13	4.63	0.02
				Vento -Y exc.-	0.40	-0.16	11.72	-0.10	7.81	-0.02
				Sismo X 1	2.57	-6.23	-0.18	-3.99	-0.11	0.00
				Sismo X 2	2.60	-6.27	0.30	-4.01	0.20	-0.00
				Sismo Y 1	0.12	-0.07	-4.51	-0.05	-2.98	-0.01
				Sismo Y 2	0.03	0.05	-6.19	0.03	-4.10	0.01

Fonte: Produzido pelo autor

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 MATERIAIS E DURABILIDADE

As propriedades físicas dos materiais utilizados no concreto armado abordado pelas 3 normas são muito similares, exceto pelos agregados utilizados que variam muito conforme a região. Todas as normas utilizam a resistência do concreto principalmente aos 28 dias, e dão a liberdade para utilizar o aço, com a consideração de possuir no mínimo 200 GPa na sua resistência ao escoamento.

No controle da resistência à compressão do concreto obtida através dos ensaios com corpos de prova. Boni et al (2018) menciona que a norma brasileira (ABNT NBR 12655) é a mais restrita e segura, pois analisa toda a população de corpos de prova individualmente, sem tolerâncias. Os métodos da ACI-318-05 e EN 206 são muito similares e utiliza mais critérios baseados em médias.

Para o módulo de elasticidade do concreto na ausência de ensaios práticos, cada norma apresenta sua fórmula de obtenção, resumida na tabela abaixo (PACHECO *et al*, 2014).

Tabela 35– Módulo de elasticidade.

NORMA	MÓDULO TANGENTE	MÓDULO SECANTE
ABNT NBR 6118:2007	$E_a = 5600 * \sqrt{f_{ck}}$	$E_{cs} = 0,85 * E_a$
ABNT NBR 6118:2014*	$E_a = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20MPa a 50MPa	$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci}$
	$E_a = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/2}$ para f_{ck} de 55MPa a 90MPa	$E_{cs} = \left[0,8 + 0,2 * \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \right] * E_a$
fib MODEL CODE 2010*	$E_a = 21.5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/2}$	$E_c = \alpha_i * E_{ci}$
	$E_{a(t)} = \left(e^{\left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}} \right)^{0,5} * E_{ci}$	$E_c = \left[0,8 + 0,2 * \left(\frac{f_{cm}}{88} \right) \right] * E_a$
ACI 318 -14**	-	$E_c = 0,043 * \omega_c^{1,5} * f_c'^{1/2}$ (MPa) para ω_c entre 1440 e 2560 kg/m³ $E_c = 4732 * f_c'^{1/2}$ (MPa) para concreto de massa especifica normal
EUROCODE 2	$E_c = 1,05 * E_{cm}$	$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
	$E_{c(t)} = 1,05 * \left(e^{\left\{ s * \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}} \right)^{0,3} * E_{cm}$	$E_{cd} = E_{cm} / 1,2$

* $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $1,0$ para granito e gnaiss; $0,9$ para calcário e $0,7$ para arenito.

Fonte: PACHECO *et al* (2014).

Observando as equações, pode-se concluir que a variabilidade dos parâmetros dificulta a interação entre projetistas de diferentes regiões, pois são muito diferentes entre si (PACHECO *et al*, 2014).

O tratamento das normas sobre a durabilidade é bem diferente entre si. A norma europeia tabela o tempo de vida útil da estrutura de maneira direta, enquanto as outras mantêm esse parâmetro dependendo de alguns fatores. A norma brasileira indica mais pontos e dicas para a manutenção da durabilidade da estrutura, exigindo, inclusive, o manual de uso da edificação.

A norma brasileira é a mais branda quanto à agressividade do ambiente. A quantidade de cenários de agressividade elencados pela norma americana é expressivamente maior do que as outras duas, porém, quando mencionamos o cobrimento para a proteção da estrutura, a norma europeia exige uma proteção contra o fogo muito maior do que a das outras regiões. Além disso, a norma brasileira não menciona os esforços/deformações causados por ciclos de gelo e degelo, evidenciando que há uma característica de clima e cultura muito presente no projeto das estruturas de concreto armado.

Geraldo Cechella (2011) menciona que todas as normas citadas utilizam o mesmo método para a determinação dos cobrimentos e medidas para a durabilidade. Trata-se da verificação dos resultados das edições passadas das normas, não procurando métodos probabilísticos ou determinísticos. Outro ponto importante mencionado é que as normas não procuram variar os cobrimentos mínimos conforme a composição do concreto, isto é, caso o concreto em si seja composto de materiais que assegurem maior durabilidade, ainda assim os cobrimentos mínimos devem ser respeitados conforme as tabelas de cada norma.

1.1. AÇÕES

As cargas apresentadas nas normas são muito similares, tanto para as cargas permanentes (visto que todas as normas apresentam liberdade sobre as densidades/massas específicas, mas com valores base iguais) quanto para as cargas acidentais (tratando das cargas residenciais, são praticamente iguais).

A grande diferença entre as normas está na quantidade de combinações de ações e os diferentes efeitos a ser considerados. A norma brasileira não considera em suas equações os efeitos de gelo e degelo, enquanto as normas americanas e europeias sim. Além disso, as condições para as outras ações variam muito, conforme Lorezon (2019) a norma europeia, por exemplo, considera os critérios e conceitos completamente diferentes da norma brasileira,

explicando as grandes discrepâncias nas forças finais obtidas. As equações de combinação de ações europeias e brasileiras são apresentadas com base no mesmo modelo, até utilizando os mesmos coeficientes (ψ) diferentemente da ACI. As tabelas a seguir ilustram os principais efeitos citados e equacionados pelas normas.

Quadro 8– Principais efeitos calculados pelas normas.

Efeito	ABNT NBR	ACI-318	Eurocode 2
Cargas permanentes	X	X	X
Cargas acidentais	X	X	X
Vento	X	X	X
Variação de volume	-	X	X
Cargas de impacto de acidente	-	X	X
Efeitos de vibração	-	X	-

Fonte: Produzido pelo autor

Apresentação da norma brasileira:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (25)$$

Apresentação da norma europeia:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (26)$$

Apresentação da norma americana:

Quadro 9 – Apresentação das combinações de ações pela norma americana

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Primary load
$U = 1.4D$	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	E
$U = 0.9D + 1.0W$	W
$U = 0.9D + 1.0E$	E

Fonte: ACI 318-19

1.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Em relação às normas analisadas, é possível observar que há semelhanças consideráveis entre elas no que se refere à metodologia de cálculo para pilares, o que demonstra o avanço conjunto dos conhecimentos de estruturas, fruto da globalização atual que possibilita maior compartilhamento de informações (PAIXÃO, 2019).

Os conceitos de análise estrutural linear e suas bases são muito similares entre todas as normas. Além de possuírem as mesmas premissas, os sistemas estruturais têm os mesmos elementos (lajes, vigas e pilares) e com definições muito similares entre si. Um dos pontos cruciais a se mencionar é a apresentação idêntica dos domínios de tensão na seção transversal de concreto nas normas brasileiras e europeias. Os valores dos coeficientes básicos de ponderação de resistência dos estados limites últimos são muito similares entre as normas, apresentando 1,4 para a resistência do concreto.

As normas, apesar de sua teoria similar, apresentam valores muito diferentes para as dimensões mínimas dos elementos estruturais. Enquanto um dos valores primordiais para definir a espessura de um pilar ou viga na norma europeia é a proteção contra incêndio, devido ao comportamento da estrutura em altas temperaturas, a norma brasileira apresenta como usuais os estados limites últimos causados pela perda da capacidade resistente através de cargas ou perda de equilíbrio de corpo rígido (devido a altos deslocamentos).

1.3. ESTUDO COMPARATIVO DO PILAR MAIS SOLICITADO

No estudo comparativo da estrutura calculada através do *software* Cypecad, foi observado que as dimensões mínimas já fizeram grande diferença no peso total da estrutura, para todos os tipos de elementos. Enquanto a norma europeia possui as lajes de maior espessura (12 cm), também possui as vigas de menor área de seção (12x20cm). A tabela abaixo resume a quantidade de concreto utilizada para vigas e lajes no pavimento tipo, que influencia todo o peso geral da estrutura e sua economia.

Tabela 36 – Comparação entre o total de concreto de vigas e lajes

Norma	Concreto total de lajes (m³)	Concreto total de vigas (m³)
ABNT NBR	21,41	10,72
ACI	22,14	14,16
Eurocode	35,00	10,45

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quando passamos para as propriedades do concreto utilizado no pilar P17, observamos que a norma europeia calcula um módulo de elasticidade secante maior que as outras normas, conforme mostrado a seguir:

Tabela 37 - Propriedades dos materiais conforme cada norma

Norma	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (kg/cm²)
ABNT NBR	25,00	246177
ACI	25,00	239700
Eurocode	35,00	320856

Fonte: Elaborado pelo autor

Quanto às seções obtidas através do dimensionamento, é observável que a norma americana possui as maiores seções e os menores aproveitamentos na relação entre o esforço aplicado e o esforço resistente. Nesse sentido, a norma brasileira é a mais eficiente (explicado por possuir menos combinações diferentes de ações). A tabela a seguir resume o comparativo entre as seções diferentes para cada pavimento.

Tabela 38 – Comparação de seções de pilares conforme cada norma.

Norma	Seção - Pavimento 1	Seção - Pavimento 2	Seção - Pavimento 3	Seção - Pavimento 4
ABNT NBR	30x25	30x25	25x25	25x15
ACI	35x30	30x30	30x22,5	30x22,5
Eurocode	35x35	35x30	30x25	25x25

Fonte: Elaborado pelo autor

Quanto às ações utilizadas no cálculo, foi observado que não houve uma diferença considerável nas ações permanentes/cargas acidentais residenciais, porém na ação lateral dos ventos/sismos houve uma diferença crucial. O módulo do momento causado pelo vento pela ACI 318 (Vento na direção - Y) foi de 5,39 t.m no pavimento um com sismos de ???????, enquanto na NBR o maior momento apresentado foi no módulo de 1,28 t.m, em ambos os casos os sismos foram desprezíveis, já na Eurocode 2, o maior momento apresentado pelo vento foi no módulo de 11,72 t.m (na mesma direção), com momento sísmico de 7,81 t.m.

Tabela 39 - Comparação entre as cargas normais e momentos causados pelo vento e sismos para cada norma.

Norma	Carga normal aplicada (t)	Momento causado pelo vento (t.m)	Momento sísmico (t.m)
ABNT NBR	63,54	1,28	-
ACI	64,2	5,39	-
Eurocode	65,7	11,72	7,81

Fonte: Elaborado pelo autor.

Finalmente, analisando o volume total, logo a quantidade de concreto, fôrmas e aço nos pilares dimensionados de cada norma, temos:

Tabela 40 - Comparação entre os volumes de concreto, peso de aço e taxas de aço para cada norma.

Norma	Volume total de concreto	Área de fôrmas	Peso total de aço	Taxa de aço
ABNT NBR	0,61	9,4	187,85	277,16
ACI	1	14,16	286,4	286,4
Eurocode	0,95	12,48	378,3	358,39

Fonte: Produzido pelo autor

Observando o quadro acima, é notório que a norma americana possui maior gasto de concreto no pilar P17, porém, a taxa de aço da norma europeia é bem superior. A norma brasileira é a mais econômica entre as três, tendo a menor das taxas de aço e menor quantidade de concreto. Esse fator se dá tanto pelas cargas de ações variáveis como vento e sismos, que resultaram em seções menores, tanto pelas dimensões mínimas, cobrimentos mínimos menos exigentes pela ABNT NBR.

5 CONCLUSÃO

As primeiras constatações deste trabalho mencionaram a possibilidade de fortificar a conexão entre cientistas e projetistas de estruturas no mundo globalizado, para tal, uma das maneiras de fazer isso é verificar as diferenças entre as regiões, através da comparação de conceitos, coeficientes, metodologias e resultados de dimensionamentos estruturais.

Constata-se, assim, que o objetivo geral deste trabalho foi contemplado, pois foram compreendidas as principais diferenças no dimensionamento dos pilares de concreto armado.

O objetivo específico inicial foi o estudo das normas de estruturas de concreto armado ABNT NBR, ACI e Eurocode 2, e isso foi atingido com a leitura e o resumo dos principais pontos envolvidos no dimensionamento de estruturas, isto é, os materiais, ações e análise estrutural.

O segundo objetivo específico, tratou do levantamento de cargas e definição do modelo estrutural de um projeto arquitetônico, também foi concluído de maneira satisfatória, resultando no dimensionamento dos elementos estruturais que permitiram a realização do terceiro objetivo específico, a comparação desse resultado.

A pesquisa partiu da hipótese de que as diferenças entre as bases teóricas das normas são poucas e que a regionalidade afetaria essas normas e consequentemente seus resultados. Essa hipótese foi confirmada já durante a análise dos conceitos das normas, pois foi mostrado que as bases teóricas das normas são muito similares, utilizam a teoria da elasticidade, e em alguns casos são até apresentadas de maneira idêntica. A regionalidade se mostrou afetar as normas pela necessidade das diferentes combinações de carga para cada região, além do impactado das ações de vento e sismos que também variaram consideravelmente.

Assim, este trabalho conseguiu mostrar que, apesar de conceitos base bem similares, para um projetista estrutural de uma das regiões atuar em outra, ele deve mudar muito a mentalidade a que está acostumado, pois além das grandes diferenças de regionalidade, cultura e geologia, há também diferenças de unidade (a norma americana não segue o sistema internacional de unidades).

A pesquisa também demonstrou que a norma brasileira apresenta o dimensionamento mais econômico, mas também mostrou que muitas considerações feitas pelas outras normas podem ser adicionadas à norma brasileira, especialmente com caráter de obrigatoriedade. A norma europeia mostra grande preocupação com o desempenho da estrutura sob altas temperaturas, já a norma americana ensina sobre vários cenários de agressividade que podem ser levados em conta.

Este trabalho foi feito em duas etapas, a primeira, foi a leitura das normas e a pesquisa bibliográfica de materiais que criticassem as normas. O entendimento delas foi feito de maneira geral, buscando os pontos principais para o dimensionamento da estrutura, porém, o entendimento das normas poderia ter sido feito de maneira mais profunda, estudando as análises dinâmicas, novas metodologias de dimensionamento e comparando os conceitos das análises estruturais não lineares. A segunda etapa do trabalho, o dimensionamento e posterior comparação de resultados, foi feita através do *software* Cypecad. Essa etapa foi limitada pelo software, pois apesar de ajudar com as normas estrangeiras (pois ele sempre relata os erros e mostra em que ponto das normas está o conceito que originou os erros de dimensionamento), não fazer o dimensionamento manual faz com que o domínio do conhecimento de cada cálculo feito não seja tão amplo.

Para a complementação do conteúdo deste trabalho, cada pequena etapa pode ser estudada mais a fundo, através do dimensionamento manual da estrutura, o estudo das análises não lineares, a inserção de novos cenários para o projeto arquitetônico (mais ou menos pavimentos, estrutura com maior ou menos esbeltez global, diferentes classes de concreto ou ambientes etc.). Outra maneira de complementar esse trabalho, é fazer o mesmo processo de dimensionamento da mesma estrutura em normas de outros países, como países emergentes ou países com maior proximidade ao Brasil, para verificar quais países possuem códigos similares à ABNT NBR 6118:2014 e suas normas adjacentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

WHAT ARE THE 16 DIFFERENT TYPES OF SLABS IN CONSTRUCTION, Engineer supply, 2022. Disponível em: <<https://www.engineersupply.com/what-are-the-16-benefits-types-of-slabs-in-construction.aspx#:~:text=One%2DWay%20Flat%20Slab,refers%20to%20the%20support%20structure.>>. Acesso em: 14 set. 2022.

TYPES OF SLABS – ADVANTAGES, DISAVANTAGES, Byju Exam prep., 2022. Disponível em: <<https://byjusexamprep.com/types-of-slabs-i>> Acesso em: 14/09/2022
Slab Types – deep review on types, design and construction, Structural guida, 2022. Disponível em: <<https://www.structuralguide.com/slab-types/>> Acesso em: 14/09/2022
Lajes – Conheça os principais tipos de lajes usados na construção civil. Engemix, 20 Disponível em: <[https://www.engemix.com.br/lajes-conheca-os-principais-tipos-de-lajes-usados-no-brasil/#:~:text=Os%20principais%20tipos%20de%20lajes%20utilizados%20s%C3%A3o%20a%20laje%20maci%C3%A7a,fabricada%20com%20poliestireno%20\(isopor\)>](https://www.engemix.com.br/lajes-conheca-os-principais-tipos-de-lajes-usados-no-brasil/#:~:text=Os%20principais%20tipos%20de%20lajes%20utilizados%20s%C3%A3o%20a%20laje%20maci%C3%A7a,fabricada%20com%20poliestireno%20(isopor)>)> Acesso em: 14 set. 2022.

Laje: O que é e principais tipos. Escola da engenharia, 2022. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/laje/>> Acesso em: 14 set. 2022.

Os 5 Principais Tipos de Lajes. Inova civil, 2022. Disponível em: <<https://www.inovacivil.com.br/os-principais-tipos-de-lajes/>> Acesso em: 14 set. 2022.

RAMOS GAVILÁN, Ana Belén et al. **Experimental Study of the Mechanical Behaviour of Bricks from 19th and 20th Century Buildings in the Province of Zamora (Spain)**. Infrastructures, v. 3, n. 3, p. 38, 2018.

BEAL, A. N. Eurocode 2: Span/depth ratios for RC slabs and beams. **Structural Engineer**, n. 35-40, 2009.

LORENZON, R. Z. **Estudo comparativo entre as normas brasileira e europeia no dimensionamento de pilares de concreto armado: estudo de caso**. 2019.

STUCCHI, F. R. **Reliability Based Comparison Between ACI 318-05 and NBR 6118** Comparação Entre as Normas ACI 318-05 e NBR 6118 Com Base na Teoria da Confiabilidade. **Revista IBRACON de Estruturas**, v. 3, n. 2, 2007.

PAIXÃO, E. A. **Estudo comparativo da NBR 6118 e Eurocode 2 no dimensionamento de pilares isolados de concreto convencional e de alto desempenho em estruturas de nós fixos**. 2019.

ISAIA, G. C. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. 2011.

BONI, R.; BRITEZ, C.; HELENE, P. **Concrete strength control: ABNT, ACI and EN comparative procedures**. Site study case. Revista ALCONPAT, v. 8, n. 3, p. 333-346, 2018.

GONÇALVES JUNIOR, A. A. **Análise da capacidade resistente de pilares de concreto submetidos à flexo-compressão conforme a ABNT NBR 6118: 2014 e outras referências normativas**. 2016. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Maringá.

PACHECO, J. et al. **Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do concreto**. In: Congresso Brasileiro do Concreto. 2014.