



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LETÍCIA MEDEIROS DE AZEVEDO

ESTUDO COMPARATIVO DO DETALHAMENTO DAS
ARMADURAS EM PROJETOS DE ESTRUTURAS
SISMO-RESISTENTES

NATAL-RN

2016

Letícia Medeiros de Azevedo

Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas
sismo-resistentes

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Dra. Selma Hissae Shimura da Nóbrega

Natal-RN
2016

Catálogo da Publicação na Fonte

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Sistema de Bibliotecas Biblioteca
Central Zila Mamede / Setor de Informação e Referência

Azevedo, Letícia Medeiros de.

Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas sísmo-resistentes / Letícia Medeiros de Azevedo. - 2016.
99 f. : il.

Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Natal, RN, 2016.

Orientadora: Profa. Dra. Selma Hissae Shimura da Nóbrega.

1. Sismologia – Monografia. 2. Concreto armado – Monografia. 3.
Detalhamento de estruturas - Monografia. I. Nóbrega, Selma Hissae Shimura da.
II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 550.34:624.012.4

Letícia Medeiros de Azevedo

Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas
sismo-resistentes

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em dia, mês e ano:

Profa. Dra. Selma Hissae Shimura da Nóbrega – Orientadora

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto – Examinador interno

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Examinador externo

Natal-RN

2016

RESUMO

ESTUDO COMPARATIVO DO DETALHAMENTO DAS ARMADURAS EM PROJETOS DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

O fato de o Brasil estar localizado numa região afastada das bordas da placa tectônica em que se encontra dá uma falsa impressão de que não há a possibilidade do acontecimento de eventos sísmicos no país. Atualmente, sabe-se que o choque entre placas não é a única causa de terremotos, podendo ser provocados também por falhas geológicas. Em 2006 foi lançada a ABNT NBR 15421, norma que regulamenta a consideração das ações sísmicas no Brasil, porém a consideração de ações dessa natureza ainda é negligenciada nos projetos de estruturas. Este trabalho apresenta conceitos importantes que devem ser considerados ao desenvolver um projeto estrutural sísmo-resistente, estuda e compara as recomendações sugeridas por normas internacionais no que diz respeito a detalhamento de armaduras e desenvolve exemplos numéricos empregando as recomendações estudadas, com o objetivo de propiciar melhor entendimento das considerações feitas na norma brasileira. Ao final, conclui-se que a consideração das ações sísmicas no desenvolvimento do projeto (desde a concepção estrutural até o detalhamento das armaduras) não pode ser negligenciada pois provocam alterações nos esforços e também na distribuição das armaduras. Mostra-se também que, mesmo para regiões com baixa sismicidade, as ações sísmicas provocam esforços maiores nas vigas dos pavimentos mais baixos de edifícios ao comparar com os esforços de vento.

Palavras chave: sísmo, concreto armado, detalhamento.

ABSTRACT

COMPARATIVE STUDY OF STEEL REINFORCEMENT DESIGN IN EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES PROJECT

Due to the fact that Brazil is located in a region far from the edges of the tectonic plate in which is found, there is a false impression that there is no possibility of seismic events happening in the country. Nowadays, it is known that the clash between plates is not the only cause of earthquakes, they may also be caused by geological faults. In 2006, ABNT NBR 15421:2006 was issued, a norm that regulates the consideration of seismic actions in Brazil, however the consideration of actions of this nature is still neglected at structural projects. This work presents important concepts that must be considered when developing an earthquake resistant structural project, studies and compares the recommendations suggested by international norms regarding the detailing of reinforcement bars and develops numerical examples using the recommendations studied, in order to provide a better comprehension of the considerations made on the Brazilian standard. At the end, it is concluded that the consideration of seismic actions in the development of a project (since the structure conception process until the detailing of reinforcement) cannot be neglected because they provoke changes on the internal resisting forces and also on the distribution of reinforcement bars.

Key-words: earthquake, reinforced concrete, detailing of reinforcement bars.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 01: INTRODUÇÃO	1
1.1. TEMA E MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. Objetivo Geral	3
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	4
1.4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
CAPÍTULO 02: PROPRIEDADES DAS ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES	10
2.1. DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	11
2.1.1. Simplicidade estrutural	11
2.1.2. Uniformidade, simetria e redundância	11
2.1.3. Modelo Pilar Rígido/Viga Flexível	13
2.1.4. Resistência e Rigidez nas duas direções e à torção	14
2.1.5. Ação de diafragma nas lajes	15
2.1.6. Fundações adequadas	16
2.2. PROPRIEDADES ESTRUTURAIS	16
2.2.1. Ductilidade	17
2.2.2. Confinamento	19
CAPÍTULO 03: DAS NORMAS BRASILEIRA, AMERICANA E EUROPEIA	24
3.1. ASPECTOS GERAIS REFERENTES AOS QUESITOS SISMICOS	24
3.1.1. Da ABNT NBR 15421:2006	24
3.1.2. Do EUROCODE-8 (2010)	32
3.1.3. Do ACI 318-11	35
3.2. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES AO MATERIAL UTILIZADO NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	39
3.2.1. Indicações do EUROCODE-8 (2010)	39
3.2.2. Indicações do ACI 318-11	40
3.2.3. Indicações da NBR 6118	41
3.3. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES À GEOMETRIA DOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	41
3.3.1. Vigas, Pilares e Lajes segundo o Eurocode 8	42
3.3.2. Vigas, Pilares e Lajes segundo o ACI 318-11	43

3.4. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES ÀS DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DAS ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	45
3.4.1. Vigas segundo o Eurocode 8	45
3.4.2. Vigas segundo o ACI 318-11	47
3.4.3. Pilares segundo o Eurocode 8	50
3.4.4. Pilares segundo o ACI 318-11	51
3.4.5. Nós viga-pilar de acordo com o Eurocode 8.....	55
3.4.6. Nós viga-pilar de acordo com o ACI 318-11	56
3.4.7. Lajes segundo as normas Eurocode 8 e ACI 318-11.....	57
CAPÍTULO 04: APRESENTAÇÃO DO MODELO E ANÁLISES COMPARATIVAS	58
4.1. CÓDIGO COMPUTACIONAL UTILIZADO.....	58
4.2. APRESENTAÇÃO DO MODELO	58
4.3. ANÁLISES COMPARATIVAS.....	60
4.3.1. 1ª Análise – Sem ação sísmica (NBR 6118) x Com ação sísmica (NBR 15421; Eurocode-8 e ACI 318)	60
4.3.2. 2ª Análise – Com ação sísmica elevada – Eurocode 8 (2010) x ACI 318-11	67
CAPÍTULO 05: ANÁLISES E RESULTADOS.....	69
5.1. 1ª Análise - Sem ação sísmica (NBR 6118) x Com ação sísmica – Acre (NBR 15421; Eurocode-8 e ACI 318)	69
5.1.1. Método da Análise Espectral.....	69
5.1.2. Vigas	71
5.1.3. Pilares	78
5.1.4. Resumo Estrutural.....	86
5.2. 2ª Análise - Com ação sísmica elevada – Eurocode 8 (2010) x ACI 318-11 ..	86
5.2.1. Vigas	87
5.2.2. Pilares	89
CAPÍTULO 06: CONCLUSÃO	95
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	95
6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96

CAPÍTULO 01: INTRODUÇÃO

1.1. TEMA E MOTIVAÇÃO

Acreditou-se, por um longo período de tempo, que o Brasil era um país livre de eventos sísmicos por estar localizado em uma região afastada das bordas de uma placa tectônica. Segundo Lima (2000), somente a partir da década de 70, com a implantação de grandes obras de engenharia como usinas hidrelétricas e termoeletricas, surgiu o interesse pelo tema tectonismo no Brasil. Estudos desenvolvidos ao longo dos anos mostraram que os terremotos também podem ser provocados por falhas geológicas (que podem estar localizadas em qualquer região), possuindo, o Brasil, cerca de 40 falhas, no total, ou ainda, os terremotos podem ser sentidos em territórios brasileiros mesmo tendo ocorrido em países vizinhos, como o Chile, por exemplo.

Apenas em 2006 foi regulamentada a ABNT NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismo – Procedimento, com o objetivo de credenciar as normas da ABNT junto a ISO (International Organization for Standardization). A partir da criação desta norma, foi adicionado, na revisão da ABNT NBR 6118 de 2007, um estado limite relativo aos esforços sísmicos que estabelece que toda estrutura deve obedecer ao estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da mesma, considerando as ações sísmicas de acordo com a norma reguladora.

Em seu texto, a ABNT NBR 15421:2006 apresenta o mapa de zoneamento sísmico brasileiro, dividindo o Brasil em várias zonas sísmicas de acordo com a aceleração sísmica horizontal em cada região. Analisando tal mapa, é possível perceber que grande parte do território brasileiro está localizado em uma zona na qual não é necessária a consideração dos esforços sísmicos por não possuir a capacidade de gerar tais eventos com relevância considerável. Porém, segundo Parisenti (2011), o grande problema enfrentado não está relacionado com a magnitude dos eventos (baixa ou alta), e sim o fato de que as edificações não são projetadas para resistir a essa magnitude, por

menor que seja. Parisenti (2011) adiciona que mesmo em regiões localizadas na zona 0, há relatos de sismos importantes como o ocorrido no litoral de São Paulo, em 2008, que apresentou magnitude de 5,2 na escala Richter.

Apesar do exposto, sabe-se que as solicitações sísmicas são muito negligenciadas no desenvolvimento de um projeto de estruturas, desde a concepção estrutural até o dimensionamento e detalhamento dos elementos.

Além de trazer informações sobre as regiões sísmicas brasileiras, a ABNT NBR 15421:2006 também fornece informações sobre os métodos de cálculo que podem ser utilizados para as diferentes localidades. Com relação ao dimensionamento e ao detalhamento dos elementos estruturais, a norma traz poucas informações para servir como base para os projetistas, sendo estes obrigados a recorrer a normas internacionais para desenvolver uma estrutura adequada.

Uma das principais causas de colapso de estruturas de concreto armado está relacionada com o detalhamento inadequado das armaduras no que diz respeito a confinamento (ver Figura 1.1 e 1.2) e falta de ductilidade e, conseqüentemente, pouca capacidade dissipativa de energia.

Figura 1.1 – Exemplo de dano causado por elemento sem confinamento



Fonte: NEHRP Consultants Joint Venture (2012)

Figura 1.2: Flambagem da armadura longitudinal por falta de estribos



Fonte: NEHRP Consultants Joint Venture (2012)

Isto posto, esse trabalho se propõe a apresentar uma explicação sobre os conceitos de ductilidade e de confinamento, demonstrando a importância dos mesmos no desenvolvimento de uma estrutura sísmo-resistente.

Em seguida, serão apresentadas informações relativas à normas internacionais, no intuito de enriquecer o entendimento sobre as recomendações da ABNT NBR 15421:2006, no que diz respeito à importância do detalhamento das armaduras para a estrutura.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Com o intuito de melhorar o entendimento da ABNT NBR 15421:2006 no tocante a tipos de detalhamento que podem ser utilizados nas estruturas para melhorar o seu desempenho às solicitações sísmicas, este Trabalho de Conclusão de Curso tem por objetivo geral a análise de normas internacionais

de estruturas sismo-resistentes com a finalidade de comparar os requisitos apresentados por estas normas com os prescritos na norma brasileira.

1.2.2. Objetivos Específicos

- 1) Introduzir os conceitos básicos de Ductilidade e Confinamento e sua importância;
- 2) Apresentar normas internacionais para melhor entendimento das recomendações apresentadas pela norma brasileira;
- 3) Comparar resultados quantitativos e qualitativos, obtidos através da aplicação das recomendações fornecidas pelas normas internacionais e brasileira, com relação aos detalhamentos da armadura das estruturas de concreto armado;

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta monografia é dividida em seis capítulos desenvolvidos com o objetivo de apresentar ao leitor aspectos relacionados à ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, além de introduzir conceitos e recomendações de duas normas internacionais (Americana e Europeia) para, ao final, realizar uma comparação entre os tipos de detalhamento indicados por cada uma.

O primeiro capítulo faz uma introdução à sismicidade no Brasil, citando as razões pelas quais os sismos eram negligenciados em projetos estruturais. Além disso, apresenta a norma brasileira que rege tais projetos. Por fim, apresenta os objetivos de tal estudo e uma revisão bibliográfica para demonstrar as pesquisas realizadas sobre o tema.

O segundo capítulo apresenta uma fundamentação teórica a respeito das propriedades básicas inerentes às estruturas sismo-resistentes, como rigidez, ductilidade, confinamento. Traz a discussão dos principais conceitos referentes à concepção estrutural e como aplicá-los no desenvolvimento dos projetos de estruturas resistentes às ações sísmicas.

No terceiro capítulo são expostas as normas que regem os projetos para as estruturas resistentes a sismos em três países ou regiões: Brasil – ABNT NBR 15421; Estados Unidos da América - ACI 318 – 2011; e Europa – Eurocode 2010. Ao final são feitas comparações entre os três códigos, fazendo menção à ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, quando necessário.

No quarto capítulo, apresenta-se o modelo estrutural utilizado na comparação entre as recomendações dos detalhamentos apresentados por cada norma para duas situações distintas relativas às solicitações sísmicas (variando a intensidade) juntamente com a apresentação do código comercial escolhido para desenvolvimento das análises, incluindo justificativa para a escolha de tal modelo e adoção dos parâmetros sísmicos utilizados.

O capítulo quinto apresenta os resultados obtidos a partir da análise da estrutura e comentários sobre as semelhanças e diferenças observadas.

O sexto capítulo trata das conclusões feitas a partir dos resultados apresentados, incluindo sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros.

1.4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

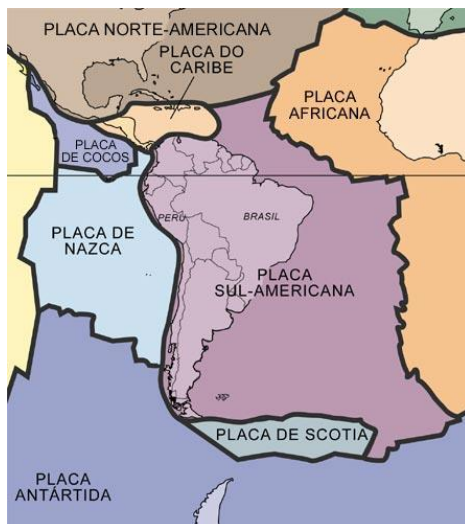
Os abalos sísmicos são eventos conhecidos mundialmente que ocorrem, em várias regiões, e, dependendo da magnitude e do local de ocorrência, causam danos excessivos tanto para as pessoas quanto para as construções existentes.

Antigamente, acreditava-se que o Brasil fosse um país que não sofreria danos causados por terremotos pelo fato de se localizar em uma região afastada das bordas da placa tectônica na qual se encontra (Figura 1.3). Porém, atualmente, sabe-se que não só os choques entre placas podem provocar sismos. As falhas geológicas¹ também são responsáveis por causar tais eventos e o Brasil apresenta cerca de 40 falhas espalhadas em todo o seu território. A

¹ Falha geológica é o plano de ruptura que se forma em rochas quando, devido ao lento movimento das placas tectônicas, as tensões acumuladas atingem seu limite de resistência causando seu rompimento.

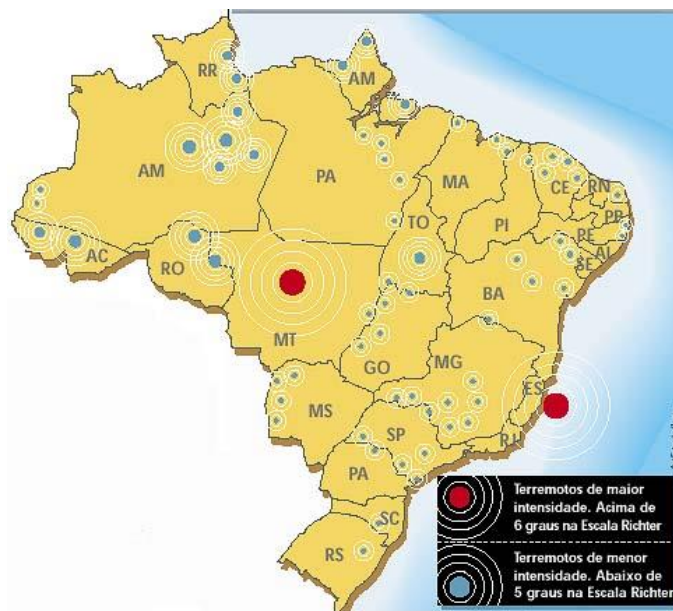
Figura 1.3 ilustra a ocorrência de alguns sismos ocorridos em todo o território brasileiro.

Figura 1.3: Posição do Brasil na placa tectônica



Fonte: Tais (2010)²

Figura 1.4: Terremotos ocorridos no Brasil



Fonte: Geopolítica em Debate (2008)³

² Professor Josimar Tais. Disponível em: <http://professor-josimar.blogspot.com.br/2010/09/placa-sul-americana-e-os-abalos.html>

³ Blog "A geopolítica em debate.". Disponível em: <https://geografats.wordpress.com/>

Os terremotos causados nas regiões afastadas das bordas das placas são denominados intraplacas e, segundo Talwani (2014), o conhecimento sobre a natureza dos mesmos tem se desenvolvido de forma lenta.

De acordo com Santos (1992), pelo fato de o Brasil estar afastado da região de encontro das placas e por não haver registros de sismos de dimensões catastróficas, a inclusão do efeito das ações dinâmicas provocadas por terremotos era negligenciada. E só a partir da construção de grandes obras, como por exemplo centrais nucleares e hidrelétricas, esses efeitos começaram a ser levados em conta pelos engenheiros calculistas já que o colapso de uma estrutura deste tipo causaria um dano enorme à sociedade.

Falconi (2003) desenvolveu um estudo a partir da análise de normas para projetos de seis países sul-americanos e, a partir leitura deste estudo, Santos e Souza Lima (2004) desenvolveram um mapa de sismicidade da América do Sul apresentado na Figura 1.5.

Após a publicação da norma brasileira de sismos (ABNT NBR 15421:2006), Santos e Souza Lima (2006) publicaram um estudo que faz uma estimativa do impacto da consideração das ações sísmicas nos projetos estruturais de edifícios. Fazem comparações entre a consideração destas ações com as ações do vento em várias cidades do Brasil.

Parisenti (2011) apresenta uma dissertação que estuda os diferentes métodos de análise da ABNT NBR 15421:2006 com o objetivo de avaliar os parâmetros que influenciam nos resultados e compara os espectros de resposta obtidos através da norma com as respostas dinâmicas obtidas ao aplicar acelerogramas de sismos reais na base dos edifícios. Após exemplos práticos, conclui que mesmo para regiões que apresentem acelerações máximas de 0,05g, as ações produzidas por sismos podem ser significativas quando comparadas às cargas consideradas usualmente. Além disso, sugere que sejam incluídas na norma brasileira, mais informações relativas aos detalhamentos apresentados para os diferentes sistemas estruturais mencionados em tal norma, com o objetivo de que sejam projetadas estruturas mais dúcteis.

Paiva Neto (2015) desenvolveu um trabalho que analisou o comportamento de modelos estruturais distintos, um apresentando 3 pavimentos e outro, 12, com a mesma distribuição em planta, submetidos às ações sísmicas calculadas a partir dos métodos estáticos e dinâmicos apresentados na ABNT NBR 15421:2006. Concluiu que, para os edifícios mais esbeltos, os métodos estáticos se mostram mais conservadores quando comparados aos dinâmicos. Ao tratar de estruturas mais robustas, inicialmente os métodos dinâmicos apresentam maiores valores de deslocamentos, mas que, devido à aplicação de fatores de correção, estes valores diminuem enquanto que os deslocamentos obtidos pelos métodos estáticos se amplificam. Por fim, indica o desenvolvimento de estudos que avaliem como a consideração das ações sísmicas afetam no dimensionamento e detalhamento das estruturas de concreto armado.

CAPÍTULO 02: PROPRIEDADES DAS ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

A fase de concepção de um projeto estrutural é de grande importância no desenvolvimento de um projeto de estruturas de concreto armado porque é nela que são feitas as escolhas de tipos de ações, modelos estruturais adequados, materiais utilizados e até mesmo meios para desenvolver um projeto mais econômico. Ao tratar de estruturas sismo-resistentes, essa fase se torna muito mais importante, devido ao fato de que as forças geradas por um evento sísmico apresentam, em muitos casos, um risco maior para a estrutura do que as que são normalmente consideradas, por exemplo, ações de vento.

As ações sísmicas começaram a ser consideradas em projetos a partir de 1920/30 quando foi dada a importância necessária às forças inerciais em edifícios, porém pouco se conhecia a respeito das respostas dinâmicas das estruturas. Com o passar dos anos, com o desenvolvimento de pesquisas, foi descoberto que mais importante do que resistir a forças sísmicas de grande intensidade era a dissipação da energia através da ductilidade da estrutura, que é considerada uma característica essencial no desenvolvimento de um projeto em que a estrutura sofre deformações plásticas.

Além da ductilidade, devem ser considerados ainda na fase de concepção de projeto, aspectos como a adoção de uma arquitetura regular, por exemplo, priorizando a simplicidade (não só em planta, mas também em altura), evitando a utilização de formatos em 'T' ou em 'L', no intuito de gerar projetos estruturais simétricos, que apresentem comportamentos conhecidos, se possível. Aliado a esses fatores, recomenda-se uma atenção especial às deformações plásticas indesejadas para evitar que as falhas (rupturas) frágeis ocorram antes das falhas dúcteis.

Portanto, são considerados três conceitos básicos para o desenvolvimento de um projeto de estrutura sismo-resistentes. São eles (1) seleção de um sistema estrutural adequado para resistir às deformações plásticas, (2) seleção dos locais mais indicados para a formação das rótulas plásticas para absorver estas deformações, através das armaduras, principalmente e (3) garantir que, se houver ruptura, que seja a ruptura dúctil (por flexão) e não a frágil (por cisalhamento).

Neste capítulo, são apresentadas propriedades importantes relacionadas aos conceitos básicos citados e que toda estrutura sísmo-resistente deve possuir para que possua uma resposta adequada aos esforços dinâmicos provocados por essas ações horizontais.

2.1. DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O primeiro conceito básico apresentado no item anterior, seleção de um sistema estrutural adequado, está intimamente relacionado à concepção estrutural, feita pelo projetista, para determinada estrutura.

A consideração das ações sísmicas deve ser feita desde a fase inicial de um projeto estrutural, portanto, desde a concepção. Adotar, de maneira adequada, os parâmetros apresentados nesta seção, torna um edifício muito mais resistente aos esforços dinâmicos provocados pelos eventos sísmicos, diminuindo os custos para obter a resistência adequada ao final do projeto.

2.1.1. Simplicidade estrutural

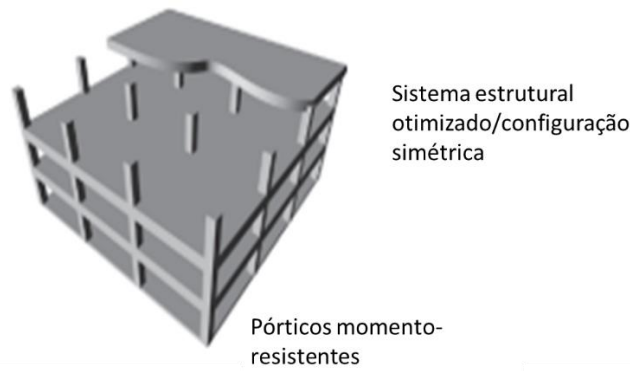
Como o comportamento sísmico das estruturas ainda é muito incerto, é necessário utilizar recursos para torná-lo mais confiável. O desenvolvimento de um projeto simples, com trajetórias claras e diretas para transmissão dos esforços, fornece maior confiabilidade.

2.1.2. Uniformidade, simetria e redundância

Segundo relatório P-749 da FEMA (Federal Emergency Management Agency – EUA) (2010), edifícios regulares tendem a dissipar as energias de maneira uniforme por toda a estrutura, resultando em danos menores comparados às plantas irregulares, onde o dano pode ser concentrado em alguns locais resultando em extremos esforços que muitas vezes não são suportados.

É indicada uma distribuição regular dos elementos estruturais (distribuição de massa, resistência e rigidez) para que sejam permitidas transmissões curtas e diretas das forças de inércia por todos os pavimentos. Para que isso ocorra, é necessário que o projeto seja o mais uniforme possível, não só em planta, mas também em altura. Uma maneira eficiente de realizar essa distribuição igualitária é adotando eixos de simetria, limitando, também, deformações que possam ser geradas por esforços de torção.

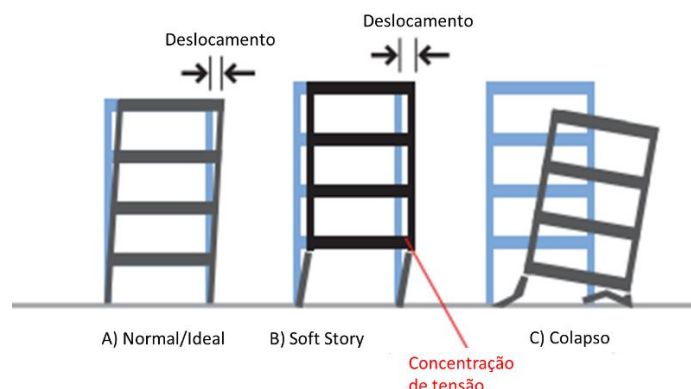
Figura 2.1: Exemplo de estrutura simples, uniforme e simétrica



Fonte: Adaptado de FEMA 454 (2006)

Um problema muito comum, que ocorre nas estruturas sísmo-resistentes é chamado de 'soft story' ou pavimento fraco. É ocasionado pela diferença de rigidez e resistência entre os pavimentos, geralmente entre o primeiro pavimento e os demais, sendo o caso mais grave por provocar colapso total da estrutura. A Figura 2.2 representa, de maneira ilustrativa, a concentração de tensões que ocorre no primeiro pavimento devido à diferença de deslocamentos entre este e a cobertura.

Figura 2.2: Mecanismo do 'Soft Story'



Fonte: Adaptado de FEMA 454 (2006)

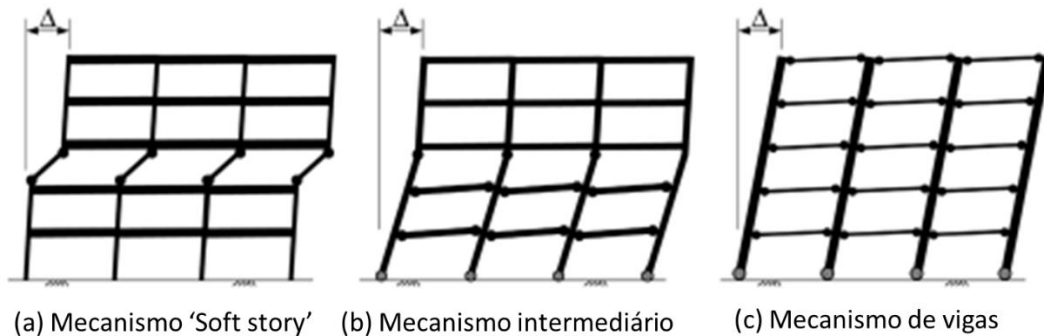
A adoção de um sistema estrutural com uniformidade de resistência entre os pavimentos, evita a possibilidade de ocorrer este tipo de colapso.

2.1.3. Modelo Pilar Rígido/Viga Flexível

Quando uma estrutura se desloca devido às ações sísmicas atuantes, a distribuição dos danos na direção vertical depende da distribuição dos deslocamentos horizontais. Se um edifício possui pilares flexíveis, há a tendência de concentração de deslocamentos em um ou poucos pavimentos (Figura 2.3-a), podendo exceder o limite resistido por esses pilares (causando o 'soft story', apresentado no item anterior).

Uma maneira de evitar este tipo de ruína é fazer com que os pilares promovam rigidez e resistência elevadas em toda a altura do prédio, distribuindo os deslocamentos por todos os pavimentos (Figura 2.3-c), diminuindo o dano localizado.

Figura 2.3: Tipos de mecanismos estruturais



Fonte: MOEHLE; HOOPER; LUBKE (2008)

Além disso, é de conhecimento geral que os pilares suportam o peso de todos os pavimentos que se encontram acima deles enquanto que as vigas suportam apenas os esforços gravitacionais atuantes no nível que se encontra. Portanto, faz-se mais importante, a escolha de dimensionar pilares fortes com vigas fracas e não o contrário.

2.1.4. Resistência e Rigidez nas duas direções e à torção

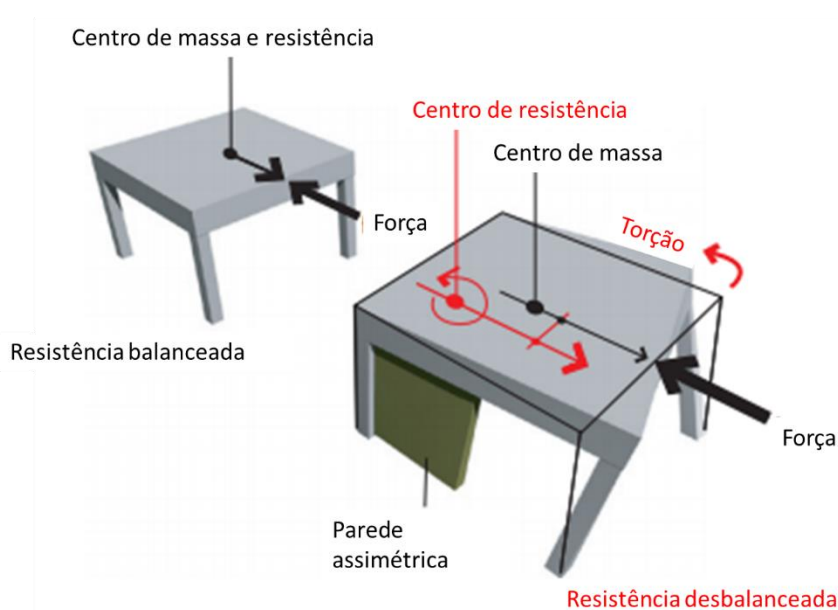
Durante um terremoto, as ondas sísmicas surgem a partir das regiões de ruptura (falhas geológicas) e apresentam diferentes formatos e velocidades. Ao submeter-se à uma estrutura, estas ondas geram movimentos cíclicos rápidos em todas as direções, principalmente na horizontal, mas também na vertical.

O movimento sísmico horizontal é um fenômeno bidirecional, e as estruturas dos edifícios devem, portanto, possuir a capacidade de resistir às ações horizontais em qualquer direção. De acordo com as normas que orientam os projetos de estruturas sismo-resistentes (nacionais e internacionais), deve ser garantida a resistência adequada para duas direções ortogonais.

Além da resistência às ações laterais, a estrutura também deve apresentar bom desempenho com relação às forças que provocam torção, atuando de forma não uniforme nos diferentes elementos, podendo causar ruptura frágil por amplificar os esforços de cisalhamento. Para evitar esse tipo de

problema, a massa (ou peso) deve ser distribuída uniformemente no pavimento, geralmente fazendo com que o centro geométrico coincida com o centro de massa. Ao distribuir as massas de maneira uniforme, as forças sísmicas (externas) são exercidas a partir do centro geométrico, assim como as forças resistentes, mantendo o equilíbrio.

Figura 2.4: Resistência à torção



Fonte: Adaptado de FEMA 454 (2006)

Esses cuidados devem ser tomados para limitar deslocamentos excessivos que podem provocar instabilidades não previstas por efeito de segunda ordem ou ainda danos excessivos, não respeitando aos estados limites.

2.1.5. Ação de diafragma nas lajes

Uma das propriedades mais importantes que uma estrutura deve apresentar é a solidarização entre os diferentes elementos. As lajes possuem esse papel, atuando como diafragmas horizontais e transmitindo as forças inerciais para as vigas e pilares, por exemplo.

É importante que estes elementos possuam uma resistência e rigidez adequadas e semelhantes às dos elementos aos quais se conectam para que não haja grande diferença entre seus deslocamentos.

2.1.6. Fundações adequadas

As fundações são os elementos responsáveis pela transmissão dos esforços da estrutura para o solo e desempenham um papel fundamental no comportamento estrutural sob ações sísmicas.

É indicado que as fundações apresentem a capacidade de assegurar à estrutura uma excitação sísmica uniforme e, para isso, sugere-se a utilização de fundações de mesmo tipo e lançadas sobre o mesmo solo, quando possível; e utilização de elementos horizontais (cintas) que façam a ligação entre as mesmas.

2.2. PROPRIEDADES ESTRUTURAIS

Para atender aos conceitos básicos (2) e (3) apresentados na introdução deste capítulo (formação das rótulas plásticas nos locais devidos e garantir ruptura dúctil em vez de frágil, respectivamente) é necessário que a estrutura apresente propriedades que garantam sua funcionalidade após eventos sísmicos.

Conceitos básicos de rigidez e resistência são apresentados nesta seção, pois possuem elevada importância em casos de ações sísmicas, mas o enfoque principal é dado ao conceito de ductilidade e a importância do confinamento das armaduras para garantir o bom desempenho estrutural.

- Rigidez – Propriedade que relaciona cargas ou forças às suas subsequentes deformações estruturais. Se as deformações causadas por esforços laterais devem ser quantificadas e controladas, esta é uma propriedade que deve ser priorizada. Para garantir o cumprimento ao estado limite de serviço da estrutura, a extensão e influência das fissuras devem ser consideradas e controladas juntamente com os aspectos

mínimos de seção e geometria de elementos e também materiais utilizados.

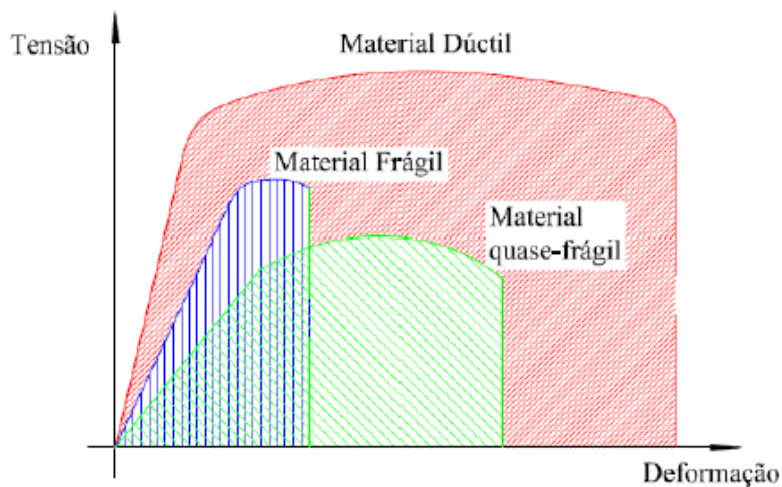
- Resistência – Esta propriedade está diretamente relacionada ao estado limite último da estrutura. É necessário que uma estrutura possua uma resistência adequada para não sofrer danos ou ruína durante um evento sísmico e, para isso, deformações plásticas devem ser evitadas, o que significa que a estrutura deve resistir aos esforços internos gerados durante a resposta dinâmica elástica da estrutura.
- Ductilidade – Para minimizar maiores danos, as estruturas devem ser capazes de manter grande parte de sua resistência inicial quando um evento sísmico causa grandes deformações. Essa habilidade da estrutura, ou de seus componentes ou ainda dos materiais utilizados para oferecer resistência no domínio plástico de resposta, é a ductilidade. Por meio desta propriedade, os elementos estruturais apresentam a capacidade de suportar grandes deformações e dissipar energia.

2.2.1. Ductilidade

Conforme Hanai (2005), a ductilidade é um atributo que um material, elemento estrutural ou, ainda, uma estrutura pode apresentar, para obter a capacidade de sofrer grandes deformações plásticas em presença de grandes cargas antes da ruptura, fazendo com que não ocorra ruptura do tipo frágil.

O diagrama tensão-deformação (Figura 2.5) mostra um comparativo entre os diferentes materiais (dúctil, frágil e quase-frágil), evidenciando a capacidade resistiva do material dúctil em comparação com os outros.

Figura 2.5: Comparação do comportamento de diferentes tipos de materiais



Fonte: Guerrante (2006)

É importante citar que o concreto, por si só, não é considerado um elemento dúctil, mas sim, frágil, portanto, a utilização do aço é imprescindível para torná-lo um material com maior ductilidade e, conseqüentemente, mais resistente às deformações inelásticas impostas pelas ações sísmicas.

A ductilidade de uma estrutura, como um todo, afeta diretamente sua resposta às ações sísmicas. Está intimamente relacionada com a capacidade da estrutura de se deformar, em regime não-linear, sem perda significativa de sua capacidade resistente ou rigidez. Logo, quanto mais dúctil, maior será a capacidade de dissipação de energia.

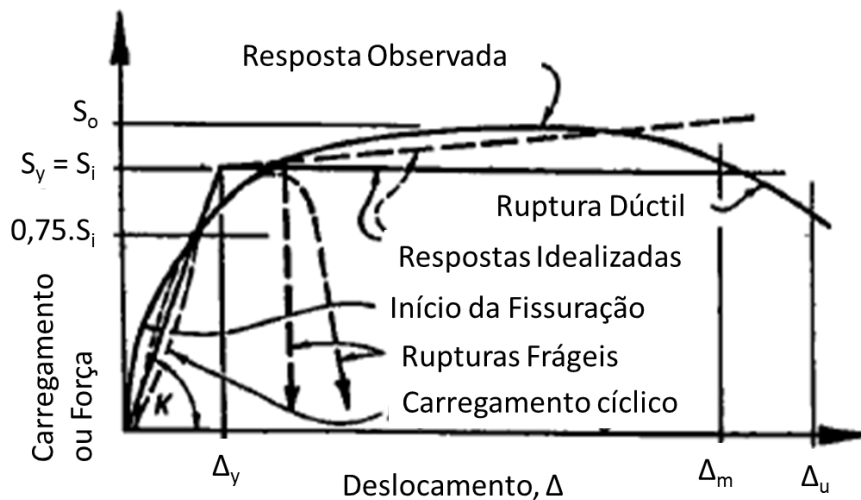
De acordo com Paulay; Priestley (1992), a principal fonte de ductilidade dos elementos de concreto armado é o aço, que possui a habilidade de aguentar ciclos de carregamento repetidamente sofrendo altas deformações sem perda significativa de resistência. Além do aço, também influem na ductilidade de um elemento estrutural de concreto armado: a forma da seção transversal, tipo de agregado utilizado e espessura do cobrimento.

Em termos gerais, a ductilidade de uma estrutura (μ) pode ser determinada pela relação entre o deslocamento total imposto Δ em qualquer momento e o deslocamento no início do escoamento Δ_y . Ou seja:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} > 1 \quad (2.1)$$

Observando a Figura 2.6, é possível notar que a ductilidade, quando a falha é iminente (μ_u), é a relação entre Δ_u e Δ_y . Então, ao calcular a resistência sísmica necessária, deve-se garantir que a ductilidade máxima requerida durante um evento sísmico ou ductilidade imposta pelo evento ($\mu_m = \Delta_m/\Delta_y$) não ultrapasse a ductilidade potencial da estrutura (μ_u).

Figura 2.6: Gráfico Força - Deslocamento - Concreto Armado



Fonte: PAULAY; PRIESTLEY (1992)

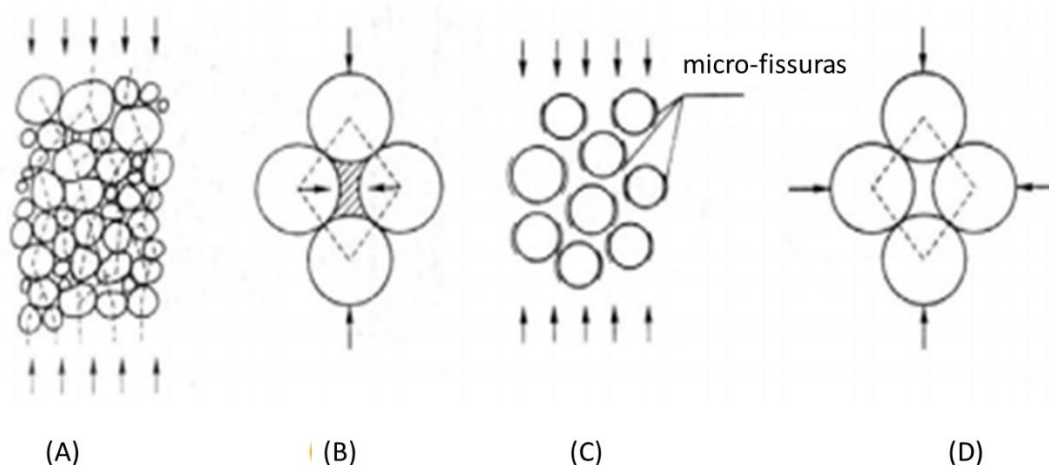
2.2.2. Confinamento

Confinamento é definido por CÁNOVAS (2005) como a capacidade de impedir a deformação transversal à direção de aplicação da carga no elemento estrutural.

De forma simplificada, FIB (1999) explica o mecanismo de ruptura do concreto sob carregamento uniaxial. Os concretos mais usuais possuem cerca de 75% de agregados de vários tamanhos, sendo os agregados os componentes rígidos do concreto pelos quais percorrem as forças de compressão (Figura 2.7-A). No concreto não confinado, as componentes laterais necessárias para o equilíbrio são fornecidas pela coesão da pasta de cimento (Figura 2.7-B). As primeiras microfissuras entre agregados e pasta de cimento aparecem quando o esforço aplicado supera essa força de coesão (Figura 2.7-C) e aumentam de

acordo com o aumento da carga até a ruptura. A função do confinamento é, portanto, aumentar a coesão entre esses dois componentes do concreto, resultando numa maior resistência (Figura 2.7-D). Quando confinado, o concreto se torna mais dúctil, e, portanto, muito útil nas situações de sismos já que a estrutura necessita de elevada ductilidade, em muitos casos.

Figura 2.7: Mecanismo de confinamento do concreto

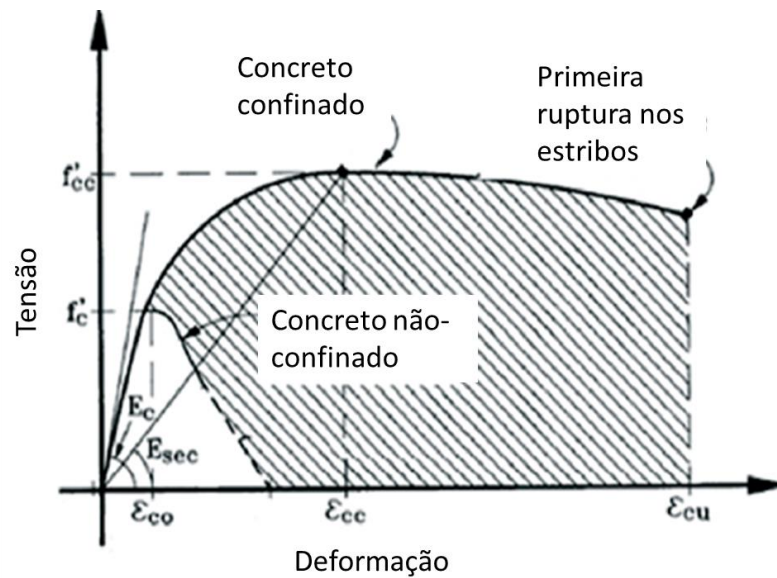


Fonte: FIB (1999)

O confinamento é feito através do uso de armaduras transversais (estribos e ganchos), que agem para impedir a expansão lateral do concreto (juntamente com as armaduras longitudinais) e, para isso, são estabelecidos valores mínimos de taxa de armadura transversal em várias normas internacionais de sismo, estabelecendo também diâmetro e espaçamento mínimos assim como detalhes das dobras dos estribos.

Na prática, o que ocorre com o concreto confinado é uma notável alteração na parte descendente (pós-pico) do diagrama tensão-deformação (Figura 2.8), mostrando uma maior capacidade de deformação para tensões mais elevadas resultando numa maior absorção de energia (ductilidade).

Figura 2.8: Relação entre Concreto confinado e não-confinado



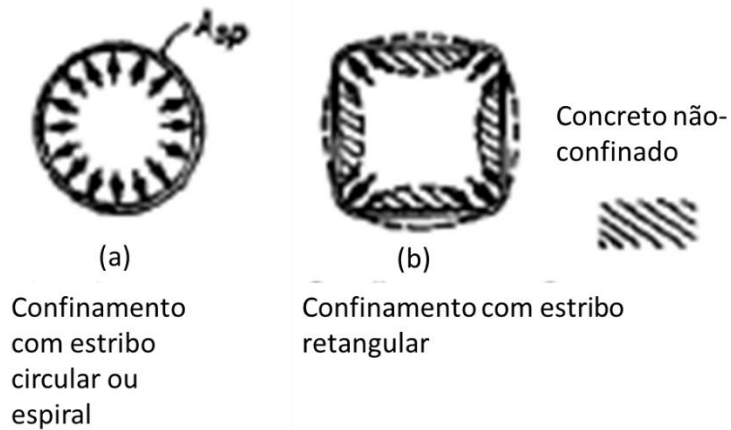
Fonte: PEÑA; CARVALHO (2015)

Em muitos casos, a resistência à compressão do concreto não-confinado não é suficiente para permitir que a estrutura alcance um nível de ductilidade sem que ocorra o descascamento (“spalling”).

PAULAY e PRIESTLEY (1992) explicam que as regiões de formação de rótulas plásticas em membros que suportam uma carga axial significativa, como os pilares dos pavimentos mais baixos de um edifício, onde as deformações plásticas devem ocorrer, são particularmente suscetíveis à ruptura e necessitam de maior atenção, mesmo quando baseado na filosofia de viga flexível/pilar rígido.

Focando nas armaduras propriamente ditas, Paulay; Priestley (1992) ilustram que as armaduras circulares ou espirais são mais eficazes, devido a sua forma, porque fornecem uma linha de carregamento de confinamento contínua em torno da circunferência (Figura 2.9-a). Esta “força de confinamento” produzida é função do diâmetro da espiral, área de aço utilizada e o espaçamento vertical. Já os estribos quadrados ou retangulares, apenas fornecem confinamento perto das dobras porque a pressão do concreto tende a curvar as laterais para fora (Figura 2.9-b).

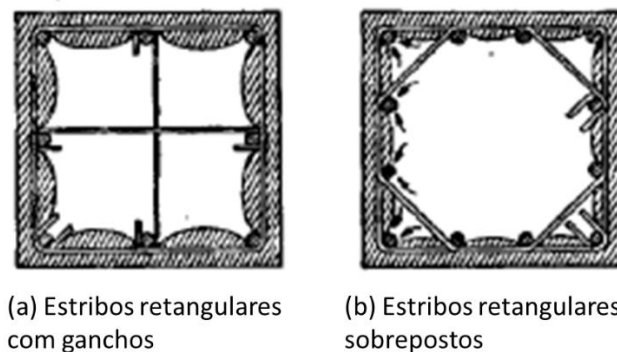
Figura 2.9: Efeito de confinamento dos estribos



Fonte: Adaptado de PAULAY; PRIESTLEY (1992)

Adiciona que esse efeito de confinamento dos estribos retangulares pode ser significativamente melhorado utilizando estribos sobrepostos (Figura 2.10-b) ou ainda dobras com angulação mais fechada contornando as armaduras longitudinais (Figura 2.10-a).

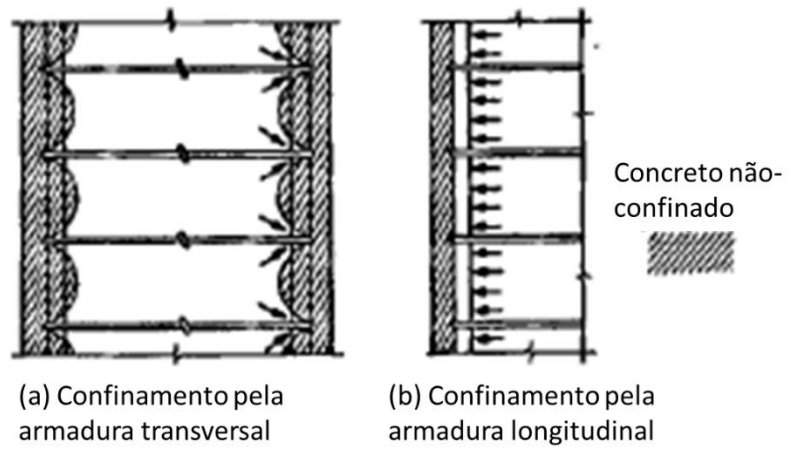
Figura 2.10: Configuração de estribos retangulares



Fonte: Adaptado de PAULAY; PRIESTLEY (1992)

Além das armaduras transversais, as armaduras longitudinais também contribuem para o confinamento do concreto se bem distribuídas ao longo de toda a seção. Os esforços produzidos pelo concreto contra as armaduras longitudinais e o reforço das armaduras transversais fornecem a capacidade de confinamento das armaduras longitudinais (Figura 2.11).

Figura 2.11: Influência das armaduras para o confinamento do concreto



Fonte: Adaptado de PAULAY; PRIESTLEY (1992)

CAPÍTULO 03: DAS NORMAS BRASILEIRA, AMERICANA E EUROPEIA

Neste capítulo são apresentadas informações da norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 relativas à classificação das estruturas em categorias sísmicas e também referente aos tipos de detalhamentos expostos na mesma.

Com o objetivo de melhor compreender tais recomendações, no contexto de detalhamento das estruturas, apresentam-se, neste capítulo, informações relativas às normas internacionais e os principais requisitos encontrados nas mesmas sobre este tema.

Como base, são utilizadas as normas americana (ACI 318-11) e europeia (EUROCODE 8 (2010)), por serem códigos muito completos e minuciosos no contexto de sismo já que são duas regiões que estão ocasionalmente sofrendo danos devido a essas ações e, portanto, necessitam estar preparados para tais eventos.

O enfoque é dado para os requisitos mínimos referente às características dos materiais utilizados, às dimensões dos elementos estruturais e, principalmente, às exigências com relação à disposição das armaduras e seus detalhamentos.

Juntamente com as informações das normas internacionais, são apresentadas indicações que constam na ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, com intuito comparativo. Justifica-se a utilização desta norma por apresentar requisitos referentes ao projeto de estruturas de concreto armado em complemento à ABNT NBR 15421:2006 que menciona alguns aspectos relacionados a detalhamento dos elementos estruturais, porém associados à ação sísmica.

3.1. ASPECTOS GERAIS REFERENTES AOS QUESITOS SISMICOS

3.1.1. Da ABNT NBR 15421:2006

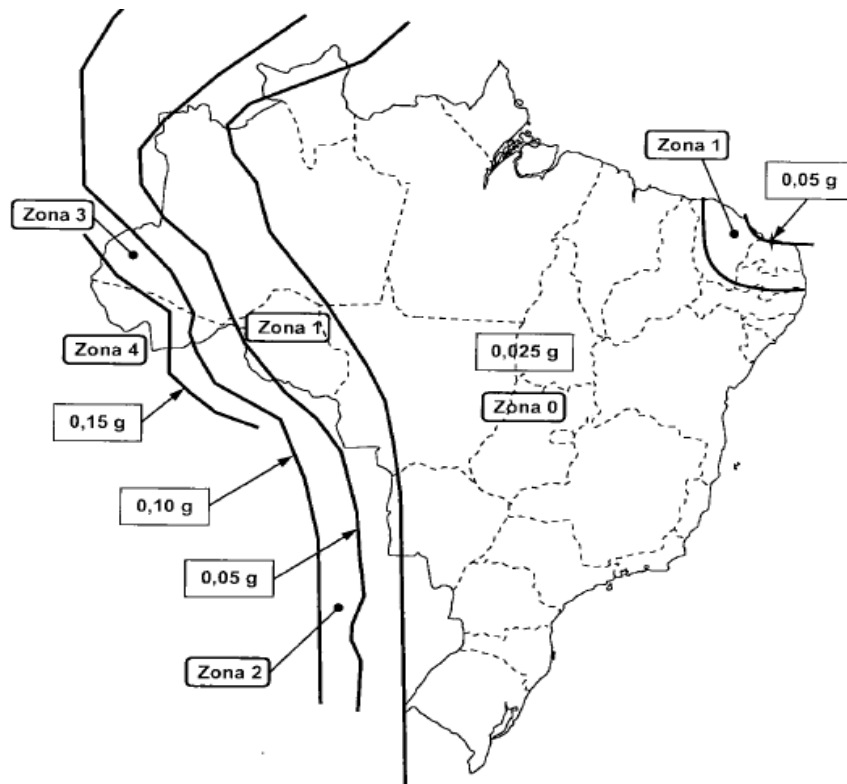
A norma brasileira NBR 15421:2006 apresenta os requisitos mínimos para a verificação das estruturas usuais submetidas às ações sísmicas com o objetivo

de preservar as vidas humanas, reduzir os danos nas edificações e mantê-las em operação após o acontecimento de um evento sísmico.

Em toda a sua extensão, a norma apresenta, entre outras informações, requisitos que tratam dos estados limites (último e de serviço); a classificação das ações sísmicas e como deve ser feita a combinação das mesmas com as outras cargas atuantes na estrutura; zoneamento sísmico brasileiro baseado na variação das acelerações sísmicas (a_g); métodos de cálculo para determinar os esforços sísmicos atuantes na estrutura; categorização das estruturas para análise sísmica; e requisitos relativos à concepção estrutural do edifício.

O zoneamento sísmico brasileiro define cinco diferentes zonas baseadas nas acelerações sísmicas horizontais atuantes para terrenos do tipo rochoso. A Figura 3.1 apresenta o mapa brasileiro dividido nas cinco regiões mencionadas e a Tabela 3.1 apresenta os valores das acelerações sísmicas para cada zona apresentada no mapa.

Figura 3.1: Zoneamento sísmico brasileiro



Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Tabela 3.1: Zonas sísmicas e acelerações

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

A categorização das estruturas para análise sísmica é feita a partir dos valores de acelerações sísmicas e zoneamentos demonstrados anteriormente. De acordo com a categoria sísmica estabelecida, diferentes maneiras de cálculo dos esforços são aplicadas. As categorias sísmicas para cada estrutura correspondentes às suas zonas estão apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Categoria sísmica das estruturas

Zona sísmica	Categoria Sísmica
Zona 0 e 1	A
Zona 2	B
Zona 3 e 4	C

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

As estruturas que se encontram na zona sísmica 0, com $a_g = 0,025g$ e, portanto, da categoria sísmica A, não necessitam obedecer nenhum requisito de resistência sísmica, segundo a ABNT NBR 15421:2006. Para as estruturas que se encontram na zona sísmica 1, também categoria A, a norma recomenda que as mesmas devam resistir às cargas laterais de sismo e que essas forças devem ser aplicadas simultaneamente em todos os pavimentos de acordo com o Método Simplificado, apresentado adiante..

Para as estruturas que se enquadram nas categorias sísmicas B e C, a norma estabelece que as mesmas devam apresentar um sistema estrutural que forneça rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia sendo capazes de resistir aos esforços sísmicos no sentido vertical, nas duas direções

principais horizontais e aos esforços de torção. Acrescenta, ainda, que deve haver um sistema contínuo de transferência de cargas que garanta a transferência dos esforços sísmicos até as fundações da estrutura, com distribuição uniforme de resistência e rigidez. Quanto mais redundante e simétrica for uma estrutura, melhor será seu desempenho.

A ABNT NBR 15421:2006 apresenta uma tabela que caracteriza os tipos de sistemas básicos estruturais sismo-resistentes (ver Tabela 3.3) que podem ser utilizados no desenvolvimento do projeto.

Tabela 3.3: Tipos de sistemas sismo-resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coefficiente de modificação da resposta R	Coefficiente de sobre-resistência Ω_0	Coefficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Os coeficientes relacionados a cada sistema básico (R , Ω_0 e C_d) têm influência direta no cálculo das cargas atuantes na estrutura tornando, portanto, indispensável a escolha do sistema a ser utilizado.

Ocorre que falta informação, na norma, para definir o que significam os termos “detalhamento usual”, “detalhamento intermediário” e “detalhamento especial”. Entende-se por detalhamento usual, que as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) são suficientes para conferir à estrutura o desempenho adequado, sendo assim, portanto, utilizável apenas para as estruturas que se encaixam na categoria sísmica A. Mas os termos ‘intermediário’ e ‘especial’ não são especificados, dificultando a escolha do tipo de sistema resistente adequado para cada caso.

Portanto, torna-se necessária a busca por informações relativas aos requisitos mínimos de detalhamento para os elementos estruturais em normas internacionais.

Quatro métodos de cálculo são apresentados na norma para determinar as forças horizontais atuantes na estrutura: Método das forças horizontais equivalentes (FHE); Método estático simplificado; Método da análise espectral; e Histórico de acelerações no tempo.

Como o objetivo desta monografia é a comparação das armaduras e respectivos detalhamentos e não abordagem dos métodos utilizados para a determinação dos esforços que geram as armaduras, não será apresentado nesta monografia um desenvolvimento aprofundado dos métodos apresentados pela ABNT NBR 15421:2006. Aconselha-se, portanto, para um melhor entendimento a leitura de Paiva Neto (2015). Contudo, para compreensão das análises do capítulo seguinte, serão apresentadas suas bases de forma concisa.

- **Métodos das Forças Horizontais Equivalentes (FHE)**

O Método das forças horizontais equivalentes faz uma distribuição das ações sísmicas em uma estrutura com ‘n’ elevações de maneira proporcional ao peso total da estrutura até o n-ésimo pavimento. A parcela da força (F_x) é calculada a partir da seguinte equação:

$$F_x = C_{vx} \times H \quad (3.1)$$

sendo H , a força horizontal total; e C_{vx} um coeficiente que depende do peso da n -ésima elevação, da altura entre a base e esta elevação, e de um expoente de distribuição k , que é função do período natural da estrutura. O período natural é definido por:

$$T_a = C_T \times h_n^x \quad (3.2)$$

onde h_n é a altura da edificação; os parâmetros C_T e " x " estão definidos na Tabela 3.4.

O valor de H é obtido pela equação 3.3, demonstrada a seguir:

$$H = C_s \times W \quad (3.3)$$

sendo W , o peso total da estrutura; e C_s , um coeficiente que depende diretamente da aceleração espectral, aceleração da gravidade, coeficiente de modificação de resposta (R) e fator de importância de utilização (I).

Tabela 3.4: Valores dos coeficientes C_t e x

C_t	x	Condição
0,0724	0,8	Para estruturas onde as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica
0,0466	0,9	Para estruturas onde as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica
0,0731	0,75	Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças
0,0488	0,75	Para as demais estruturas

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

- **Método Estático Simplificado**

O Método estático simplificado é, como o próprio nome diz, uma simplificação do FHE. Como mencionado anteriormente, é recomendado para

estruturas situadas na Zona 1. Para o cálculo das forças, basta adotar, na equação 3.3, o coeficiente $C_s = 0,01$.

- **Método da Análise Espectral**

O Método da análise espectral faz uso do espectro de resposta de projeto (Figura 3.2), apresentado na NBR 15421. O espectro relaciona as acelerações horizontais sísmicas com o período natural da estrutura, representando quantas vezes a estrutura irá amplificar a aceleração à qual está submetida, em função de seu período natural (PAIVA NETO, 2015).

Para entender melhor o desenho da curva, faz-se necessária uma explicação dos parâmetros associados a ela.

O primeiro trecho ($0 \leq T \leq 0,08C_v/C_a$), é construído numericamente de acordo com a equação 3.4.

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(\frac{18,75TC_a}{C_v+1,0} \right) \quad (3.4)$$

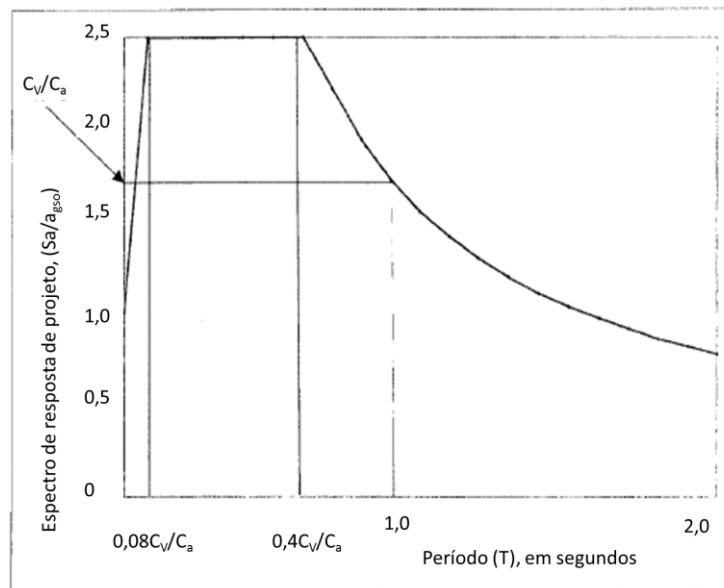
O segundo ($0,08C_v/C_a \leq T \leq 0,4C_v/C_a$):

$$S_a(T) = 2,5a_{gs0} \quad (3.5)$$

E o terceiro ($T \geq 0,4C_v/C_a$):

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (3.6)$$

Figura 3.2: Variação do espectro de resposta em função do período



Fonte: ABNT NBR 15421 (2006)

Os parâmetros a_{gs0} e a_{gs1} são calculados a partir do produto de a_g por C_a e C_v , respectivamente. Os coeficientes C_a e C_v , estão relacionados com o tipo de solo considerado na análise, e são representados na Tabela 3.5.

A análise a partir do espectro de resposta permite que seja determinado o deslocamento máximo da estrutura.

Tabela 3.5: Valores de C_a e C_v

Classe do Terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: ABNT NBR 15421 (2006)

O último método discutido na norma brasileira é o da análise sísmica com históricos de acelerações no tempo. Nele é feita uma análise dinâmica completa do modelo computacional da estrutura, aplicando no mínimo três acelerogramas, compatíveis com o espectro de resposta de projeto, na sua base. Como não é utilizado neste trabalho, este método não será detalhado.

Com exceção do método estático simplificado, todos os métodos apresentados na norma brasileira podem ser utilizados na análise de estruturas enquadradas nas categorias sísmicas B e C.

3.1.2. Do EUROCODE-8 (2010)

Assim como ocorre na norma brasileira, o EUROCODE-8 (2010) apresenta alguns princípios básicos de concepção estrutural, sendo eles: simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância; resistência e rigidez nas duas direções e à torção; ação de diafragma ao nível dos pisos e; fundação adequada.

Com relação aos princípios de projeto, a norma europeia afirma que as estruturas sísmo-resistentes devem possuir uma capacidade de dissipação de energia adequada e um comportamento dúctil global, que é garantido se uma grande parte da estrutura, englobando diferentes elementos em todos os pavimentos, esteja compatível com os requisitos de ductilidade. Para isso, o EUROCODE-8 divide as estruturas em três diferentes classes de acordo com o nível de ductilidade que cada uma necessita apresentar, são elas: DCL “ou classe de ductilidade baixa”; DCM “ou classe de ductilidade média”; e DCH “ou classe de ductilidade alta”.

Semelhante ao que ocorre com as estruturas enquadradas na categoria sísmica A (zona 0) da ABNT NBR 15421:2006, com relação ao cumprimento dos requisitos relativos a sismo, o projeto sísmico para a classe DCL é recomendado apenas para zonas de baixa sismicidade⁴ (aceleração menor que 0,1g) e o

⁴ Está satisfeita a condição apenas para edifícios regulares e de classe de importância não superior a II (edifícios usuais que não possuem muita importância em caso de colapso). Quando a estrutura apresentar

dimensionamento é feito de acordo com o EUROCODE 2, que trata do projeto de estruturas de concreto de um modo geral.

As outras duas classes (DCM e DCH) são abordadas pelo EUROCODE 8 e necessitam seguir uma série de disposições para garantir que a estrutura seja capaz de resistir aos esforços provocados por um evento sísmico.

De acordo com Deep Excavation LLC⁵, o desempenho da estrutura é equivalente para as duas classes (DCM e DCH) quando submetidas à ação sísmica de projeto. Afirma que o detalhamento baseado na categoria DCM é mais fácil de ser executado e tem um resultado bom quando submetido à sismos médios, em contrapartida, o detalhamento baseado na categoria DCH fornece mais segurança e resistência às ações sísmicas quando essas forem maiores do que as previstas em projeto. É importante destacar que o EUROCODE 8 não estabelece critérios para escolher um dos dois tipos de detalhamento em qualquer situação, essa escolha cabe ao projetista.

As análises desenvolvidas nesta monografia, envolvendo o dimensionamento de acordo com o Eurocode 8 serão feitas utilizando o Método da Análise Espectral que é desenvolvido de maneira semelhante ao apresentado para a ABNT NBR 15421:2006.

O desenho da curva obtida para o espectro de resposta ($S_e(T)$) segundo o Eurocode 8, é definido por:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = a_g S \left(1 + \left(\frac{T}{T_B} \right) (2,5\eta - 1) \right) \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3.9)$$

condições diferentes das apresentadas, recomenda-se que sejam adotadas algumas recomendações feitas para as classes DCM ou DCH.

⁵ Empresa envolvida no desenvolvimento de programas computacionais utilizados para dimensionar estruturas diversas, por exemplo, o RC Solver, que dimensiona e detalha elementos baseado nas normas de sismo. Disponível em: <http://www.rcsolver.com/en/Eurocode-8-ductility-class> (11/11/2016).

$$T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (3.10)$$

sendo T , o período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade; a_g , valor de cálculo da aceleração do terreno; T_B , limite inferior do patamar de aceleração espectral constante (definido na Tabela 3.6); T_C , limite superior do patamar de aceleração espectral constante; T_D , define o início ramo de deslocamento constante; η , coeficiente de correção do amortecimento (=1 para 5% de amortecimento).

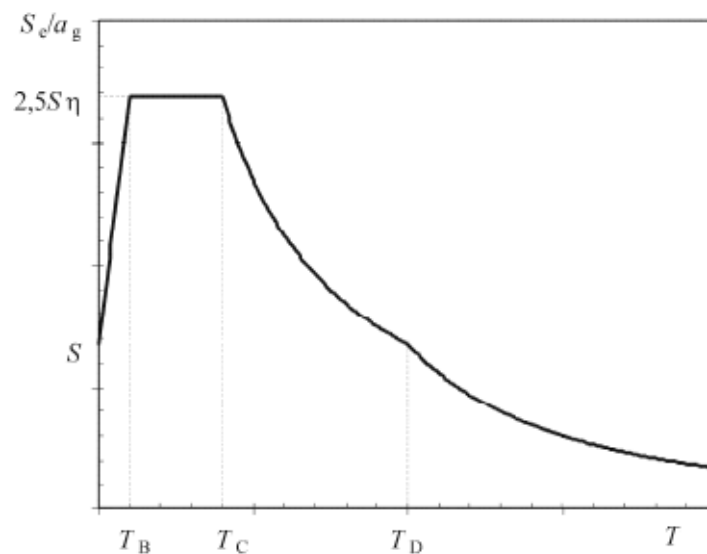
Tabela 3.6: Valores para os parâmetros do espectro de resposta

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

Fonte: Eurocode 8 (2010)

A Figura 3.3 apresenta o formato da curva do espectro de resposta de acordo com o Eurocode 8 (2010).

Figura 3.3: Forma do espectro de resposta



Fonte: Eurocode 8 (2010)

3.1.3. Do ACI 318-11

Diferentemente das situações brasileira e europeia, que possuem uma norma separada para as estruturas sismo-resistentes, o ACI 318-11 é utilizado para o dimensionamento de estruturas submetidas a qualquer ação que possa atuar numa estrutura, incluindo as ações sísmicas. Todos os comentários e recomendações feitas neste capítulo estão baseados no Capítulo 21 (Earthquake-resistant structures) do código em questão.

O capítulo 21 da norma americana relaciona os requisitos mínimos de detalhamento com o tipo de sistema estrutural e com a Categoria de Detalhamento Sísmico, ou SDC (Seismic Design Category).

A SDC de uma estrutura é estabelecida no código ASCE/SEI 7-10 – Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, variando da categoria A a F, e está relacionado com informações referentes ao tipo de solo no qual a estrutura será projetada; à categoria de risco da região; e ao tipo de ocupação e uso da estrutura.

Como descrito anteriormente, uma das variáveis para estabelecer a categoria de detalhamento sísmico de uma estrutura tem relação com as categorias de risco (Tabela 3.7), ou seja, com o risco associado, ou dano causado, no caso de seu colapso. É importante estabelecer a relação de que quanto maior o risco de colapso, mais rigoroso será o dimensionamento e detalhamento da estrutura, se enquadrando em uma SDC maior. O mesmo vale para as acelerações sísmicas a_{gs1} , apresentadas na Tabela 3.8.

As estruturas que se situam em regiões onde a aceleração sísmica seja maior do que 0,75 devem ser enquadradas na categoria sísmica E, se for das categorias de risco I, II ou III, e SDC F, se pertencer à categoria de risco IV.

Tabela 3.7: Categorias de Risco

Categoria de risco	Natureza da ocupação	Fator I
I	Estruturas que apresentem risco pequeno à vida humana no caso de ruptura	1
II	Todas as estruturas não classificadas como de categoria I, III ou IV	1
III	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura	1,25
IV	Estruturas definidas como essenciais	1,5

Fonte: Adaptado de ASCE-7 (2010)

Tabela 3.8: Categorias de detalhamento sísmico

Valor de a_{gs1} (S_{d1})	Categorias de Risco	
	I, II ou III	IV
$a_{gs1} < 0,067$	A	A
$0,067 < a_{gs1} < 0,133$	B	C
$0,133 < a_{gs1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq a_{gs1}$	D	D

Fonte: Adaptado de ASCE-7 (2010)

Assim como ocorre no Eurocode e na ABNT NBR 15421:2006 com as zonas de risco mais baixas, as estruturas que se enquadram na categoria A da SDC não necessitam de detalhamentos específicos referentes a sismos.

Acerca do tipo de sistema estrutural utilizado, há uma semelhança entre o que apresenta a norma americana e a brasileira. Na Tabela 3.9, estão apresentados os tipos de sistema básicos sismo-resistentes, referindo-se aos detalhamentos usual, intermediário e especial, com correspondência à SDC da estrutura.

Tabela 3.9: Sistemas básicos sismo-resistentes em função da SDC

Sistema básico sismo-resistente	Limite dos sistemas estruturais e das alturas das estruturas		
	Categoria de Detalhamento Sísmico		
	B	C	D
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Até 49m
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Pórticos de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Sem limitação
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Pórticos de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Não Permitido	Não Permitido

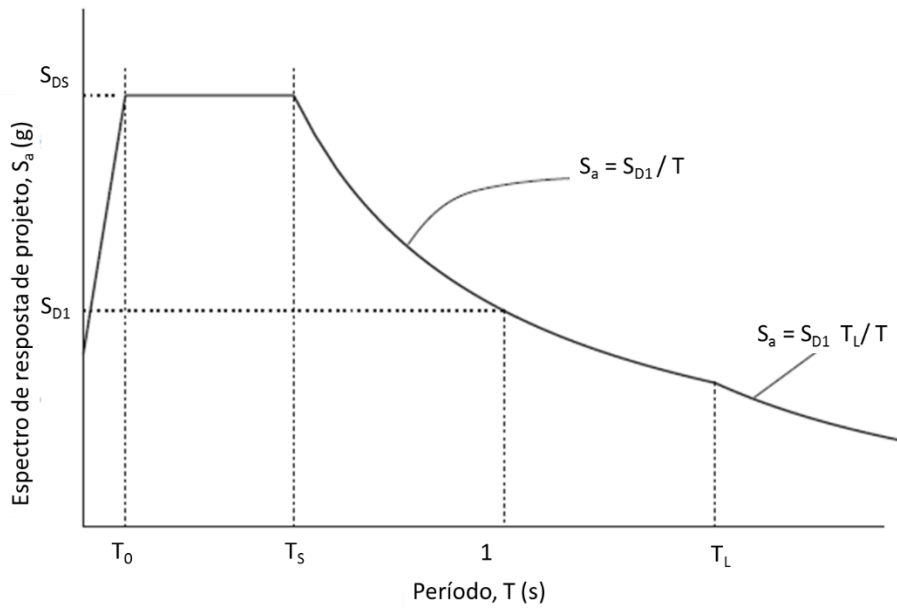
Fonte: Adaptado de GALVÃO (2013)

Fazendo uma rápida análise da Tabela 3.9, é possível perceber que os detalhamentos do tipo usual estão restritos às estruturas pertencentes à categoria sísmica B, não podendo ser utilizados para SDC C, D, E e F. Os detalhamentos do tipo intermediário, não devem ser utilizados para as categorias D, E e F, restringindo-se à categoria C. E, para as categorias D, E e F, apenas o detalhamento do tipo especial é permitido.

Assim como citado para o Eurocode 8 (2010), as análises desenvolvidas utilizando o ACI 318-11 utilizam apenas o método de análise espectral.

O desenho da curva do espectro de resposta americana está representado na Figura 3.4 e as equações utilizadas para traçá-la, em seguida.

Figura 3.4: Forma do espectro de resposta (ASCESEI7)



Fonte: ASCE-SEI 7 (2010)

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_0 \rightarrow S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) \quad (3.11)$$

$$T_0 \leq T \leq T_s \rightarrow S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.12)$$

sendo \$S_{DS}\$, a aceleração espectral de projeto para períodos curtos e \$S_{D1}\$, para o período de 1 segundo; \$T\$, o período fundamental da estrutura; \$T_0 = 0,2(S_{D1}/S_{DS})\$; \$T_s = S_{D1}/S_{DS}\$; e \$T_L\$, período de transição (longo período). Todos os parâmetros utilizados nestas equações dependem, fundamentalmente, do tipo de solo de cada região.

As equações que definem os outros dois trechos estão representadas na própria Figura 3.4.

3.2. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES AO MATERIAL UTILIZADO NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Antes de tratar dos elementos e suas geometrias, é importante abordar os quesitos mínimos relacionados às características dos materiais utilizados nas estruturas. Serão abordados neste item, as indicações relacionadas aos materiais constituintes do concreto armado (concreto e aço), de acordo com cada norma.

3.2.1. Indicações do EUROCODE-8 (2010)

O EUROCODE-8 (2010) estabelece que o concreto deve pertencer, no mínimo, à classe C16/20⁶ nos elementos sísmicos primários⁷, para a classe DCM, e C20/25 para DCH.

No tocante ao aço, só é permitida a utilização de barras nervuradas (classe B ou C da Tabela 3.10) nas zonas críticas⁸ dos elementos primários, com exceção de estribos fechados e ganchos, para a classe DCM, enquanto que na DCH, apenas as barras da classe C.

⁶ No Eurocode as classes são designadas com dois valores de resistência. O primeiro, no caso 16, se refere à resistência característica mínima em cilindros ($f_{ck,cyl}$) e a segunda, no caso 20, à resistência característica mínima em cubos ($f_{ck,cube}$). Será utilizado, como valor de referência, o primeiro valor de resistência.

⁷ O elemento sísmico primário faz parte do sistema sismo-resistente do edifício (resistentes às forças laterais); é todo aquele elemento que não foi considerado como elemento sísmico secundário. O elemento sísmico secundário, por sua vez, não faz parte do sistema sismo-resistente e pode ser escolhido aleatoriamente entre os elementos estruturais (exemplo, vigas e/ou pilares). A soma da contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos secundários não deve ser superior a 15% da dos elementos primários.

⁸ É definida como zona crítica a zona de potencial formação de rótula plástica em um elemento, sendo, portanto, uma região que deve possuir elevada capacidade de rotação plástica para garantir a ductilidade global da estrutura.

Tabela 3.10: Especificações para os aços utilizados no concreto

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f/f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ϵ_{uk} (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			$0,3 A f_{yk}$ (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8							5,0
								$\pm 6,0$ $\pm 4,5$

Fonte: EUROCODE 2 (2010)

3.2.2. Indicações do ACI 318-11

Para as categorias B e C (detalhamentos usual e intermediário) não são especificados nenhum requisito mínimo para o aço e para o concreto das estruturas resistentes, seguindo, portanto, as recomendações feitas para as estruturas usuais de concreto armado não submetidas a esforços sísmicos. Para as estruturas pertencentes à categoria D, E e F (detalhamento especial), que, a partir deste ponto, serão resumidas à categoria D apenas, por simplicidade, o concreto deve possuir, no mínimo, resistência de 20 MPa.

O aço utilizado deve obedecer às características estipuladas pelo ASTM A706, Grau 60⁹, que estabelece uma tensão de escoamento mínima de 420 MPa. A norma estabelece, também, uma tensão de escoamento máxima de 540 MPa para garantir que não haja aumento das tensões cisalhantes atuantes, evitando a ruptura frágil dos elementos.

⁹ O termo Grau 60 se refere à tensão de escoamento mínima da armadura, no caso igual a 60000 psi, equivalente a 420 MPa.

3.2.3. Indicações da NBR 6118

A resistência mínima que o concreto utilizado nos projetos de estruturas deve apresentar, depende diretamente da classe de agressividade ambiental do local a ser implantada a estrutura, e está disposta na Tabela 3.11.

Tabela 3.11: Resistências mínimas para o concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

De acordo com o que está previsto na tabela apresentada, com relação ao concreto armado, não é permitida a utilização de concretos com resistência menor do que 20 MPa.

Com relação ao aço, a NBR 6118 faz referência à ABNT NBR 7480:2007 que apresenta três classificações para as barras de aço referentes à tensão de escoamento de cada uma: CA-25, com tensão de escoamento de 250 MPa; CA-50, 500 MPa; e CA-60, 600 MPa. O aço CA-25 não será considerado na análise já que está em desuso no Brasil.

3.3. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES À GEOMETRIA DOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

São apresentadas, neste item, informações específicas relacionadas às dimensões mínimas e excentricidades aceitas para os elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) para que sejam satisfeitos os requisitos de cada classe de ductilidade para as normas internacionais estudadas.

3.3.1. Vigas, Pilares e Lajes segundo o Eurocode 8

O Eurocode 8 estabelece os seguintes requisitos para serem seguidos com relação à geometria das vigas das estruturas sísmo-resistentes, na classe DCM:

- 1) A excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar não deve ser maior que $b_c/4$, sendo b_c a dimensão do pilar perpendicular ao eixo da viga.
- 2) A largura b_w de uma viga sísmica primária deve possuir uma dimensão máxima para aproveitar o efeito da compressão do pilar nas armaduras que atravessam o nó de ligação entre os dois elementos. Essa largura máxima deve ser:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (3.13)$$

sendo h_w a altura da viga.

Para uma estrutura projetada na classe DCL, os itens anteriores se aplicam, porém com a limitação de que a viga deve possuir largura de no mínimo 20 cm.

Com relação às vigas de transição, o EC8 estabelece que não deve haver excentricidade entre o eixo da viga e o eixo do pilar que nasce nela; e que a viga deve ser suportada por pelo menos dois apoios diretos.

A norma ainda justifica que devem ser obedecidos os limites mínimos de dimensões para reduzir a possibilidade de desvios geométricos.

Para os pilares, a norma estabelece que as dimensões dos pilares sísmicos primários não devem ser inferiores a 10% da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades dos mesmos. No caso do projeto para a categoria DCH, o valor mínimo de 25 cm é estipulado para as dimensões dos pilares.

Com relação às lajes, para garantir que as mesmas desempenhem a sua função de diafragma rígido, o Eurocode 8 indica que possuam espessura de, no mínimo, 7 cm.

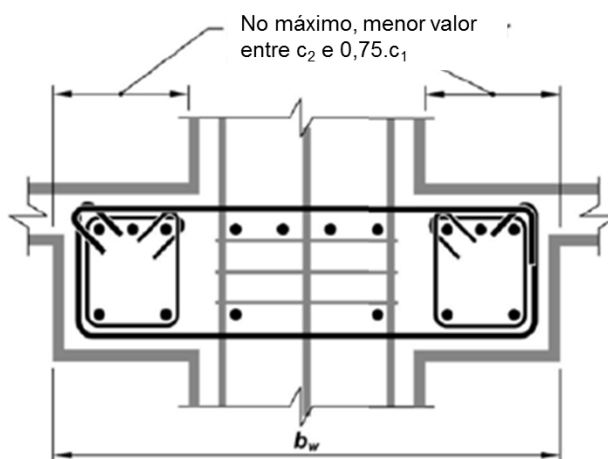
3.3.2. Vigas, Pilares e Lajes segundo o ACI 318-11

A norma americana estabelece dimensões mínimas para os elementos pertencentes à SDC D (o mesmo se aplica para os pilares). Semelhante ao que ocorre para os materiais, as dimensões mínimas adotadas para as vigas com detalhamentos usual e intermediário (SDC B e C) devem seguir as prescrições do código para estruturas usuais sem a ação de sismo.

As vigas que possuem detalhamento especial devem apresentar vão livre pelo menos 4 vezes maior do que a sua altura.

Além disso, a largura de uma viga que faz parte do sistema resistente deve ser, no mínimo, 30% de sua altura ou 25 cm. O limite máximo para largura de uma viga é a largura do elemento que a suporta acrescido de um valor (para cada lado) que deve ser o menor entre a largura do elemento de suporte (na direção paralela à viga, c_2) ou 75% do valor da outra dimensão do elemento (c_1), ver Figura 3.5: Ilustração da largura máxima de vigas.

Figura 3.5: Ilustração da largura máxima de vigas



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2011)

Com relação a pilares, a menor dimensão da seção transversal não deve ser inferior a 30 cm e a relação entre a menor e a maior dimensão não deve ser menor do que 0,4.

Para as lajes, o ACI 318-11 indica que possuam espessura de, no mínimo, 5 cm, para garantir que as mesmas desempenhem a sua função de diafragma rígido.

3.3.3. Vigas, Pilares e Lajes segundo a NBR 6118

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta, para vigas, largura mínima de 12 cm, podendo chegar a 10 cm, se respeitados os espaçamentos mínimos das armaduras e garantia de lançamento e vibração do concreto de acordo com a norma de referência. Para pilares, a norma estabelece que a seção transversal de qualquer pilar não pode apresentar dimensões menores que 19 cm, podendo esse valor chegar a 14 cm com a condição do aumento dos esforços solicitantes de cálculo de acordo com um coeficiente majorador γ_n , apresentado no Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Valores do coeficiente γ_n para pilares

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).
NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Acrescenta-se ainda que a área da seção transversal de um pilar não deve ser inferior a 360 cm².

Para as lajes, a norma brasileira indica que as mesmas devem respeitar os seguintes limites mínimos para a espessura¹⁰:

- 1) 7 cm para cobertura sem balanço;

¹⁰ Não foram consideradas as lajes que apresentam função de suporte de veículos; lajes protendidas; lajes lisas e lajes-cogumelo.

- 2) 8 cm para lajes de piso sem balanço;
- 3) 10 cm para lajes em balanço;

3.4. REQUISITOS MÍNIMOS REFERENTES ÀS DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DAS ARMADURAS NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Este item traz informações a respeito das taxas de armadura mínimas e máximas a serem utilizadas nos elementos e ligações entre elementos, bem como o detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos mesmos. A abordagem apresentada consistirá na descrição da recomendação normativa para cada elemento ou componente estrutural: vigas, pilares, lajes e nós viga-pilar.

É importante lembrar que o aço é o material utilizado para conferir uma maior ductilidade aos elementos. Portanto, um bom detalhamento das armaduras é indispensável para um melhor desempenho estrutural.

3.4.1. Vigas segundo o Eurocode 8

A norma europeia faz as seguintes recomendações para garantir ductilidade local às vigas:

- 1) Deve ser colocada, na zona comprimida, uma armadura com seção, no mínimo, igual a metade da armadura de tração além de qualquer armadura que tenha sido calculada na verificação do estado limite último da viga.
- 2) Ao longo de toda a viga, a taxa de armadura mínima na zona tracionada é:

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (3.14)$$

E a taxa de armadura máxima é:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{\left(\frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}}\right) f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.15)$$

sendo ρ' , a taxa de armadura da zona comprimida; e μ_{ϕ} , o fator de ductilidade em curvatura.

3) As zonas críticas de uma viga sísmica primária, com extensão l_{cr} igual a h_w , devem possuir armaduras de confinamento (transversais) que satisfaçam as seguintes condições:

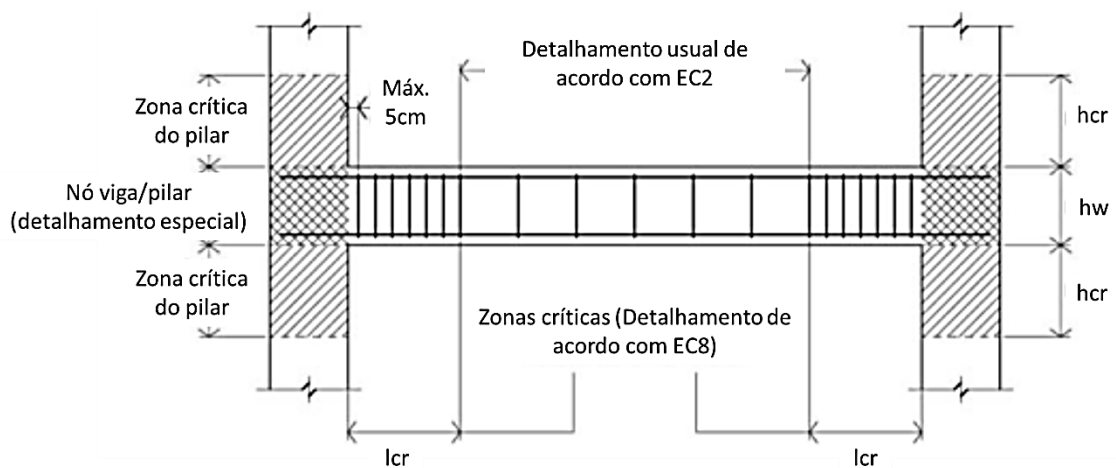
- Diâmetro mínimo (d_{bw}) \rightarrow 6 mm;
- Espaçamento máximo (mm) \rightarrow

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl} \right\} \quad (3.16)$$

sendo d_{bl} o diâmetro mínimo da armadura longitudinal;

- A posição do primeiro estribo deve ser, no máximo, 5 cm da extremidade da viga.

Figura 4.1: Disposição das armaduras em vigas



Fonte: Adaptado de DANTAS (2013)

No caso das vigas dimensionadas para a categoria DCH, o valor do comprimento das zonas críticas aumenta para $1,5h_w$. Todas as condições estabelecidas para DCM são válidas com o acréscimo de que devem ser

utilizados, pelo menos, duas barras de alta aderência ($d_{\min} = 14\text{mm}$) nas faces superior e inferior ao longo de todo o comprimento da viga.

A equação que determina o espaçamento máximo permitido também é alterada, diminuindo um pouco os valores para provocar um maior efeito de confinamento, e, conseqüentemente, maior ductilidade.

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 175; 6d_{bl} \right\} \quad (3.17)$$

3.4.2. Vigas segundo o ACI 318-11

Diferente do que ocorre nos outros requisitos mínimos tratados neste capítulo, a norma americana especifica critérios desde a categoria B do SDC.

Para os sistemas estruturais com detalhamento usual, a norma indica que pelo menos duas das barras longitudinais utilizadas se prolonguem em toda a extensão da viga nas faces superior e inferior. Isso faz com que haja uma melhoria na continuidade, ou transmissão, dos esforços, melhorando, também, a resistência lateral e integridade estrutural.

Para a categoria C, a norma também recomenda (em adição ao indicado para a categoria B) a utilização de estribos fechados nas duas extremidades da viga numa extensão de, no mínimo, $2h$ medida a partir da face do membro de suporte em direção ao eixo da viga. O primeiro estribo deve ser posicionado a, no máximo, 5 cm de distância do pilar e o espaçamento entre eles não deve ser maior do que $\frac{1}{4}$ da altura útil da seção; 8 vezes o diâmetro da menor bitola da armadura longitudinal; 24 vezes o diâmetro do estribo; ou 30 cm, a menor das distâncias calculadas.

Em todo o comprimento da viga, os estribos não devem ser espaçados em mais de $d/2$ cm, sendo d a altura útil da seção.

Para as categorias onde o risco sísmico é maior (D, E e F) todos os requisitos anteriores são válidos.

Com relação a armadura longitudinal, adicionam-se:

1) A armadura mínima ($A_{s,min}$) é igual a:

$$A_{s,min} = \left(3 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \right) b_w d \quad (3.18) \quad \text{ou} \quad \frac{200 b_w d}{f_y} \quad (3.19)$$

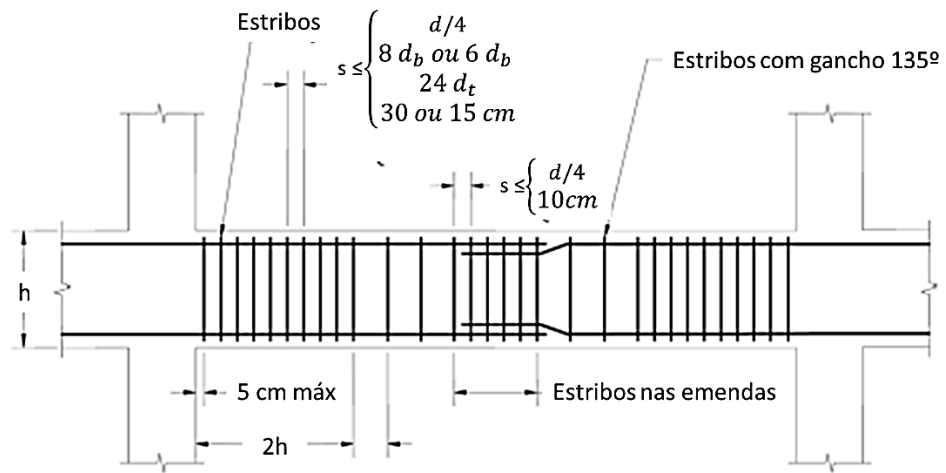
E a taxa de armadura não deve ser maior que 2,5% da área de concreto.

2) As emendas só são permitidas se utilizadas armaduras transversais na extensão de toda a emenda. O espaçamento entre os estribos não deve ser maior do que $d/4$ ou 10 cm, o menor dos dois valores.

Com relação à armadura transversal:

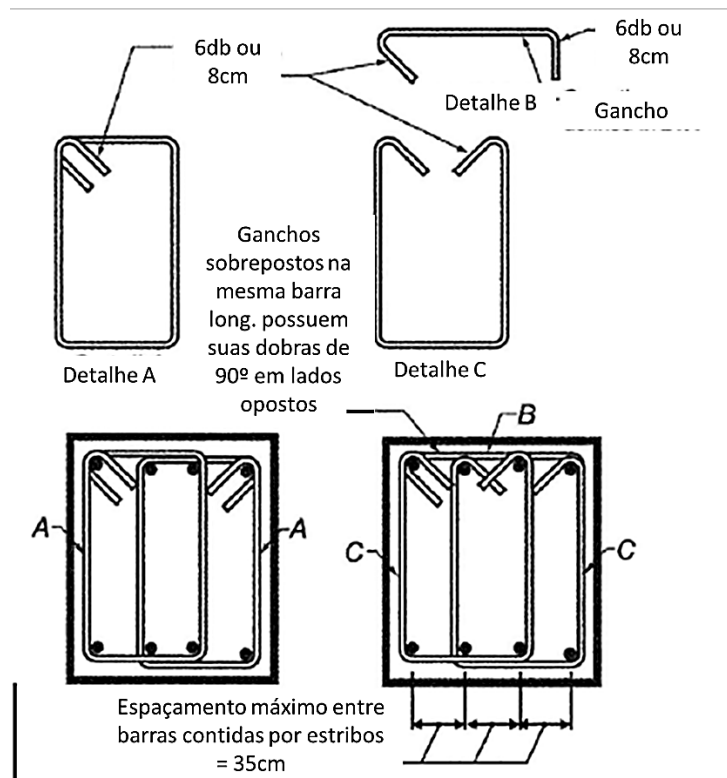
- 1) Em adição aos estribos colocados nas extremidades das vigas (zonas críticas), também devem ser colocados estribos de reforço nas zonas de encontro de vigas com outros elementos, e não só nas extremidades da mesma. Esses estribos também devem ser colocados numa extensão de $2h$.
- 2) Nas regiões mencionadas no item anterior, devem ser utilizados estribos fechados, com espaçamento máximo equivalente a 6 vezes o diâmetro da menor bitola da armadura longitudinal; $d/4$; ou 15 cm.
- 3) Ainda sobre as regiões críticas, devem ser utilizadas dobras com angulação de 45° (internos) e comprimento de, no mínimo, 6Φ ou 8cm, nas extremidades para fornecer estabilidade lateral às armaduras de canto. Para as armaduras internas, se localizadas a uma distância maior que 15 cm do canto, ganchos adicionais devem ser utilizados com a mesma função, ver (Figura 3.7). A angulação das dobras dos estribos, além de garantir estabilidade lateral à armadura, garante que não haja abertura dos mesmos quando submetidos a esforços de torção, por exemplo,

Figura 3.6: Ilustração de detalhamento de vigas



Fonte: Adaptado de MOEHLE, HOOPER; LUBKE (2008)

Figura 3.7: Exemplo de armadura transversal para zonas críticas



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2011)

3.4.3. Pilares segundo o Eurocode 8

Com relação à armadura longitudinal nos pilares sísmicos primários, a norma europeia estabelece que deve ser colocado, no mínimo, uma barra em cada face entre as barras de canto, para garantir uma maior integridade dos nós viga-pilar.

Ainda sobre a armadura longitudinal, a norma estabelece uma taxa de armadura mínima de 1% da área da seção e armadura máxima de 4%, com a condição de que se a seção transversal for simétrica, a armadura adotada deve ser simétrica.

As zonas críticas (l_{cr}) dos pilares são medidas a partir das duas extremidades do pilar e definidas como:

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45\right\} \quad (3.20)$$

sendo h_c a maior dimensão da seção transversal do pilar, em cm; l_{cl} o comprimento livre do pilar, em m.

Para evitar o tipo de ruptura comum conhecido como “pilar curto” (“short column”), a norma preconiza que se $l_{cl}/h_c < 3$, toda a extensão deve ser considerada zona crítica e armada como tal.

A taxa mecânica volumétrica de armadura transversal (w_{wd}^{11}) nas zonas críticas deve ser, no mínimo, 8%.

Deverão ser adotadas armaduras com bitola de no mínimo 6 mm (estribos) e espaçamento máximo de $b_c/2$, sendo b_c a menor dimensão da seção transversal do pilar interna ao estribo; 17,5 cm; ou 8 vezes o diâmetro da menor armadura longitudinal utilizada, sendo adotado o menor valor entre os três. Além da bitola e espaçamento das armaduras transversais, a norma ainda estabelece que o espaçamento entre as armaduras longitudinais abraçadas pelos estribos não deve ser maior que 20 cm.

Para o projeto da classe DCH, o comprimento da zona crítica passa a ser:

¹¹ w_{wd} é definido por: $w_{wd} = \frac{\text{volume das cintas} * f_{yd}}{\text{volume do núcleo} * f_{cd}}$

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,60\} \quad (3.21)$$

Deverão ser utilizadas armaduras com diâmetro de, no mínimo:

$$d_{bw} \geq 0,4d_{bL,máx} \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}} \quad (3.22)$$

com espaçamento limitado a $b_c/3$; 12,5 cm; ou 6 vezes o diâmetro da menor armadura longitudinal utilizada.

A norma ainda cita que, para os dois primeiros pavimentos da edificação, as zonas críticas devem possuir um comprimento de 1,5 vezes o comprimento utilizado nos outros pavimentos, e devem ser armadas de acordo com as condições citadas para as mesmas. E estipula, que no pavimento inferior (em contato com a fundação), a armadura utilizada na base do pilar deve ser a mesma utilizada no topo.

3.4.4. Pilares segundo o ACI 318-11

Para as estruturas enquadradas na categoria C (detalhamento intermediário), a norma estabelece que devem ser utilizados estribos nas duas extremidades do pilar, com espaçamento máximo s_0 em uma extensão l_0 , medida a partir da face da ligação viga-pilar, definidos abaixo:

$$s_0 \leq \min\{8d_{bl}; 24d_{bw}; \text{menor entre } \frac{c_1}{2} \text{ e } \frac{c_2}{2}; 30\} \quad (3.23)$$

$$l_0 \geq \max\{\frac{l_{cl}}{6}; \text{maior entre } c_1 \text{ e } c_2; 45\} \quad (3.24)$$

O primeiro estribo deve ser colocado a uma distância equivalente a $s_0/2$, no máximo.

Fora das zonas críticas, o detalhamento deve obedecer ao que prescreve a norma para estruturas usuais de concreto sem a ação sísmica.

Para as estruturas que necessitam o tipo de detalhamento especial (SDC D), a norma americana recomenda que a área total de armadura longitudinal não deve ser menor do que 1% da área da seção transversal, nem maior do que 6%

dessa área. A taxa de armadura mínima é necessária para administrar as deformações que ocorrem ao longo do tempo na estrutura e a taxa de armadura máxima, é necessária, principalmente, para não haver uma concentração muito grande de armaduras, dificultando a execução do elemento, mas também tem a função de impedir o tipo de ruptura frágil, provocada por esforços de cisalhamento excessivos.

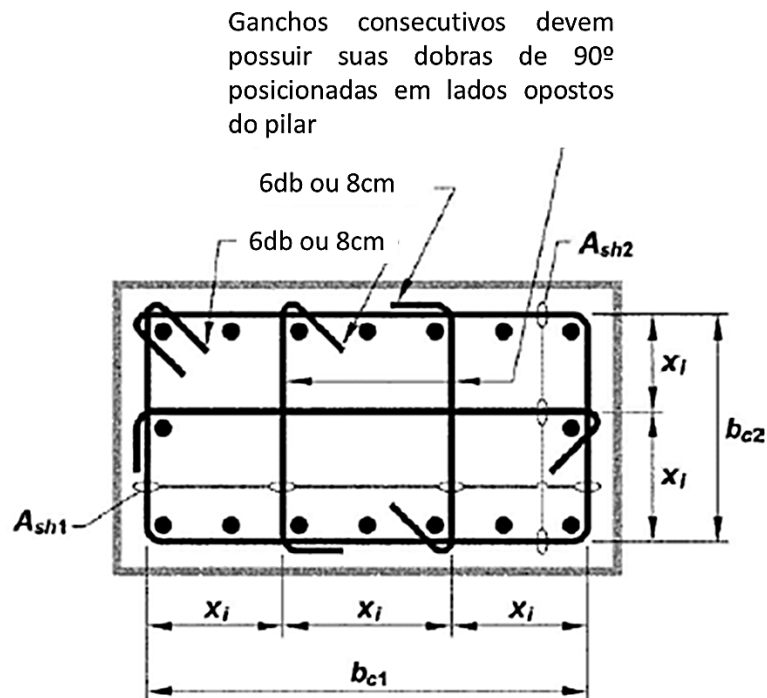
Ao longo de toda a extensão do pilar, devem ser utilizados estribos fechados ou espirais com espaçamento de, no máximo, 6 vezes o diâmetro da menor armadura longitudinal ou 15 cm, o menor dos dois valores.

Maior atenção deve ser prestada para as regiões 'críticas' dos pilares, que se localizam nas duas extremidades e/ou em uma seção qualquer onde haja a possibilidade de ruptura, normalmente na ligação com outro elemento. O comprimento dessas regiões (l_0) deve ser calculado como:

- A altura do elemento de ligação;
- 1/6 do comprimento do vão livre do pilar; ou
- 45 cm

Podem ser utilizados, como armadura transversal, espirais, estribos circulares ou estribos retangulares com ou sem o uso de ganchos, dependendo da distância entre as armaduras de canto e internas, ver Figura 3.8.

Figura 3.8: Exemplo de armadura transversal em pilares



A dimensão x_j não deve ultrapassar 35cm. O termo h_x é tomado como o maior valor de x_j .

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2011)

Observa-se a utilização de ganchos realizando uma fixação maior das armaduras longitudinais internas, aumento a eficácia do confinamento em todo o núcleo de concreto. Segundo o ACI Committee 318 (2011), estudos indicam que a utilização de ganchos com a dobra de 45° são mais eficazes, porém a utilização de, pelo menos, uma das dobras a 90° já confere confinamento suficiente ao elemento.

A área total de armadura transversal utilizada (A_{sh}) deve ser de, no mínimo:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.25) \quad \text{ou} \quad A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (3.26)$$

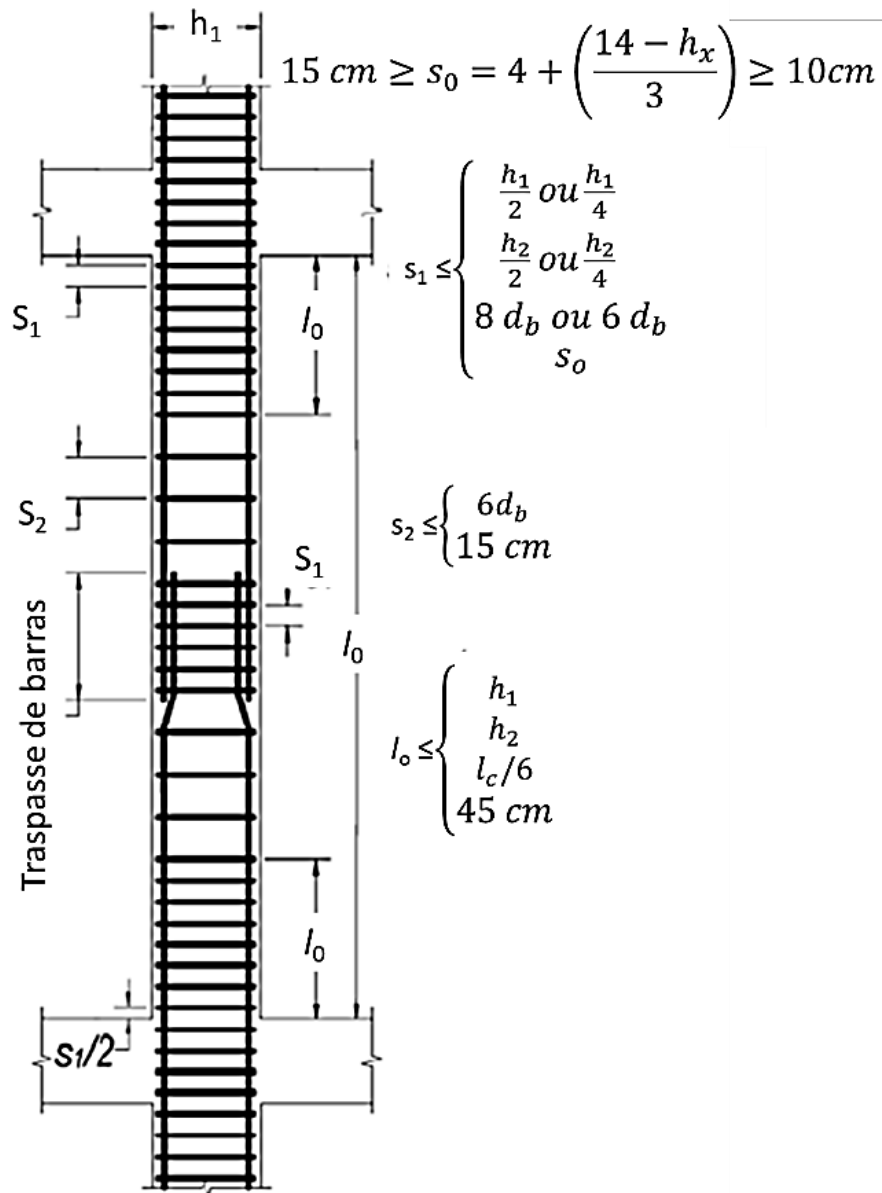
O espaçamento (s_o) para estes estribos deve ser o menor dos valores encontrados a partir das opções abaixo e não deve ser menor do que 10 cm e maior do que 15cm.

- $\frac{1}{4}$ da menor dimensão do elemento;

- 6 vezes o diâmetro da menor armadura longitudinal; ou
- O valor s_0 calculado abaixo

$$s_0 = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \quad (3.27)$$

Figura 3.9: Ilustração de detalhamento de pilares



Fonte: Adaptado de MOEHLE; HOOPER; LUBKE (2008)

3.4.5. Nós viga-pilar de acordo com o Eurocode 8

O detalhamento especificado nos itens anteriores para as zonas críticas das vigas e pilares demonstra a importância que deve ser dada aos nós de ligação entre estes elementos. Isso se dá por que, para um bom desempenho estrutural aos esforços sísmicos, é necessária a formação de rótulas plásticas nas ligações e em suas proximidades, aumentando, assim, a capacidade dissipativa de energia da estrutura como um todo.

Ambas as normas descrevem que nas ligações entre pilares e vigas, a distribuição das armaduras deve ser feita de acordo com o que fora estipulado nos itens 3.4.1 e 3.4.3, no caso, deve seguir as recomendações feitas para as zonas críticas dos elementos, com exceção do caso apresentado a seguir.

Para o caso de pilares que possuem ligações com vigas nos quatro lados e, se a largura das vigas for pelo menos $\frac{3}{4}$ da dimensão paralela do pilar, as normas fazem uma pequena alteração nas sugestões usuais.

Para as vigas, o espaçamento entre os estribos, na região de ligação, pode ser dobrado, porém até, no máximo, 15 cm. Isso faz com que a execução dessa região seja facilitada, por diminuir a quantidade de aço utilizada, sem que haja perda da funcionalidade das armaduras transversais (confinamento), já que serão ligações bem detalhadas nas quatro direções.

E, para os pilares, deve ser colocada pelo menos uma barra longitudinal entre as barras de canto em cada lado da ligação.

Para os projetos da classe DCH, a norma é bem mais rigorosa ao tratar das ligações entre os elementos.

Deverão ser colocadas no nó, armaduras longitudinais de diâmetro limitado para que seja impedida a ruptura de aderência. A limitação é dada a partir das seguintes equações:

- 1) Para nós viga-pilar internos:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \left(\frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \right) \left(\frac{1+0,8 v_d}{1+\frac{0,75 k_D \rho'}{\rho_{max}}} \right) \quad (3.28)$$

- 2) Para nós viga-pilar externos:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \left(\frac{7,5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \right) (1 + 0,8 v_d) \quad (3.29)$$

sendo:

h_c → largura do pilar na paralela aos varões

v_d → esforço normal reduzido de cálculo do pilar

k_D → coeficiente igual a 1 para DCH

ρ' → taxa de armadura de compressão da viga

$\rho_{máx}$ → taxa de armadura máxima de tração admissível

γ_{Rd} → coeficiente de incerteza do modelo, igual a 1,2 para DCH

3.4.6. Nós viga-pilar de acordo com o ACI 318-11

De um modo geral, a norma americana estipula que, nas regiões de ligação entre vigas e pilares, deve ser utilizada uma armadura mínima transversal que aumente a resistência aos esforços de cisalhamento das mesmas, evitando que haja a ruptura frágil por cisalhamento. Essa armadura mínima é:

$$A_{v,mín} = 0,75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3.30)$$

Porém, ao tratar das estruturas com detalhamento especial, a norma acrescenta alguns requisitos. São eles:

- 1) As armaduras longitudinais das vigas devem ser estendidas até a face externa do núcleo de concreto confinado do pilar com comprimento de ancoragem (l_d) igual a:

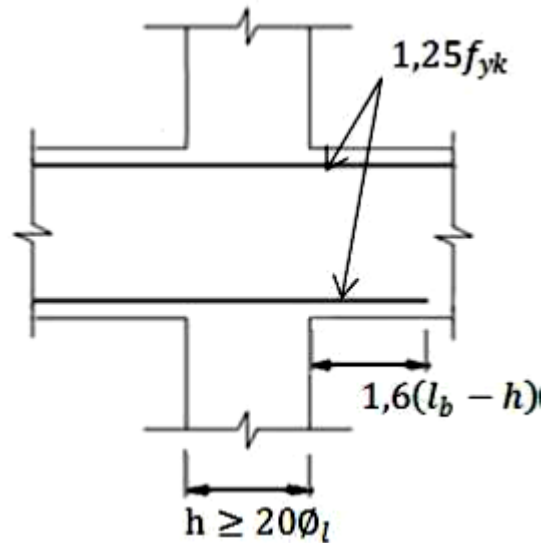
$$l_d = \frac{f_y d_b}{65 \sqrt{f'_c}} \quad (3.31)$$

Quando a ancoragem com gancho de 90°, o comprimento l_d é suficiente. Para ancoragem feita por barras retas em zonas de boa aderência, o comprimento utilizado deve ser $2,5 l_d$, em zonas de má aderência, $3,25 l_d$. A ancoragem das barras retas deve atravessar a região de confinamento do pilar, devendo multiplicar por 1,6 o

comprimento da armadura que atravessa essa região (Ver Figura 3.10).

- 2) Para os casos em que a armadura longitudinal atravessa o nó de ligação, a dimensão do pilar paralela à viga deve ser, no mínimo, 20 vezes o diâmetro da maior barra da armadura de flexão.

Figura 3.10: Requisitos para nós de ligação viga-pilar



Fonte: GALVÃO (2013)

3.4.7. Lajes segundo as normas Eurocode 8 e ACI 318-11

Além do requisito determinado para dimensões, as normas indicam que a laje deve apresentar armadura mínima de acordo com o que estipular a norma para estruturas usuais de concreto armado sem esforços sísmicos e estabelece que a mesma deve ser armada nas duas direções.

CAPÍTULO 04: APRESENTAÇÃO DO MODELO E ANÁLISES COMPARATIVAS

Este capítulo introduz o modelo de edifício utilizado na análise para fins de comparação dos detalhamentos apresentados pelas diferentes normas citadas no capítulo anterior, em diversas situações sísmicas a título de demonstrar, na prática, as informações apresentadas.

Para que fosse possível a realização de tais comparações, os exemplos foram modelados sob as mesmas configurações sísmicas, ou seja, foram utilizados parâmetros semelhantes com relação ao tipo de solo, aceleração sísmica da região, categoria de risco da ocupação e sistema básico sismo-resistente.

4.1. CÓDIGO COMPUTACIONAL UTILIZADO

Com o propósito de realizar o dimensionamento e detalhamento das armaduras do edifício estudado, foi utilizado o auxílio do software CypeCad versão 2016.k, que permite a análise de um edifício até 4 pavimentos, com base nas normas apresentadas no capítulo anterior, sendo elas: ABNT NBR 6118:2014; ABNT NBR 15421:2006; EUROCÓDIGO 8 (2010); e ACI 318-11.

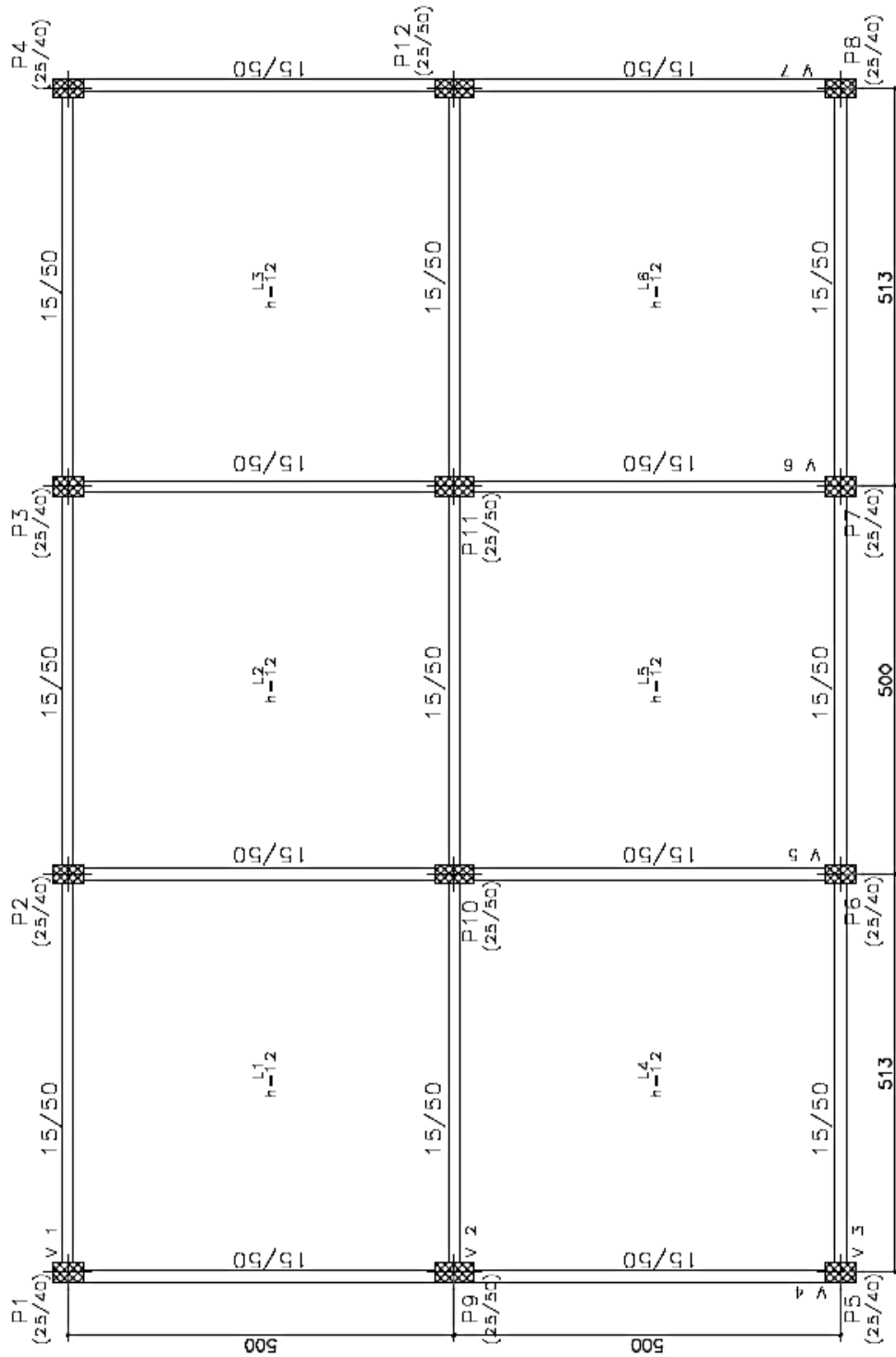
4.2. APRESENTAÇÃO DO MODELO

A arquitetura escolhida para estudo neste trabalho foi baseada no modelo matemático analisado por Paiva Neto (2015) com algumas alterações realizadas no intuito de obedecer a requisitos normativos internacionais.

De acordo com o que foi apresentado no desenvolvimento deste trabalho, o modelo apresenta uma concepção estrutural simples, com dois eixos de simetria e divisão regular de massas, resistências e rigidezes e é composto por elementos de vigas, pilares e lajes.

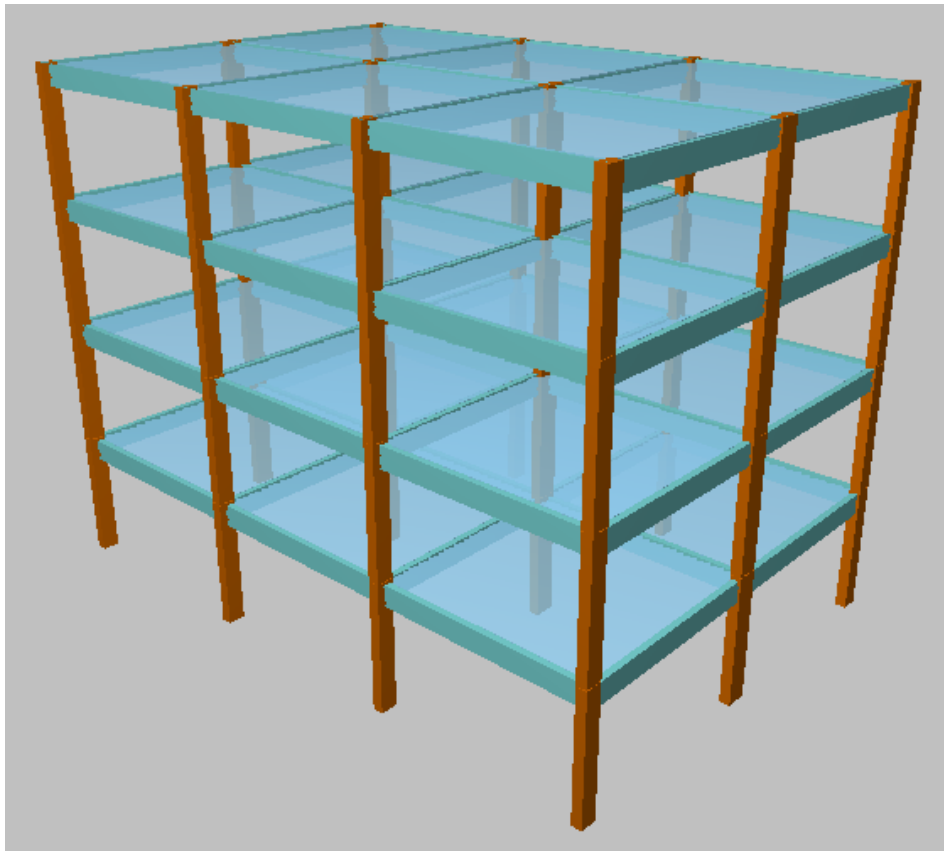
O edifício possui 4 pavimentos iguais que podem ser verificados na planta de fôrma (Figura 4.1) e vista 3D (Figura 4.2). As lajes possuem espessura de 12 cm, todas as vigas possuem dimensões 15 cm x 50 cm, e os pilares são subdivididos em dois grupos, sendo do P1 ao P8, pilares com seção transversal 25cm x 40cm e do P9 ao P12, 25cm x 50cm.

Figura 4.1: Planta de Fôrma do Edifício Modelo



Fonte: Adaptado de Paiva Neto (2015)

Figura 4.2: Vista 3D do Edifício Modelo



Fonte: CypeCad (2016)

4.3. ANÁLISES COMPARATIVAS

Serão desenvolvidas 2 análises comparativas neste trabalho. Todas utilizarão a mesma planta de fôrma, alterando-a apenas em casos mais extremos nos quais sejam feitas exigências com relação às dimensões mínimas ou quando os elementos não resistem aos esforços atuantes.

A resistência característica do concreto adotada foi de 25 MPa, classe de agressividade ambiental II, cobrimentos de 3 cm para vigas e pilares e 2,5 cm para lajes.

4.3.1. 1ª Análise – Sem ação sísmica (NBR 6118) x Com ação sísmica (NBR 15421; Eurocode-8 e ACI 318)

A primeira análise foi desenvolvida no intuito de comparar um edifício construído na região do Acre, maior aceleração sísmica do Brasil. Numa primeira

situação o edifício é submetido apenas às cargas permanentes (peso próprio e alvenaria) e acidentais; a segunda simulação (feita segundo as três normas) apresenta o mesmo edifício, submetido às ações da primeira situação somadas às ações sísmicas.

É importante salientar que Portugal e EUA são países que possuem acelerações sísmicas bem maiores do que o Brasil, logo não serão utilizados os métodos mais rigorosos de detalhamentos apresentados em tais normas, nesta análise. Portanto, para o Eurocode 8, será utilizada a classe de ductilidade média (DCM) e para o ACI 318-11, categoria de ductilidade C.

O método de análise sísmica utilizado nesta situação foi o Método de Análise Espectral.

- **Dados para análise estrutural segundo a ABNT NBR 15421:2006**

Os dados a serem inseridos no software para análise sísmica estão representados na Figura 4.3.

Vale salientar que a interface de entrada de dados é semelhante para todas as normas, sendo apresentado, neste capítulo, apenas aquela referente à ABNT NBR 15421:2006.

A primeira informação a ser inserida nessa análise é referente à aceleração sísmica horizontal característica (a_g) da região (Quadro destacado por linha contínua na Figura 4.3). Este dado é obtido pelo mapa de acelerações sísmicas horizontais que consta na ABNT NBR 15421:2006, representado na Figura 4.4. Para a região do Acre, $a_g = 0,15g$, aproximadamente, $1,5 \text{ m/s}^2$ (considerando $g = 10 \text{ m/s}^2$).

Figura 4.3: Dados de inserção para análise sísmica (NBR 15421)

ABNT NBR 15421:2006
 Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento

Ação sísmica segundo X Ação sísmica segundo Y

Método de análise
 Dinâmico (modal espectral) Estático (força lateral equivalente)

Parâmetros de cálculo	Sistema estrutural
Fração de sobrecarga: 0.50	Fator de modificação de resposta R (X): 5.00
Fator multiplicador do espectro: 1.00	Fator de modificação de resposta R (Y): 5.00
Caracterização da localização	Fator de deslocamento Cd (X): 4.50
Aceleração sísmica característica: 0.150	Fator de deslocamento Cd (Y): 4.50

Estimativa do período fundamental da estrutura
 Segundo norma Especificado pelo utilizador

Altura do edifício: 12.00 m

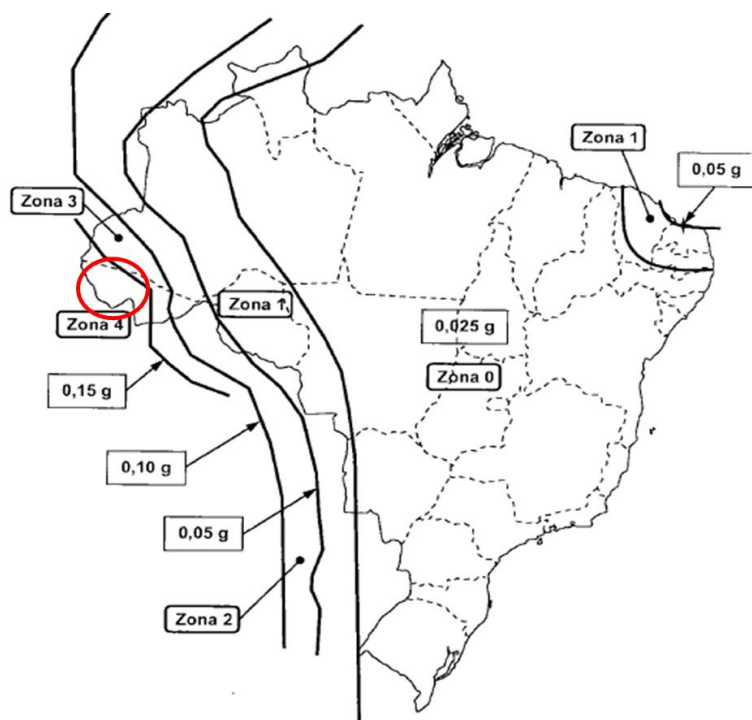
Tipologia estrutural (X): I II III IV
 Tipologia estrutural (Y): I II III IV

Classe de solo
 A B C D E
 Solo rígido ($370 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$) ($50 \geq N \geq 15$)

Categoria do edifício
 I II III
 Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III.

Fonte: Adaptado de Cypecad (2016)

Figura 4.4: Mapa de acelerações sísmicas do Brasil



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15421 (2006)

Na sequência são inseridos os dados referentes ao sistema básico sismo resistente (Quadro destacado por linha pontilhada na Figura 4.3), apresentados na Tabela 3.3. O sistema básico escolhido foi o de “Pórticos de concreto com detalhamento intermediário”, já que é uma zona de alta sismicidade (para o Brasil). De acordo com a Tabela 3.3, $R = 5,0$ e $C_d = 4,5$. Esses coeficientes afetam diretamente no cálculo dos esforços atuantes na estrutura.

O quadro destacado por ‘traço e um ponto’ da Figura 4.3 apresenta informações com relação à tipologia estrutural, escolhida ‘II’ por apresentar 100% das estruturas de concreto resistindo aos esforços sísmicos horizontais. Este dado interfere diretamente no cálculo do período natural da estrutura que está relacionado com o cálculo do coeficiente C_s e também é utilizado para determinar o espectro de resposta da estrutura, conforme explicado no capítulo 03 desta monografia.

Além da tipologia estrutural, a classe do solo resistente na região também é um dado a ser inserido. O terreno foi designado como classe ‘D’, solo rígido, conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Classes do terreno

Classe do Terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores	
		V_s	N
A	Rocha Sã	$V_s \geq 1500$ m/s	não aplicável
B	Rocha	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s	não aplicável
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq V_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50$
D	Solo Rígido	370 m/s $\geq V_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15$
E	Solo Mole	$V_s \leq 180$ m/s	$N \leq 15$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15421 (2006)

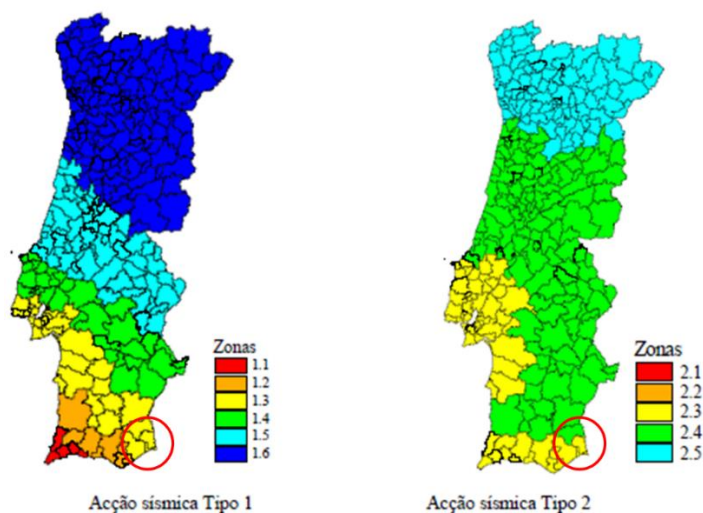
Por fim, a categoria do edifício modelo, que é de cunho residencial ou comercial, se enquadrando na categoria de utilização I, por não ser uma estrutura de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura (categoria de utilização II) ou uma estrutura definida como essencial (categoria de utilização III), segundo a ABNT NBR 15421:2006.

- **Dados sísmicos referentes ao Eurocode 8 (2010)**

A análise foi feita considerando as mesmas condições de aceleração para as diferentes normas aplicadas, portanto, a região de Lisboa foi escolhida por apresentar aceleração de 1,5 m/s² (ver Figura 4.5).

Figura 4.5: Mapeamento e acelerações sísmicas de Portugal¹²

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-



Fonte: Adaptado de Eurocode 8 (2010)

A escolha do tipo de solo foi feita baseado no quadro que o Eurocode 8 apresenta, considerando semelhante ao utilizado para a análise através da

¹² Segundo Guerreiro (sem data), ações sísmicas do tipo 1 estão relacionadas com sismos de magnitude moderada e pequena distância focal. Já as do tipo 2, se referem a sismos com magnitude elevada e grande distância focal

ABNT NBR 15421:2006 pela velocidade de propagação das ondas de cisalhamento e pelo número de golpes do ensaio SPT (ver Figura 4.6). O solo escolhido foi da classe 'C'.

Figura 4.6: Tipos de terreno (EC8)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (palcadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Fonte: Euocode 8 (2010)

Por fim, a importância da obra de categoria 'II' também foi determinada segundo a norma do país, conforme Figura 4.7.

Figura 4.7: Classes de importância (EC8)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Fonte: Euocode 8 (2010)

- **Dados sísmicos referentes ao ACI 318 (2011)**

Para considerar uma aceleração sísmica dos EUA equivalente à do Acre, a região de Maine foi escolhida para análise, apresentando aceleração sísmica (S_1) máxima de 0,147g, valor muito próximo do utilizado nas outras duas normas.

Figura 4.8: Parâmetros de aceleração sísmica (Maine – EUA)

Name	Min S_S	Min S_1	Max S_S	Max S_1
Maine	0.149g (43.740°N, 69.820°W)	0.061g (43.740°N, 69.820°W)	0.481g (47.210°N, 69.480°W)	0.147g (47.210°N, 69.480°W)

Fonte: U.S. Geological Survey (2016)

A escolha do sistema básico sísmo-resistente foi feita a partir da tabela apresentada no ASCE/SEI7, que demonstra os vários tipos de sistemas a serem considerados. Sendo a norma brasileira, fundamentada na americana, os tipos de sistemas utilizados e valores de coeficientes aplicados são iguais, portanto, adota-se $R = 5$ e $C_d = 4,5$ (ver Tabela 4.2).

O mesmo vale para a adoção do tipo de solo, sendo a tabela apresentada pela ABNT NBR 15421:2006 (Tabela 4.1) equivalente à que o ASCE/SEI 7 demonstra. Sendo escolhido o tipo de solo D para a análise pela norma americana também.

A classe de risco foi determinada como classe II, de acordo com a Tabela 3.7, apresentada no capítulo 3 desta monografia.

Tabela 4.2: Sistemas básicos sismo-resistentes segundo ASCE/SEI 7 (2010)

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta R	Coeficiente de sobre-resistência Ω_o	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Sistema Pórtico Momento-Resistente			
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5

Fonte: Adaptado de ASCE/SEI 7 (2010)

4.3.2. 2ª Análise – Com ação sísmica elevada – Eurocode 8 (2010) x ACI 318-11

Esta análise tem o objetivo de demonstrar os parâmetros apresentados no capítulo 03 no tocante ao tipo de detalhamento especial. Portanto, são utilizadas a classe DCH (ductilidade elevada) para o Eurocode 8 (2010) e SDC D para o ACI 318-11.

Como explicado anteriormente, comparado aos EUA e Europa, o Brasil é um país que apresenta baixas acelerações sísmicas (máximo = 0,15g). Para a realização desta análise, utiliza-se uma aceleração de 0,25g (2,5 m/s²) com o objetivo de enquadrar o edifício na categoria de detalhamento sísmico D, de

acordo com o ACI 318-11. Logo, a norma brasileira não será empregada nesta análise, sendo utilizadas apenas as normas internacionais.

Com relação à planta de forma, cabe informar que algumas alterações foram necessárias. De acordo com o ACI 318-11, para a categoria de detalhamento sísmico D, os pilares devem apresentar dimensão mínima de 30cm e, segundo o Eurocode 8 (2010), as vigas não devem possuir largura inferior a 20 cm. Portanto, os pilares apresentam dimensões de 30cm x 40cm (P1 ao P8) e 30cm x 50cm (P9 ao P12); e todas as vigas possuem 20cm x 50cm.

Os parâmetros de tipo de solo e categoria de utilização foram mantidos.

Para a utilização da SDC D, do ACI 318-11, segundo a Tabela 3.8, deve ser empregado o tipo de detalhamento especial. Portanto, os valores adotados para os parâmetros R e C_d foram 8 e 5,5, respectivamente, de acordo com a Tabela 4.2.

Assim como na primeira análise, o método espectral também foi o utilizado nesta segunda situação.

CAPÍTULO 05: ANÁLISES E RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os detalhamentos obtidos para as análises discutidas no capítulo anterior.

Com o objetivo de comparar as diferentes recomendações das normas estudadas, para cada análise desenvolvida, é feita a demonstração para um elemento de cada tipo (uma viga e um pilar). A escolha para os elementos utilizados foi feita baseada nos esforços resultantes, apresentando o pilar mais solicitado, assim como a viga.

O pilar a ser apresentado será o P10 e a viga selecionada foi a V5 (=V6) (ver Figura 4.1) do primeiro pavimento, já que, os esforços sísmicos atuam de maneira mais preponderante nos pavimentos mais baixos.

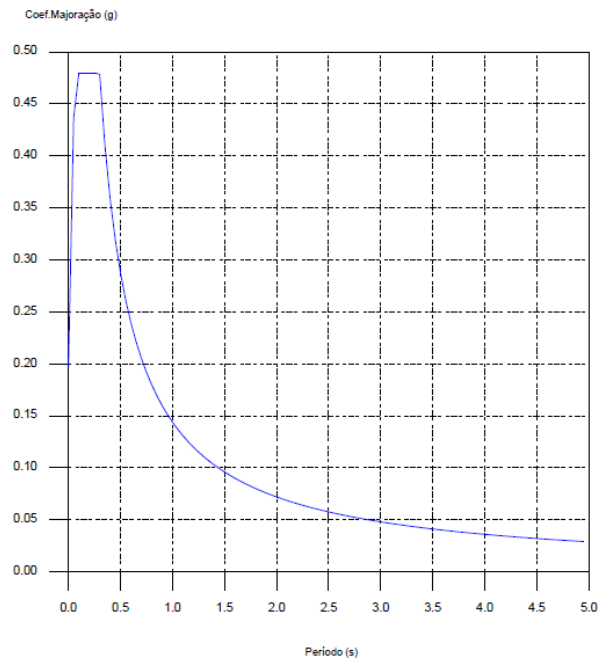
Em seguida, no intuito de avaliar o impacto financeiro diante da consideração dos esforços sísmicos na estrutura, é apresentado um quadro resumo de armadura, demonstrando o quantitativo total utilizado para todo o edifício.

5.1. 1ª Análise - Sem ação sísmica (NBR 6118) x Com ação sísmica – Acre (NBR 15421; Eurocode-8 e ACI 318)

5.1.1. Método da Análise Espectral

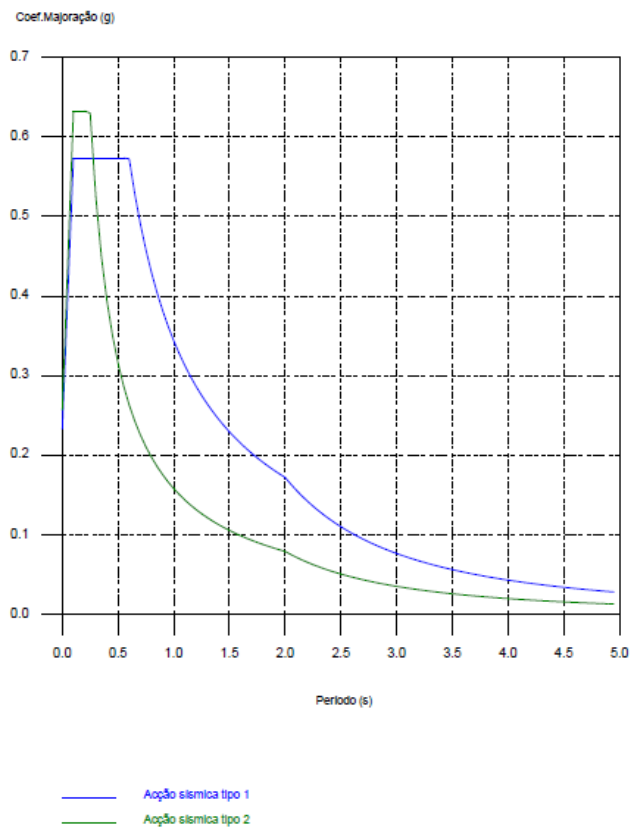
Neste item são apresentados os espectros de resposta obtidos de acordo com o que estabelece cada norma, a título de conhecimento. A Figura 5.1 representa o formato da curva do espectro de resposta obtido de acordo com a norma americana (ACI 318-11), a Figura 5.2 segue a norma europeia (Eurocode 8 (2010) e a Figura 5.3, a norma brasileira (ABNT NBR 15421:2006).

Figura 5.1: Espectro de Resposta – ACI 318-11



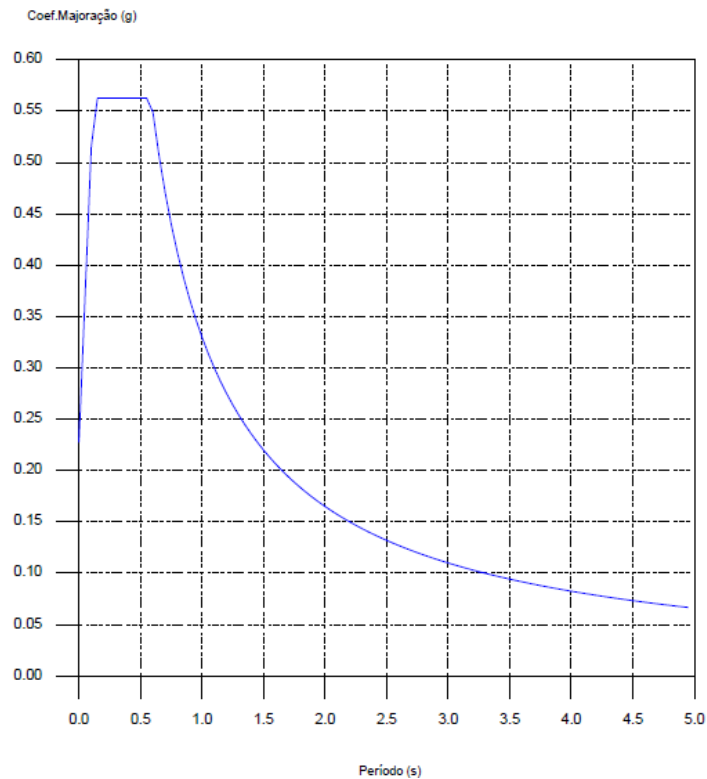
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.2: Espectro de resposta – Eurocode 8



Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.3: Espectro de Resposta – ABNT NBR 15421:2006



Fonte: Cypecad (2016)

Observa-se uma diferença entre os valores de pico das acelerações espectrais. Justifica-se pelas equações distintas utilizadas em cada código para estabelecer os intervalos de cada trecho da curva.

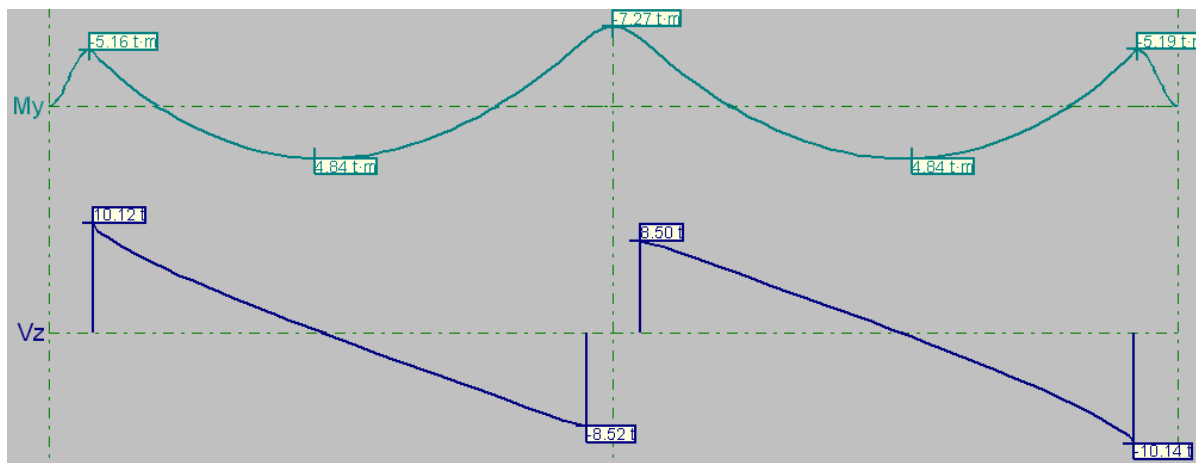
5.1.2. Vigas

Inicialmente, apresenta-se os detalhamentos obtidos para os elementos submetidos apenas às cargas usuais (gravitacionais e acidentais), de acordo com o que preconiza a ABNT NBR 6118:2014. Em seguida, são demonstrados os resultados obtidos considerando os outros códigos, para que no final seja feita uma comparação.

A Figura 5.4 apresenta a envoltória dos esforços utilizados no dimensionamento da viga estudada e a Figura 5.5, o detalhamento obtido. Ambas se referem à análise sem consideração de ações sísmicas, utilizando a ABNT NBR 6118:2014.

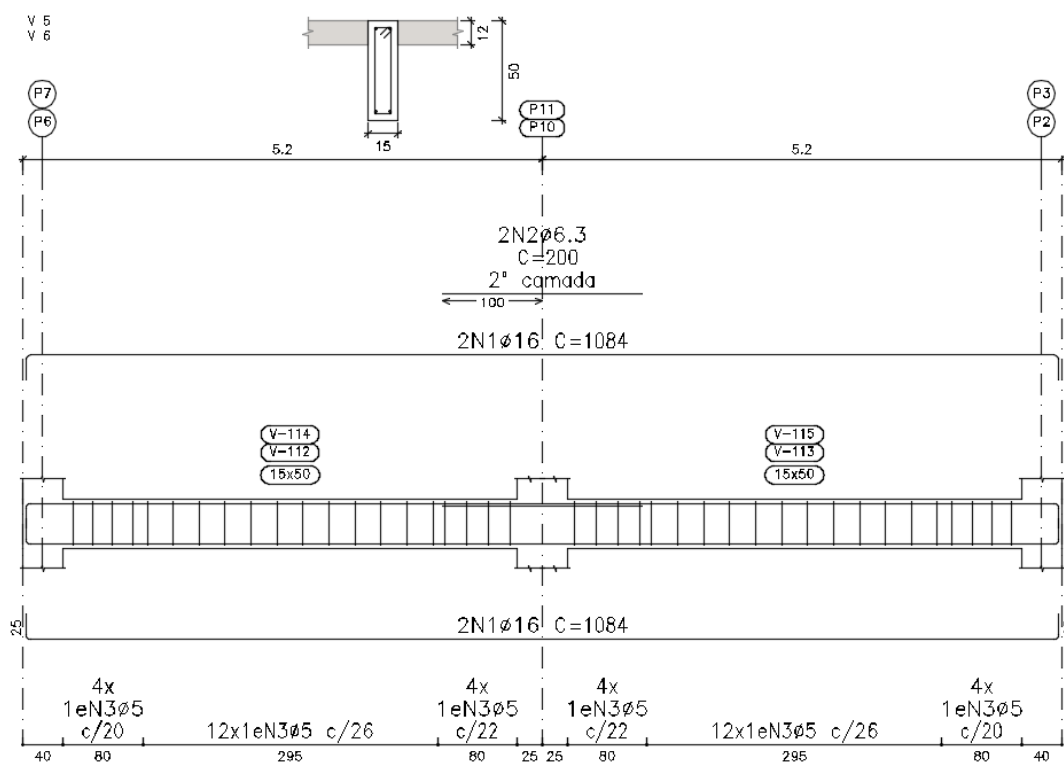
As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam a envoltória de esforços e o detalhamento da viga, respectivamente, considerando ações sísmicas de acordo com a ABNT NBR 15421:2006.

Figura 5.4: Envoltória de esforços – V5 – Sem sismo



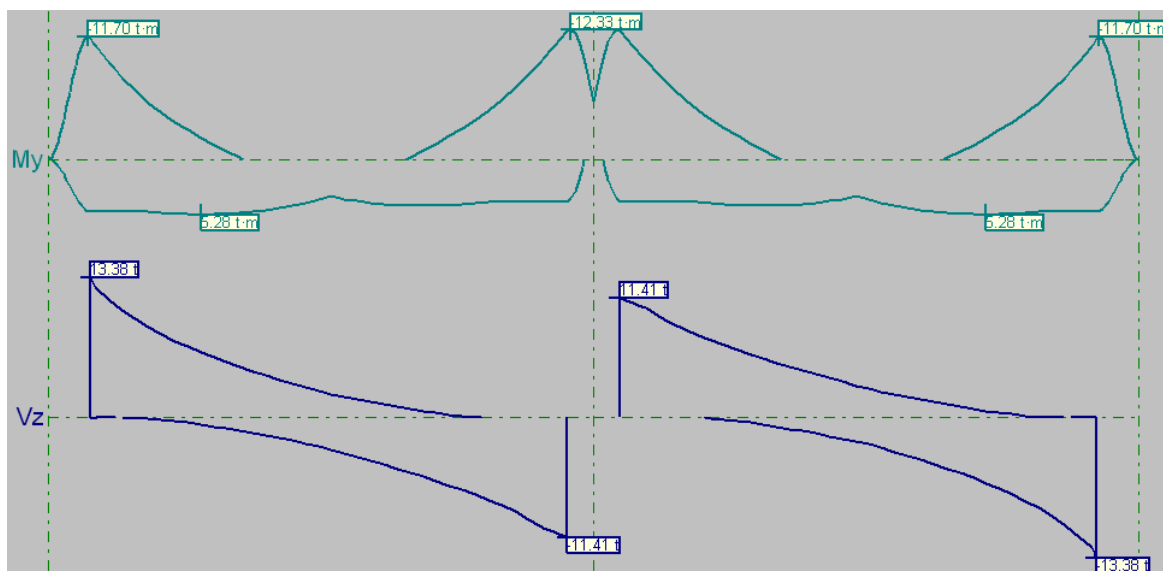
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.5: Detalhamento V5 – Sem sismo



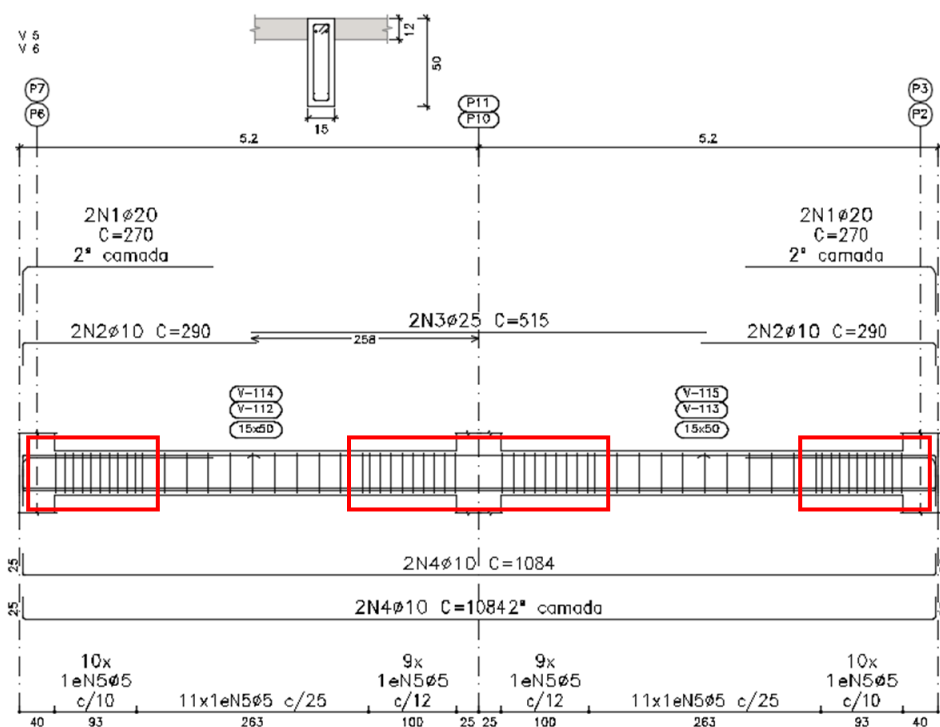
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.6: Envoltória de esforços – V5 – Com sismo (NBR 15421)



Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.7: Detalhamento V5 – Com sismo (NBR 15421)



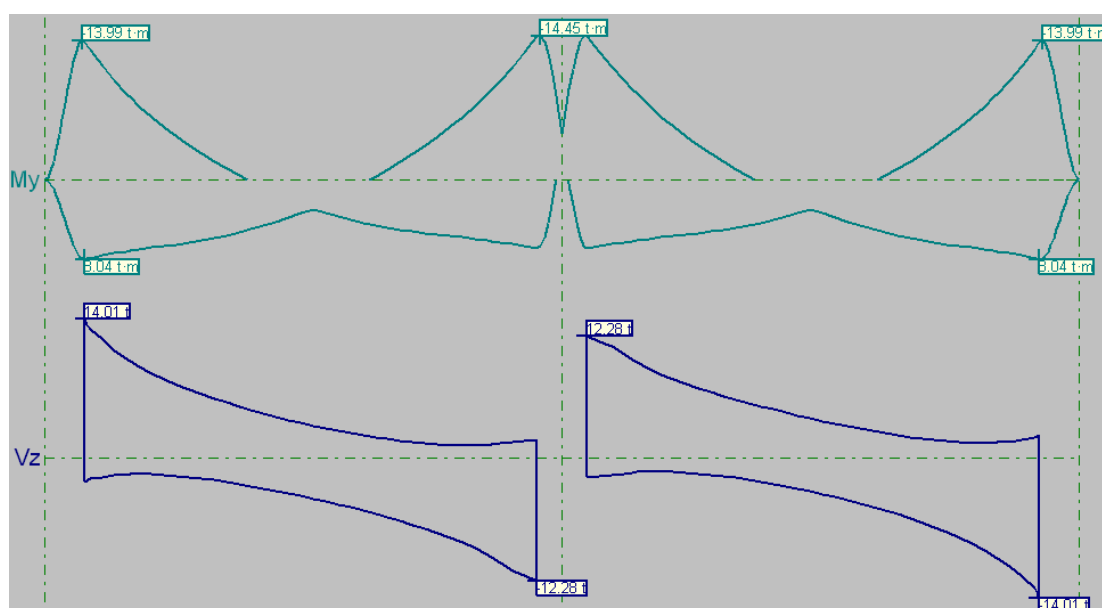
Fonte: Adaptado de Cypecad (2016)

A partir dos dois resultados demonstrados até o momento, é possível perceber um aumento considerável no diagrama dos esforços internos ao

considerar o sismo acarretando, assim, um aumento de área de aço utilizada. Com relação ao posicionamento dos estribos, observa-se uma preocupação maior nas regiões de ligação (nós viga-pilar) ao considerar a ação sísmica (Figura 5.7).

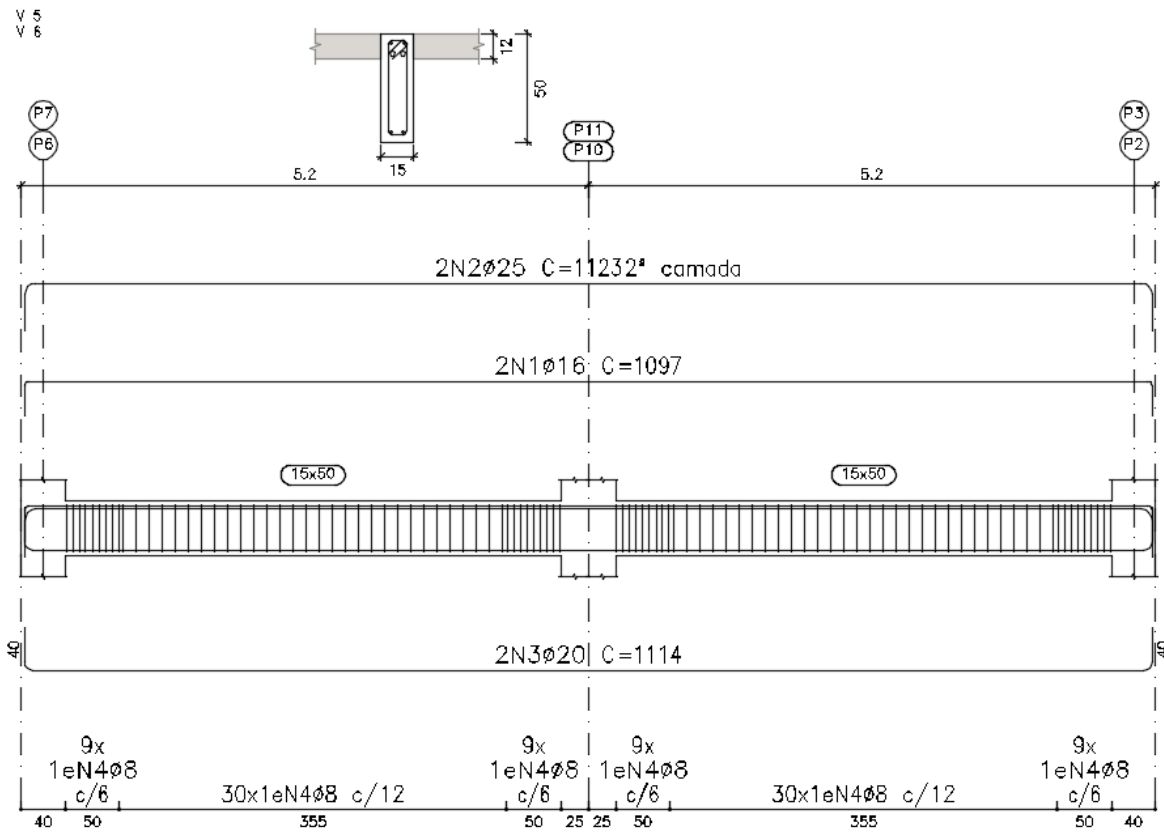
As Figuras 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam, respectivamente, as envoltórias e detalhamentos das vigas em estudo de acordo com a norma europeia, Eurocode 8 (2010), e americana, ACI 318 (2011).

Figura 5.8: Envoltória de esforços – V5 – Com sismo (Eurocode 8)



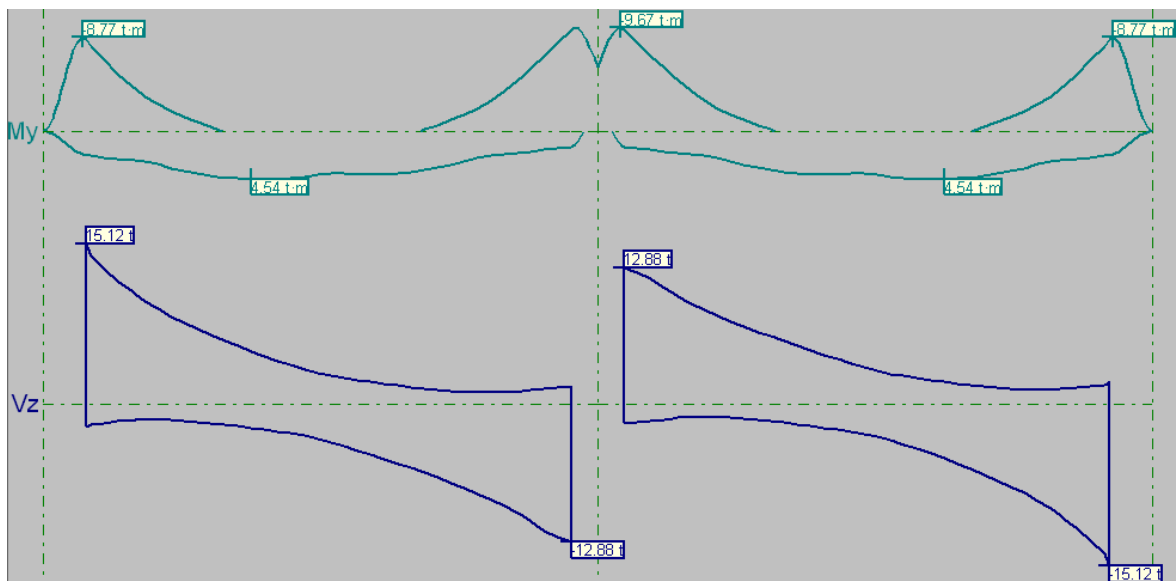
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.9: Detalhamento V5 – Com sismo (Eurocode 8)



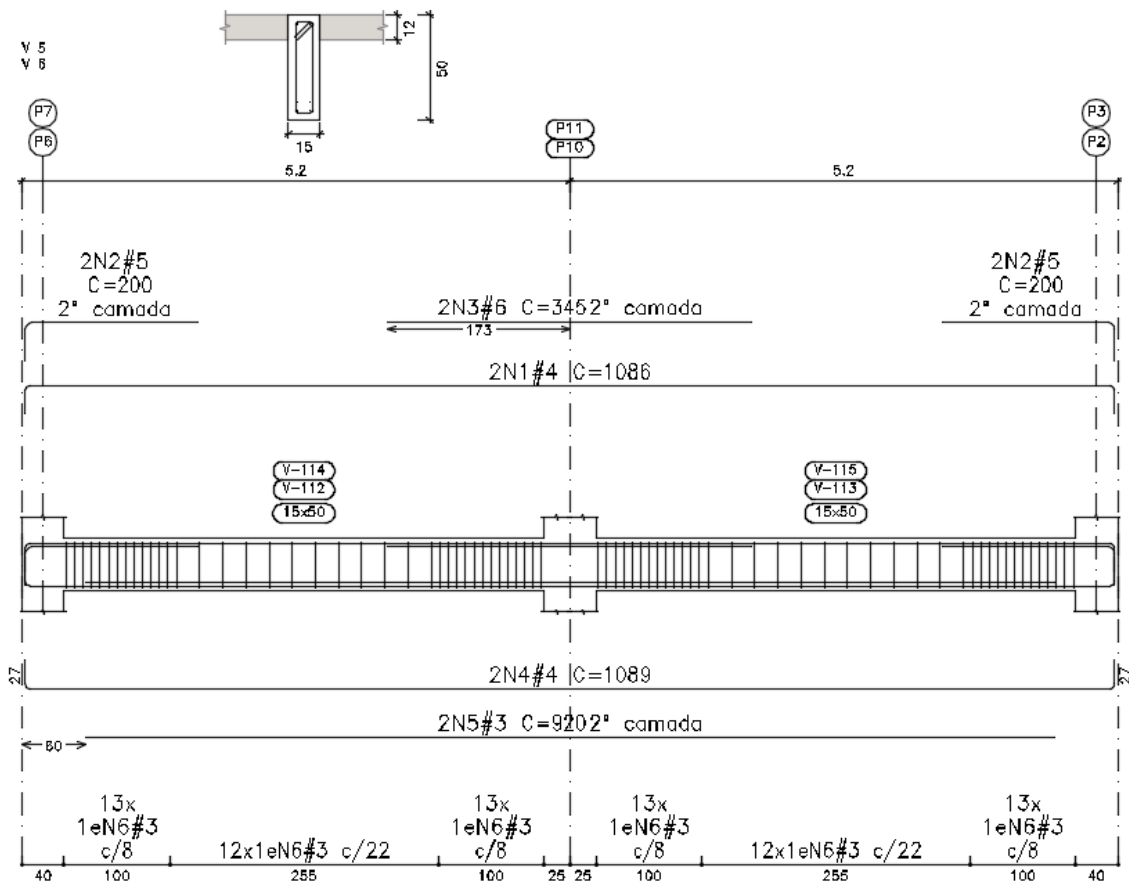
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.10: Envoltória de esforços – V5 – Com sismo (ACI 318-11)



Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.11: Detalhamento V5 – Com sismo (ACI 318-11)



Fonte: Cypecad (2016)

Cabe aqui apresentar a correspondência de diâmetro das armaduras utilizadas na norma americana com relação à brasileira.

Tabela 5.1: Correspondência de diâmetros EUA-Brasil

Correspondência de barras	
EUA	BR (mm)
#3	9,5
#4	12,5
#5	16
#6	20
#7	22,5
#8	25
#9	28,7
#10	32

Fonte: Autor (2016)

Analisando as imagens relativas às normas internacionais, é possível perceber:

- 1) Adoção de pelo menos duas barras longitudinais, em cada face, ao longo do comprimento da viga;
- 2) Utilização de armadura de confinamento específica nas regiões dos nós viga-pilar de acordo com o comprimento especificado por cada norma (1,5.h para o Eurocode 8 e 2.h para o ACI 318);
- 3) Em todos os casos, inclusive para as normas brasileiras, os estribos possuem suas dobras internas com 135°.

Ao comparar o resultado obtido para as normas internacionais com a norma brasileira (ABNT NBR 15421:2006), percebe-se que nesta:

- 1) Não há um critério para estabelecer um comprimento de zona crítica, apenas é utilizado um espaçamento menor nas regiões próximas aos nós, mas sem padrão;
- 2) Não são adotadas armaduras longitudinais contínuas ao longo de toda a viga, fazendo uso de emendas por traspasse de barras (sem reforço de estribos), prejudicando a continuidade e, portanto, a transmissão dos esforços;

A Tabela 5.2 apresenta um resumo do peso utilizado, considerando a V5 para cada norma. E a Tabela 5.3 demonstra os quantitativos por pavimento para todas as vigas do edifício.

Tabela 5.2: Resumo de quantitativo de aço na viga, em cada caso

Norma	Peso utilizado (kg) / Relação					
	V5		V5		Total	
	Arm. Longitudinal		Arm. Transversal			
NBR 6118	68,4	1	7,2	1	75,6	1
NBR 15421	100,1	1,46	10,7	1,49	110,8	1,47
ACI 318-11	81,4	1,19	51,5	7,15	132,9	1,76
EUROCODE 8	176	2,57	45,1	6,26	221,1	2,92

Fonte: Autor (2016)

Tabela 5.3: Resumo de quantitativo de todas as vigas por pavimento

Norma	Peso por pavimento (kg)				Total (kg)
	Todas as vigas				
	1º Pav.	2º Pav.	3º Pav.	4º Pav.	
NBR 6118	360	364	365	386	1475
NBR 15421	1068	983	792	459	3302
ACI 318-11	1141	1108	1050	976	4275
EUROCODE 8	1596	1525	1214	908	5243

Fonte: Autor (2016)

Analisando a Tabela 5.2, é notória a diferença da quantidade de aço utilizada ao considerar as ações sísmicas em uma estrutura. Vale lembrar que o dimensionamento foi feito para a zona sísmica de maior aceleração utilizando detalhamento intermediário.

A Tabela 5.3 mostra a diferença de armaduras utilizadas para as vigas de acordo com cada pavimento. Percebe-se que, não considerando os esforços sísmicos, há uma semelhança entre o peso utilizado, porém, a partir do momento que se aplica as ações provenientes dos sismos, os pavimentos mais baixos apresentam armadura superior aos mais altos.

Uma ressalva deve ser feita para apontar o fato de que o fato de não serem disponibilizados os mesmos diâmetros de armaduras em todos os países é responsável por uma parcela da diferença de peso entre as normas internacionais e a nacional. No Brasil, por exemplo, existem bitolas a partir de 5.0 mm, enquanto que nos EUA o diâmetro mínimo é de 9.5 mm e em Portugal 6.0 mm. A armadura utilizada para os estribos no caso da norma americana equivale a 44,77% do peso total utilizado, para o Eurocode, 25,49%, enquanto que na brasileira, 10,12%.

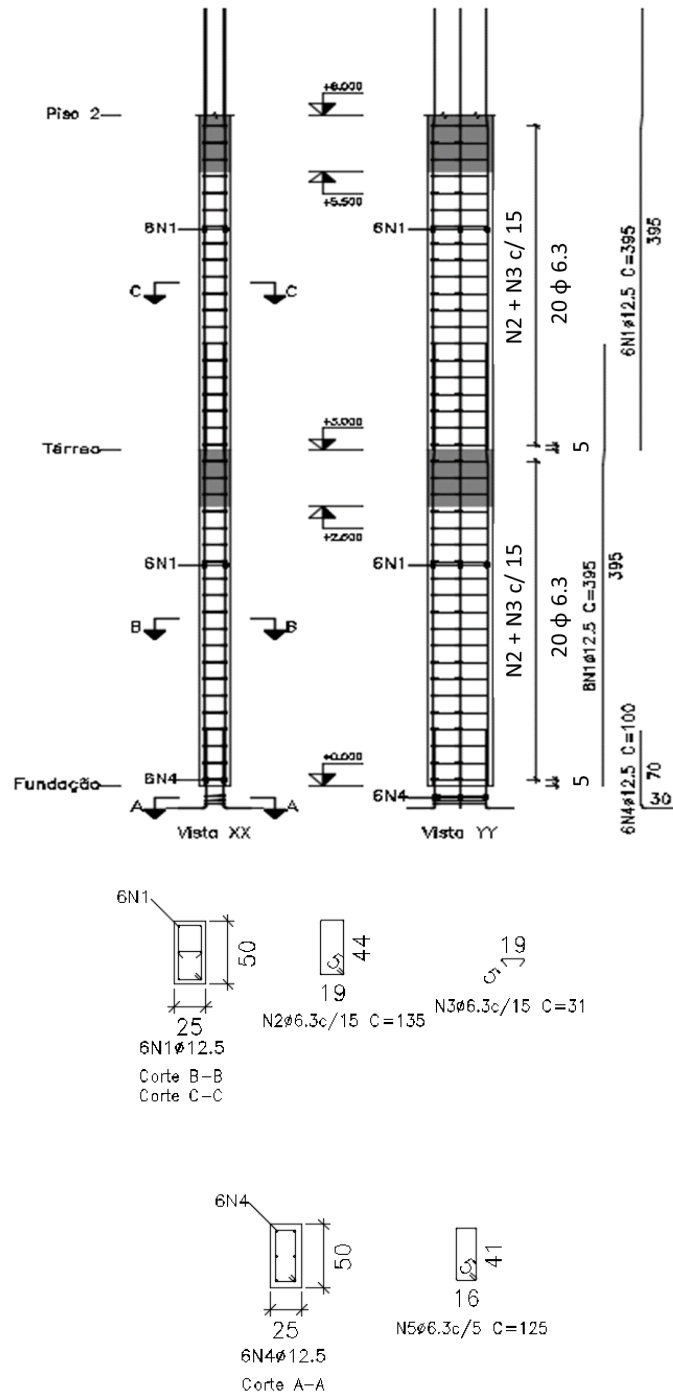
5.1.3. Pilares

Neste item será seguida a mesma sequência de demonstração dos resultados do tópico anterior. Pilares de acordo com a NBR 6118, em seguida NBR 15421, Eurocode 8 e ACI 318-11.

O detalhamento dos pilares será demonstrado do pavimento térreo ao piso 2, sendo omitidos os pavimentos superiores por questão de semelhança.

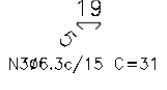
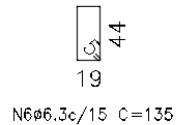
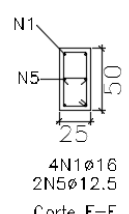
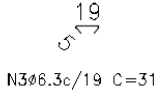
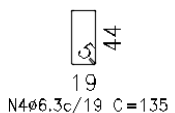
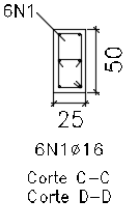
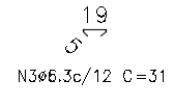
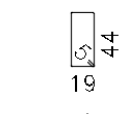
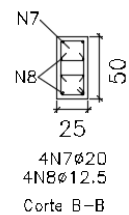
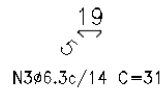
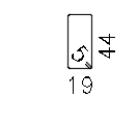
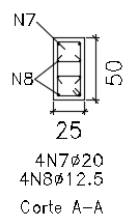
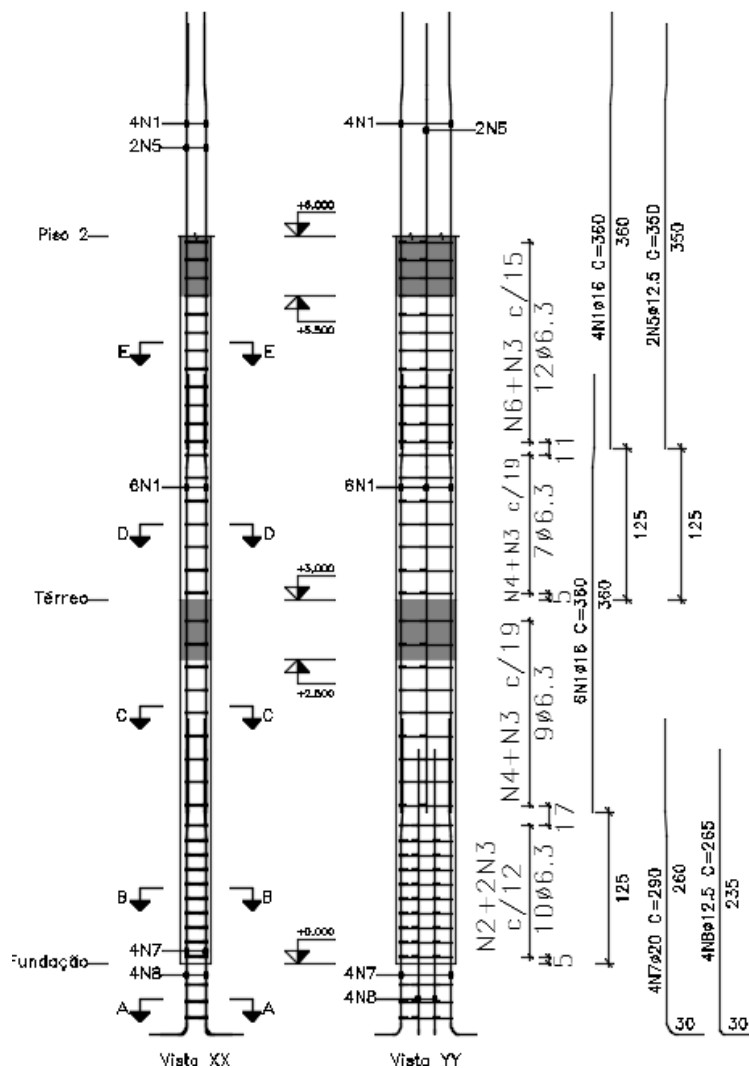
As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam os detalhamentos utilizando a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 e A ABNT NBR 15421:2006, respectivamente.

Figura 5.12: Detalhamento P10 – Sem sismo (ABNT NBR 6118:2014)



Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.13: Detalhamento P10 – Térreo ao Piso 2 – Com sismo (ABNT NBR 15421:2006)

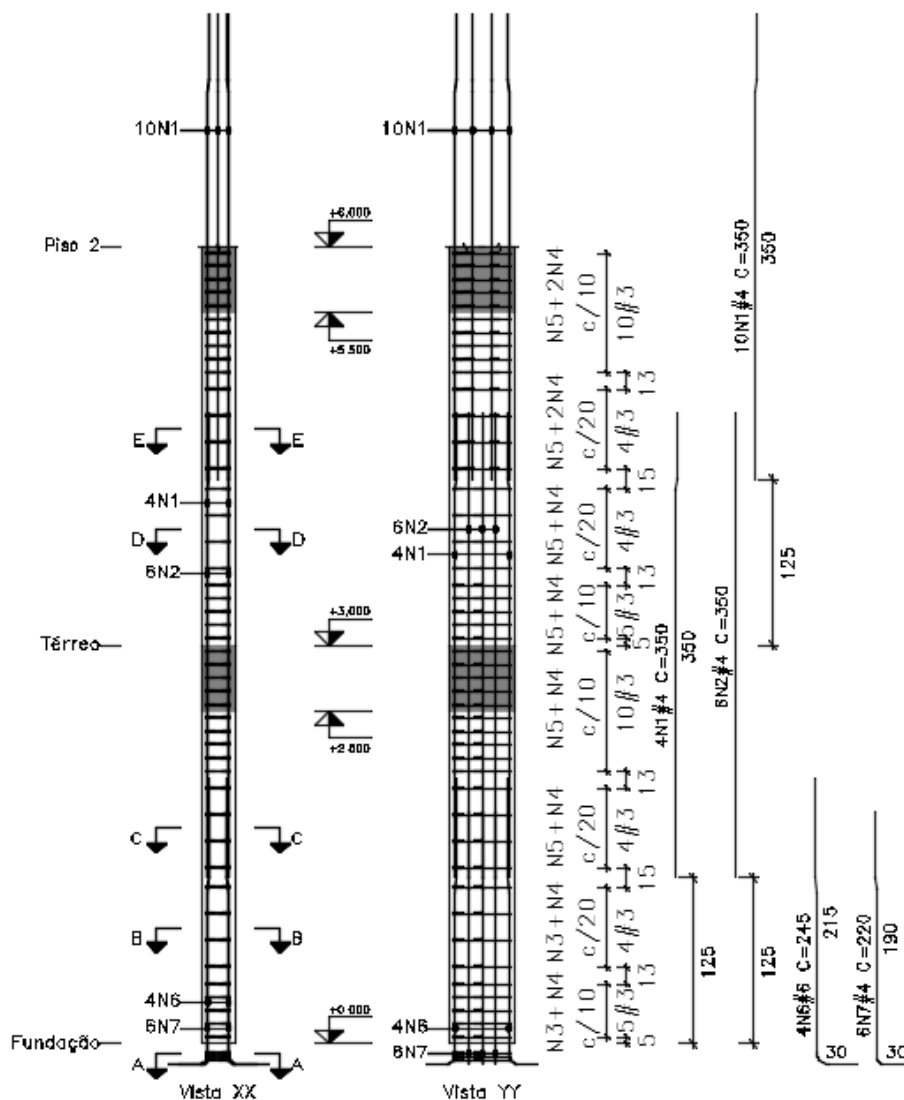


Fonte: Cypecad (2016)

A principal diferença que se destaca ao analisar os dois detalhamentos apresentados é a localização das emendas nas transições dos pavimentos. Recomenda-se, no caso de consideração de esforços laterais, a realização de emendas fora das zonas críticas, ou das zonas próximas aos nós de ligação. Apesar de se tornar mais difícil a execução dessas emendas, é mais vantajoso para o desempenho do elemento.

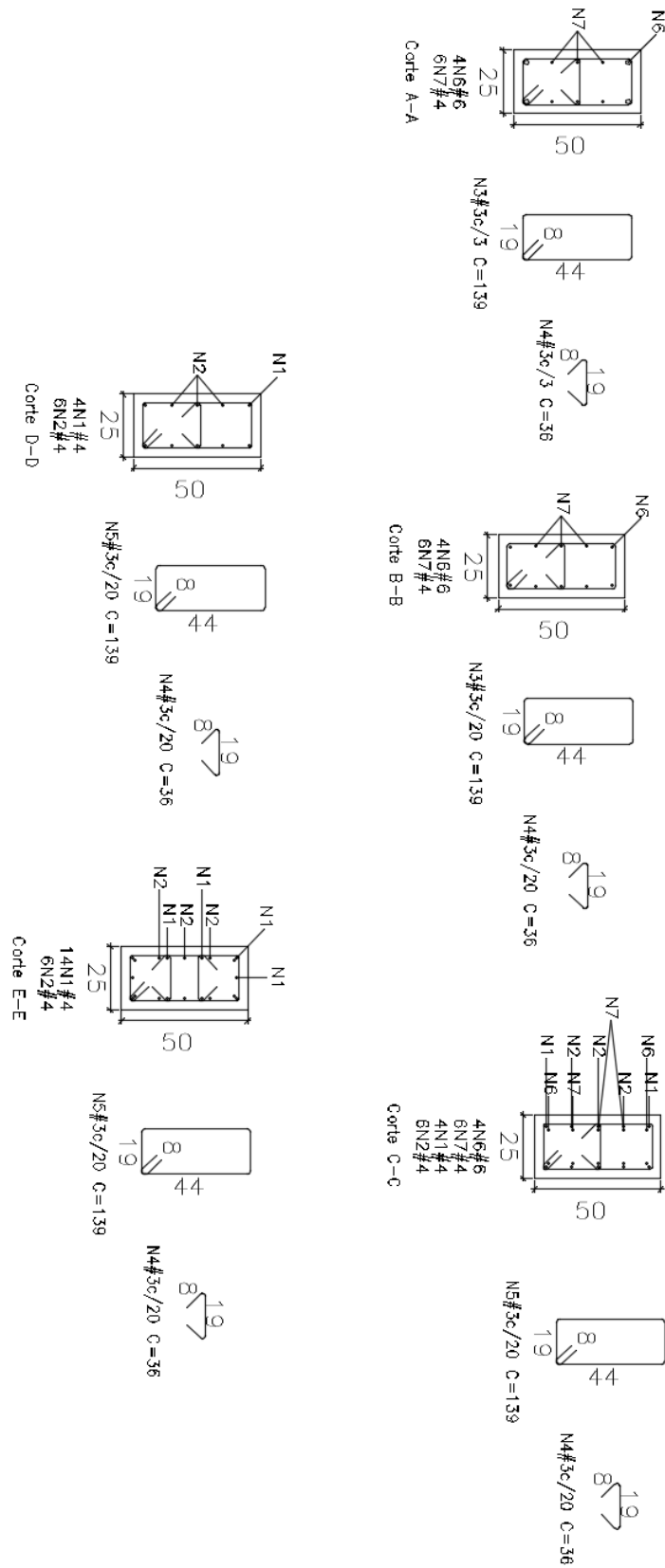
As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam os resultados obtidos para o P10 de acordo com a norma americana, e as Figuras 5.16 e 5.17, os resultados de acordo com o Eurocode 8.

Figura 5.14: Detalhamento P10 – Armadura Longitudinal – Sismo (ACI 318-11)



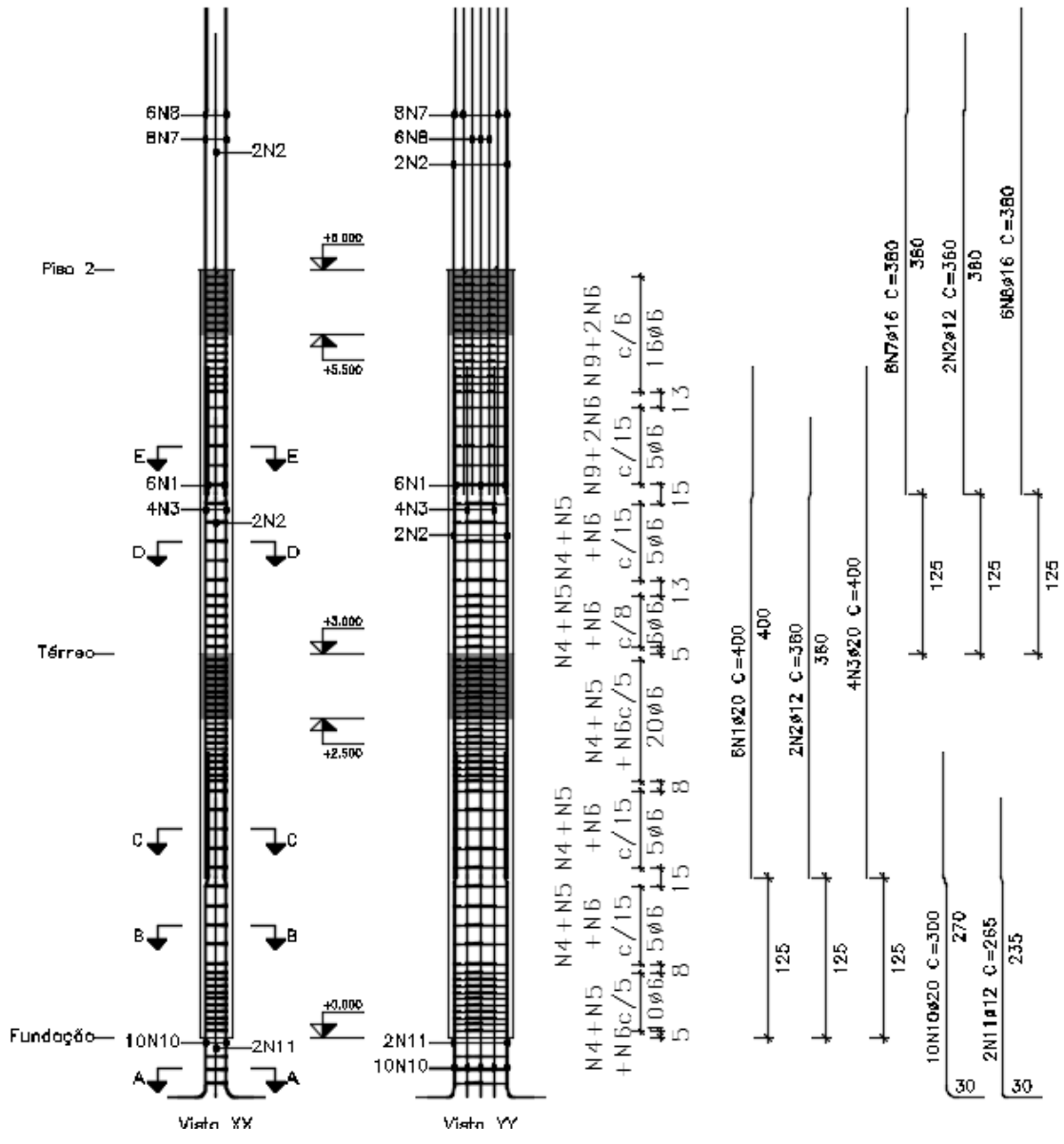
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.15: Detalhamento P10 – Armadura Transversal – Sismo (ACI 318-11)



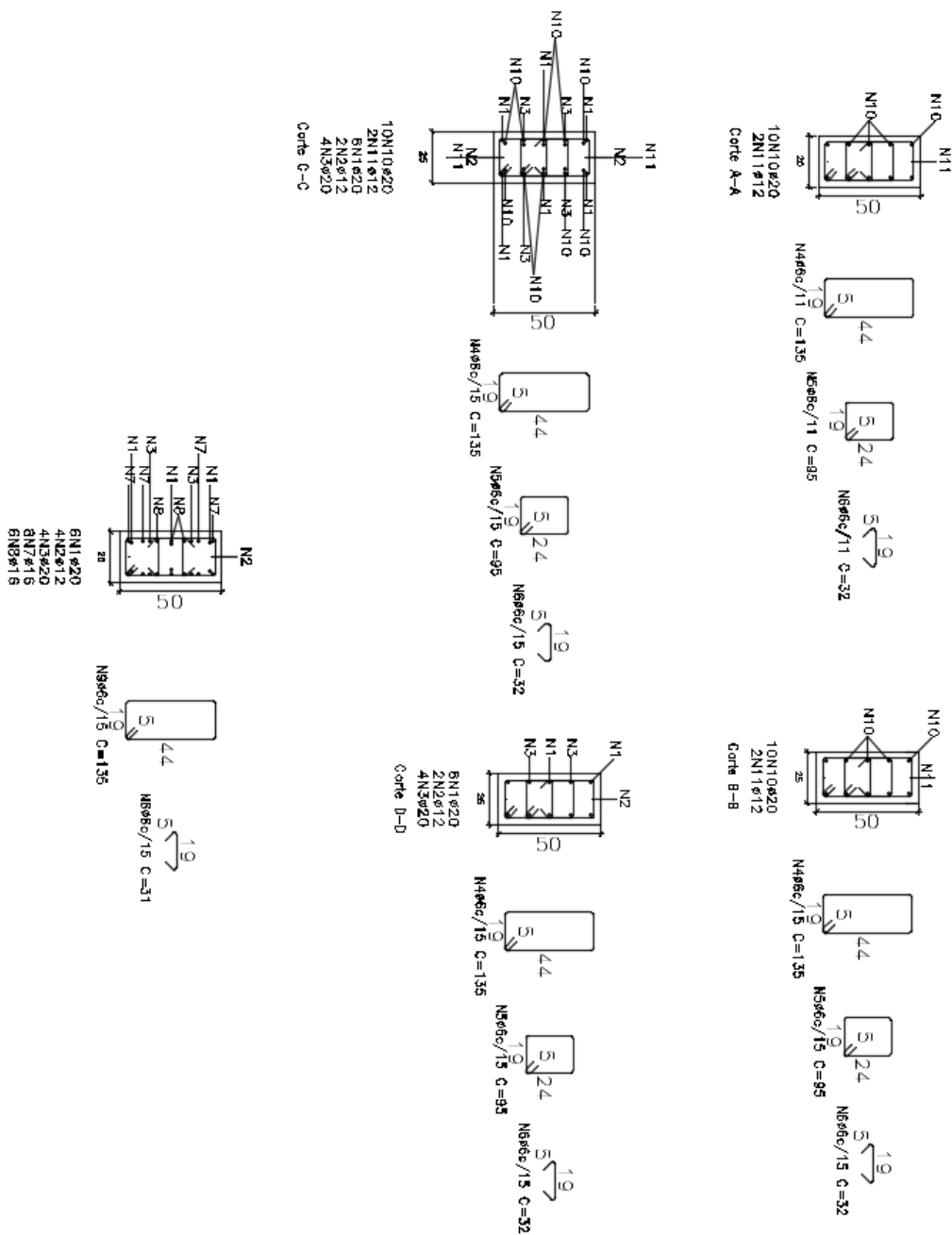
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.16: Detalhamento P10 – Armadura Longitudinal – Sismo (Eurocode 8)



Fonte: Cypacad (2016)

Figura 5.17: Detalhamento P10 – Armadura Transversal – Sismo (Eurocode 8)



Fonte: Cypecad (2016)

A comparação realizada entre os resultados obtidos para as normas internacionais permite concluir que:

- 1) Assim como ocorre com as vigas, no detalhamento dos pilares há a consideração da zona crítica localizada nas regiões próximas aos

nós de ligação com comprimentos calculados de acordo com o apresentado no capítulo 03;

- 2) Em todos os casos são utilizados ganchos nas armaduras que não são contempladas pelos estribos mais externos, garantindo um confinamento mais eficaz. Além disso, também se observa a angulação das dobras, apresentando 135°;
- 3) Para a norma europeia, em todas as seções transversais do pilar, é utilizada pelo menos uma barra entre as barras de canto em todas as faces, de acordo com o que preconiza a norma para os encontros viga-pilar;

Com relação aos resultados apresentados para a ABNT NBR 15421:2006, observa-se:

- 1) Em nenhuma situação há a adoção de detalhamento especial para as zonas de ligação entre vigas e pilares, o mesmo apresenta um espaçamento uniforme em todo o seu comprimento;
- 2) Também não é dada atenção às regiões de emenda por traspasse das armaduras que prosseguem para o pavimento superior, adotando espaçamento dos estribos igual ao utilizado em todo o comprimento do pilar;

Por fim, a apresentação do peso total de armadura utilizada para o pilar analisado por cada norma discutida.

Tabela 5.4: Resumo de quantitativo de aço na viga, em cada caso

Norma	Peso utilizado (kg) / Relação					
			P10			
	Arm. Longitudinal		Arm. Transversal		Total	
NBR 6118	171,2	1	61,2	1	232,4	1
NBR 15421	391	2,28	129	2,11	520	2,24
ACI 318-11	440,1	2,57	351,7	5,75	791,8	3,41
EUROCODE 8	1033,9	6,04	239,1	3,91	1273	5,48

Fonte: Autor (2016)

Como esperado, percebe-se um aumento da quantidade de armadura utilizada ao considerar os esforços sísmicos pelo fato de aumentar as ações atuantes, além de ter que respeitar algumas recomendações que só existem nas

normas sísmicas específicas de cada país, fazendo com que aumente o consumo de aço para aumentar a eficiência de cada elemento.

5.1.4. Resumo Estrutural

Neste item é feito um resumo do quantitativo geral utilizado para todas as vigas e pilares, no intuito de perceber o impacto financeiro que a consideração dos esforços sísmicos proporciona a uma estrutura. Além de demonstrar o quão grande é a diferença entre considerar ou não as ações provocadas pelos terremotos em algumas situações.

Tabela 5. 5: Resumo do total de aço utilizado em cada caso

Norma	Peso utilizado (kg) / Relação					
	Vigas		Pilares		Total	
NBR 6118	1475	1	1610	1	232,4	1
NBR 15421	3302	2,24	2078	1,29	520	2,24
ACI 318-11	4275	2,90	2804	1,74	791,8	3,41
EUROCODE 8	5243	3,55	5151	3,20	1273	5,48

Fonte: Autor (2016)

Comparando o resultado obtido para a NBR 6118 e a NBR 15421, já é possível perceber a diferença tanto para vigas quanto para pilares. O que serve para alertar os projetistas a importância da consideração dos esforços de sismo em algumas regiões.

Além disso, a diferença apresentada entre a norma nacional e as internacionais também serve como uma alerta com relação ao detalhamento que é adotado pela ABNT NBR 15421:2006. Principalmente com relação as ligações entre vigas e pilares, como mostrado nos resultados anteriores.

5.2. 2ª Análise - Com ação sísmica elevada – Eurocode 8 (2010) x ACI 318-11

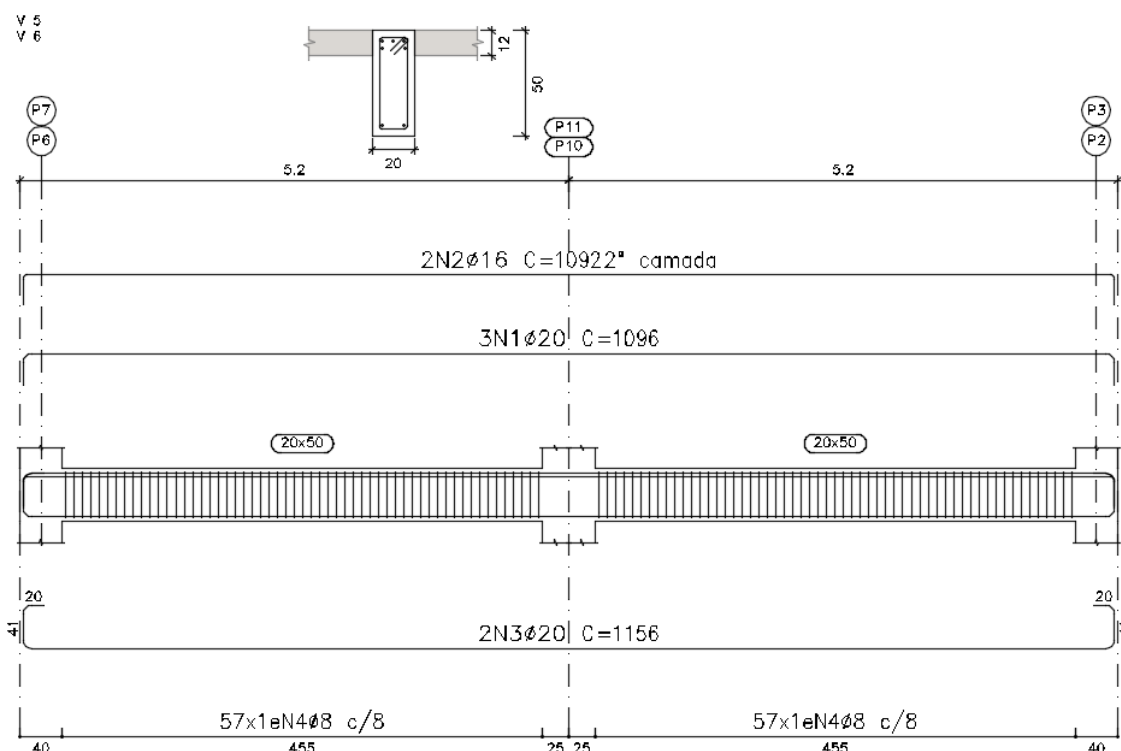
Os resultados apresentados nesta análise pretendem demonstrar os detalhamentos considerados em cada situação (para cada norma) e ainda fazer comparativos com relação à utilização dos detalhamentos intermediários com especiais.

5.2.1. Vigas

Apresenta-se, neste item, os detalhamentos obtidos no dimensionamento da estrutura de acordo com as normas internacionais, para a classe de detalhamento mais rigorosa.

A Figura 5.18 demonstra o resultado obtido utilizando a norma europeia e a Figura 5.19, a norma americana.

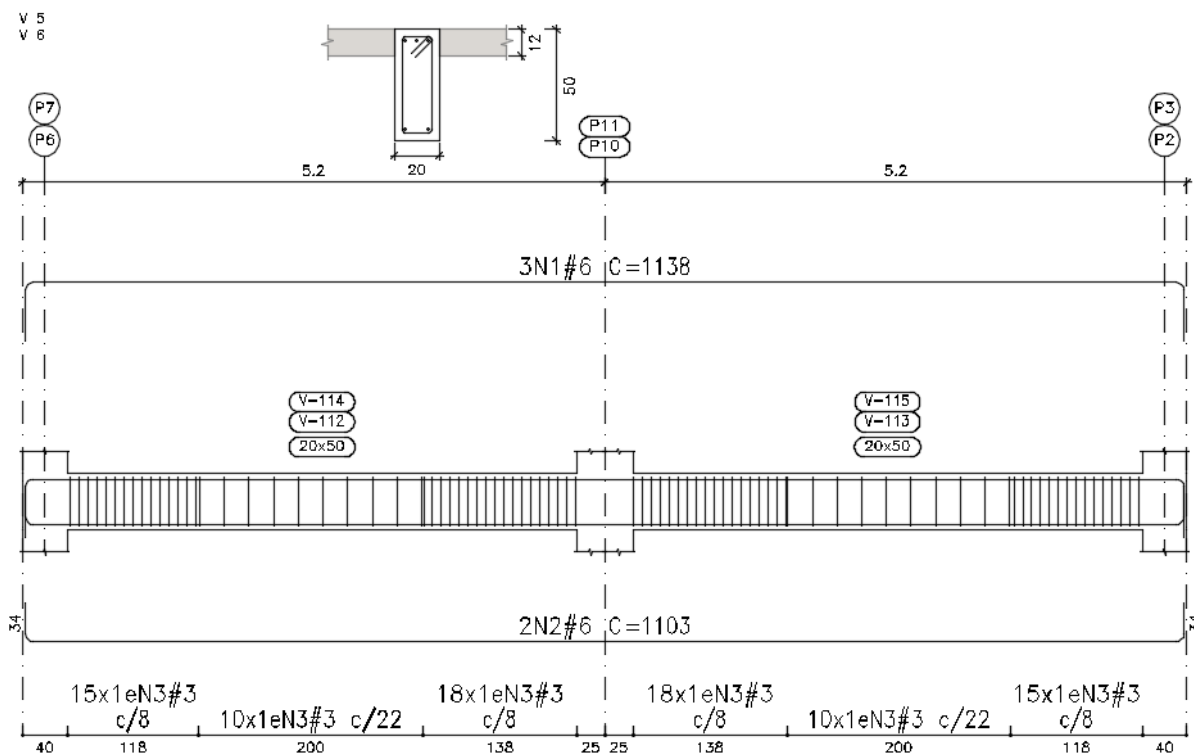
Figura 5.18: Detalhamento V5 – Com Sismo – Eurocode 8



Fonte: Cypecad (2016)

Comparando este detalhamento com o obtido utilizando a classe de ductilidade média, percebe-se diferença na ancoragem das armaduras (esta apresenta gancho com duas dobras – 61cm, enquanto que a outra, apenas gancho a 90° - 40cm). Além disso, o espaçamento dos estribos de 5cm foi adotado em todo o comprimento da viga e não só nas regiões críticas.

Figura 5.19: Detalhamento V5 – Com Sismo – ACI 318-11



Fonte: Cypacad (2016)

Para a norma americana, observa-se um aumento nas bitolas das armaduras longitudinais utilizadas devido ao aumento dos esforços internos gerados pela ação sísmica de maior magnitude.

A Tabela 5.6 apresenta um resumo do peso de armadura utilizado para cada norma.

Tabela 5.6: Resumo de quantitativo de aço na V5

Norma	Peso utilizado (kg) / Relação					
	V5					Total
	Arm. Longitudinal		Arm. Transversal			
ACI 318-11	125,8	1,00	63,1	1,00	188,9	1,00
EUROCODE 8	172,6	1,37	58	0,92	230,6	1,22

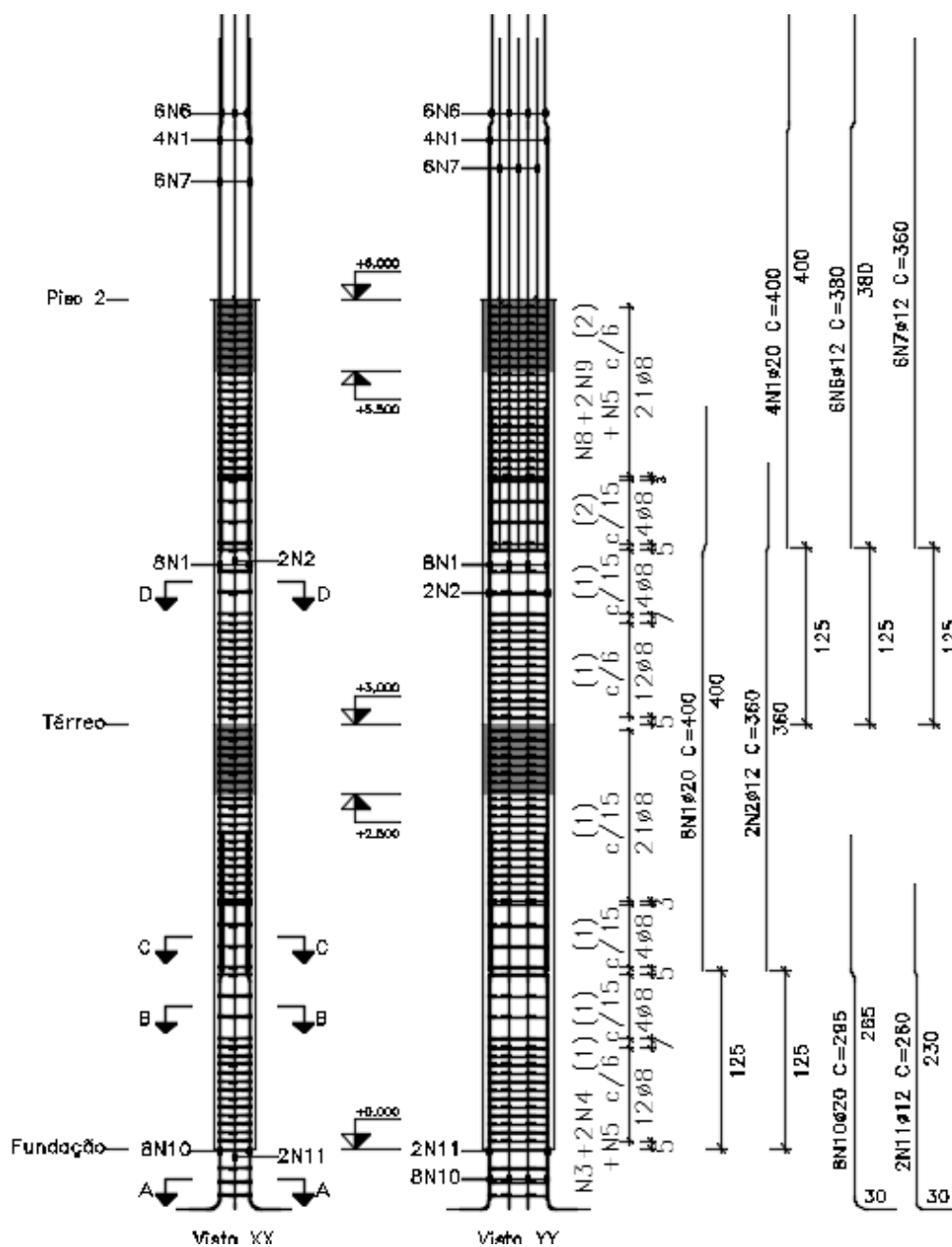
Fonte: Autor

5.2.2. Pilares

Os detalhamentos obtidos para o P10, em cada norma, estão apresentados nas Figuras 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23.

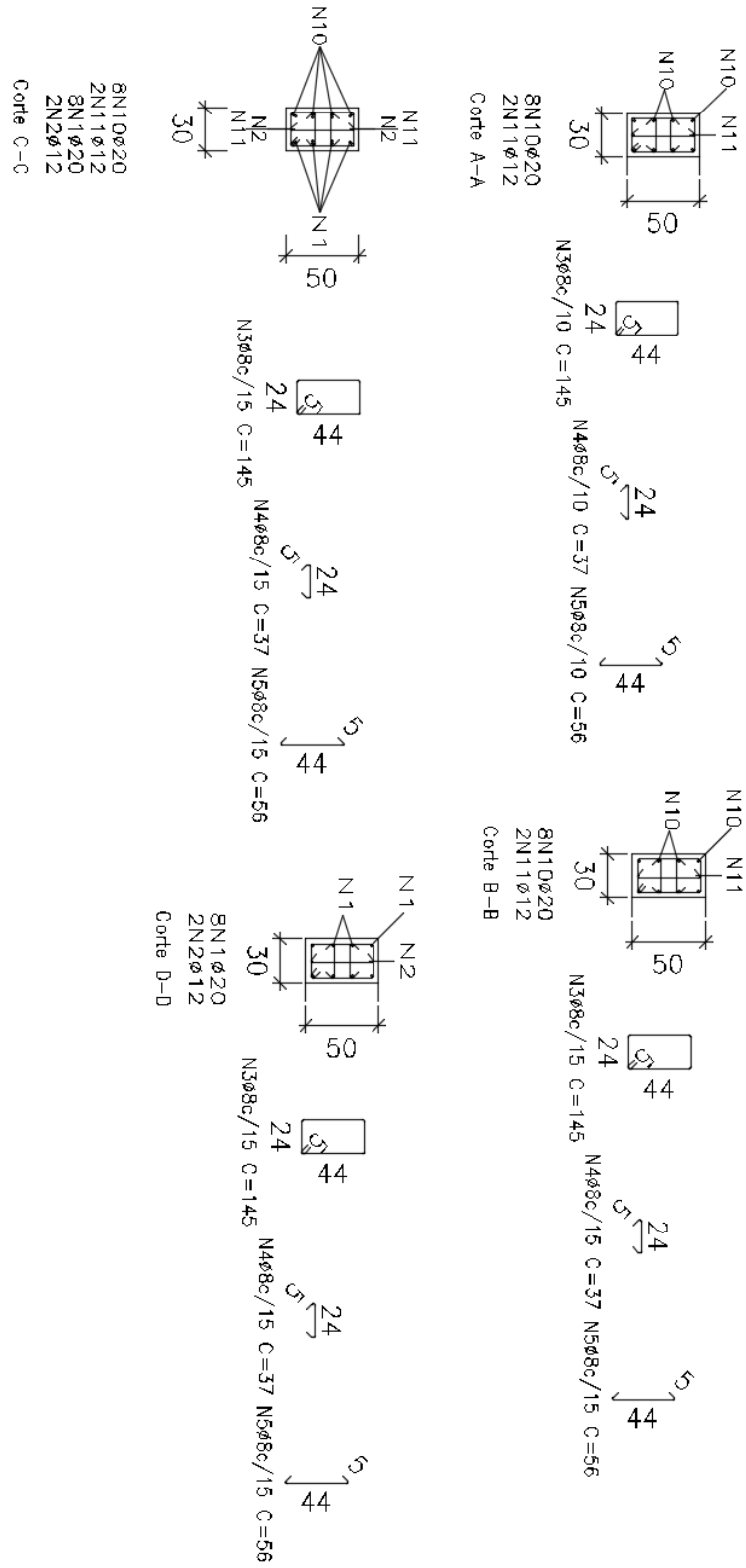
Em seguida, apresenta-se um resumo dos quantitativos comparando os resultados.

Figura 5.20: Detalhamento P10 – Arm. Longitudinal – Eurocode 8 (2010)



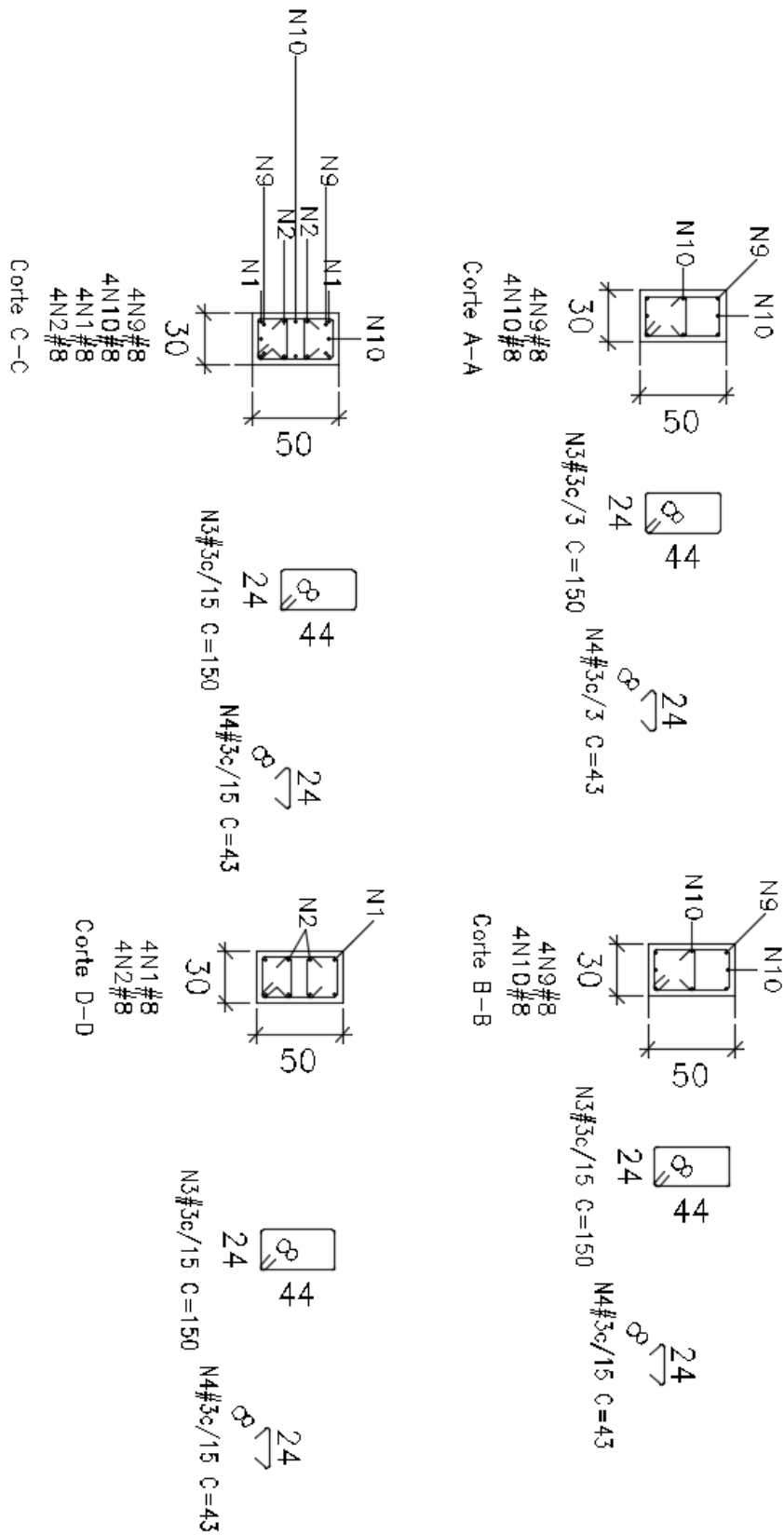
Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.21: Detalhamento P10 – Arm. Transversal – Eurocode 8 (2010)



Fonte: Cypecad (2016)

Figura 5.23: Detalhamento P10 – Arm. Transversal – ACI 318-11



Fonte: Cypecad (2016)

Tabela 5.7: Resumo de quantidade de aço no P10

Norma	Peso utilizado (kg) / Relação					
	P10					
	Arm. Longitudinal		Arm. Transversal		Total	
ACI 318-11	214,1	1,00	94,7	1,00	308,8	1,00
EUROCODE 8	164,2	0,77	88,8	0,94	253	0,82

Fonte: Autor

Observa-se, com relação ao ACI 318-11, que, nas regiões de emendas de barras e nas zonas críticas, há um espaçamento menor entre os estribos, ao comparar o detalhamento especial com o intermediário.

Já no Eurocode-8 (2010) a diferença principal é com relação ao diâmetro escolhidos para os estribos, sendo 8.0mm na ductilidade elevada contra 6.0 na ductilidade média.

5.2.3. Resumo Estrutural

Apresenta-se, neste item, um resumo do quantitativo de aço utilizado para cada norma, além de apresentar um comparativo entre os resultados da 1ª análise x 2ª análise, no intuito de demonstrar a diferença obtida para o quantitativo de aço e também volume de concreto.

Tabela 5.8: Resumo do total de aço para cada norma

Norma	Peso Total (kg)		Total (kg)
	Vigas	Pilares	
ACI 318-11	5280	6171	11451
EUROCODE 8	5535	5922	11457

Fonte: Autor

Tabela 5.9: Comparativo entre o total de aço para cada classe

Norma	Peso utilizado (kg)	
	Intermediário	Especial
ACI 318-11	7079	11451
EUROCODE 8	10394	11457

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.8, percebe-se que quase não há diferença entre as duas normas analisadas ao tratarmos do detalhamento especial ou classe de ductilidade elevada. Porém, observando a Tabela 5.9 é possível perceber a diferença obtida ao utilizar a classe de ductilidade C e a D, no caso do ACI 318-11 (intermediário representa 61,81% do especial).

Tabela 5.10: Comparativo entre o volume de concreto para cada classe

Elemento	Volume de concreto (m ³)	
	Intermediário	Especial
Laje	67,64	67,64
Viga	26,44	35,24
Pilar	12,96	14,88
Total	107,04	117,76

Fonte: Autor

Devido a obrigatoriedade de alterar as dimensões dos elementos para se adequar aos requisitos para as classes de ductilidade mais elevadas, resultou-se na utilização de maior volume de concreto para a 2ª análise.

CAPÍTULO 06: CONCLUSÃO

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do exposto no capítulo 02 desta monografia, com relação às recomendações quanto à fase de concepção estrutural, conclui-se que simples escolhas feitas (não só pelo engenheiro calculista, mas também pelo arquiteto) podem tornar um edifício mais resistente frente às ações sísmicas, como por exemplo, adoção de uma planta regular, apresentando rigidezes semelhantes nas duas direções da estrutura.

Além disso, neste mesmo capítulo é apresentada a importância de adotar armaduras que confiram à estrutura uma transmissão direta e clara dos esforços em todos os pavimentos e que isto pode ser feito através da utilização de armaduras que proporcionem confinamento e maior ductilidade ao edifício.

Sobre o capítulo 03, é possível concluir que faltam informações, na ABNT NBR 15421:2006, com relação a quais tipos de detalhamento devem ser adotados para cada zona sísmica brasileira, levando em consideração as diferentes categorias de riscos apresentadas. Além disso, percebe-se, ao analisar as normas internacionais, que quanto maior a solicitação sísmica, mais rigoroso deve ser o detalhamento das armaduras e o controle com relação aos materiais utilizados e dimensões mínimas de elementos.

A respeito do edifício analisado, pode-se concluir que em alguns locais do Brasil que apresentam maior sismicidade, como o Acre, por exemplo, é necessário um detalhamento mais rigoroso, principalmente nas regiões de nós viga-pilar.

A segunda análise desenvolvida permite concluir que há uma diferença com relação aos esforços internos nos elementos, já que há um aumento da ação sísmica. Gerando, portanto, utilização de maior quantidade de aço para resistir. Além do aço, também é necessário o aumento da rigidez dos elementos, aumentando suas dimensões, tanto para vigas quando para pilares. Percebe-se também que, a diferença não é muito elevada ao mudar da classe de ductilidade

intermediária para a elevada, segundo o Eurocode 8 (2010), porém no caso da ACI 318-11, a diferença é mais significativa.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Destaca-se que nesta monografia foram apenas considerados pórticos de concreto armado utilizando os elementos mais usuais (pilares, vigas e lajes). Uma outra análise pode ser feita considerando elementos como pilares-parede, também contemplados na Tabela 3.3.

No desenvolvimento das análises utilizou-se apenas do método de análise espectral para o cálculo da influência das ações sísmicas nas estruturas. Outra abordagem pode ser feita considerando o método de análise sísmica com histórico de acelerações no tempo.

Por fim, sugere-se a abordagem do evento sísmico focando na região nordeste, mais especificamente na região da cidade de João Câmara/RN, por ser uma cidade que apresenta ocasionalmente eventos desta natureza provocando danos à população.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). (2011). **Building code requirements for structural concrete, ACI 318-11 and ACI 318-11R**, ACI, Farmington Hills, Mich.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (ASCE) – **Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities**. Second Edition 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421:2006 – **Projeto de estrutura resistentes a sismos - procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – **Projeto de estrutura de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASTM – American Society for Testing Materials. **ASTM A 706 – 01 – Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement**. Em: Annual Book of ASTM Standards.

CÁNOVAS, M.F. **Mejora de la ductilidad de los hormigones de alta resistência mediante su refuerzo com fibras de acero**. In: Simpósio Ibero-Americano “O Betão nas Estruturas”, 2005, Coimbra, Portugal. Anais. Coimbra: SIABE05, 2005.

CARRAZEDO, Ricardo. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. 2002. 208 p. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CYPE INGENIEROS, S.A. **CypeCad versão 2016.k**, Lisboa, 2016.

DANTAS, Raul Omar de Oliveira. **Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes**. 2013. 226 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, STANDARD EN 1992-1-1:2010. **Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.** Portugal, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, STANDARD EN 1998-1-1:2010. **Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.** Portugal, 2010.

FALCONI R. A.. **Espectros Sísmicos de Riesgo Uniforme para Verificar Desempeño Estructural en Países Latinoamericanos.** XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina, 2003.

FEMA 454, 2006, **Risk Management Series – Designing for Earthquakes – A Manual for Architects,** Washington, DC.

FIB STRUCTURAL CONCRETE. **Textbook on behaviour, design and performance.** Update knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Committee Euro-International du Beton. v.1. 1999.

GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. **Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sismo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil.** Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

GUERRANTE, Iporan de Figueiredo. **Confinamento em pilares de concreto de elevado desempenho por armadura transversal.** 2006. 195 p. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação de Engenharia Civil, Niterói, 2006.

HANAI, J.B.; TAKEUTI, A.R.; CARRAZEDO, R. **Efeito do confinamento do concreto na capacidade resistente e na ductilidade de pilares.** Revista Concreto, São Paulo: IBRACON, n.37, p.54-62, Dez./Fev., 2005.

LIMA, Carlos César Uchôa de. **O neotectonismo na costa do Sudeste e do Nordeste brasileiro.** 2000. 91-105 p.

MATOS, Adriano Tamanini de; SILVA, Daniella Vieira da; LEAL, Elias Rodrigues; NAKAZATO, Rafael Yukio. **Procedimentos teóricos para análise sísmica em**

edificações. 2011. 133 p. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2011.

NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM. **Comparison of U.S. and Chilean Building Code Requirements and Seismic Design Practice 1985–2010.** Gaithersburg, 2012. 110 p.

PAIVA NETO, José Brandão de. **Avaliação da resposta sísmica de edifícios de concreto segundo métodos preconizados pela ABNT NBR 15421.** 2015. 92 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2015.

PARISENTI, Ronaldo. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos.** 219 f. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2011.

PAULAY, Thomas; PRIESTLEY, Michael John Nigel. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.** San Diego: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 744 p.

PEÑA, L. A. P.; CARVALHO, G. N. D. de. **Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 8, Nº 6, 2015, 14 p.

SANTOS, Sérgio Hampshire de Carvalho. **Aplicação dos modelos de biela-tirante ao projeto de estruturas sismo-resistentes.** Rio de Janeiro, 1992. 283 p.

SANTOS, Sérgio Hampshire de Carvalho; SOUZA LIMA, Silvio de. **Estimativa do Impacto no Projeto de Edificações da Proposta de Norma Brasileira de Sismos.** Rio de Janeiro: Ibracon, 2006. 16 p.

TALWANI, Pradeep (Org.). **Intraplate earthquakes.** Nova York: Cambridge University Press, 2014.