



UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII – ARARUNA
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL

JULIO DIAS

**UMA ANÁLISE DO MÉTODO IFBD PARA DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS**

ARARUNA – PB

2021

JULIO DIAS

**UMA ANÁLISE DO MÉTODO IFBD PARA DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Estadual da
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Anderson Viana do
Nascimento.

ARARUNA – PB

2021

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

D541u Dias, Julio.

Uma análise do método ifbd para dimensionamento sísmico de estruturas metálicas [manuscrito] / Julio Dias. - 2021.

64 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2021.

"Orientação : Prof. Me. Anderson Viana do Nascimento, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Engenharia estrutural. 2. Análise estrutural. 3. Estrutura metálica. I. Título

21. ed. CDD 624.1

JULIO DIAS

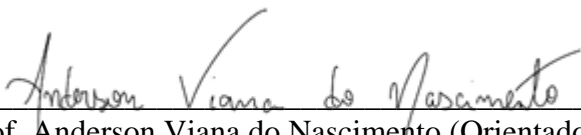
UMA ANÁLISE DO MÉTODO IFBD PARA DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE
ESTRUTURAS METÁLICAS

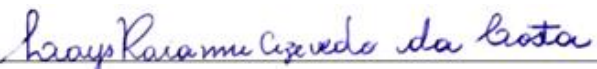
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Estadual da
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

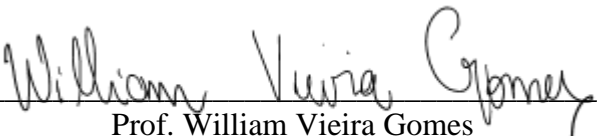
Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 15 / 10 / 2021.

BANCA EXAMINADORA


Prof. Anderson Viana do Nascimento (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Profa. Lays Raianne Azevedo da Costa
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Prof. William Vieira Gomes
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Aos meus pais, família, amigos e meu País
Timor-Leste, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, pela minha vida, e por me permitir ultrapassar todos os obstáculos encontrados durante todos os meus anos de estudos e da realização deste trabalho.

Aos meus pais, António Dias e Sofia da Conceição, por todo o amor, carinho, dedicação, zelo e ensinamentos transmitidos ao longo de toda a minha vida. Por proporcionarem todas as condições para que eu pudesse me tornar quem sou e alcançar os meus objetivos.

Aos meus irmãos, minha irmã e minha namorada pela amizade e companheirismo, sendo meu grande incentivo para que sempre busque ser o melhor exemplo em quem se espelhar.

Ao meu governo de Timor-Leste por me oferecer essa bolsa de estudo para que eu pudesse estudar no Brasil. E ao governo de Brasil, por ter essa cooperação bilateral com meu país, de me oferecer uma vaga na Universidade Estadual da Paraíba.

Agradeço ao meu orientador Prof. Me. Anderson Viana do Nascimento, por aceitar conduzir o meu trabalho e pelas valiosas contribuições dadas durante todo o processo.

Aos integrantes da banca examinadora, Prof. William Vieira Gomes e Profa. Lays Raianne Azevedo da Costa, por aceitarem o convite de avaliar este trabalho com interesse e disposição.

À Universidade Estadual da Paraíba (UEPB) do curso da Engenharia Civil e todos os seus professores que sempre proporcionaram um ensino de alta qualidade.

Aos amigos e colegas de faculdade, pelos conhecimentos partilhados ao longo destes anos de estudo, por toda a ajuda, disponibilidade e pelo incansável apoio que me deram.

Aos amigos bolsheiros timorenses que estão no Brasil, pelo acompanhamento, força e motivação que me deram ao longo nossa convivência.

E, por fim, a todos que não foram citados, mas que contribuíram para minha formação pessoal e profissional e no desenvolvimento deste trabalho.

“Pessoas vencedoras não são aquelas que nunca falham, são aquelas que apesar de todos os erros nunca desistem.”

(Alberto de Almeida Silva)

RESUMO

Dentro da engenharia estrutural, o estudo de dimensionamento sísmico é importante para garantir uma estrutura cada vez mais rígida, com objetivo a evitar um colapso ou danos estruturais que podem causar a perda de vidas. Neste trabalho são discutidos dois métodos para o dimensionamento sísmico de estruturas metálicas de ligações rígida por um pórtico, a saber, o método previsto no Eurocódigo 8 e o método de *Improved Force Based-Design* (IFBD) recentemente proposto por Castro, Villani e Elghazouli (2009). Após uma breve descrição dos trabalhos científicos publicados neste campo, este trabalho enfoca o projeto de três configurações estruturais: dois andares, quatro andares e seis andares, que são afetadas por várias intensidades sísmicas ($a_g = 0,15g$, $a_g = 0,3g$ e $a_g = 0,5g$). Além de comparar as soluções obtidas no projeto, também são feitas comparações ao nível do aço associado a cada solução. A simplicidade da estrutura considerada permite compreender os principais fenômenos que conduziram aos resultados obtidos e entender as razões das limitações associadas ao método proposto no Código Europeu 8.

Palavras-Chave: Estruturas Metálicas. sismos. Eurocódigo 8. *Improved Force Based-Design*.

ABSTRACT

Within structural engineering, the seismic design study is important to ensure an increasingly rigid structure, in order to avoid collapse or structural damage that can cause loss of life. In this work, two methods for the seismic design of steel structures with rigid connections by a frame are discussed, namely, the method foreseen in Eurocode 8 and the Improved Force Based-Design (IFBD) method recently proposed by Castro, Villani and Elghazouli (2009). After a brief description of the scientific works published in this field, this work focuses on the design of three structural configurations: two floors, four floors and six floors, which are affected by various seismic intensities ($a_g = 0.15g$, $a_g = 0.3g$ and $a_g = 0.5g$). In addition to comparing the solutions obtained in the project, comparisons are also made at the level of steel associated with each solution. The simplicity of the considered structure allows us to understand the main phenomena that led to the results obtained and to understand the reasons for the limitations associated with the method proposed in the European Code 8.

Keywords: Metallic structures. earthquake. Eurocode 8. Improved Force Based-Design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Espectro de resposta elástica -----	21
Figura 2 - Curva da resposta lateral -----	22
Figura 3 - Mecanismo Soft Storey VS Deformação plástica distribuída -----	26
Figura 4 - Estrutura em 3D de 2 pisos-----	32
Figura 5 - Estrutura em 3D de 4 pisos-----	32
Figura 6 - Estrutura em 3D de 6 pisos-----	33
Figura 7 - Plantabaixa do sistema da estrutura-----	33
Figura 8 – Configuração estrutural de 2 pisos-----	34
Figura 9 - Configuração estrutural de 4 pisos -----	34
Figura 10 - Configuração estrutural de 6 pisos-----	35
Figura 11 - Distribuições das cargas ao nível de uma viga de um Pórtico -----	36

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Gama de coeficiente de comportamento previstos no EC8-----	25
Quadro 2 - Classe da secção e coeficiente de comportamento-----	27
Quadro 3 - uma comparação das etapas de cálculo de IFB e Eurocódigo 8-----	29
Quadro 4 - As estruturas consideradas para o estudo de caso-----	31

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura -----	26
Tabela 2 - Cargas Verticais consideradas no dimensionamento -----	35
Tabela 3 – Cargas do dimensionamento -----	36
Tabela 4 - Forças axiais nas estruturas de 2 Pisos devido carga vertical -----	39
Tabela 5 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 2 pisos-----	39
Tabela 6 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas -----	39
Tabela 7 - Resumo das soluções EC8 (q=6,5) para 2 pisos -----	40
Tabela 8 - Resumo das soluções EC8 (q=4) para 2 pisos-----	41
Tabela 9 - Resumo da solução IFBD para 2 pisos -----	41
Tabela 10 - Forças axiais nas estruturas de 4 Pisos devido carga vertical -----	42
Tabela 11 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 4 pisos -----	42
Tabela 12 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas -----	42
Tabela 13 - Resumo das soluções EC8 (q=6,5) para 4 pisos -----	43
Tabela 14 - Resumo das soluções EC8 (q=4) para 4 pisos -----	44
Tabela 15 - Resumo da solução IFBD para 4 pisos-----	44
Tabela 16 - Forças axiais nas estruturas de 4 Pisos devido carga vertical-----	45
Tabela 17 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 4 pisos -----	45
Tabela 18 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas -----	45
Tabela 19 - Resumo das soluções EC8 (q=6,5) para 6 pisos -----	46
Tabela 20 - Resumo das soluções EC8 (q=4) para 6 pisos -----	47
Tabela 21 - Resumo das soluções IFBD para 6 pisos -----	48
Tabela 22 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,15g$ -----	49
Tabela 23 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,3g$ -----	49
Tabela 24 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,5g$ -----	49
Tabela 25 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,15g$ -----	50
Tabela 26 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,3g$ -----	50
Tabela 27 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,5g$ -----	51
Tabela 28 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,15g$ -----	51
Tabela 29 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,3g$ -----	52

Tabela 30 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,5g$ -----	52
Tabela 31 - Comparação dos pesos das estruturas de 2 Pisos -----	53
Tabela 32 - Comparação dos pesos das estruturas de 4 Pisos -----	53
Tabela 33 - Comparação dos pesos das estruturas de 6 Pisos -----	54

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CEN	Comité Europeu de Normalização
IFBD	<i>Improved Based-Force Design</i>
EC8	Eurocódigo 8
DCL	<i>Ductility Class Low</i>
DCM	<i>Ductility Class Medium</i>
DCH	<i>Ductility Class High</i>
MRF	<i>Moment Resisting Frames</i> , Pórticos metálicos de ligações rígidas viga-coluna
SCWB	<i>Column Weak Beam</i>
ELD	Estado Limite de Danos
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite Serviço
PGA	<i>Peak Groun Acceleration</i>
CI	<i>Clause</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

q	Coeficiente de comportamento
a_g	Valor de cálculo da aceleração em rocha
T_B	Limite inferior do torço de aceleração constante
T_C	Limite superior do torço de aceleração constante
T_D	Valor que define o torço de deslocamento constante
M_{ed}	Valor de cálculo do momento fletor resultante da análise na situação de projeto sísmica
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente de um elemento
N_{ed}	Valor de cálculo do esforço axial resultante da análise na situação de projeto sísmica
$N_{ed,G}$	Esforço axial devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmica
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo da resistência plástica à tração da secção transversal bruta de um elemento de acordo com a EN 1993-1-1:2004
V_{ed}	Valor de cálculo do esforço transversal resultante da análise na situação de projeto sísmica
$V_{ed,G}$	Esforço transversal devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de projeto sísmica
α_1	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
α_u	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
γ_M	Coeficiente parcial de uma propriedade do material
γ_{ov}	Coeficiente de sobrerresistência do material
Ω	Fator multiplicativo do esforço axial $N_{Ed,E}$ resultante da análise e devido à ação sísmica de cálculo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Objetivo geral	17
1.2	Objetivos específicos	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1	Atividades Sísmicas sobre as Estrutura	18
2.2	Eurocódigo 8	18
2.2.1	<i>Descrição</i>	18
2.2.2	CrITÉrios de Concepção estrutural do Projeto	19
2.2.3	Ação Sísmica	20
2.2.4	Considerações do Comportamento Dissipativo	21
2.2.5	<i>Verificação de Segurança</i>	23
2.2.6	<i>Regras específicas para estrutura metálicas</i>	25
2.3	Improved Force-Based Design (IFBD)	28
3	METODOLOGIA	31
3.1	Casos Estudados	31
3.1.1	<i>Caso de 2 pisos</i>	31
3.1.2	<i>Caso de 4 pisos</i>	32
3.1.3	<i>Caso de 6 pisos</i>	32
3.2	Dimensionamento	33
3.2.1	<i>Configurações das estruturas</i>	33
3.2.2	<i>As cargas verticais</i>	35
3.2.3	<i>Ação sísmica e metodologia de análise estrutural</i>	37
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	39
4.1	Dimensionamento das estruturas de 2 Pisos	39
4.1.1	<i>Cálculo das cargas verticais</i>	39
4.1.2	<i>Cálculo do sismo</i>	40

4.2	Dimensionamento das estruturas de 4 Pisos-----	42
4.2.1	<i>Cálculo das cargas verticais</i> -----	42
4.2.2	<i>Cálculo do sismo</i> -----	42
4.3	Dimensionamento das estruturas de 6 Pisos-----	45
4.3.1	<i>Cálculo das cargas verticais</i> -----	45
4.3.2	<i>Cálculo do sismo</i> -----	45
4.4	Comparações das soluções -----	48
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS -----	55
	REFERÊNCIAS-----	56
	APÊNDICE A – Coeficiente de sensibilidade -----	57
	APÊNDICE B – Verificação de pilares -----	61

1 INTRODUÇÃO

O homem está constantemente buscando estudar o meio em que vive, a fim de garantir mais conforto e segurança para si. A engenharia é uma importante aliada nesse desenvolvimento. A engenharia civil, em particular, é responsável por fornecer as técnicas necessárias para garantir-se construções seguras e eficientes, além de ser a responsável pelo desenvolvimento de novas tecnologias para a área.

Dentro da engenharia civil, a engenharia estrutural é o ramo especializado nos projetos e cálculos das estruturas das construções. É neste ramo que são determinadas as técnicas para avaliação das solicitações atuantes, avaliação dos esforços internos consequentes, dimensionamento dos elementos estruturais e detalhamento deles. A avaliação das solicitações contempla tanto os efeitos estáticos quanto os efeitos dinâmicos, contudo, por vezes, para simplificação dos projetos e devido à complexidade, os efeitos dinâmicos não incorporados. E dentro das ações dinâmicas que podem ocorrer em construções, pode-se citar os sismos.

Em regiões susceptíveis a sismos com magnitudes de média à elevada, tais ações podem causar danos às estruturas ou, até mesmo, levar ao colapso. Devido a isso, nas últimas décadas, o estudo dos efeitos dos sismos nas estruturas tem ganhado atenção (CASTRO, VILLANI E ELGHAZOULI, 2009; GUIMARÃES, 2010; PERES E CASTRO, 2010; CRUZ, 2015). Como exemplo, pode-se citar os casos de Northridge (Califórnia) em 1994 (BAHIANA, 1994) e de Kobe (Japão) em 1995 (FOLHA DE S.PAULO, 1995), em que, além de 2.6253 feridos e 5.002 mortos, tiveram diversas estruturas com os danos provocados por sismos, e, por consequência, incentivaram o estudo mais profundo para evitar o mesmo efeito no futuro.

A preocupação não é apenas o critério de colapso estrutural, mas também o controle do nível de dano para diferentes níveis de intensidade sísmica, por isso, perante um contexto em que a vida humana pode ser colocada em risco, o critério de não-colapso deixa de ser o único propósito do dimensionamento sísmico (GUIMARÃES, 2010).

O presente trabalho por objetivo contribuir com o tema. O mesmo contém cinco capítulos, referências bibliográficas e anexos. No primeiro capítulo traz-se uma introdução sobre problemas específicos ao dimensionamento sísmico, a sua evolução e sobre a importância da consideração da ação sísmica no projeto das estruturas e as consequências que podem ocorrer do incorreto dimensionamento sísmico. São também apresentados os objetivos do trabalho e a forma de os atingir.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre as regras do dimensionamento utilizando a norma de Eurocódigo 8 (CEN, 2004) e nova metodologia

Improved Based-Force Design (IFBD) (CASTRO, VILLANI E ELGHAZOULI, 2009). No terceiro capítulo mostra-se a metodologia do trabalho, as literaturas e as normas utilizadas.

No resultado e discussão apresenta-se o dimensionamento sísmico e a sua aplicação nas estruturas metálicas de ligações rígidas, onde são dimensionadas em vários pisos de estruturas metálicas com a metodologia Eurocódigo 8 e o IFBD, compara-se ao obter uma solução adequado em nível da quantidade do aço e os custos associados aos materiais utilizados na execução da estrutura.

No último capítulo apresenta-se uma conclusão do resultado e destaca-se algumas dificuldades encontradas. Apresenta-se também as recomendações para trabalho futuro no dimensionamento sísmico da estrutura metálica.

1.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo de estudar o dimensionamento sísmico nas estruturas metálicas, utilizando a nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos designada de IFBD que é comparada à metodologia proposta no Eurocódigo 8.

1.2 Objetivos específicos

- Realizar um dimensionamento sísmico de uma estrutura metálicas com diferentes números de pisos e variando o nível de intensidade sísmica utilizando o método IFBD;
- Realizar o mesmo dimensionamento anterior com o método Eurocodigo 8;
- Comparar o nível das quantidades de aço correspondentes a cada uma das soluções obtidas, permitindo assim a realização de uma análise relativa aos custos associados à execução de estruturas metálicas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Atividades Sísmicas sobre as estruturas

As ondas sísmicas ocorrem quando há choque entre as placas tectônicas, causando uma ruptura de uma falha geológica no interior da terra, que provoca uma liberação de energia acumulada, e se propagam em todas as direções provocando uma vibração do solo com deslocamento rápido, tal vibração é capaz de induzir o colapso da estrutura. Este tipo de manifestações num dado local depende essencialmente da magnitude de um sismo, do tipo de ruptura na falha e da distância à falha, bem como da capacidade de propagação no solo das ondas sísmicas, uma vez que os solos moles tendem a amplificar as ondas de maiores períodos (GUEDES, 2011 E LOPES, 2008).

O principal critério de concepção estrutural sujeita à ação sísmica é a simplicidade estrutural. O objetivo é garantir que o edifício seja configurado com formas simples e regulares que conduzam à uniformidade e simetria. A distribuição de massa deve ser uniforme, tanto no plano horizontal como em altura, e devem ser o mais simétricas possíveis nas suas direções ortogonais. Este tipo de configuração conduz à redução de efeitos torcionais que podem ser bastante prejudiciais na resposta sísmica da estrutura (GUEDES, 2011 E LOPES, 2008).

Segundo Guedes (2011), o tipo de resposta da estrutura a um terremoto depende da intensidade do terremoto e da proximidade da frequência sísmica da frequência fundamental da própria estrutura. Em frequências mais baixas ou mais altas do que frequência natural da estrutura, os edifícios tendem a se mover com o solo, reduzindo assim a deformação da própria estrutura. Porém, quando uma das frequências sísmicas está próxima de uma das frequências naturais da estrutura, seu impacto na estrutura é amplificado e entra em estado de ressonância. Esta é a situação mais grave, o que significa uma grande capacidade de deformação e pode levar a efeitos catastróficos.

2.2 Eurocódigo 8

2.2.1 Descrição

A regulamentação europeia tem por objetivo principal, no âmbito do dimensionamento sísmico, a prevenção do colapso, a proteção da vida das pessoas e a limitação de danos nas estruturas. Para isso, as normas de dimensionamento asseguram que as estruturas tenham rigidez e resistência lateral suficientes para resistir aos sismos. A categoria do edifício é preponderante, do ponto de vista do regulamento, para a determinação do nível de proteção que

se quer impor ao edifício, por outro lado, o nível de intensidade sísmica varia dependendo da importância relativa do local, em termos de intensidade sísmica.

Assim, para atingir esses objetivos, o EC8 define dois parâmetros que devem ser verificados em todos os projetos, sendo eles o critério de não colapso definido pela ação de um terremoto com 10% de probabilidade de ser ultrapassado em 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos, e o requisito de limitação de danos leva em consideração uma probabilidade de 10% de excedê-lo em 10 anos, ou seja, um período de retorno de cerca de 95 anos.

Nestas circunstâncias, a estrutura deve garantir a segurança dos seus ocupantes sem apresentar qualquer sinal de mecanismo de colapso global ou parcial e os deslocamentos devem ser reduzidos, de forma que, numa eventual intervenção, esta tenha custo relativamente baixo. Logo, para verificar os critérios descritos é necessário verificar a segurança dos elementos estruturais e o nível de deformação lateral entre pisos (*drifts*).

2.2.2 Critérios de Concepção Estrutural do projeto

A norma Eurocódigo 8 apresenta os seguintes princípios fundamentais da concepção do projeto de estruturas:

- Simplicidade estrutural, transmissão de forças através de trajetórias claras e diretas;
- Uniformidade, simetria e redundância, distribuição regular dos elementos estruturais em planta e uniformidade da estrutura em altura;
- Resistência e rigidez bidirecionais, dispor os elementos estruturais de forma a que a estrutura resista a ações horizontais em qualquer direção pois o movimento sísmico é um fenômeno bidirecional;
- Limitar o desenvolvimento de movimentos de torção que conduzam a esforços não uniformes;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos, assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que estes sistemas atuem em conjunto na resistência a essas forças;
- Existência de uma fundação adequada para assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo e, como é óbvio, sempre que possível deve-se fundar a estrutura no mesmo tipo de solo, utilizar o mesmo tipo de fundação e introduzir juntas para separar corpos com diferentes fundações.

Para obter maior confiabilidade na previsão do comportamento sísmico, é necessária uma transmissão curta e direta da força sísmica, evitando áreas com alta concentração de trabalho que podem causar colapso prematuro e áreas com alta exigência de ductilidade. A rigidez também deve ser escolhida para minimizar o efeito da ação (dano de controle) e limitar o desenvolvimento de deslocamento excessivo (efeito P- Δ).

2.2.3 Ação Sísmica

Dois tipos de efeitos sísmicos são definidos, sismo próximo (magnitude moderada, distância focal pequena) e sismo afastado (magnitude grande, distância focal maior). Segundo o EC8 item 3.2.2.2, para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, é definido pela equação 1 até 4:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1) \right] \quad (\text{Eq. 1})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \quad (\text{Eq. 2})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{Eq. 3})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico de aceleração;

a_g é o valor do cálculo de aceleração no terreno tipo A ($a_g = \gamma_I * 0,3 * g$); $\gamma_I = 1,0$ para as estruturas dimensionadas;

T é o período da vibração do sistema linear com um grau de liberdade;

T_B é o limite inferior do torço da aceleração;

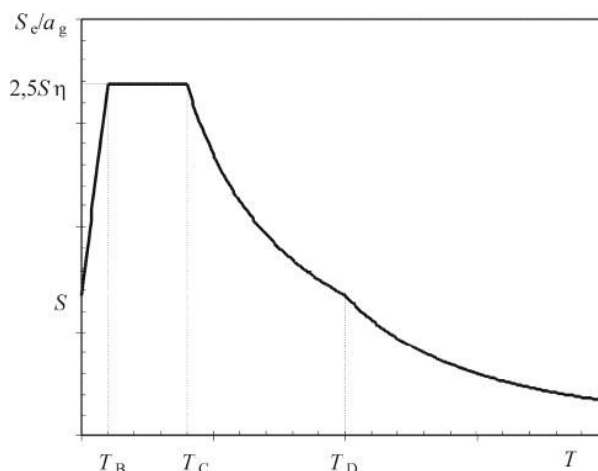
T_C é o limite superior do torço de aceleração constante;

T_D é o valor que define o torço de deslocamento constante;

S é o fator do solo;

η é o fator da correção de amortecimento.

A Figura 1 mostra que a ação sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos da aceleração que representam a componente horizontal do movimento do solo.

Figura 1- Espectro de resposta elástico

Fonte: Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

2.2.4 Considerações do Comportamento Dissipativo

Segundo Guimarães (2010) por razões econômicas, não faz sentido dimensionar a estrutura para fazê-la responder elasticamente à agitação de projeto, então admite-se que o nível de redução é representado pelo coeficiente de comportamento (q) como apresentado na equação 5. Esse coeficiente representa a ductilidade global do sistema, ou seja, a energia dissipada pelo sistema por meio da deformação plástica. Portanto, é uma aproximação da capacidade estrutural geral, e é fácil entender que essa capacidade depende de vários fatores, incluindo: o vão em consideração, a carga em consideração, o tipo de perfil utilizado, o sistema estrutural, etc.

No EC8, o coeficiente de comportamento é em função do material, tipo de sistema estrutural e nível de ductilidade estrutural. Os regulamentos europeus definem três níveis de ductilidade: baixo (DCL), médio (DCM) e alto (DCH), e estabelecem níveis de verificação e detalhamento de acordo com cada nível. Por exemplo, para estruturas de metal com conexões rígidas, EC8 impõe restrições de esbeltez da seção transversal com base no nível de ductilidade da estrutura.

Apesar da sua natureza experimental, o coeficiente é determinado fisicamente com base na curva de resposta lateral da estrutura, que é definida pelo seu corte basal (V_b) e pelo deslocamento horizontal do último piso (d) como definido na equação 5.

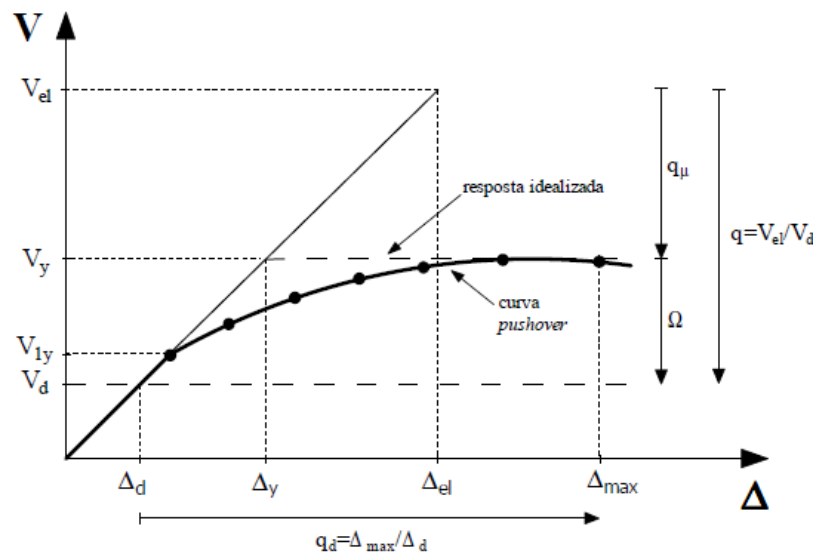
$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = q_\mu \times \Omega \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

q_μ está relacionado ao nível de dissipação de energia, relacionado à estrutura. Portanto, estamos falando de componentes que representam a ductilidade estrutural.

Ω é um fator que representa a sobrerresistência do sistema, incluindo fatores como redistribuição de plástico (definida pelo quociente α/α_1 em EC8), a diferença entre a resistência real do material e a resistência calculada, e o efeito de endurecimento.

Figura 2 - Curva da resposta lateral



Fonte: Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

A figura 2 mostra o deslocamento máximo da estrutura em regime não-linear e seu fator de ampliação do deslocamento (q_d) quando submetida ao valor de corte basal do dimensionamento (V_d). Segundo a EC8, para estruturas cujo período básico de vibração seja igual ou superior a T_c (0,5 s), o coeficiente deve assumir o valor do coeficiente de comportamento. Esta simplificação é baseada na regra da equação do deslocamento, que determina que o deslocamento máximo (Δ_{max}) da estrutura em regime não-linear é consistente com o deslocamento esperado quando a estrutura responde em regime linear elástica (Δ_{el}).

Uma das consequências do uso de coeficientes de comportamento no projeto sísmico de estruturas de aço rigidamente conectadas aparece em primeiro lugar na verificação do efeito de segunda ordem ou P-Δ. Apesar da flexibilidade desse tipo de estrutura, esse fator ganha relevância adicional, pois o método de quantificação do efeito de segunda ordem é feito utilizando o coeficiente de estabilidade θ de cada andar da equação 6, que é proporcional ao coeficiente de comportamento da equação 5:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} * \Delta_{el} * q}{V_{tot,i,el} * h_i} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde:

$P_{tot,i}$ é a carga vertical total instalada nos pilares do andar i em análise;

Δ_{el} é o deslocamento elástico entre pisos do andar i ;

$V_{tot,i,el}$ é o esforço de corte horizontal instalado no andar;

h_i é a altura do andar.

Esse método de avaliação dos efeitos P- Δ não é mutuamente acordado, e se esse método efetivamente representa a melhor forma de quantificar o impacto desses efeitos é controverso (PERES E CASTRO, 2010). Portanto, pode-se dizer que a escolha do coeficiente de comportamento desempenha um papel muito importante na definição da estrutura. A escolha de um valor alto de q levará inevitavelmente a um valor alto de θ , que por sua vez levará à rigidez do sistema estrutural (GUIMARÃES, 2010).

A verificação do *drift* entre pisos é avaliada de acordo com a regra da igualdade de deslocamento ($q_d = q$), o que significa que o coeficiente de comportamento adotado pela EC8 é utilizado para reduzir a força elástica (V_{el}) com base no cálculo das características dinâmicas da solução obtida através do dimensionamento das cargas verticais, por outro lado, é utilizada para ampliar o deslocamento do piso obtido a partir do cálculo elástico.

Devido à definição da ação sísmica e à caracterização da (não) regularidade geométrica, os projetistas devem verificar o uso dos métodos de análise simplificados fornecidos no EC8. O método de força horizontal equivalente é reconhecido e uma das análises previstas no EC8, desde que haja uma simetria geométrica (altura/planta) e distribuição de rigidez.

2.2.5 Verificações de Segurança

Resistência e deformação são os dois grupos básicos na inspeção de segurança. Partindo da regra de resistência, este estudo adota a verificação quantificada de Ω_{min} atualizada por Elghazouli (2007) para aplicá-la na verificação de elementos estruturais que devem continuar a ser deslocados elasticamente.

$$N_{ed} = N_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times N_{ed,E} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$M_{ed} = M_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times M_{ed,E} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times V_{ed,E} \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

$N_{ed,G}$; M_{ed} ; $G V_{ed,G}$ são os esforços devidos às ações não sísmicas na combinação quase permanente (G+0.3Q);

$N_{ed,E}$; $M_{ed,E}$; $V_{ed,E}$ são os esforços resultantes da ação sísmica;

γ_{ov} em 1,1 é um fator de aumento considerando que a resistência real do aço é superior ao valor considerado, por outro lado, considerando o efeito do endurecimento do aço, o valor hipotético é 1,25 e o valor global é 1,375;

Ω_{min} é o fator de sobre-resistência é considerado no EC8 para pórticos de ligações rígidas como o mínimo em todas as zonas dissipativas como definido na equação 10:

$$\Omega_{min} = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{ED,i}} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

$M_{pl,Rd,i}$ é o momento da capacidade plástica;

$M_{ED,i}$ é o momento de projeto na viga “i”.

A verificação das vigas é apresentada nas expressões das equações 11, 12 e 13 segundo EC8:

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (\text{Eq. 11})$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (\text{Eq. 12})$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{Eq. 13})$$

A necessidade de a verificação do critério para a zona de ligação pilar-viga é importante para evitar a formação de rótulas em pilares (*soft-storey*), e que é definido na equação 14.

$$\frac{\Sigma M_{ci}}{\Sigma M_{bi}} \geq 1.3 \quad (\text{Eq. 14})$$

Em que,

M_{ci} : o momento resistente dos pilares e

M_{bi} : o momento resistente das vigas.

Para inspeção de deformação, devemos garantir que o fator de estabilidade (θ) de cada piso seja inferior a 0,1 para evitar o aumento da força sísmica. Por outro lado, devemos garantir que a deriva (*drift*) entre pisos não exceda 0,75% da altura do piso.

2.2.6 Regras Específicas Para Estruturas Metálicas

Este subitem apresenta as regras básicas relacionadas à estrutura metálica com ligação rígida (MRF) especificadas no EC8. Neste caso, as zonas dissipativas deverão localizar-se principalmente nas rótulas plásticas das vigas ou das ligações viga-coluna para que a energia seja dissipada por flexão cíclica. As zonas dissipativas poderão estar também localizadas nos pilares: na base do pórtico, no topo das colunas do piso superior dos edifícios com vários pisos, no topo e na base das colunas dos edifícios de um só piso nos quais N_{Ed} nos pilares satisfaça a condição: $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$.

Conforme mencionado acima, a redução do corte basal elástico (V_{el}) por meio do coeficiente de comportamento (q) tem sido amplamente aceita. Além disso, se aplicado corretamente, esse método pode controlar o nível de deformação plástica, controlando assim os danos à estrutura causados por um determinado terremoto. No Capítulo 6 do EC8, uma gama de valores de coeficiente de comportamento é estabelecida para diferentes níveis de ductilidade estrutural, DCL, DCM ou DCH (Quadro 1).

Quadro 1- Gama de coeficiente de comportamento previstos no EC8

Conceito de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Gama de valores de referencia para coeficiente de comportamento (q)
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCM (Media)	≤ 4 e limitado pela Tabela 2
	DCH (Alta)	Limitado pela Tabela 2

Fonte: Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

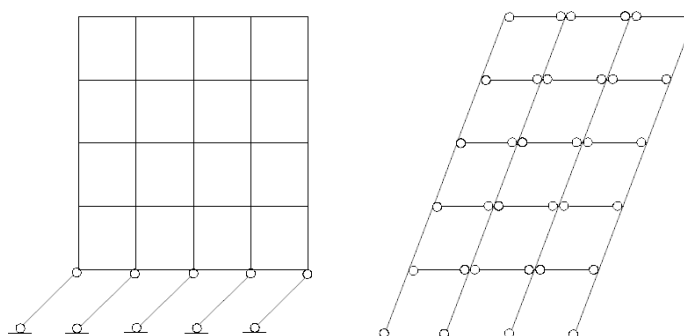
A Tabela 1 apresenta os valores de referência dos coeficientes de comportamento de pórticos com ligações rígidas e contraventados previstos na EC8.

Tabela 1 - Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5a_u/a_1$
b) Pórtico com contraventamentos centrados:		
• Contraventamentos diagonais	4	4
• Contraventamentos em V	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5a_u/a_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2a_u/a_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4a_u/a_1$
g) Pórticos simples com enchimentos:		
• Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
• Enchimentos de betão armado ligados	Ver a secção 7	
• Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5a_u/a_1$

Fonte: Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

O conceito de dimensionamento de capacidade (*capacity design*) está relacionado à consideração do comportamento dissipativo da estrutura. Com base no controle da posição das rótulas plásticas, a deformação plástica garante um mecanismo de colapso estável sob o estado limite. O princípio do *Strong Column Weak Beam* (SCWB) visa reparar as deformações plásticas em elementos estruturais para evitar a formação de mecanismos de ruptura instáveis, como no caso das camadas moles (*soft storey*) mostrando na Figura 3.

Figura 3 – Mecanismo Soft Storey VS Deformação plástica distribuída

Fonte: Guimarães (2010)

Com este conceito, para estruturas metálicas rigidamente conectadas, uma zona dissipativa deve aparecer na extremidade da viga ou na base da coluna da ligação viga a coluna, a fim de obter um mecanismo de colapso estável. O EC8 enfatiza que para esforços para formar rótulas nas extremidades das vigas, todas as seções devem ser verificadas para que nenhuma

rótula de plástico seja formada na coluna. Esta verificação é garantida aplicando o *capacity design* discutido acima e aplicando um fator de sobredimensionamento (Ω).

Da tabela 1, pode-se concluir que nos pórticos de ligações rígidas, um valor maior do coeficiente de comportamento pode ser usado, portanto, espera-se que o sistema seja um sistema muito dúctil. O índice α_u/α_1 reflete a capacidade de redistribuição do sistema.

Porém, deve-se observar que isso não significa que o pórtico rigidamente conectado seja o melhor sistema para estruturas com alta atividade sísmica, pois o coeficiente de comportamento para redução do corte basal elástica, pela regra do igual deslocamento, é também o coeficiente pelo qual são multiplicados os deslocamentos, portanto, considerando a flexibilidade de tais estruturas, perfis maiores são necessários para garantir a necessária rigidez estrutural. Como vai ser demonstrado com a nova metodologia de dimensionamento, este fato não é necessariamente inultrapassável.

O EC8 também estabelece limites no nível de categoria da seção com base nos coeficientes de comportamento adotados (Quadro 2).

Quadro 2 - Classe da secção e coeficiente de comportamento

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento (q)	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

Fonte: Eurocódigo 8 (CEN, 2004)

A verificação da seção da estrutura de conexão rígida em termos de momento, corte e força axial é realizada de acordo com as disposições da seção 6.6 do EC8. Neste caso, um papel importante é atribuído ao fator de sobre-resistência Ω , que é utilizado para verificar o pilar e a ligação, deve ter comportamento elástico e é definido conforme a equação 15:

$$\Omega = \min \left(\frac{M_{pl,rd,i}}{M_{ed,i}} \right) \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde:

$M_{pl,rd,i}$ é o momento resistente do projeto e

$M_{ed,i}$ é o momento para a combinação sísmica, na secção i.

Conforme mencionado acima, o objetivo deste conceito é formar uma rótula durante o carregamento em casos extremos, em zonas onde queremos garantir que nenhuma rótula seja

formada, realizamos esta verificação; ou seja, para garantir que a rótula seja formada apenas na viga. Portanto, basicamente aumentamos o esforço a resistir na seção do pilar por forma a garantir que este permanece em elástico. Devido à aplicação deste método, podemos obter situações que não atendem a esse objetivo, portanto, um novo método de quantificação mais preciso e eficaz surgiu nesta linha conforme expresso na equação 16, por meio da variável definida por:

$$\Omega_{min,mod} = \frac{M_{pl,Rd,i} - M_{ED,G,i}}{M_{ED,E,i}} \quad (\text{Eq. 16})$$

No item 2.2 e seus subitens foi apresentada uma revisão geral do Eurocódigo 8, identificado todos os passos necessários para que se efetue o dimensionamento sísmico na estrutura de aço.

2.3 Improved Force-Based Design (IFBD)

O IFBD foi proposto por Castro, Villani e Elghazouly (2009), o processo de ajuste de tamanho é muito semelhante ao EC8, e não mudará nenhum tipo de exigência regulatória do EC8. Permite um tamanho mais econômico porque permite que cada tipo de quadro determine o valor do coeficiente de comportamento de uma forma mais realista, ao invés de usar os coeficientes de comportamento listados nas regras.

Segundo Cruz (2015), o procedimento do IFBD também inclui a verificação e requisitos regulatórios do EC8. A diferença entre as duas metodologias está principalmente em dois pontos:

- A determinação do coeficiente de comportamento é suficiente para satisfazer o comportamento real de cada estrutura, ou seja, depende do tipo de pórtico metálico e configuração estrutural;
- A verificação dos *drifts* entre pisos, para o ELD, ser realizada antes das verificações para o ELU.

A sequência de passos mais razoável da abordagem de dimensionamento IFBD por comparação direta com os passos do EC8 é apresentado no quadro 3:

Quadro 3 – uma comparação das etapas de cálculo de IFB e Eurocódigo 8

IFBD	Eurocódigo 8
1. Seleção da solução estrutural resultante do dimensionamento para cargas verticais	1. Seleção da solução estrutural resultante do dimensionamento para cargas verticais
2. Determinação do corte basal elástico, V_E , em função do período fundamental, T_1 .	2. Seleção do coeficiente de comportamento, q , em função da tipologia e classe de ductilidade das estruturas (Tabela 2).
3. Verificação dos (<i>drifts</i>) entre pisos, para o Estado de Limitação de Danos (ELD), isto é para o sismo frequente (Cl. 4.3.3 do EC8). Este passo pode ser iterativo.	3. Determinação do corte basal de dimensionamento, V_D , em função do período fundamental, T_1 .
4. Avaliação do coeficiente de comportamento, q , obtido da relação entre o corte basal elástico do pórtico, V_{el} e o corte basal correspondente à entrada em cedência do primeiro elemento do pórtico, V_{1Y} .	4. Verificação dos efeitos geometricamente não lineares, isto é, os efeitos de 2ª ordem, a partir da avaliação do coeficiente de sensibilidade, θ . Este passo pode ser iterativo.
5. Determinação do corte basal de dimensionamento, V_D , para posterior determinação das forças/esforços e deslocamentos/deformações de cálculo	5. Verificação de segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) dos elementos estruturais dissipativos e não-dissipativos.
6. A partir da avaliação do coeficiente de sensibilidade θ , verifique o efeito não linear geométrico, ou seja, o efeito de segunda ordem. Esta etapa pode ser iterativa.	6. Determinação do corte basal elástico, V_E , em função do período fundamental, T_1 .
7. Verificação da segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) dos elementos estruturais dissipativos e não-dissipativos.	7. Verifique dos (<i>drift</i>) entre pisos, para o estado de limitação de danos (ELD), ou seja, para os sismos frequentes (Cl. 4.3.3 do EC8). Esta etapa pode ser iterativa.

Fonte: Cruz (2015)

Conforme demonstrado por Castro, Villani e Elghazouly (2009), por meio de análise elástica linear e processo iterativo, é possível estimar o coeficiente de comportamento real da estrutura, assumindo que a força básica calculada (V_d) é igual à força lateral quando o primeiro elemento da estrutura é plastificado (V_{1Y}), como mostrado na equação 17:

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad \text{Considerando } V_{1y} = V_d \quad (\text{Eq.17})$$

Onde:

V_{el} é a força basal elástica;

V_y é a resistência/capacidade lateral da estrutura, ou seja, a força lateral necessária para ocorrer a plastificação no último elemento que torna a estrutura hipostática;

V_{1y} é a força lateral aplicada/corte basal necessário para a plastificação da primeira diagonal;

V_d é a força lateral de cálculo/corte basal de dimensionamento.

Nos trabalhos de Castro, Villani e Elghazouly (2009) e Guimarães (2010), concluem que a diferença essencial entre o método IFBD e o método previsto no EC8 está relacionada à sequência de etapas e ao fato baseado na avaliação dos coeficientes de comportamento relacionados a propriedades mecânicas da estrutura analisada. A verificação da deformação é razoável como a primeira etapa porque é independente do coeficiente de comportamento (pois $q_d = q$) e em muitos casos é um fator de condição para a definição da seção transversal final.

O método aqui proposto visa refletir a necessidade de controlar a rigidez inicial da estrutura na fase inicial do projeto, no caso de uma estrutura metálica rigidamente conectada. Este parâmetro está diretamente relacionado ao nível de resistência lateral da estrutura e afeta de forma decisiva a gama de valores a ser adotada no coeficiente de comportamento (Castro, Villani e Elghazouly, 2009 e Guimarães, 2010).

Guimarães (2010) faz uma comparação, o método de dimensionamento baseado em forças melhorado (Improved Force-Based Design) pode completar os principais problemas encontrados no dimensionamento proposto pelo EC8, e propôs um método consistente para determinação dos coeficientes de comportamento, que inevitavelmente produzirá soluções mais adequadas e econômicas.

3 METODOLOGIA

Com base nas literaturas e as normas de eurocódigos, foi realizado o dimensionamento de cargas verticais e o dimensionamento sísmico para dois métodos diferentes, variando os pisos e nível de intensidade sísmica. Os cálculos foram realizados manualmente e no Excel, e, em seguida, foi feita uma análise de esforços normais, cortantes e momentos no *software* gratuito Ftool. As modelagens em 3D, planta baixa e as cortes (configuração estrutural) foram feitos no *software* comercial Revit, através de uma licença estudantil.

3.1 Casos Estudados

Este capítulo apresenta a metodologia do dimensionamento sísmico de um conjunto de estruturas com um número variável de andares e três níveis de intensidade sísmica, como feito por Guimarães (2010). Foi considerada uma estrutura metálica de pórticos de ligação rígida (MRF), de forma a dar suporte à proposta e às hipóteses adotadas neste trabalho. A estrutura foi dimensionada de acordo com as normas estabelecidas no EC8, tendo em consideração dois valores distintos do coeficiente de comportamento ($q = 6,5$ e $q = 4$). Cada estrutura foi dimensionada de acordo com o método IFBD. No final do trabalho, as soluções obtidas para vários dimensionamentos são comparadas. No quadro 4 apresenta-se um cenário sísmico e critério de dimensionamento como Guimarães (2010) adotou no trabalho dele também.

Quadro 4: As estruturas consideradas para o estudo de caso

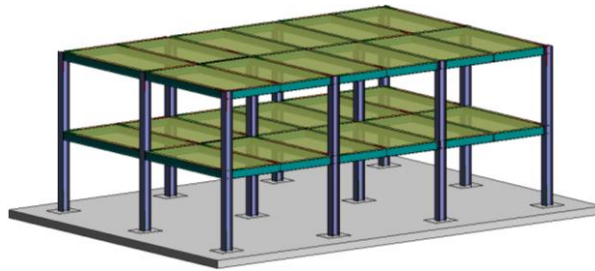
Sistema Estrutural	Cenário Sísmico	Critério de dimensionamento
2 Pisos/ 4 Pisos/ 6 Pisos	PGA = 0,15g	EC8 ($q = 6,5$)
		EC8 ($q = 4$)
		IFB
	PGA = 0,3g	EC8 ($q = 6,5$)
		EC8 ($q = 4$)
		IFB
	PGA = 0,5g	EC8 ($q = 6,5$)
		EC8 ($q = 4$)
		IFB

Fonte: Autor (2021)

3.1.1 Caso de 2 pisos

A estrutura analisada de dois andares é constituída por uma malha de pilhars afastados de 5 metros em cada direção e a altura total do prédio é 6 m, com 3 metros de pé direito como mostrado no esquema 3D que foi modelado no *software* Revit como apresenta na Figura 4. A representação da planta baixa está apresentada no item 3.2.1 e Figura 7.

Figura 4 – Estrutura em 3D de 2 pisos

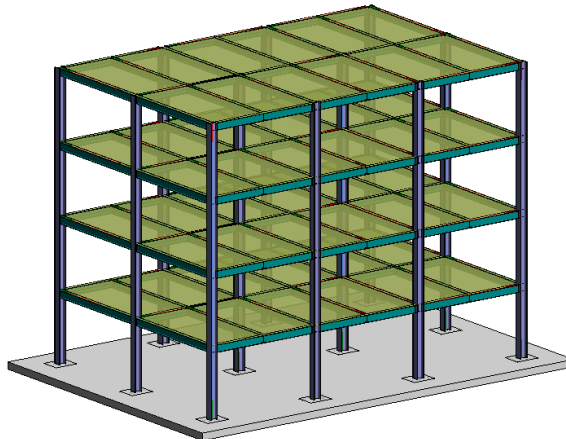


Fonte: Autor (2021)

3.1.2 Caso de 4 pisos

As dimensões da planta baixa são iguais do caso anterior e a altura total do prédio é 12 metros com 3 m de pé direito, como mostrado em estrutura 3D que foi modelado no *software* Revit como apresenta na Figura 5. A representação da planta baixa está apresentada no item 3.2.1 e Figura 7.

Figura 5 – Estrutura em 3D de 4 pisos

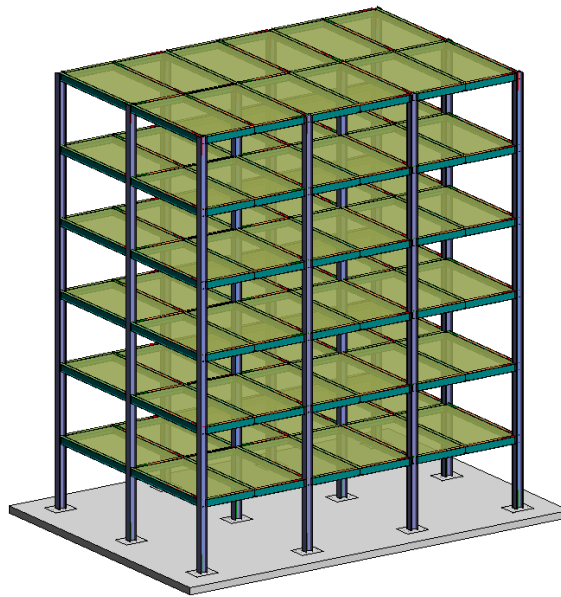


Fonte: Autor (2021)

3.1.3 Caso de 6 pisos

Na análise do caso de 6 andares adota-se a mesma planta dos casos anteriores e variando a altura para 18 metros com 3 m do pé direito, como pode ser visto na Figura 6 que foi modelado no *software* Revit. A representação da planta baixa está apresentada no item 3.2.1 e Figura 7.

Figura 6 – Estrutura em 3D de 6 pisos



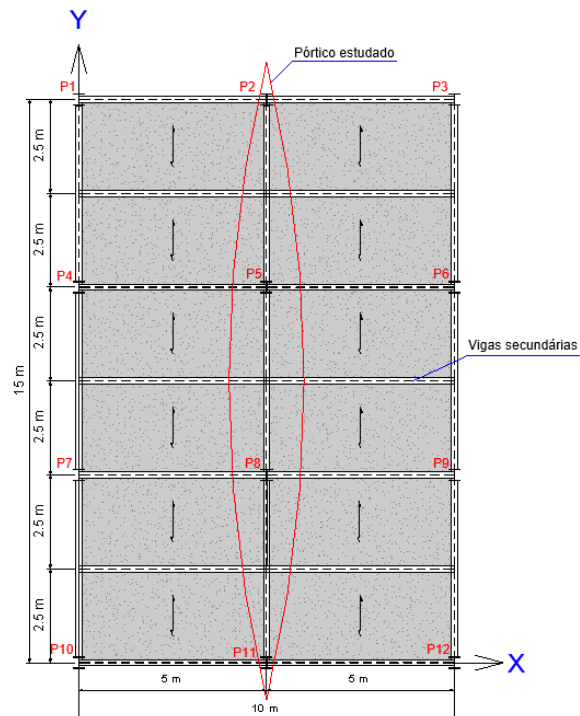
Fonte: Autor (2021)

3.2 Dimensionamento

3.2.1 Configurações das estruturas

As estruturas analisadas são formadas por três grupos com dois, quatro e seis pisos, sendo a altura de cada piso é 3 metros. O pórtico analisado neste trabalho é o segundo pórtico da direção y e como mostrado na Figura 7 por motivo de um pórtico mais rígido em relação ao outro.

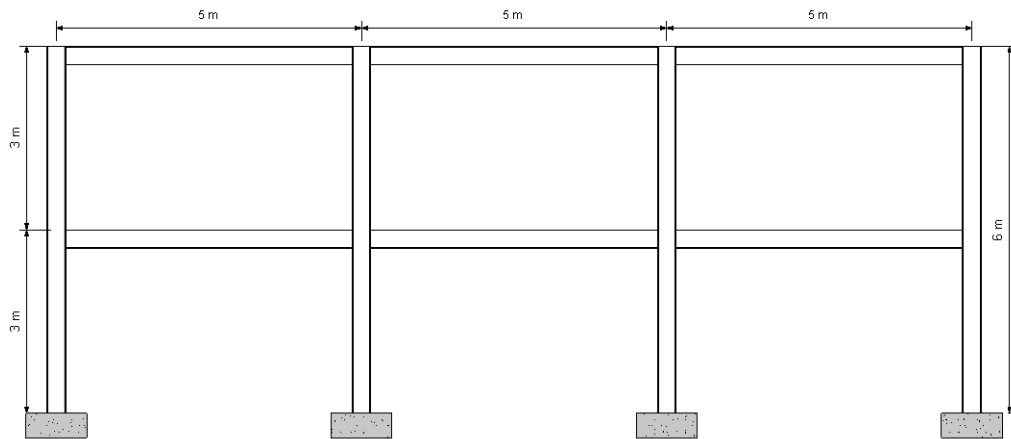
Figura 7 – Planta baixa do sistema da estrutura



Fonte: Autor (2021)

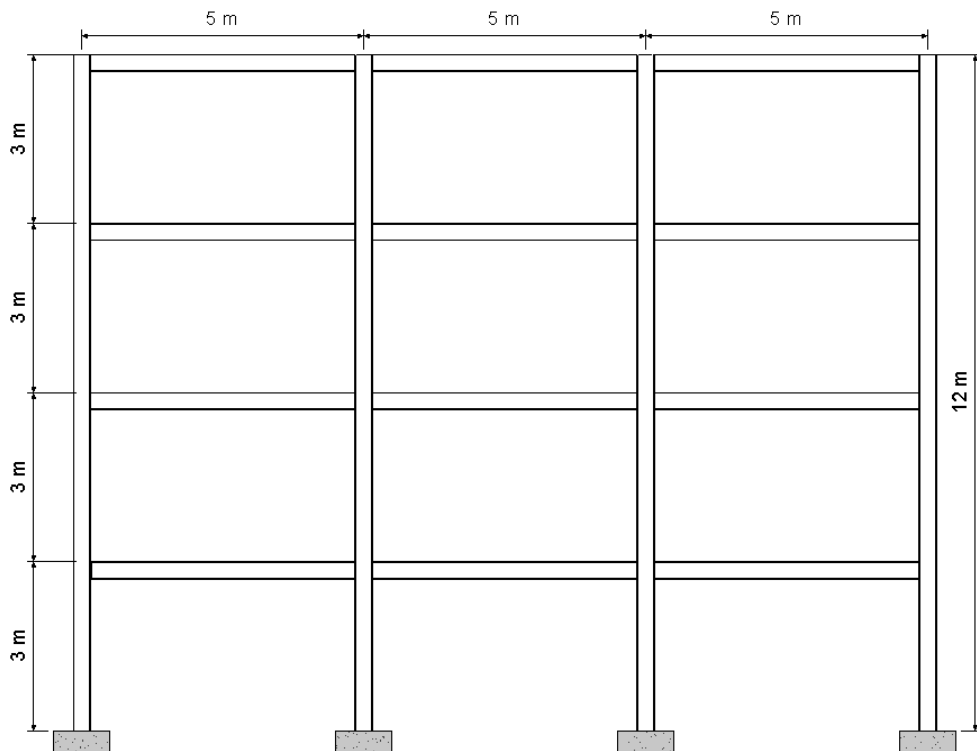
Nas Figuras 8, 9 e 10, são apresentadas as vistas em altura de diferentes grupos de estruturas, considerados no estudo de casos.

Figura 8 – Configuração estrutural de 2 pisos

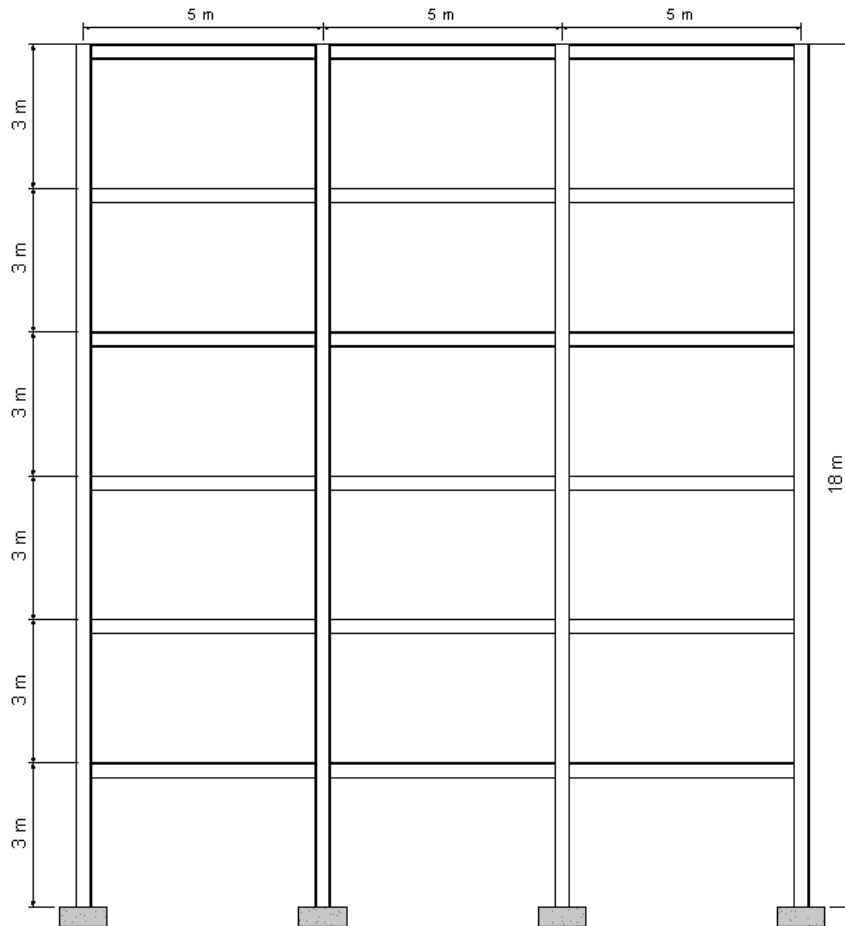


Fonte: Autor (2021)

Figura 9 – Configuração estrutural de 4 pisos



Fonte: Autor (2021)

Figura 10 – Configuração estrutural de 2 pisos

Fonte: Autor (2021)

3.2.2 As cargas verticais

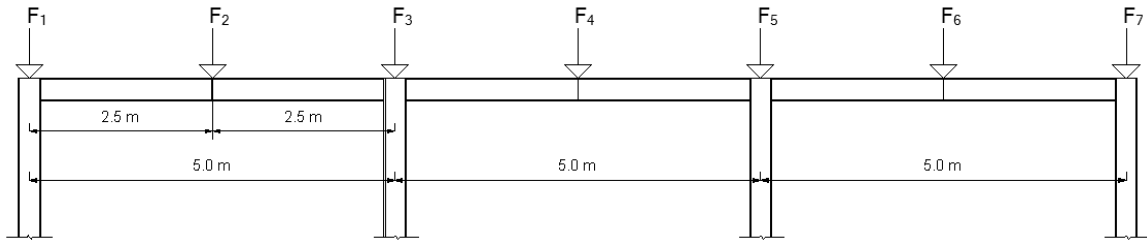
As estruturas apresentadas são consideradas com sendo uso de residencial. Na Tabela 2, são apresentadas as cargas distribuídas não majoradas assumidas no dimensionamento estrutural.

Tabela 2 - Cargas Verticais consideradas no dimensionamento.

	Cargas Permanentes (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
Cobertura	4,75	1
Piso tipo	5,75	2

Fonte: Guimarães (2010)

Na Figura 11, mostra-se um esquema de com a aplicação das cargas verticais de um piso de um pórtico escolhido da estrutura analisado.

Figura 11 - Distribuições das cargas ao nível de uma viga de um Pórtico

Fonte: Autor (2021)

Na Tabela 3, apresenta-se as cargas permanentes (G) e variáveis (Q) de cada ponto (Figura 11), baseando-se nos valores da Tabela 2 e utilizando área de influência segundo Melo (2013). Por exemplo, para encontrar o valor de carga permanente do F1 da cobertura, foi utilizada a carga permanente da cobertura da Tabela 2 e multiplica pela área de influência do pilar 1, assim encontrou-se 29,69 kN. A mesma análise foi realizada para todas as forças (F1 até F7).

Tabela 3 – Cargas de Dimensionamento

	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	F4 (kN)	F5 (kN)	F6 (kN)	F7 (kN)	Tipo de Força
Cobertura	29,69	59,38	59,38	59,38	59,38	59,38	29,69	G
	6,25	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	6,25	Q
Piso Tipo	35,94	71,88	71,88	71,88	71,88	71,88	35,94	G
	12,5	25	25	25	25	25	12,5	Q

Fonte: Autor (2021)

A análise estática foi realizada com a combinação típica de dimensionamento, para o estado limite último do EC8 (Eq.17):

$$F_d = 1,35 \times G + 1.50 \times Q \quad (\text{Eq.18})$$

A seleção da dimensão dos membros é calculada com base nos requisitos de instabilidade e resistência da seção do estado limite último (ELU). Por outro lado, também se verifica a flecha de serviço para combinação de serviço na viga (Eq.19):

$$F_d = 1,0 \times G + 0.30 \times Q \quad (\text{Eq.19})$$

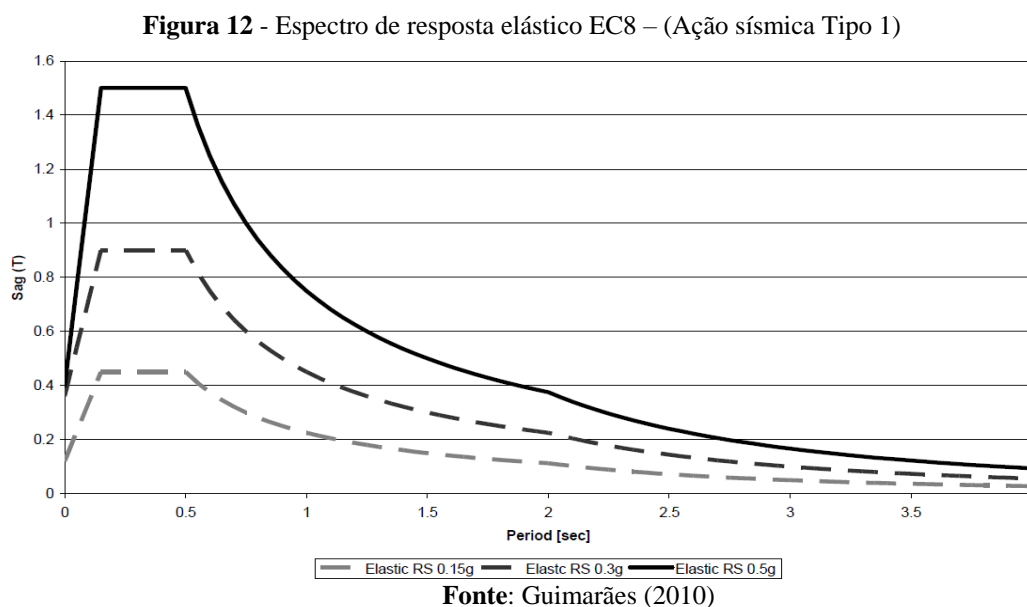
3.2.3 Ação sísmica e metodologia de análise estrutural

Para o dimensionamento sísmico do edifício em questão foi considerada a localização em Lisboa. De acordo com o Eurocódigo 8 os parâmetros para definição da ação sísmica são os seguintes:

- Tipo de solo B: $S=1,2$
- 5% amortecimento: $\eta = 1$
- Espectro de resposta tipo 1: $T_B = 0,15s$, $T_C = 0,5s$, $T_D = 2s$.
- a_g : 0,15g, 0,3g, e 0,5g

Esses parâmetros foram utilizados para os cálculos de espectro de resposta elástica, $S_e(T)$ das equações 1, 2, 3 e 4, como foi apresentado no item 2.2.3 do cálculo da ação sísmica.

Os espectros de 0,15g, 0,3g, 0,5g estão representadas na Figura 12:



Para a definição do espectro na Figura 12, deve ser mencionado que EC8 impõe $0,2a_g$ como o limite mínimo de excitação sísmica. Este fato é muito importante ao usar coeficientes de comportamento grandes, o que fará com que a aceleração sísmica caia abaixo do limite de $0,2a_g$ mencionado acima.

Utiliza-se o método de força horizontal equivalente (EC8 Cl. 4.3.3.2) para realizar o dimensionamento sísmico do conjunto de estruturas apresentado. Este método pode ser usado para estruturas com regularidade em planta e em altura, o que é o caso da estrutura em estudo. Por outro lado, para que se possa aplicar, a equação 20 deve ser atendida:

$$T_1 \leq \left(\frac{4 \times T_c}{2 \text{ seg}} \right) \quad (\text{Eq.20})$$

Onde T_1 é o período fundamental da estrutura.

No item 4.33.2.2 do EC8, apresenta-se a equação 21 para o cálculo do corte basal de dimensionamento (V_b) ou (F_b):

$$V_b = S_{ad}(T_1) \times m \times \lambda \quad (\text{Eq.21})$$

Onde: m é a massa, $S_{ad}(T_1)$ é espectro de resposta elástica de dimensionamento, λ é fator de participação considerado que é igual a 1 segundo eurocódigo 8.

Para a distribuição das forças horizontais pela estrutura (equação 22), foi adoptada a proposta do EC8, isto é, as forças a aplicar ao nível dos pisos são proporcionais à massa (m_i) e à altura (z_i) do piso:

$$F_i = F_b \frac{z_i \times m_i}{\sum z_1 \times m_j} \quad (\text{Eq.22})$$

O tipo de aço utilizado no dimensionamento é o S275 JR e os perfis são HE para os pilares e IPE para as vigas. A classe de aço é caracterizada por uma tensão de cedência (escoamento) de 275 MPa e um módulo de elasticidade de 210 GPa (GUEDES, 2011).

A comparação de custos de aço entre método EC8 e IFBD foi baseada no peso de aço de estrutura metálica.

4. RESULTADO E DISCUSSÃO

4.1 Dimensionamento das Estruturas de 2 Pisos

4.1.1 Cálculo das cargas verticais

O pré-dimensionamento dos pilares foi calculado com base nas cargas axiais, utilizando as cargas permanentes e sobrecarga apresentadas na Tabela 2, e aplicando, em cada pilar, através do método da área da influência (MELO, 2013). O resultado das cargas axiais dos pilares centrais e exteriores da estrutura de 2 pisos são apresentado na tabela 4.

Tabela 4 - Forças axiais nas estruturas de 2 Pisos devido carga vertical

Piso	Forças axiais nos pilares de 2 pisos (kN)	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
2	197,81	98,91
1	466,88	233,44

Fonte: Autor (2021)

A área da seção foi calculada por uma relação entre força axial do pilar por uma tensão escoamento do aço adotado neste trabalho. Com critério de *capacity design*, o dimensionamento é verificado de instabilidade dos membros com 30% a mais para adotar um perfil mais robusto (adotado por trabalho de Guimarães, 2010). A seção dos perfis devido as cargas verticais são apresentadas na tabela 5.

Tabela 5 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 2 pisos

Piso	Área mínima da seção (mm ²)		Seção escolhida	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
2	719,32	359,66	HE 160 B	HE 100 B
1	1697,73	848,86	HE 160 B	HE 100 B

Fonte: Autor (2021)

No dimensionamento das vigas, obteve-se os seguintes perfis de seção das vigas, conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas

Estrutura	Limite de deformação Vão/250(mm)	Flechas determinadas (mm)	Viga
Coberta	20	7,9	IPE 240
Piso tipo	20	10,7	IPE 240

Fonte: Autor (2021)

4.1.2 Cálculo do sismo

O dimensionamento de sismo foi feito utilizando a combinação das cargas verticais e da ação sísmica, onde as cargas verticais foram calculadas no item anterior (2.1.1). O dimensionamento do sismo foi baseado no corte basal da equação 21 e em seguida calculou-se as forças horizontais do sismo em cada piso da equação 22, aplicando, no Ftool, as forças horizontais, o que resultou nos esforços normais, cortante e momentos. Na combinação foram utilizadas as equações 7, 8 e 9 para esforços normais, momentos e cortantes, respectivamente. Com o resultado das combinações verificadas, foram escolhidos os perfis dos pilares e das vigas, e por último calculou-se os pesos de aço.

4.1.2.1 Procedimento: $q = 6,5$ do EC8

Os cálculos se baseiam em três tipos acelerações, respectivamente, $a_g = 0,15g$, $a_g = 0,3g$ e $a_g = 0,5g$. O fator de redução de força e amplificação de deslocamento adotado é $q = 6,5$, da Tabela 1, com $5a_w/a_1$ para DCH, já que $a_w/a_1 = 1,3$ segundo EC8 para pórtico simples.

Determina-se a força sísmica em altura com os passos iterativo para verificar que $\theta \leq 0,1$, e o *drift* não exceda o limite de 0,75%. Na tabela 7, apresenta-se o resumo da solução da análise elástica para uma estrutura metálica de dois andares.

Tabela 7 - Resumo das soluções EC8 ($q=6,5$) para 2 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vb (kN)	T_1 (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0,15g$	2	IPE 270	HE 160 B	HE 160 B	58,79	0,33	3,67
	1	IPE 330	HE 160 B	HE 220 B			
$a_g=0,3g$	2	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B	117,57	0,33	3,86
	1	IPE 330	HE 160 B	HE 220 B			
$a_g=0,5g$	2	IPE 300	HE 160 B	HE 200 B	195,96	0,33	4,09
	1	IPE 330	HE 180 B	HE 220 B			

Fonte: Autor (2021)

As soluções estruturais acima condicionam para garantir que o coeficiente de estabilidade (θ) seja menor que 0,1 para evitar efeitos de segunda ordem apresentada no apêndice A.1.

4.1.2.2 Procedimento: $q = 4$ do EC8

O coeficiente de comportamento $q = 4$ é o valor máximo para o DCM do EC8 e aplicado para os três níveis de intensidade sísmica. O dimensionamento sísmico foi baseado na equação 17 para forças laterais, e, para as combinações, utiliza-se a equação 4. A Tabela 8 mostra que os pesos de aço diminuíram quando comparados aos valores da Tabela 7, isso devido à diminuição de coeficiente de comportamento.

Tabela 8 - Resumo das soluções EC8 ($q=4$) para 2 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vb (kN)	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
a _g =0,15g	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	95,53	0,33	3,55
	1	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B			
a _g =0,3g	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	191,06	0,33	3,55
	1	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B			
a _g =0,5g	2	IPE 300	HE 140 B	HE 180 B	318,43	0,33	3,76
	1	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B			

Fonte: Autor (2021)

4.1.2.3 Procedimento: IFBD

Nesse caso, a determinação de corte basal envolve a determinação da força de corte necessária para que a primeira rótula plástica apareça na área mais crítica, o que requer $V_d = V_{1y}$. Com base na análise de elasticidade, pode-se estimar o valor de corte basal necessário para formar a primeira rótula. O dimensionamento deste método por meio iterativo, como mostrado no Quadro 3, permite escolher um valor de coeficiente de comportamento mais eficaz e evita o efeito de segunda ordem como apresentado no apêndice A.3. Na Tabela 9, apresenta-se um resumo das seções dos pilares e vigas.

Tabela 9 - Resumo da solução IFBD para 2 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vb (kN)	q	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
a _g =0,15g	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	181,96	2,10	0,33	3,31
	1	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B				
a _g =0,3g	2	IPE 330	HE 140 B	HE 140 B	332,28	2,30	0,33	3,53
	1	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B				
a _g =0,5g	2	IPE 330	HE 140 B	HE 140 B	489,89	2,60	0,33	3,53
	1	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B				

Fonte: Autor (2021)

4.2 Dimensionamento das Estruturas de 4 Pisos

4.2.1 Cálculo das cargas verticais

O dimensionamento das cargas verticais é o mesmo cálculo do item 4.1.1 baseado no Eurocódigo 3 (CEN, 2004), com a combinação de dimensionamento para os pilares se baseando nas equações 13 e 14. Os resultados de dimensionamento das cargas verticais de quatro pisos são apresentados nas tabelas 10 e 11.

Tabela 10 - Forças axiais nas estruturas de 4 Pisos devido carga vertical

Piso	Forças axiais nos pilares de 4 pisos (kN)	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
4	197,81	98,91
3	466,88	233,44
2	735,94	367,97
1	1005,00	502,50

Fonte: Autor (2021)

Tabela 11 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 4 pisos

Piso	Área mínima da seção		Seção escolhida	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
4	719,32	359,66	HE 160 B	HE 100 B
3	1697,73	848,86	HE 160 B	HE 100 B
2	2676,14	1338,07	HE 220 B	HE 140 B
1	3654,55	1827,27	HE 260 B	HE 180 B

Fonte: Autor (2021)

Na tabela 12, apresenta-se o resultado do dimensionamento das vigas devido as cargas verticais.

Tabela 12 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas

Estrutura	Limite de deformação Vão/250(mm)	Flechas determinadas (mm)	Viga
Coberta	20	7,9	IPE 240
Piso tipo	20	10,7	IPE 240

Fonte: Autor (2021)

4.2.2 Cálculo do sismo

Os cálculos de sismo para estrutura de quatro pisos são completamente semelhantes ao da estrutura de dois pisos, mas a estrutura é mais flexível. Por isso, é mais difícil garantir que todas as condições de dimensionamento relacionadas à deformação e aos efeitos de segunda ordem.

4.2.2.1 Procedimento: $q = 6,5$ do EC8

O dimensionamento realizado com essa metodologia apresenta os valores de corte basal, que são obtidos, iterativamente, num equilíbrio delicado entre a rigidez, peso, e período fundamental da estrutura, até se obter uma solução capaz de verificar que $\theta \leq 0,1$, além dos *drifts* entre pisos que não ultrapassem os 0,75%, como apresenta-se no apêndice A.4. O resultado mostra que quando aumentar a intensidade de sismo, aumentará o peso de aço.

Tabela 13 - Resumo das soluções EC8 ($q=6,5$) para 4 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	V_b (kN)	T_1 (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0,15g$	4	IPE 270	HE 180 B	HE 180 B	112,10	0,55	17,74
	3	IPE 270	HE 180 B	HE 220 B			
	2	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	1	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B			
$a_g=0,3g$	4	IPE 270	HE 180 B	HE 200 B	224,20	0,55	18,31
	3	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B			
	2	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	1	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B			
$a_g=0,5g$	4	IPE 300	HE 160 B	HE 200 B	373,67	0,55	19,16
	3	IPE 330	HE 180 B	HE 240 B			
	2	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B			
	1	IPE 360	HE 260 B	HE 400 B			

Fonte: Autor (2021)

4.2.2.2 Procedimento: $q = 4$ do EC8

Quando o coeficiente de comportamento é igual a 4, as soluções estruturais são muito diferentes, o que se reflete no peso do aço. No entanto, a diferença do sistema estrutural rígido reflete a diferença entre as forças sísmicas aplicadas.

Tabela 14 - Resumo das soluções EC8 ($q=4$) para 4 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	V_b (kN)	T_1 (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0,15g$	4	IPE 270	HE 160 B	HE 160 B	182,17	0,55	17,15
	3	IPE 270	HE 180 B	HE 220 B			
	2	IPE 270	HE 200 B	HE 300 B			
	1	IPE 270	HE 240 B	HE 400 B			
$a_g=0,3g$	4	IPE 270	HE 160 B	HE 180 B	364,33	0,55	17,81
	3	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B			
	2	IPE 300	HE 220 B	HE 300 B			
	1	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B			
$a_g=0,5g$	4	IPE 300	HE 140 B	HE 200 B	607,22	0,55	18,75
	3	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B			
	2	IPE 300	HE 240 B	HE 300 B			
	1	IPE 300	HE 280 B	HE 400 B			

Fonte: Autor (2021)

4.2.2.3 Procedimento: IFBD

O dimensionamento do IFBD mostra os valores muito menores em relação ao dimensionamento de EC8 dos itens anteriores devido o coeficiente de comportamento ser menor. Os passos de cálculo são por iterativo até chegar um valor eficaz e verificado por $\theta \leq 0,1$ e a deriva entre pisos não ultrapassa 0,75%, como apresentada no apêndice A.6.

Tabela 15 - Resumo da solução IFBD para 4 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	V_b (kN)	q	T_1 (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0,15g$	4	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	404,81	1,80	0,55	14,16
	3	IPE 300	HE 140 B	HE 200 B				
	2	IPE 300	HE 180 B	HE 260 B				
	1	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B				
$a_g=0,3g$	4	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	607,22	2,40	0,55	15,81
	3	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B				
	2	IPE 330	HE 200 B	HE 260 B				
	1	IPE 300	HE 240 B	HE 320 B				
$a_g=0,5g$	4	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	867,46	2,80	0,55	16,30
	3	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B				
	2	IPE 330	HE 220 B	HE 260 B				
	1	IPE 360	HE 260 B	HE 320 B				

Fonte: Autor (2021)

4.3 Dimensionamento das Estruturas de 6 Pisos

4.3.1 Cálculo das cargas verticais

O dimensionamento das cargas verticais é idêntico dos cálculos de cargas verticais para 2 andares e 4 andares. Os resumos das soluções são apresentados nas Tabelas 16, 27 e 18.

Tabela 16 - Forças axiais nas estruturas de 4 Pisos devido carga vertical

Piso	Forças axiais nos pilares de 6 pisos (kN)	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
6	197,81	98,91
5	466,88	233,44
4	735,94	367,97
3	1005,00	502,50
2	1274,06	637,03
1	1543,13	771,56

Fonte: Autor (2021)

Tabela 17 - Seções dos pilares resultantes do dimensionamento de cargas verticais para estruturas de 4 pisos

Piso	Área mínima da seção		Seção escolhida	
	Pilares Centrais	Pilares Exteriores	Pilares Centrais	Pilares Exteriores
6	719,32	359,66	HE 160 B	HE 100 B
5	1697,73	848,86	HE 160 B	HE 100 B
4	2676,14	1338,07	HE 220 B	HE 140 B
3	3654,55	1827,27	HE 260 B	HE 180 B
2	4632,95	2316,48	HE 300 B	HE 200 B
1	5611,36	2805,68	HE 340 B	HE 220 B

Fonte: Autor (2021)

Tabela 18 - Dimensão e flecha máximas verticais das vigas

Estruturas	Limite de deformação Vão/250(mm)	Flechas determinadas (mm)	Viga
Coberta	20	7,9	IPE 240
Piso tipo	20	10,7	IPE 240

Fonte: Autor (2021)

Com base nos cálculos de cargas verticais da estrutura, podemos fazer dimensionamento de sismo nos seguintes subitens.

4.3.2 Cálculo do sismo

O dimensionamento de sismo para estrutura de 6 andares será realizado por EC8 e IFBD. As estruturas de 6 pisos são muito flexíveis comparando às duas estruturas apresentadas anteriores. O dimensionamento é semelhante, mas existe o aumento das seções para que a

estrutura fica mais rígida até obter-se uma solução capaz de verificar $\theta \leq 0,1$ e *drifts* entre pisos menores que 0,75%.

4.3.2.1 Procedimento: $q = 6,5$ do EC8

As soluções estruturais com intensidades $a_g = 0,15g$, $a_g = 0,3g$ e $a_g = 0,5g$ são diferentes, o que mostra a variabilidade da solução estrutural sob o efeito do aumento da força sísmica. No que diz respeito ao nível de intensidade sísmica, a solução estrutural cada vez mais rígido, como apresenta-se na tabela 19.

Tabela 19 - Resumo das soluções EC8 ($q=6,5$) para 6 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	V_b (kN)	T_1 (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0,15g$	6	IPE 270	HE 160 B	HE 180 B	125,84	0,74	48,84
	5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B			
	4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B			
	2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B			
	1	IPE 300	HE 300 B	HE 650 B			
$a_g=0,3g$	6	IPE 300	HE 180 B	HE 200 B	251,69	0,74	50,36
	5	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B			
	4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B			
	2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B			
	1	IPE 300	HE 320 B	HE 650 B			
$a_g=0,5g$	6	IPE 270	HE 180 B	HE 200 B	419,48	0,74	52,02
	5	IPE 300	HE 200 B	HE 240 B			
	4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B			
	2	IPE 330	HE 300 B	HE 500 B			
	1	IPE 330	HE 340 B	HE 650 B			

Fonte: Autor (2021)

4.3.2.2 Procedimento: $q = 4$ do EC8

O resultado do dimensionamento para o coeficiente de comportamento igual a 4 é quase igual ao procedimento anterior, pois quando aumentar a altura do piso a estrutura fica mais flexível. Devido a isso, necessita-se de uma estrutura mais rígida para evitar o efeito da segunda ordem.

Tabela 20 - Resumo das soluções EC8 ($q=4$) para 6 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vb (kN)	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
a _g =0,15g	6	IPE 270	HE 140 B	HE 160 B	204,50	0,74	48,39
	5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B			
	4	IPE 270	HE 200 B	HE 300 B			
	3	IPE 270	HE 240 B	HE 400 B			
	2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B			
	1	IPE 300	HE 320 B	HE 650 B			
a _g =0,3g	6	IPE 270	HE 140 B	HE 180 B	408,99	0,74	49,64
	5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B			
	4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B			
	3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B			
	2	IPE 300	HE 300 B	HE 500 B			
	1	IPE 300	HE 340 B	HE 650 B			
a _g =0,5g	6	IPE 270	HE 140 B	HE 200 B	681,65	0,74	51,20
	5	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B			
	4	IPE 300	HE 220 B	HE 300 B			
	3	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B			
	2	IPE 300	HE 300 B	HE 500 B			
	1	IPE 330	HE 360 B	HE 650 B			

Fonte: Autor (2021)

4.3.2.3 Procedimento: IFBD

Nos cálculos de sismo para seis andares apresentado na tabela 21, as estruturas diminuíram em relação aos pesos de aço comparando ao método da EC8. O coeficiente de comportamento varia para cada intensidade sísmico que foi adotado por processo iterativo.

Tabela 21 - Resumo das soluções IFBD para 6 pisos

PGA	Piso	Vigas	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Vb (kN)	q	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
a _g =0,15g	6	IPE 270	HE 140 B	HE 140 B	389,52	2,10	0,74	35,15
	5	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B				
	4	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B				
	3	IPE 300	HE 220 B	HE 260 B				
	2	IPE 330	HE 260 B	HE 300 B				
	1	IPE 330	HE 260 B	HE 340 B				
a _g =0,3g	6	IPE 270	HE 140 B	HE 140 B	654,39	2,50	0,74	39,72
	5	IPE 300	HE 160 B	HE 160 B				
	4	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B				
	3	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B				
	2	IPE 330	HE 260 B	HE 400 B				
	1	IPE 330	HE 260 B	HE 500 B				
a _g =0,5g	6	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	940,21	2,90	0,74	40,48
	5	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B				
	4	IPE 300	HE 200 B	HE 220 B				
	3	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B				
	2	IPE 330	HE 260 B	HE 400 B				
	1	IPE 330	HE 260 B	HE 500 B				

Fonte: Autor (2021)

4.4 Comparação das soluções

Nas comparações das soluções mostram que a metodologia de EC8 para dimensionamento sísmico é pouco realista, não mostrando a real variação nos vários cenários considerados. A escolha de diferentes níveis de ductilidade leva à determinação de diferentes valores do coeficiente de comportamento (q). No entanto, esses valores não são razoáveis porque é impossível estimar o nível de dissipação necessário da estrutura com base somente neste coeficiente.

As tabelas seguintes são apresentadas todas as soluções obtidas para os diferentes tipos de abordagem de dimensionamento EC8 e IFBD.

Tabela 22 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,15g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,15g	6,5	2	IPE 270	HE 160 B	HE 160 B	58,79	3,67
		1	IPE 330	HE 160 B	HE 220 B		
	4	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	95,53	3,55
		1	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B		
	IFBD	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	181,96	3,31
		1	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 23 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,3g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,3g	6,5	2	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B	117,57	3,86
		1	IPE 330	HE 160 B	HE 220 B		
	4	2	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	191,06	3,55
		1	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B		
	IFBD	2	IPE 330	HE 140 B	HE 200 B	332,28	3,53
		1	IPE 330	HE 160 B	HE 140 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 24 - Soluções estruturais para estrutura de 2 pisos com $a_g = 0,5g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,5g	6,5	2	IPE 300	HE 160 B	HE 200 B	4,09	4,09
		1	IPE 330	HE 180 B	HE 220 B		
	4	2	IPE 300	HE 140 B	HE 220 B	318,43	3,76
		1	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B		
	IFBD	2	IPE 330	HE 140 B	HE 140 B	489,89	3,53
		1	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 25 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,15g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,15g	6,5	4	IPE 270	HE 180 B	HE 180 B	112,10	17,74
		3	IPE 270	HE 180 B	HE 220 B		
		2	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		1	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B		
	4	4	IPE 270	HE 160 B	HE 160 B	182,17	17,15
		3	IPE 270	HE 180 B	HE 220 B		
		2	IPE 270	HE 200 B	HE 300 B		
		1	IPE 270	HE 240 B	HE 400 B		
	IFBD	4	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	404,81	14,16
		3	IPE 300	HE 140 B	HE 180 B		
		2	IPE 300	HE 180 B	HE 140 B		
		1	IPE 300	HE 200 B	HE 200 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 26 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,3g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,3g	6,5	4	IPE 270	HE 180 B	HE 200 B	224,20	18,31
		3	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B		
		2	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		1	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B		
	4	4	IPE 270	HE 160 B	HE 180 B	364,33	17,81
		3	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B		
		2	IPE 300	HE 220 B	HE 300 B		
		1	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B		
	IFBD	4	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B	607,22	15,81
		3	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B		
		2	IPE 330	HE 200 B	HE 260 B		
		1	IPE 300	HE 240 B	HE 320 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 27 - Soluções estruturais para estrutura de 4 pisos com $a_g = 0,5g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,5g	6,5	4	IPE 300	HE 160 B	HE 200 B	373,67	19,16
		3	IPE 330	HE 180 B	HE 240 B		
		2	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B		
		1	IPE 360	HE 260 B	HE 400 B		
	4	4	IPE 300	HE 140 B	HE 200 B	607,22	18,75
		3	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B		
		2	IPE 300	HE 240 B	HE 300 B		
		1	IPE 300	HE 280 B	HE 400 B		
	IFBD	4	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	867,46	16,30
		3	IPE 330	HE 160 B	HE 200 B		
		2	IPE 330	HE 220 B	HE 260 B		
		1	IPE 360	HE 260 B	HE 320 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 28 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,15g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,15g	6,5	6	IPE 270	HE 160 B	HE 180 B	125,84	48,84
		5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B		
		4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B		
		2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B		
		1	IPE 300	HE 300 B	HE 650 B		
	4	6	IPE 270	HE 140 B	HE 160 B	204,50	48,39
		5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B		
		4	IPE 270	HE 200 B	HE 300 B		
		3	IPE 270	HE 240 B	HE 400 B		
		2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B		
		1	IPE 300	HE 320 B	HE 650 B		
	IFBD	6	IPE 270	HE 140 B	HE 140 B	389,52	35,15
		5	IPE 300	HE 140 B	HE 160 B		
		4	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B		
		3	IPE 300	HE 220 B	HE 260 B		
		2	IPE 330	HE 260 B	HE 300 B		
		1	IPE 330	HE 260 B	HE 340 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 29 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,3g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,3g	6,5	6	IPE 300	HE 180 B	HE 200 B	251,69	50,36
		5	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B		
		4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B		
		2	IPE 300	HE 280 B	HE 500 B		
		1	IPE 300	HE 320 B	HE 650 B		
	4	6	IPE 270	HE 140 B	HE 180 B	408,99	49,64
		5	IPE 270	HE 160 B	HE 220 B		
		4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B		
		2	IPE 300	HE 300 B	HE 500 B		
		1	IPE 300	HE 340 B	HE 650 B		
	IFBD	6	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	654,39	39,72
		5	IPE 300	HE 160 B	HE 160 B		
		4	IPE 300	HE 180 B	HE 220 B		
		3	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B		
		2	IPE 330	HE 260 B	HE 400 B		
		1	IPE 330	HE 260 B	HE 500 B		

Fonte: Autor (2021)

Tabela 30 - Soluções estruturais para estrutura de 6 pisos com $a_g = 0,5g$

PGA	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	Vb (kN)	Peço do aço (t)
ag=0,5g	6,5	6	IPE 270	HE 180 B	HE 200 B	419,48	52,02
		5	IPE 300	HE 200 B	HE 240 B		
		4	IPE 300	HE 200 B	HE 300 B		
		3	IPE 300	HE 240 B	HE 400 B		
		2	IPE 330	HE 300 B	HE 500 B		
		1	IPE 330	HE 340 B	HE 650 B		
	4	6	IPE 270	HE 140 B	HE 200 B	681,65	51,20
		5	IPE 300	HE 160 B	HE 220 B		
		4	IPE 300	HE 220 B	HE 300 B		
		3	IPE 300	HE 260 B	HE 400 B		
		2	IPE 300	HE 300 B	HE 500 B		
		1	IPE 330	HE 360 B	HE 650 B		
	IFBD	6	IPE 300	HE 140 B	HE 140 B	940,21	40,48
		5	IPE 300	HE 160 B	HE 180 B		
		4	IPE 300	HE 200 B	HE 220 B		
		3	IPE 330	HE 220 B	HE 300 B		
		2	IPE 330	HE 260 B	HE 400 B		
		1	IPE 330	HE 260 B	HE 500 B		

Fonte: Autor (2021)

A análise das tabelas anteriores permitiu ter-se a certeza de que, de acordo com o EC8, a adoção de um coeficiente de comportamento mais elevado conduzirá a uma estrutura cada vez mais rígida. Por outro lado, os requisitos de grau de ductilidade da seção também são mais elevados.

As tabelas 31, 32 e 33 mostram uma comparação dos pesos de aço de pórticos para cada piso de diferentes soluções. Devido às variações dos pesos de aço da metodologia do EC8 em relação à metodologia de IFBD, pode-se observar que essa metodologia é mais eficaz devido aos custos da estrutura metálica.

Tabela 31 - Comparação dos pesos das estruturas de 2 Pisos

PGA	q	Peso do aço (t)	Varição (%)
ag=0,15g	6,5	3,67	10,96
	4	3,55	7,28
	IFBD	3,31	-
ag=0,3g	6,5	3,86	9,47
	4	3,55	0,59
	IFBD	3,53	-
ag=0,5g	6,5	4,09	15,83
	4	3,76	6,48
	IFBD	3,53	-

Fonte: Autor (2021)

Tabela 32 - Comparação dos pesos das estruturas de 4 Pisos

PGA	q	Peso do aço (t)	Varição (%)
ag=0,15g	6,5	17,74	25,28
	4	17,15	21,10
	IFBD	14,16	-
ag=0,3g	6,5	18,31	15,83
	4	17,81	12,67
	IFBD	15,81	-
ag=0,5g	6,5	19,16	17,52
	4	18,75	15,01
	IFBD	16,30	-

Fonte: Autor (2021)

Tabela 33 - Comparação dos pesos das estruturas de 6 Pisos

PGA	q	Peso do aço (t)	Variação (%)
ag=0,15g	6,5	48,84	38,93
	4	48,39	37,65
	IFBD	35,15	-
ag=0,3g	6,5	50,36	26,80
	4	49,64	24,97
	IFBD	39,72	-
ag=0,5g	6,5	52,02	28,51
	4	51,20	26,48
	IFBD	40,48	-

Fonte: Autor (2021)

De fato, no processo iterativo, no caso do IFBD, a rigidez aumenta, dando prioridade à seção da viga, resultando no valor de corte basal de V_{1y} para diferentes projetos, para uma dada horizontal intensidade sísmica. A determinação de V_{1y} no IFBD está relacionada ao momento fletor plástico da viga, portanto, à medida que a seção aumenta, o valor de corte correspondente à primeira rótula plástica também aumenta, como foi aconteceu no trabalho de Guimarães (2010) também.

As tabelas de resumo de soluções estruturais chegam à conclusão de que quando aumentam a intensidade do sismo, a diferença entre os pesos de aço aumentou, para a mesma solução para os casos de quatro e seis andares, e para os de dois andares, há apenas uma pequena diferença da estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho teve por objetivo realizar uma comparação entre os métodos IFBD e EC8, variando os pisos e nível de intensidade sísmica. Analisou-se os esforços normais, cortantes e momentos, a fim de fazer os dimensionamentos para chegar no perfil mais seguro e econômico. Esses processos são apresentados no resultado de trabalho.

Os resultados levaram-nos a concluir que os métodos de dimensionamento atuais previstos no Eurocódigo 8 raramente produzem resultados consistentes com os objetivos definidos. O dimensionamento exagerado levará, inevitavelmente, a uma estrutura antieconômica. O método de dimensionamento *Improved Force-Based Design* pode superar os principais problemas encontrados no projeto proposto pelo EC8, e propor um método consistente para determinar o coeficiente de comportamento, que inevitavelmente produz uma solução mais adequada e econômica. Para as estruturas estudadas, o IFBD permitiu determinar de uma forma consistente o coeficiente de comportamento, conduzindo a soluções mais realistas e econômicas.

Por fim, o autor do trabalho recomenda para que no futuro realizará um estudo de aplicabilidade da metodologia de IFBD no dimensionamento de sismo para concreto armado.

REFERÊNCIAS

- BAHIANA, A. M. Folha de S.Paulo - Terremoto deixa 21 mortos em Los Angeles. 1994. Disponível em: < <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1994/1/18/mundo/6.html>>. Acesso em 22 de jul. de 2021.
- CASTRO, J. M.; VILLANI, A.; ELGHAZOULI A. Y. Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos. VII Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto, 2009.
- CEN. EN 1998-1, **Eurocode 8**: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- CEN. EN 1993-1-1, **Eurocódigo 3**: Projeto de estruturas de aço - Part 1.1: General Regras Gerais e regras para edifícios”. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2004.
- CRUZ, N. G. M. P. E. **Dimensionamento e Avaliação sísmica de um edifício metálico irregular contraventado de 3 pisos**. 2015. 200 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Técnico, Lisboa, 2015.
- FOLHA DE S.PAULO. Folha de S.Paulo - Tremores assustam Kobe. 1995. Disponível em: < <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1995/1/24/mundo/9.html>>. Acesso em 22 de jul. de 2021.
- GUEDES, A. M. S. **Dimensionamento e comportamento sísmico de sistemas metálicos duais**. 2011. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011.
- GUIMARÃES, D. J. S. **Metodologias de dimensionamento sísmico de estruturas metálicas**. 2010. 85 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2010.
- LOPES, M. **Sismos e Edifícios**. Edições Orion, Amadora, 2008.
- MELO, P. R. **Pré-dimensionamento de estrutura de madeira, de aço, e de concreto para auxílio à concepção de projeto de arquitetônicos**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de engenharia civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.
- PERES, R.; CASTRO, J. M. Comparison of European and American approaches for consideration of P- Δ effects in seismic design. Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engeneering, Ohrid, Macedonia, 2010.

APÊNDICE A – Coeficiente de sensibilidade

A.1 Coeficiente de sensibilidade de 2 pisos (q=6,5)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	
$a_g = 0,15g$	2	296,72	26,75	3000	4,5	0,02	1,02	1,80	0,06	0,75
	1	700,31	32,04	3000	4,5	0,03	1,03	1,80	0,06	
$a_g = 0,3g$	2	296,72	53,49	3000	9	0,02	1,02	3,60	0,12	
	1	700,31	64,08	3000	9	0,03	1,03	3,60	0,12	
$a_g = 0,5g$	2	296,72	89,15	3000	15	0,02	1,02	6,00	0,20	
	1	700,31	106,81	3000	15	0,03	1,03	6,00	0,20	

Fonte: Autor (2021)

A.2 Coeficiente de sensibilidade de 2 pisos (q=4)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	
$a_g = 0,15g$	2	296,72	43,46	3000	4,5	0,01	1,01	1,80	0,06	0,75
	1	700,31	52,07	3000	4,5	0,02	1,02	1,80	0,06	
$a_g = 0,3g$	2	296,72	86,92	3000	9	0,01	1,01	3,60	0,12	
	1	700,31	104,14	3000	9	0,02	1,02	3,60	0,12	
$a_g = 0,5g$	2	296,72	144,87	3000	15	0,01	1,01	6,00	0,20	
	1	700,31	173,56	3000	15	0,02	1,02	6,00	0,20	

Fonte: Autor (2021)

A.3 Coeficiente de sensibilidade de pisos (IFBD)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$ (mm)	Limite do "drift"	$v \cdot dr \leq 0,01h$
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				0,01 * h (mm)	
$a_g = 0,15g$	2	296,72	82,78	3000	9,45	0,0113	1,01	3,78	30	Ok!
	1	700,31	99,18	3000	9,45	0,0222	1,02	3,78	30	Ok!
$a_g = 0,3g$	2	296,72	151,17	3000	20,7	0,0135	1,01	8,28	30	Ok!
	1	700,31	181,11	3000	20,7	0,0267	1,03	8,28	30	Ok!
$a_g = 0,5g$	2	296,72	222,88	3000	39	0,0173	1,02	15,60	30	Ok!
	1	700,31	267,01	3000	39	0,0341	1,04	15,60	30	Ok!

Fonte: Autor (2021)

A.4 Coeficiente de sensibilidade de 4 pisos (q=6,5)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	
$a_g = 0,15g$	4	296,72	24,40	3000	4,11	0,02	1,02	1,64	0,05	0,75
	3	700,31	29,23	3000	4,11	0,03	1,03	1,64	0,05	
	2	1103,91	29,23	3000	4,11	0,05	1,05	1,64	0,05	
	1	1507,50	29,23	3000	4,11	0,07	1,08	1,64	0,05	
$a_g = 0,3g$	4	296,72	48,80	3000	8,21	0,02	1,02	3,28	0,11	
	3	700,31	58,47	3000	8,21	0,03	1,03	3,28	0,11	
	2	1103,91	58,47	3000	8,21	0,05	1,05	3,28	0,11	
	1	1507,50	58,47	3000	8,21	0,07	1,08	3,28	0,11	
$a_g = 0,5g$	4	296,72	81,34	3000	13,69	0,02	1,02	5,47	0,18	
	3	700,31	97,45	3000	13,69	0,03	1,03	5,47	0,18	
	2	1103,91	97,45	3000	13,69	0,05	1,05	5,47	0,18	
	1	1507,50	97,45	3000	13,69	0,07	1,08	5,47	0,18	

Fonte: Autor (2021)

A.5 Coeficiente de sensibilidade de 4 pisos (q=4)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	
$a_g = 0,15g$	4	296,72	39,65	3000	4,11	0,01	1,01	1,64	0,05	0,75
	3	700,31	47,50	3000	4,11	0,02	1,02	1,64	0,05	
	2	1103,91	47,50	3000	4,11	0,03	1,03	1,64	0,05	
	1	1507,50	47,50	3000	4,11	0,04	1,05	1,64	0,05	
$a_g = 0,3g$	4	296,72	79,30	3000	8,21	0,01	1,01	3,28	0,11	
	3	700,31	95,01	3000	8,21	0,02	1,02	3,28	0,11	
	2	1103,91	95,01	3000	8,21	0,03	1,03	3,28	0,11	
	1	1507,50	95,01	3000	8,21	0,04	1,05	3,28	0,11	
$a_g = 0,5g$	4	296,72	132,17	3000	13,69	0,01	1,01	5,47	0,18	
	3	700,31	158,35	3000	13,69	0,02	1,02	5,47	0,18	
	2	1103,91	158,35	3000	13,69	0,03	1,03	5,47	0,18	
	1	1507,50	158,35	3000	13,69	0,04	1,05	5,47	0,18	

Fonte: Autor (2021)

A.6 Coeficiente de sensibilidade de 4 pisos (IFBD)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$ (mm)	Limite do "drift"	$v \cdot dr \leq 0,01h$
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				0,01 * h (mm)	
$a_g = 0,15g$	4	296,72	88,12	3000	3,24	0,00202	1,00	1,30	30	Ok!
	3	700,31	158,35	3000	3,24	0,00478	1,00	1,30	30	Ok!
	2	1103,91	158,35	3000	3,24	0,00753	1,01	1,30	30	Ok!
	1	1507,50	158,35	3000	3,24	0,01848	1,02	1,30	30	Ok!
$a_g = 0,3g$	4	296,72	132,17	3000	19,71	0,01231	1,01	7,88	30	Ok!
	3	700,31	158,35	3000	19,71	0,02905	1,03	7,88	30	Ok!
	2	1103,91	158,35	3000	19,71	0,04579	1,05	7,88	30	Ok!
	1	1507,50	158,35	3000	19,71	0,07492	1,08	7,88	30	Ok!
$a_g = 0,5g$	4	296,72	188,82	3000	38,32	0,01675	1,02	15,33	30	Ok!
	3	700,31	226,21	3000	38,32	0,03954	1,04	15,33	30	Ok!
	2	1103,91	226,21	3000	38,32	0,06233	1,07	15,33	30	Ok!
	1	1507,50	226,21	3000	38,32	0,10198	1,11	15,33	30	Ok!

Fonte: Autor (2021)

A.7 Coeficiente de sensibilidade de 6 pisos ($q=6,5$)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	(%)
$a_g = 0,15g$	6	296,72	18,00	3000	3,03	0,02	1,02	1,21	0,04	0,75
	5	700,31	21,57	3000	3,03	0,03	1,03	1,21	0,04	
	4	1103,91	21,57	3000	3,03	0,05	1,05	1,21	0,04	
	3	1507,50	21,57	3000	3,03	0,07	1,08	1,21	0,04	
	2	1911,09	21,57	3000	3,03	0,09	1,10	1,21	0,04	
	1	2314,69	21,57	3000	3,03	0,11	1,12	1,21	0,04	
$a_g = 0,3g$	6	296,72	36,01	3000	6,06	0,02	1,02	2,42	0,08	
	5	700,31	43,14	3000	6,06	0,03	1,03	2,42	0,08	
	4	1103,91	43,14	3000	6,06	0,05	1,05	2,42	0,08	
	3	1507,50	43,14	3000	6,06	0,07	1,08	2,42	0,08	
	2	1911,09	43,14	3000	6,06	0,09	1,10	2,42	0,08	
	1	2314,69	43,14	3000	6,06	0,11	1,12	2,42	0,08	
$a_g = 0,5g$	6	296,72	60,01	3000	10,10	0,02	1,02	4,04	0,13	
	5	700,31	71,89	3000	10,10	0,03	1,03	4,04	0,13	
	4	1103,91	71,89	3000	10,10	0,05	1,05	4,04	0,13	
	3	1507,50	71,89	3000	10,10	0,07	1,08	4,04	0,13	
	2	1911,09	71,89	3000	10,10	0,09	1,10	4,04	0,13	
	1	2314,69	71,89	3000	10,10	0,11	1,12	4,04	0,13	

Fonte: Autor (2021)

A.8 Coeficiente de sensibilidade de 6 pisos (q=4)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$	$v \cdot dr / h$	Limite do "drift"
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				(%)	(%)
$a_g = 0,15g$	6	296,72	29,26	3000	3,03	0,01	1,01	1,21	0,04	0,75
	5	700,31	35,05	3000	3,03	0,02	1,02	1,21	0,04	
	4	1103,91	35,05	3000	3,03	0,03	1,03	1,21	0,04	
	3	1507,50	35,05	3000	3,03	0,04	1,05	1,21	0,04	
	2	1911,09	35,05	3000	3,03	0,06	1,06	1,21	0,04	
	1	2314,69	35,05	3000	3,03	0,07	1,07	1,21	0,04	
$a_g = 0,3g$	6	296,72	58,51	3000	6,06	0,01	1,01	2,42	0,08	
	5	700,31	70,10	3000	6,06	0,02	1,02	2,42	0,08	
	4	1103,91	70,10	3000	6,06	0,03	1,03	2,42	0,08	
	3	1507,50	70,10	3000	6,06	0,04	1,05	2,42	0,08	
	2	1911,09	70,10	3000	6,06	0,06	1,06	2,42	0,08	
	1	2314,69	70,10	3000	6,06	0,07	1,07	2,42	0,08	
$a_g = 0,5g$	6	296,72	97,52	3000	10,10	0,01	1,01	4,04	0,13	
	5	700,31	116,83	3000	10,10	0,02	1,02	4,04	0,13	
	4	1103,91	116,83	3000	10,10	0,03	1,03	4,04	0,13	
	3	1507,50	116,83	3000	10,10	0,04	1,05	4,04	0,13	
	2	1911,09	116,83	3000	10,10	0,06	1,06	4,04	0,13	
	1	2314,69	116,83	3000	10,10	0,07	1,07	4,04	0,13	

Fonte: Autor (2021)

A.9 Coeficiente de sensibilidade de 6 pisos (IFBD)

Dados utilizados						Verificação de Δ -P		Verificação de Drift		
PGA	Piso	P_{tot}	V_{tot}	h	$d_r = d_e \cdot q$	$\theta = (P_{tot} \cdot d_r) / (V_{tot} \cdot h)$	$\alpha = 1 / (1 - \theta)$	$v \cdot dr$ (mm)	Limite do "drift"	$v \cdot dr \leq 0,01h$
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)				$0,01 \cdot h$ (mm)	
$a_g = 0,15g$	6	296,72	55,72	3000	6,36	0,01129	1,01	2,54	30	Ok!
	5	700,31	66,76	3000	6,36	0,02224	1,02	2,54	30	Ok!
	4	1103,91	66,76	3000	6,36	0,03506	1,04	2,54	30	Ok!
	3	1507,50	66,76	3000	6,36	0,04788	1,05	2,54	30	Ok!
	2	1911,09	66,76	3000	6,36	0,06070	1,06	2,54	30	Ok!
	1	2314,69	66,76	3000	6,36	0,07352	1,08	2,54	30	Ok!
$a_g = 0,3g$	6	296,72	93,62	3000	15,15	0,01600	1,02	6,06	30	Ok!
	5	700,31	112,15	3000	15,15	0,03152	1,03	6,06	30	Ok!
	4	1103,91	112,15	3000	15,15	0,04969	1,05	6,06	30	Ok!
	3	1507,50	112,15	3000	15,15	0,06786	1,07	6,06	30	Ok!
	2	1911,09	112,15	3000	15,15	0,08602	1,09	6,06	30	Ok!
	1	2314,69	112,15	3000	15,15	0,10419	1,12	6,06	30	Ok!
$a_g = 0,5g$	6	296,72	134,51	3000	29,28	0,02153	1,02	11,71	30	Ok!
	5	700,31	161,14	3000	29,28	0,04242	1,04	11,71	30	Ok!
	4	1103,91	161,14	3000	29,28	0,06686	1,07	11,71	30	Ok!
	3	1507,50	161,14	3000	29,28	0,09131	1,10	11,71	30	Ok!
	2	1911,09	161,14	3000	29,28	0,11576	1,13	11,71	30	Ok!
	1	2314,69	161,14	3000	29,28	0,14020	1,16	11,71	30	Ok!

Fonte: Autor (2021)

APÊNDICE B – Verificação de Pilares

B.1 verificação dos pilares para piso 2 (q=6,5)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	2	0,838	0,236	0,05
	1	0,865	0,267	0,04
$a_g = 0,3$	2	0,859	0,306	0,06
	1	0,890	0,430	0,07
$a_g = 0,5$	2	0,885	0,399	0,07
	1	0,919	0,647	0,09

Fonte: Autor (2021)

B.2 verificações dos pilares para piso 2 (q=4)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	2	0,851	0,280	0,07
	1	0,881	0,369	0,06
$a_g = 0,3$	2	0,884	0,393	0,09
	1	0,917	0,633	0,10
$a_g = 0,5$	2	0,921	0,545	0,12
	1	0,958	0,986	0,13

Fonte: Autor (2021)

B.3 verificações dos pilares para piso 2 (IFBD)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	2	0,881	0,382	0,088
	1	0,914	0,608	0,099
$a_g = 0,3$	2	0,925	0,562	0,125
	1	0,930	0,932	0,151
$a_g = 0,5$	2	0,963	0,749	0,164
	1	0,855	0,986	0,160

Fonte: Autor (2021)

B.4 verificações dos pilares para piso 4 (q=6,5)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	4	0,828	0,224	0,03
	3	0,857	0,218	0,04
	2	0,914	0,239	0,03
	1	0,943	0,269	0,02
$a_g = 0,3$	4	0,841	0,265	0,04
	3	0,874	0,290	0,05
	2	0,934	0,327	0,05
	1	0,965	0,427	0,03
$a_g = 0,5$	4	0,858	0,318	0,05
	3	0,895	0,398	0,06
	2	0,959	0,443	0,05
	1	0,992	0,637	0,04

Fonte: Autor (2021)

B.5 verificações dos pilares para piso 4 (q=4)

PGA	PISOS	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	4	0,836	0,250	0,05
	3	0,868	0,266	0,04
	2	0,927	0,294	0,04
	1	0,957	0,368	0,03
$a_g = 0,3$	4	0,857	0,315	0,05
	3	0,894	0,392	0,07
	2	0,958	0,436	0,05
	1	0,990	0,624	0,04
$a_g = 0,5$	4	0,881	0,402	0,08
	3	0,925	0,560	0,09
	2	0,993	0,626	0,07
	1	0,994	0,880	0,06

Fonte: Autor (2021)

B.6 verificações dos pilares para piso 4 (IFBD)

PGA	PISOS	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	4	0,860	0,329	0,071
	3	0,899	0,420	0,099
	2	0,964	0,468	0,080
	1	0,997	0,682	0,073
$a_g = 0,3$	4	0,880	0,401	0,084
	3	0,924	0,560	0,103
	2	0,992	0,624	0,089
	1	0,994	0,882	0,069
$a_g = 0,5$	4	0,904	0,493	0,100
	3	0,953	0,740	0,134
	2	0,986	0,761	0,093
	1	0,932	0,968	0,068

Fonte: Autor (2021)

B.7 verificações dos pilares para piso 6 (q=6,5)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	6	0,8198	0,2315	0,04
	5	0,9184	0,2009	0,04
	4	0,9506	0,2110	0,03
	3	0,9670	0,2110	0,02
	2	0,9771	0,2172	0,02
	1	0,9836	0,2217	0,01
$a_g = 0,3$	6	0,8247	0,2499	0,04
	5	0,9246	0,2396	0,04
	4	0,9583	0,2605	0,04
	3	0,9762	0,2686	0,03
	2	0,9874	0,2789	0,02
	1	0,9944	0,3297	0,02
$a_g = 0,5$	6	0,8312	0,2738	0,04
	5	0,9324	0,2913	0,04
	4	0,9680	0,3266	0,04
	3	0,9875	0,3446	0,04
	2	0,9999	0,3527	0,03
	1	0,9890	0,4334	0,02

Fonte: Autor (2021)

B.8 verificações dos pilares para piso 6 (q=4)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	6	0,8229	0,2432	0,06
	5	0,9223	0,2252	0,04
	4	0,9554	0,2420	0,03
	3	0,9728	0,2470	0,03
	2	0,9836	0,2559	0,02
	1	0,9905	0,2892	0,01
$a_g = 0,3$	6	0,8308	0,2724	0,06
	5	0,9319	0,2877	0,05
	4	0,9674	0,3226	0,04
	3	0,9868	0,3392	0,04
	2	0,9992	0,3558	0,03
	1	0,9886	0,4254	0,02
$a_g = 0,5$	6	0,8324	0,3007	0,07
	5	0,9304	0,3486	0,06
	4	0,9634	0,3999	0,05
	3	0,9807	0,4298	0,04
	2	0,9912	0,4516	0,03
	1	0,9976	0,6326	0,03

Fonte: Autor (2021)

B.9 verificações dos pilares para piso 6 (IFBD)

PGA	Pisos	$(N_{ed}/N_{pl,Rd}) \leq 1$	$(M_{ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1$	$(V_{ed}/V_{pl,Rd}) \leq 1$
$a_g = 0,15$	6	0,835	0,276	0,063
	5	0,939	0,295	0,071
	4	0,977	0,332	0,054
	3	0,999	0,351	0,043
	2	0,998	0,339	0,033
	1	0,979	0,485	0,034
$a_g = 0,3$	6	0,848	0,318	0,070
	5	0,956	0,386	0,071
	4	0,998	0,447	0,072
	3	0,980	0,419	0,051
	2	0,990	0,440	0,042
	1	0,997	0,612	0,042
$a_g = 0,5$	6	0,862	0,364	0,078
	5	0,972	0,483	0,087
	4	0,994	0,531	0,071
	3	0,988	0,534	0,064
	2	0,998	0,564	0,054
	1	0,969	0,740	0,051

Fonte: Autor (2021)