

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Vitor Hugo Kist

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO
SUBMETIDO A AÇÕES SÍSMICAS**

Santa Maria, RS
2019

Vitor Hugo Kist

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A AÇÕES
SÍSMICAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para a obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Santa Maria, RS
2019

Vitor Hugo Kist

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A AÇÕES
SÍSMICAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para a obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 22 de julho de 2019:

Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Dr. André Lübeck (UFSM)

Dr. Gihad Mohamad (UFSM)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais.

Aos meus professores. Em especial: Talles, Gihad, Almir e André.

RESUMO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A AÇÕES SÍSMICAS

AUTOR: Vitor Hugo Kist

ORIENTADOR: Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Os sismos são os fenômenos naturais que causam mais mortes e desastres, principalmente como consequência dos efeitos negativos provocados nas edificações. A norma brasileira relativa à análise sísmica na engenharia civil é a ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, sendo esta relativamente recente. Juntamente com o vento e o desaprumo, os sismos se caracterizam por se comportar como ações laterais nas estruturas, e apesar de sua baixa intensidade em geral, no país, não devem ser negligenciados. O atual trabalho propõe realizar análise computacional, através do programa de elementos finitos SAP2000, das particularidades da aplicação desses conceitos na análise estrutural de um edifício de concreto armado, pela comparação dos esforços nos pilares no pavimento térreo, com e sem sismos.

Palavras-chave: Concreto Armado, Sismos, SAP2000

ABSTRACT

STRUCTURAL ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING SUBJECTED TO EARTHQUAKE ACTIONS

AUTHOR: Vitor Hugo Kist

ADVISOR: Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Earthquakes are the most destructive and mortal natural phenomena, mainly as consequence of failure of buildings. Brazilian code – ABNT NBR 15421:2006 – Design of seismic resistant structures – Procedure – is relatively recent. Earthquake can be modelled as horizontal forces, like inclination and wind. The current work proposes to do a computational analysis, with SAP2000 software, of the particularities of application of those concepts in structural analysis of a reinforced concrete building, with and without seismic actions consideration, and its consequences to internal forces in base columns.

Keywords: Reinforced Concrete, Earthquakes, SAP2000

LISTA DE SÍMBOLOS

a_g – aceleração característica de projeto, correspondente à aceleração sísmica horizontal característica normalizada em relação aos terrenos da Classe *B* (rocha)

a_{gl} – aceleração horizontal considerada para a verificação da fixação de paredes de concreto ou de alvenaria

a_{gs0} – aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo

a_{gs1} – aceleração espectral para o período de 1,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo

a_p – fator de amplificação do componente

A_x – fator de amplificação torsional

C_a – fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0s

C_d – coeficiente de amplificação de deslocamentos

C_s – coeficiente de resposta sísmica

C_T – coeficiente de período da estrutura

C_v – fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0s

C_{up} – coeficiente de limitação do período

C_{vx} – coeficiente de distribuição vertical

E_h – efeitos do sismo horizontal

E_{mh} – efeitos do sismo horizontal incluindo a sobre-resistência

E_v – efeitos do sismo vertical

F_p – força sísmica horizontal aplicada a um componente não estrutural

F_{px} – força mínima horizontal a ser aplicada ao diafragma na elevação x

G – efeitos das cargas gravitacionais

g – aceleração da gravidade, considerada $9,81\text{ m/s}^2$

H – força horizontal total sísmica na base da estrutura

H_t – força horizontal total sísmica na base da estrutura, determinada pelo método espectral ou por análise com históricos de acelerações no tempo

H_x – força cortante sísmica atuante no pavimento x

h_i ou h_x – altura entre a base e as elevações i ou x

I – fator de importância de utilização

I_p – fator de importância de utilização de componentes não estruturais

k – expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura

M_t – momento de torção inerente nos pisos, causado pela excentricidade dos centros de massa com relação aos centros de rigidez

M_{ta} – momento torsional acidental nos pisos

N – número de golpes obtido no ensaio *SPT*

N – média nos 30m superiores do terreno, do número de golpes obtido no ensaio *SPT*

P_x – força vertical em serviço atuando no pavimento x

R – coeficiente de modificação de resposta

R_p – coeficiente de modificação de resposta do componente não estrutural

S_a – aceleração horizontal espectral, definida através de espectro de resposta de projeto $S_a(T)$, função do período natural T e para uma fração de amortecimento crítico igual a 5%

T – período natural fundamental de uma estrutura

T_a – período natural aproximado da estrutura

v_s – velocidade de propagação de ondas de cisalhamento no terreno

v_s – média nos 30m superiores do terreno, da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento

W – peso total de uma estrutura

W_p – peso operacional de um componente não estrutural

w_i ou w_x – parte do peso efetivo total que corresponde às elevações i ou x

Δ_x – deslocamento relativo de pavimento na elevação x

$\bar{\delta}_x$ – deslocamento absoluto horizontal na elevação x

γ_{exc} – coeficiente de ponderação de cargas, aplicado a ações excepcionais

γ_g – coeficiente de ponderação de cargas, aplicado a ações permanentes

γ_q – coeficiente de ponderação de cargas, aplicado a ações variáveis

Θ – coeficiente de estabilidade da estrutura para os efeitos de segunda ordem

Ω_0 – coeficiente de sobre-resistência

LISTA DE ABREVIações E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

ASCE – *American Society of Civil Engineers*

CEN – Comitê Europeu de Normalização

EUROCODE – Conjunto das normas europeias

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

IAG–USP – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo

IF–USP– Instituto de Física da Universidade de São Paulo

NBR – Norma Brasileira

SPT – *Standard Penetration Test*

UFMS – Universidade Federal de Santa Maria

UNAL – Universidade Nacional da Colômbia

USP – Universidade de São Paulo

TERMOS E DEFINIÇÕES

DEFINIÇÕES DE CONCRETO ESTRUTURAL – NORMA ABNT NBR 6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO

concreto estrutural

termo que se refere ao espectro completo das aplicações do concreto como material estrutural

elementos de concreto simples estrutural

elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura, ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado

elementos de concreto armado

aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência

elementos de concreto protendido

aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU)

armadura passiva

qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada

armadura ativa (de protensão)

armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial

junta de dilatação

qualquer interrupção do concreto com a finalidade de reduzir tensões internas que possam resultar em impedimentos a qualquer tipo de movimentação da estrutura, principalmente em decorrência de retração ou abaixamento da temperatura

junta de dilatação parcial

redução de espessura igual ou maior que 25% da seção de concreto

DEFINIÇÕES RELATIVAS À NORMA ABNT NBR 15421:2006 – PROJETO DE ESTRUTURAS RESISTENTES A SISMOS – PROCEDIMENTO

acelerograma

histórico de acelerações expressas em função do tempo, compatível com o espectro de resposta de projeto, consideradas aplicadas à base de uma estrutura

ações sísmicas

ações decorrentes da resposta de uma estrutura aos deslocamentos sísmicos no solo, que provocam na mesma esforços e deformações

base

nível em que se consideram atuantes as ações sísmicas. Usualmente coincide com a superfície do terreno

categoria de utilização

classificação aplicada a uma estrutura, baseada em sua utilização

categoria sísmica

classificação aplicada a uma estrutura, em função da zona sísmica à qual pertence

classe do terreno

classificação atribuída a um perfil de subsolo, baseada nos tipos de solos ou rochas presentes e nas suas propriedades mecânicas

deslocamento relativo de pavimento

com relação a um pavimento, é a diferença entre os deslocamentos horizontais nas elevações correspondentes ao topo e ao piso do pavimento em questão, usualmente medidos nos seus respectivos centros de gravidade

detalhamento usual

nível de detalhamento de um elemento estrutural de acordo com os requisitos das Normas Brasileiras usuais de projeto estrutural

detalhamento intermediário e especial

níveis de detalhamento que garantem uma determinada capacidade de dissipação de energia da estrutura no regime inelástico

diafragma

parte horizontal de um sistema estrutural sismo-resistente, usualmente composto pelas lajes de uma elevação, a ser projetada de forma a assegurar a transferência das forças sísmicas horizontais atuantes nesta elevação para os elementos verticais do sistema sismo-resistente

efeitos de segunda ordem

efeitos que se somam aos efeitos de primeira ordem, obtidos com a configuração geométrica inicial da estrutura. Devem ser considerados na determinação dos momentos fletores, forças cortantes e forças normais dos elementos estruturais de uma edificação, em consequência das excentricidades adicionais das cargas verticais, devidas aos deslocamentos horizontais da estrutura, resultantes dos diversos carregamentos aplicados

espectro de resposta de projeto

ação sísmica básica de projeto, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, para um histórico de acelerações horizontais impostas à sua base

elevação

parte de uma estrutura, usualmente composta por lajes e vigas, correspondente a um dos pisos desta estrutura

fator de importância de utilização

fator definido para cada estrutura, estabelecido em função da sua categoria de utilização

forças sísmicas

forças decorrentes das ações sísmicas, a serem usadas no projeto das estruturas e de seus componentes

pavimento

parte de uma estrutura entre duas elevações sucessivas

pêndulo invertido

sistema estrutural em que uma parte significativa de sua massa está concentrada no topo e tem essencialmente comportamento de um sistema de um grau de liberdade na direção horizontal

pórtico momento-resistente

sistema estrutural que corresponde a todos os pórticos de concreto e os pórticos de aço em que os elementos e juntas são capazes de resistir a esforços de flexão, além de forças normais ao longo do eixo de seus elementos

prédio

edificação que possui um sistema estrutural definido, usualmente fechado por paredes e teto, cuja utilização pretendida inclui o abrigo a seres humanos

sistema dual

sistema composto, em que a resistência sísmica é fornecida por um pórtico momento-resistente e por outro tipo de sistema (pilares-parede de concreto ou pórticos de aço contraventados em treliça)

sistema sismo-resistente

parte do sistema estrutural que inclui os elementos que são considerados resistentes às forças sísmicas

zona sísmica

regiões geográficas do território brasileiro com sismicidade semelhante, em que para cada uma delas se aplicam diferentes critérios para a análise e projeto antissísmico

DEFINIÇÕES RELATIVAS À NORMA ABNT NBR 8681:2003 – AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS – PROCEDIMENTO

estados limites de uma estrutura

estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção

estados limites últimos

estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção

estados limites de serviço

estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura

ações

causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas

ações permanentes

ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção

ações variáveis

ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção

ações excepcionais

ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas

cargas acidentais

cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos etc.)

DEFINIÇÕES RELATIVAS À NORMA ABNT NBR 6484:2001 – SOLO – SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM *SPT* – MÉTODO DE ENSAIO

SPT (*standard penetration test*)

abreviatura do nome do ensaio pelo qual se determina o índice de resistência à penetração (*N*)

N

abreviatura do índice de resistência à penetração do *SPT*, cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	29
1.1	Objetivos.....	32
1.1.1	Objetivo geral.....	32
1.1.2	Objetivos específicos.....	32
1.2	Justificativa	32
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	33
2.1	Sismos	33
2.1.1	Classificação dos sismos.....	39
2.1.2	Sismos no Brasil.....	42
2.1.3	Elementos básicos de dinâmica das estruturas.....	43
2.1.4	Comportamento sísmico de estruturas	47
2.1.5	Concepção estrutural sismo-resistente.....	55
2.1.6	A norma brasileira de projeto de estruturas sismo-resistentes	61
2.1.6.1	Valores característicos das ações sísmicas	62
2.1.6.1.1	Zoneamento sísmico brasileiro	62
2.1.6.1.2	Definição da classe do terreno	64
2.1.6.1.3	Definição do espectro de resposta do terreno	65
2.1.6.2	Categorização das estruturas para análise sísmica.....	67
2.1.6.3	Requisitos sísmicos para as estruturas de prédios	70
2.1.6.3.1	Critérios básicos	70
2.1.6.3.2	Sistemas básicos sismo-resistentes	71
2.1.6.3.3	Configuração estrutural.....	72
2.1.6.3.3.1	Deformabilidade dos diafragmas.....	73
2.1.6.3.3.2	Irregularidades no plano.....	73
2.1.6.3.3.3	Irregularidades na vertical	74
2.1.6.3.3.4	Elementos suportando pórticos e pilares-parede descontínuos	74
2.1.6.3.4	Efeitos do sismo vertical e do sismo horizontal com sobre-resistência.....	74
2.1.6.3.5	Direção das forças sísmicas	75
2.1.6.3.6	Critérios para a modelagem.....	76
2.1.6.3.7	Requisitos para os diafragmas.....	77
2.1.6.3.8	Fixação de paredes	78
2.1.6.3.9	Limitações para deslocamentos absolutos e deslocamentos relativos de um pavimento	78
2.1.6.4	Análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes..	79

2.1.6.4.1	Força horizontal total	79
2.1.6.4.2	Determinação do período	80
2.1.6.4.3	Distribuição vertical das forças sísmicas	81
2.1.6.4.4	Consideração da torção.....	82
2.1.6.4.5	Determinação dos deslocamentos relativos e absolutos	83
2.1.6.4.6	Efeitos de segunda ordem	84
3	METODOLOGIA.....	85
3.1	Edifício modelado.....	85
3.2	Perfil de solo	88
3.3	Ações verticais.....	90
3.4	Vento.....	94
3.5	Desaprumo	96
3.6	Estabilidade global.....	98
3.6.1	Vento + desaprumo: 0 grau	99
3.6.2	Vento: 90 graus.....	100
3.7	Sismos	101
3.8	Ações – resumo	105
3.8.1	Vento + desaprumo	105
3.8.2	Sismos.....	108
3.8.2.1	S1 – Ações sísmicas para Zona 1.....	108
3.8.2.2	S2 – Ações sísmicas para Zona 2.....	113
3.8.2.3	S3 – Ações sísmicas para Zona 3.....	118
3.8.2.4	S4 – Ações sísmicas para Zona 4.....	123
3.9	Combinações de ações.....	128
3.9.1	Combinações Normais de Estado Limite Último.....	128
3.9.2	Combinações Excepcionais de Estado Limite Último	128
3.10	Considerações sobre deslocamentos e efeitos de segunda ordem.....	128
3.11	Envoltórias	132
4	RESULTADOS	133
5	CONCLUSÕES	137
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	139
7	REFERÊNCIAS.....	141

1 INTRODUÇÃO

Os sismos são historicamente antigos e provocam perdas humanas e materiais. O Brasil, apesar de estar localizado em uma área relativamente afastada dos encontros entre placas tectônicas (portanto, distante das regiões críticas de sismos interplaca) e durante muito tempo considerado assísmico, apresenta ocorrências dessa natureza devido a existência de cerca de 40 falhas geológicas (sismos intraplaca) e repercussões de terremotos em países vizinhos. Logo, a sismicidade no país, apesar de baixa, não pode ser negligenciada.

A sismicidade intraplaca mundial representa em torno de 5% da energia global total liberada, mas pode gerar grandes perdas humanas e materiais. Dentro desse contexto, a região intraplaca sul-americana (Figura 1.1) e, em particular o Brasil (Figura 1.2), é uma das regiões com sismicidade intraplaca menos estudadas do mundo – talvez pela baixa intensidade das mesmas.

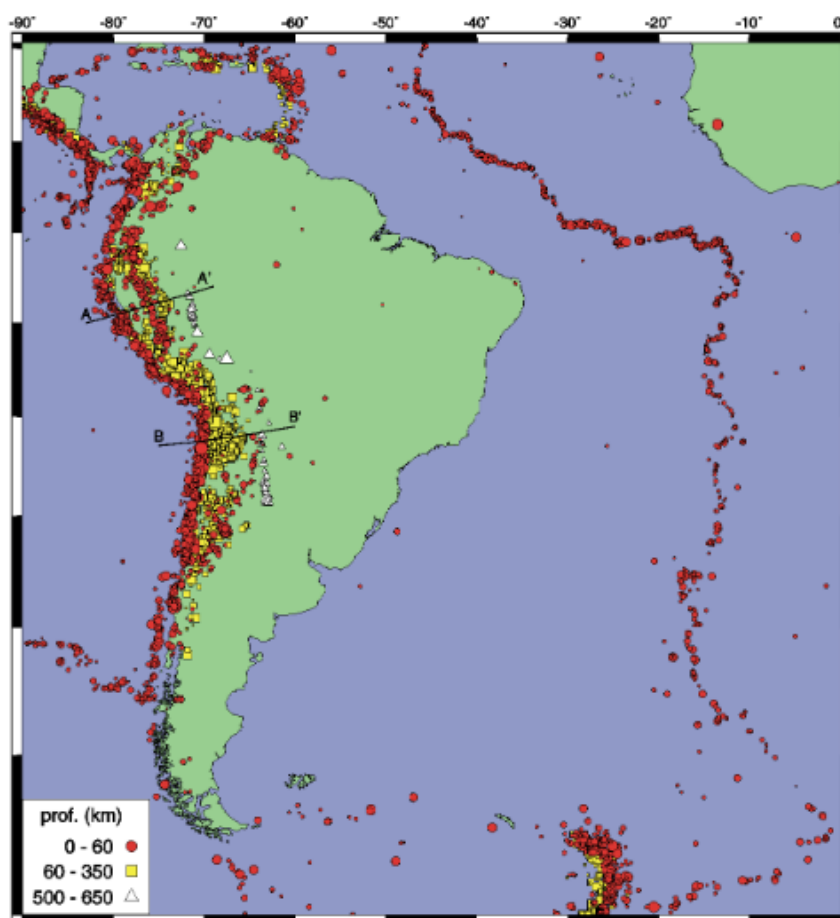


Figura 1.1: Sismicidade da Placa Sul-Americana – sismos com magnitude maior que 4,5

Fonte: IAG USP

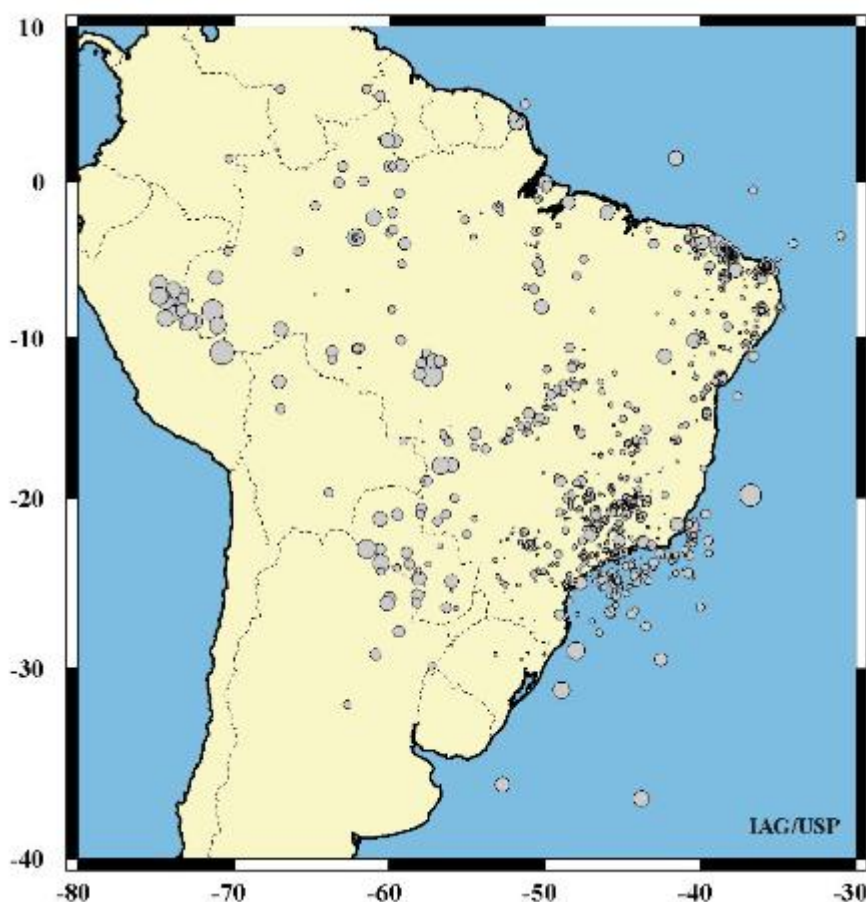


Figura 1.2: Sismicidade do Brasil

Fonte: IAG USP

Apesar dos estudos sobre o tectonismo no Brasil terem se intensificado na década de 1970, com a implantação de grandes obras, a norma brasileira relativa aos sismos só foi implementada em 2006. Mais de uma década após o surgimento da ABNT NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, as solicitações sísmicas continuam bastante negligenciadas nos projetos estruturais, desde a concepção até o dimensionamento e detalhamento.

Os abalos sísmicos produzem em uma estrutura ações de natureza tipicamente dinâmica, introduzindo vibrações, o que exige uma análise criteriosa dos esforços e deslocamentos decorrentes.

Quando ocorre um terremoto, as ondas sísmicas produzidas se propagam pela superfície terrestre e atingem a localização da estrutura, produzindo um deslocamento horizontal em relação ao eixo vertical de referência (Figura 1.3).

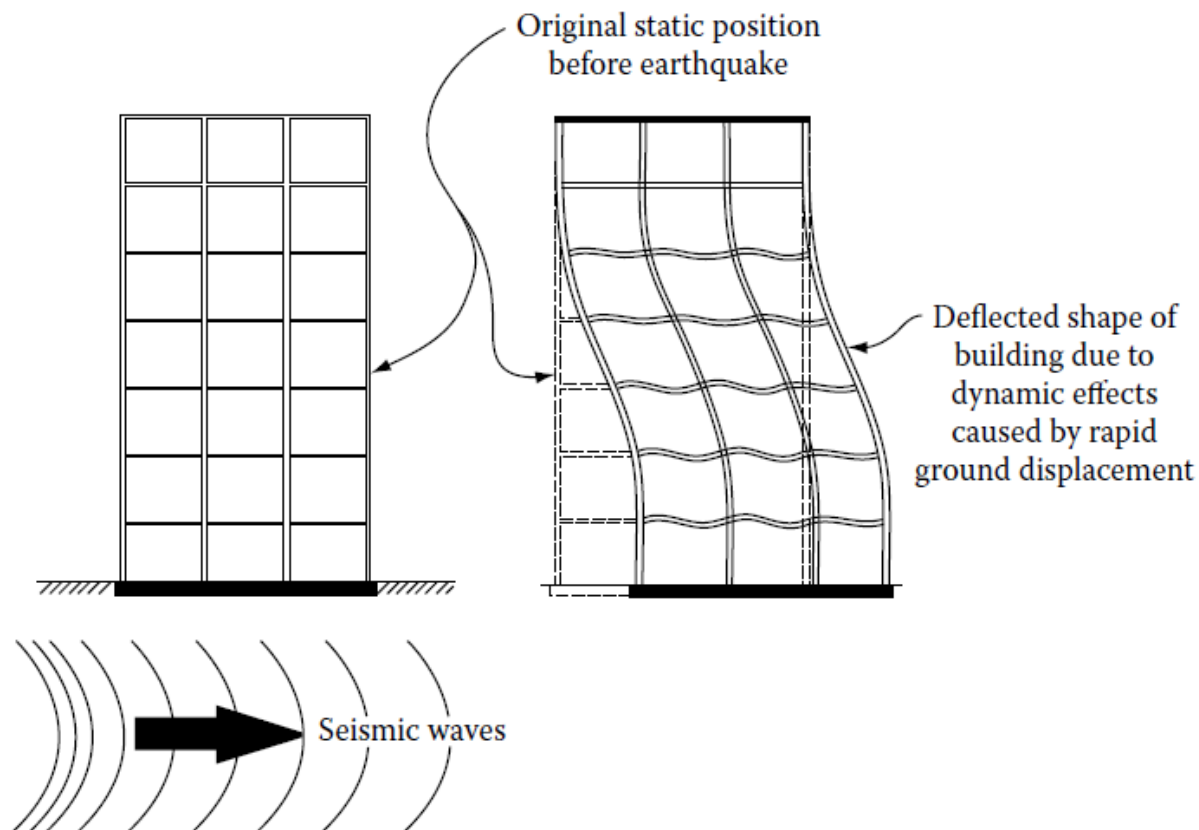


Figura 1.3: Comportamento estrutural durante terremotos

Fonte: Taranath (2010)

O objeto do projeto levando em conta os sismos é, essencialmente, minimizar danos e preservar a vida humana. Especificamente, deseja-se que as estruturas: resistam a terremotos leves sem danos; resistam a terremotos moderados com dano estrutural insignificante e com certo dano não estrutural; não colapsem sob ação de sismos severos (BRASIL, 2015).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Realizar a análise de um edifício de concreto armado submetido a ações sísmicas.

1.1.2 Objetivos específicos

Modelar estrutura de um prédio em concreto armado utilizando o programa comercial SAP2000.

Analisar a estrutura, considerando os esforços, no térreo, para alguns pilares e diferentes zonas sísmicas.

1.2 Justificativa

Ao se projetar edifícios de concreto, é muito importante que se leve em conta as ações sísmicas. No Brasil, embora geralmente pequenas, não podem ser negligenciadas, e devem ser consideradas sob a ótica da norma ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Sismos

Sismologia é o ramo da geofísica que estuda os sismos (também chamados de abalos sísmicos ou terremotos): suas causas, efeitos e propagação das ondas geradas. Sismos são os reflexos causados pela propagação de ondas sísmicas – elásticas – de origem natural no interior da Terra; os sismos tectônicos (ou causados por falhas, os mais comuns) provêm de movimentos bruscos e repentinos decorrentes da ruptura dos blocos rochosos, que liberam grande quantidade de energia acumulada e geram ondas elásticas que se propagam por toda a Terra (inclusive nas partes fluidas, atmosfera) em todas as direções. Não são passíveis de previsões, nem é possível evitar sua ocorrência. Através dos sismos, podemos estudar o interior terrestre (Figura 2.1).

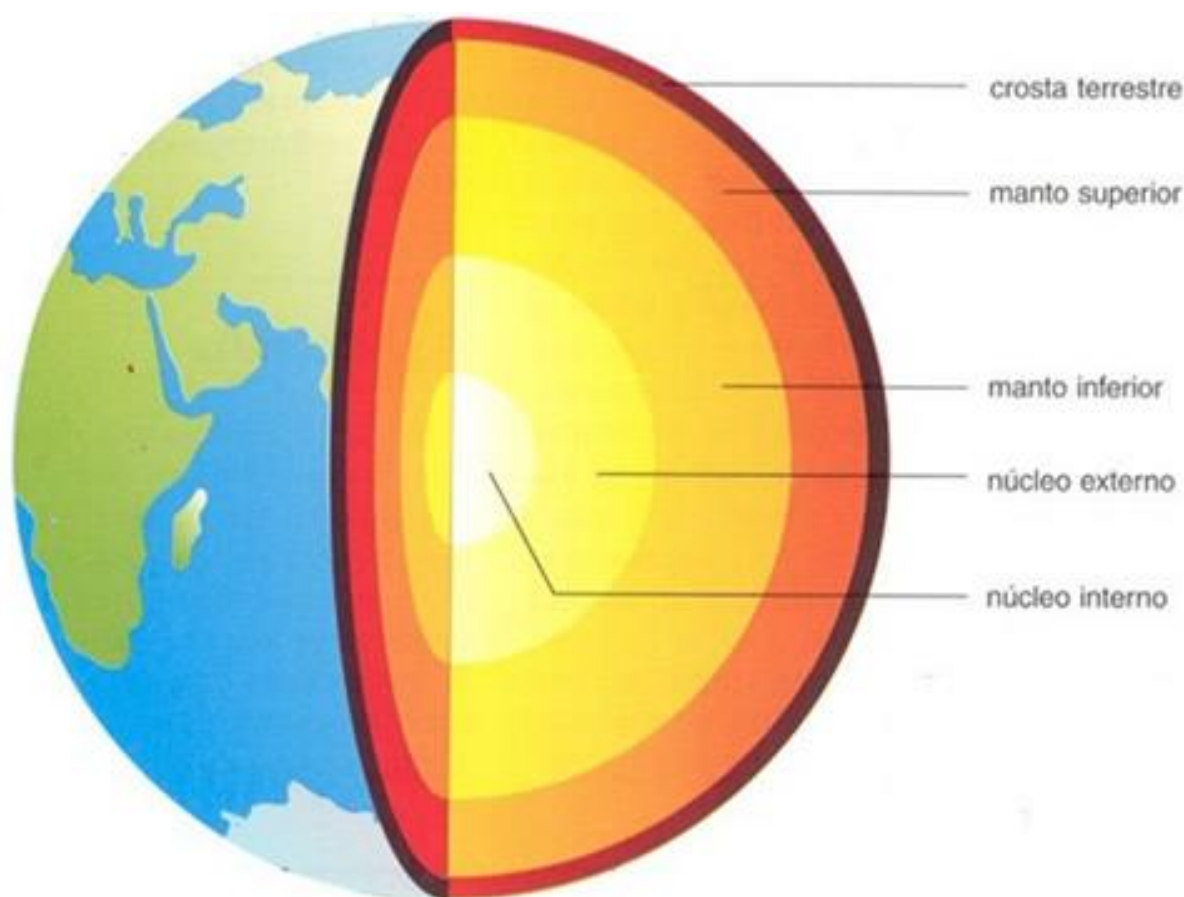


Figura 2.1: Estrutura interna da Terra

Fonte: CPRM

Além dos sismos tectônicos, existem também os sismos de fonte de colapso (túneis, por exemplo; pouco energéticos e geralmente não destrutivos); de fontes explosivas (pequenos, como na construção civil; ou grandes, como explosões nucleares); de fontes vulcânicas; e de fontes de impacto (meteoritos, por exemplo). Nesse trabalho, é dada ênfase aos sismos tectônicos.

Segundo a Teoria da Tectônica de Placas, desenvolvida na década de 1960 pelos geólogos americanos Harry Hess e Robert Dietz, as placas tectônicas (Figura 2.2) são blocos rochosos que subdividem a crosta terrestre, e sustentam os continentes e os oceanos.



Figura 2.2: Placas tectônicas

Fonte: Baumann (2008)

As placas flutuam sobre o magma – substância pastosa que se move lentamente no manto terrestre. Se deslocam principalmente devido ao calor interno da Terra.

O magma localizado mais ao interior da Terra move-se de maneira ascensional devido à diferença de temperatura, que aumenta em média aproximadamente 1°C a cada metro que se aproxima do núcleo terrestre, chegando neste em torno de 6000°C. Quando chega à crosta terrestre, seu movimento provoca uma pressão na crosta, fazendo com que haja o movimento das placas.

Existem três tipos de limites entre placas: convergente (subducção – Figura 2.3), divergente (afastamento) e transformante (deslizamento lateral; cisalhamento).

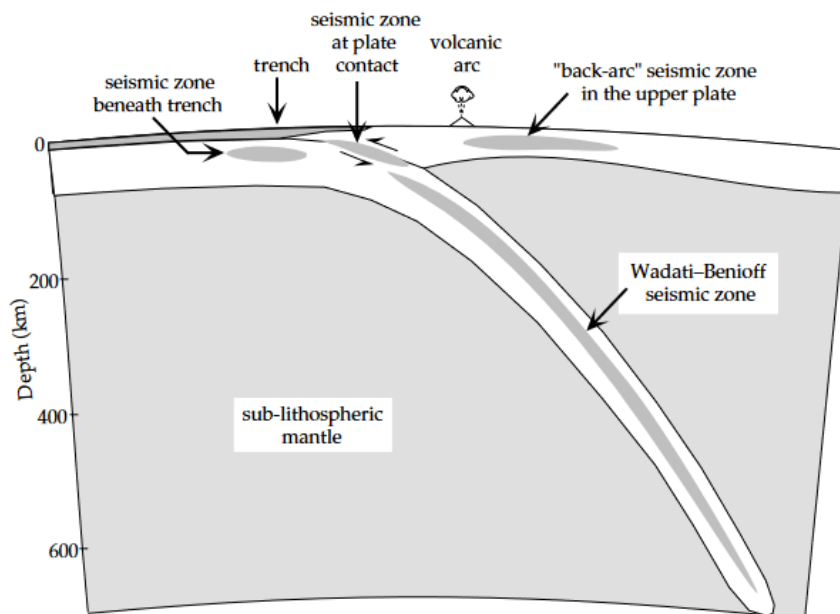


Figura 2.3: Zona de subducção

Fonte: Lowrie (2007)

No limite divergente, as placas se afastam, fazendo com que o magma seja expelido do interior da Terra, formando uma nova crosta. No convergente, uma placa avança para baixo de outra, sendo parte dela consumida pela alta temperatura. Já no transformante, as placas se movem em mesma direção, sentidos opostos, deslizando lateralmente, gerando atrito e causando falhas.

Consequência da tectônica de placas, os sismos (Figura 2.4) são os fenômenos naturais que causam mais mortes e desastres. São causados devido à ruptura por cisalhamento das rochas ocorrida nas regiões de encontro de placas (ou falhas geológicas, gerando fenômenos de menor intensidade). A energia acumulada no encontro é liberada quando ocorre a ruptura local e o deslocamento das placas.

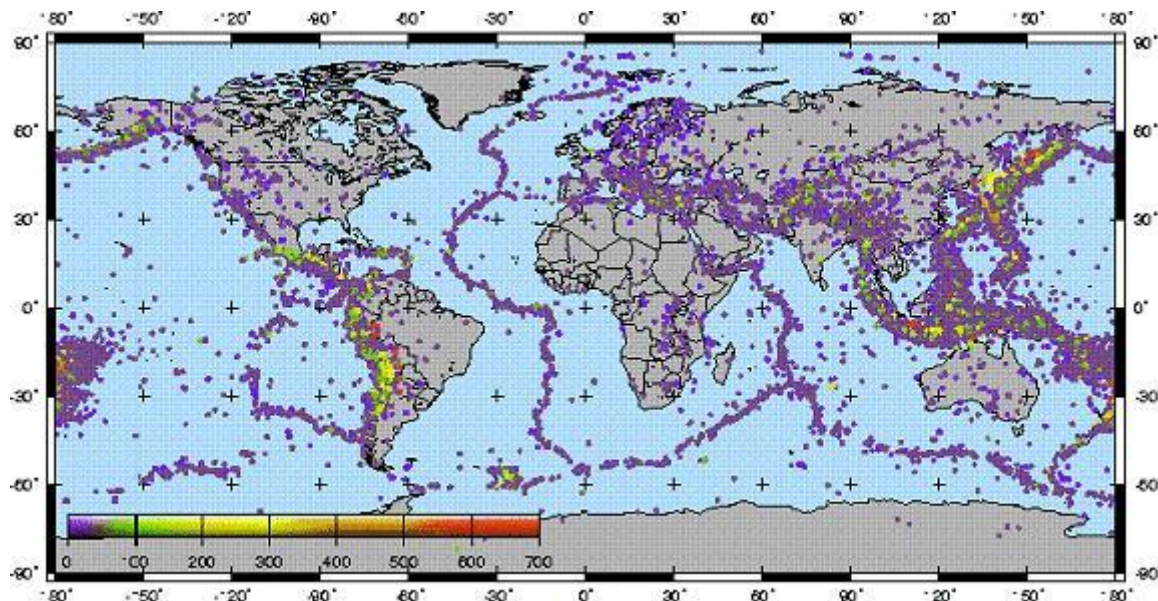


Figura 2.4: Distribuição de terremotos no globo

Fonte: IAG – USP

A explicação do fenômeno da liberação de energia durante os sismos foi proposta em 1911, através da Teoria do Rebote Elástico, pelo geofísico norte-americano Harry Fielding Reid. Suas conclusões vieram da observação dos efeitos do sismo de San Francisco, em 1906.

Segundo a Teoria do Rebote Elástico (Figura 2.5), o bloco de rocha, inicialmente em repouso (a), se deforma sob influência das forças tectônicas (b), até que ocorra sua fratura, com brusca liberação da energia acumulada. Então, o sistema volta ao equilíbrio (c).

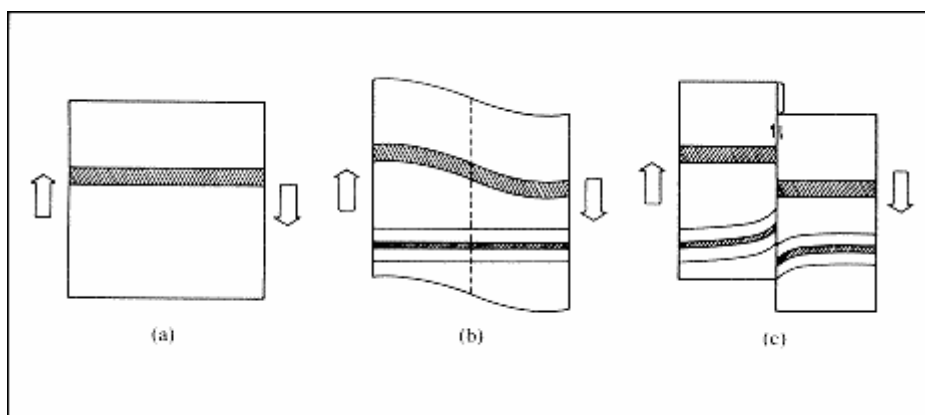


Figura 2.5: Esquema da Teoria do Rebote Elástico

Fonte: ILCE – MEX

Certos parâmetros são utilizados para definir um abalo sísmico: foco ou hipocentro, epicentro, epicentro, profundidade focal, distância epicentral, intensidade e magnitude. Podem ser classificados em estáticos e dinâmicos.

Os parâmetros estáticos (Figura 2.6) são: profundidade do sismo; foco (ou hipocentro), lugar geométrico no qual ocorre o evento; epicentro, lugar na superfície que se encontra quando se traça uma vertical passando pelo foco, ou seja, é o ponto localizado na superfície imediatamente acima do foco; distância focal – entre a estação na superfície e o foco; e distância epicentral – entre a estação na superfície e o epicentro.

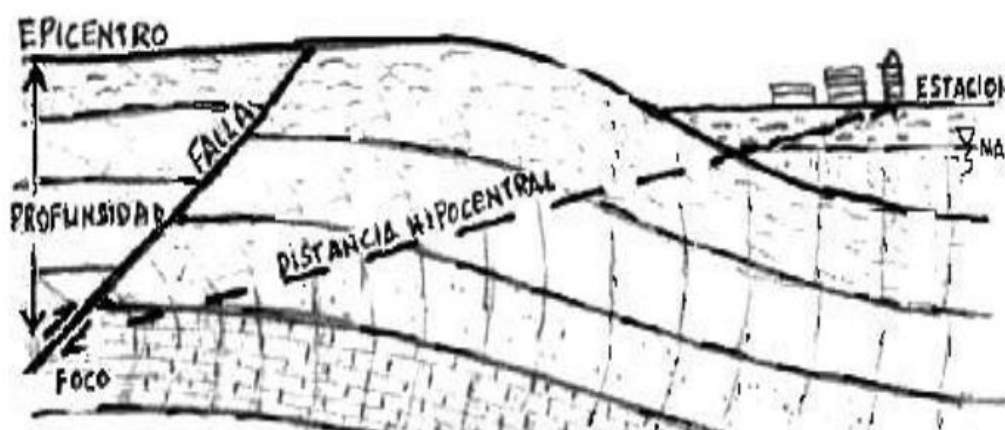


Figura 2.6: Parâmetros estáticos do sismo

Fonte: UNAL

Os parâmetros dinâmicos são: horário do evento; duração da excitação; amplitude – deslocamento das partículas do solo; intensidade – remete aos danos ocasionados; magnitude – remete à energia liberada e que se calcula pela amplitude do movimento. A frequência e o período variam de acordo com a energia da onda na estação de registro.

Quando ocorre um sismo, ondas elásticas de vários tipos são liberadas. As principais são classificadas em: primárias (ondas *P*), secundárias (ondas *S*) e de superfície (Figura 2.7). O meio pode sofrer dois tipos de deformações como decorrência da passagem das ondas elásticas: variações do volume sem mudar a forma e variações da forma sem mudar o volume.

As ondas primárias (também chamadas de ondas *P*, compressionais, dilatacionais ou longitudinais) são muito rápidas e as primeiras a serem registradas

no acelerograma (Figura 2.7 – a). Provocam sucessivas compressões e dilatações do meio, na direção em que se propagam.

As ondas secundárias (também chamadas de ondas *S*, cisalhantes ou transversais) provocam deformações de cisalhamento, com vibrações transversais à direção em que se propagam (Figura 2.7 – b).

As ondas de superfície se propagam nas camadas mais superficiais da Terra e são produto das ondas *P* e *S* reverberadas nessas camadas. São as verdadeiras geradoras dos danos em distâncias superiores a cem quilômetros, pois nessas distâncias possuem mais energia. As mais conhecidas são as ondas *Rayleigh* e as ondas *Love* (Figura 2.7 – c e Figura 2.7 – d –, respectivamente).

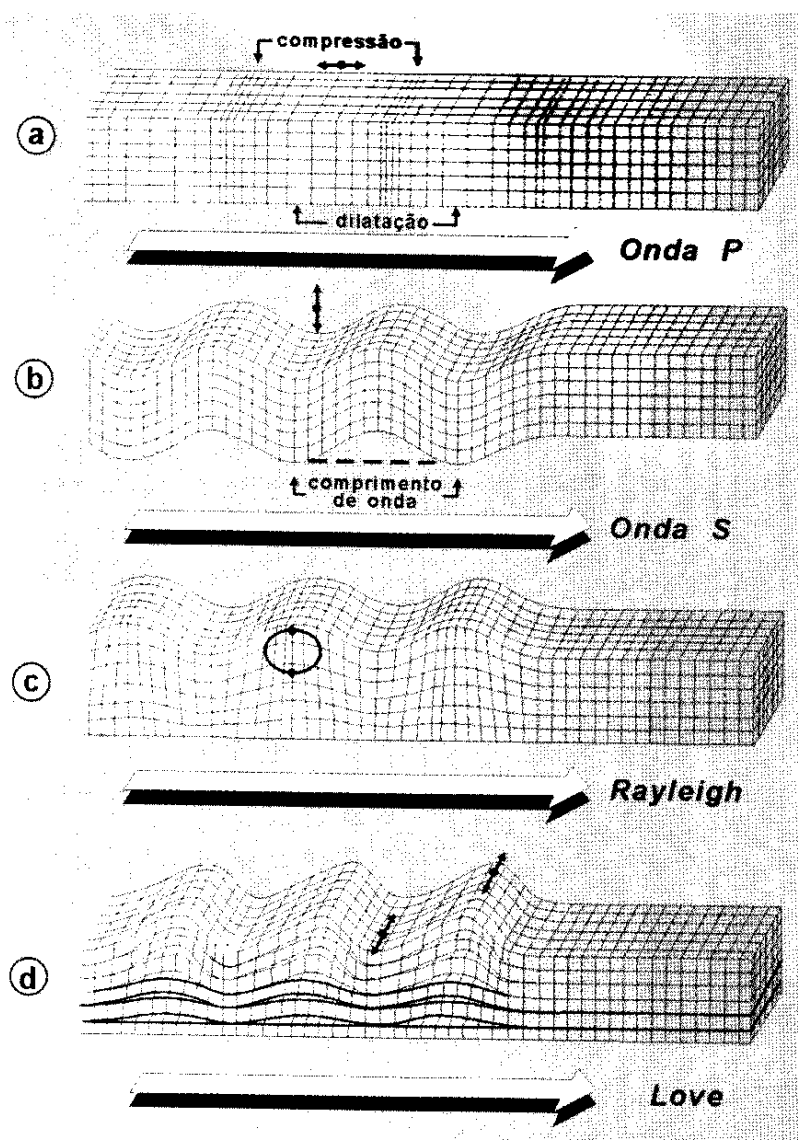


Figura 2.7: Principais ondas elásticas liberadas em decorrência de um sismo

Fonte: Teixeira (2000)

2.1.1 Classificação dos sismos

A gravidade de um sismo é caracterizada pela sua magnitude e intensidade. A magnitude é medida pela Escala de Gutenberg-Richter, criada em 1935 pelos sismólogos americano Charles Francis Richter e Beno Gutenberg através da análise das intensidades sísmicas de terremotos anteriores registrados.

A magnitude é uma grandeza absoluta, medida quantitativa do tamanho dos terremotos; relaciona-se com a energia liberada no foco e com a amplitude medida nos sismógrafos – aparelhos compostos de um sensor, que acusa as vibrações existentes, e um registrador, que transcreve as informações medidas pelo sensor.

O princípio do sismógrafo é representado na Figura 2.8. Por causa da inércia, a massa suspensa permanece praticamente estática quando o solo e a estrutura se movem horizontalmente.

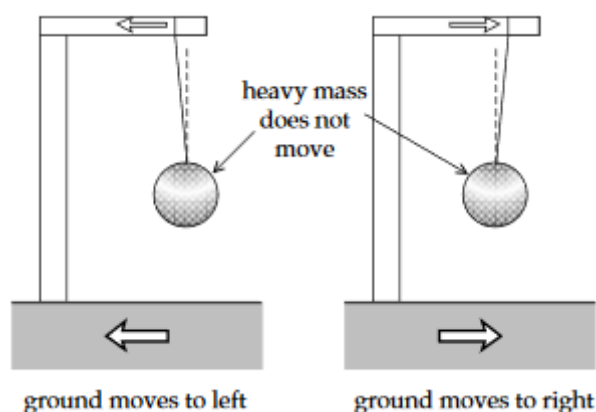


Figura 2.8: Princípio do sismógrafo

Fonte: Lowrie (2007)

Para cobrir todas as magnitudes, a Escala de Gutenberg-Richter foi idealizada como logarítmica sem limites. Apesar de ir do grau zero até o infinito, nunca foram registrados sismos de grau igual ou superior a dez, mostrando que um limite superior é imposto pela própria natureza já que se relaciona com o limite de resistência das rochas componentes da crosta terrestre. A relação entre a magnitude e a energia de um sismo se dá pela equação $\log E = 11,8 + 1,5 M$. São ilustradas na Tabela 2.1 as correspondências entre a magnitude medida na Escala de Gutenberg-Richter e seus efeitos.

Magnitude Richter	Efeitos
Menor que 3,5	Geralmente não sentido, mas gravado.
Entre 3,5 e 5,4	Às vezes sentido, mas raramente causa danos.
Entre 5,5 e 6,0	No máximo causa pequenos danos a prédios bem construídos, mas pode danificar seriamente casas mal construídas em regiões próximas.
Entre 6,1 e 6,9	Pode ser destrutivo em áreas em torno de até 100 km do epicentro.
Entre 7,0 e 7,9	Grande terremoto. Pode causar sérios danos numa grande faixa.
8,0 ou mais	Enorme terremoto. Pode causar graves danos em muitas áreas mesmo que estejam a centenas de quilômetros.

Tabela 2.1: Magnitude Richter e seus efeitos

Fonte: IF – USP

Nem sempre um terremoto de maior magnitude é o mais destruidor. Os terremotos mais fortes já registrados foram o do Alasca (9,2 graus na Escala de Gutenberg-Richter, 1964) e Chile (9,5 graus na Escala de Gutenberg-Richter, 1960). Apesar da grande magnitude, o sismo registrado no Alasca não gerou nenhuma morte já que ocorreu em região remota, diferentemente do terremoto do Chile, que deixou como consequência milhares de mortes e grandes perdas materiais.

Para a medida da destruição física e social de um terremoto, avalia-se a chamada intensidade sísmica (Tabela 2.2), medida qualitativa (pois depende da observação humana) que descreve os efeitos produzidos pelos sismos em locais da superfície terrestre.

Existem diversas escalas para a medida da intensidade. A mais famosa e utilizada chama-se Escala de Mercalli. Criada em 1902 pelo sismólogo italiano Giuseppe Mercalli, se baseia nos efeitos produzidos nas estruturas e percebidos pelas pessoas nas proximidades do abalo; possui doze graus.

Escala de Intensidade Mercalli Modificada (simplificada)		
Grau	Descrição dos Efeitos	Aceleração (g)
I	Não sentido. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes.	
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores ou locais favoráveis.	<0,003
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida com a da passagem de um caminhão leve. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico.	0,004 – 0,008
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida com a da passagem de um caminhão pesado. Janelas, louças, portas fazem barulho. Paredes e estruturas de madeira rangem.	0,008 – 0,015
V	Sentido fora de casa. Pessoas acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham, abrem.	0,015 – 0,04
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Janelas e louças quebradas. Objetos e livros caem de prateleiras. Reboco fraco e construção de má qualidade racham.	0,04 – 0,08
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis quebram. Danos em construção de má qualidade, algumas trincas em construção normal. Queda de reboco, ladrilhos ou tijolos mal assentados, telhas. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.	0,08 – 0,15
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão.	0,15 – 0,3
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	0,3 – 0,6
X	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios às barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.	0,6 – 1
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente destruídas.	~ 1 – 2
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha deslocados. Linhas de visada e níveis alterados. Objetos atirados ao ar.	~ 2

Wilson Teixeira e outros (orgs.). *Decifrando a Terra*. São Paulo, Oficina de Textos, 2000

Tabela 2.2: Escala de Mercalli Modificada

Fonte: Teixeira (2000)

A intensidade é mais elevada no epicentro e diminui à medida que se afasta do mesmo. Não existe correlação direta entre magnitude e intensidade, já que um terremoto forte pode produzir intensidade baixa, ou um terremoto fraco pode produzir alta intensidade. Fatores que afetam a intensidade são profundidade de foco, distância ao epicentro, geologia da área afetada e qualidade das construções civis, entre outros.

A medida de intensidade através da Escala Mercalli e similares deixa aos poucos de ser usada, pelo fato de estar baseada em uma análise subjetiva. A tendência é que a classificação dos terremotos se dê apenas pela sua magnitude, através da Escala de Gutenberg-Richter.

Apesar da Escala de Gutenberg-Richter ser de fácil entendimento, a amplitude fornecida não é suficiente para caracterizar a onda com intuito de dimensionamento de estruturas civis. Para tal, é necessário saber a variação das solicitações no tempo – a frequência do movimento –. Introdz-se então o conceito de aceleração sísmica,

que corresponde, em termos de resposta estrutural, ao valor máximo da aceleração absoluta de um sistema de um grau de liberdade com rigidez infinita, sendo representada como um percentual da aceleração da gravidade.

2.1.2 Sismos no Brasil

Em 2017, o Instituto de Astronomia e Geofísica da Universidade de São Paulo – IAG – USP – elaborou um novo mapa sísmico (Figura 2.9), com dados da Rede Sismográfica Brasileira, mostrando que existem outros lugares no Brasil onde ocorrem abalos sísmicos importantes, negligenciados pela ABNT NBR 15421:2006.

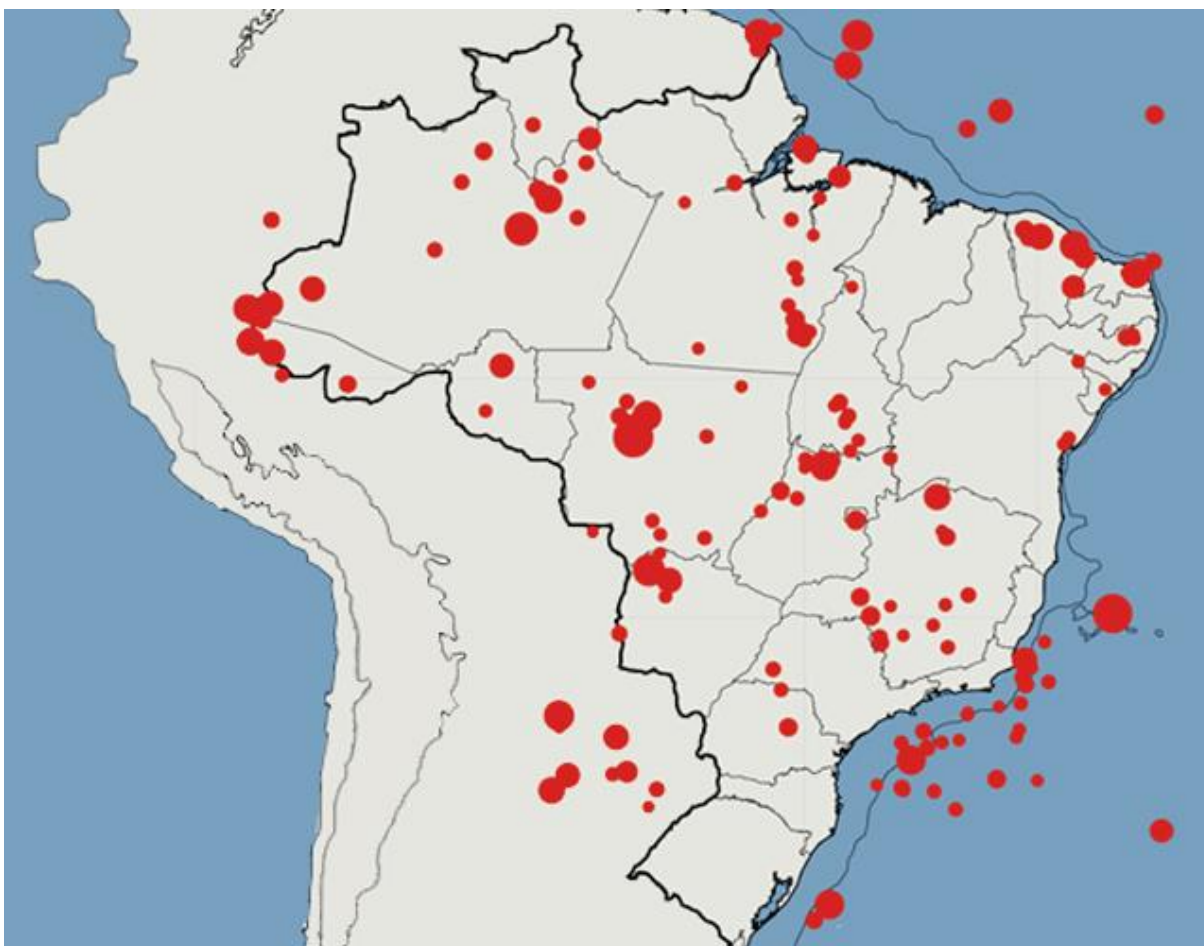


Figura 2.9: Mapa Brasileiro de Sismos – 2017

Fonte: IAG – USP

No país, em média, sismos de magnitude 4 ocorrem cerca de duas vezes por ano; de magnitude 5, uma vez a cada 4 anos; e de magnitude 6, uma vez a cada 50 anos.

2.1.3 Elementos básicos de dinâmica das estruturas

A vibração é o movimento de uma partícula, corpo ou sistema de corpos deslocados de uma posição de equilíbrio de maneira oscilatória. Causas de vibração em estruturas podem ser, por exemplo, ventos e sismos. Os efeitos dos sismos têm muita importância devido ao enorme potencial de danos às estruturas e perdas de vida, anualmente cerca de dez mil.

As vibrações podem ocorrer em muitas direções e se originar da interação de muitos fatores. O movimento de um sistema vibratório é governado pelas leis da mecânica, em especial a segunda lei de Newton – $F = ma$. Nas estruturas, “ m ” é a massa da edificação e “ a ” é a aceleração do solo; “ F ” é conhecida como uma força inercial, criada pela tendência da estrutura de permanecer em repouso, na sua posição original, embora o solo sob a mesma se mova.

Corpos que possuem massa e elasticidade são capazes de vibrar. Quando as partículas de um corpo são deslocadas pela aplicação de uma força externa, os esforços internos, na forma de energia elástica presente no corpo, tentam levá-las à posição original. Na posição de equilíbrio, toda a energia elástica é convertida em energia cinética e o corpo continua a mover na direção oposta.

A energia cinética é convertida em energia elástica ou energia de deformação e recoloca o corpo na posição de equilíbrio. Deste modo, o movimento vibratório se repete continuamente com a alternância de energias. Consequentemente, cada movimento que se repete após um intervalo de tempo é denominado vibração ou oscilação. Frequência (f) é o número de ciclos completos de vibração por segundo, e período (T) é o tempo necessário para completar um ciclo completo de vibração ($T=1/f$).

A dinâmica estuda as forças e movimentos dependentes do tempo. A ação dinâmica é aquela que varia sua magnitude, direção, sentido e posição ao longo do tempo. A resposta estrutural às ações dinâmicas pode ser avaliada de duas formas: determinística e não-determinística. Na análise determinística, a resposta estrutural é conhecida como função do tempo; na análise não-determinística, a variação da vibração no tempo não é completamente conhecida.

Nos problemas estáticos, a carga é constante no tempo. A resposta da estrutura é dada pelos deslocamentos apenas, existe apenas uma solução para o problema e esta é calculada através do equilíbrio estático.

Já nos problemas dinâmicos, as ações e as respostas da estrutura variam com o tempo, e as respostas às ações dinâmicas são dadas em deslocamentos, velocidades e acelerações (Figura 2.10). As soluções para um problema dinâmico são infinitas e dependentes do tempo, logo, a análise é mais complexa e mais demorada. Além disso, a resposta não depende apenas das ações, mas também das forças inerciais que se opõem à aceleração produzida. As forças inerciais são as características mais importantes em um problema estrutural de dinâmica.

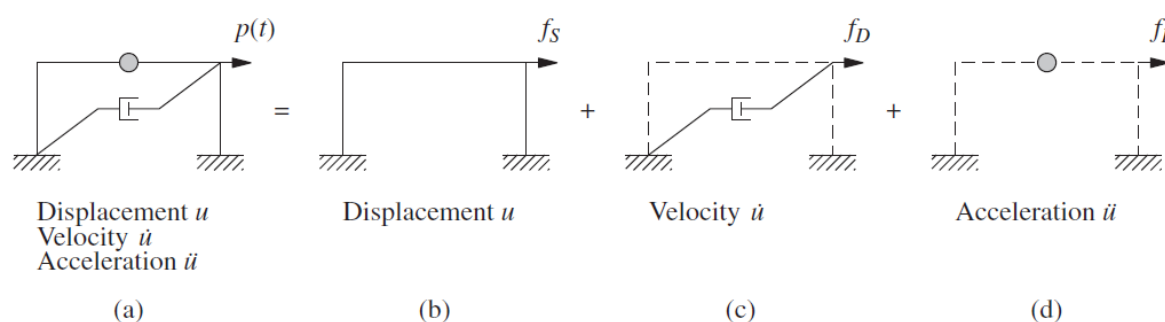


Figura 2.10: (a) Sistema; (b) Componente da rigidez; (c) Componente do amortecimento; (d) Componente da massa

Fonte: Chopra (2001)

Os graus de liberdade são o número de coordenadas necessárias para especificar a posição ou a geometria de uma partícula de massa em qualquer instante durante a sua vibração. Todas as estruturas reais possuem infinitos graus de liberdade dinâmicos. Logo, um número infinito de coordenadas é necessário para especificar a posição da estrutura em qualquer instante de tempo.

Cada grau de liberdade tem uma correspondente frequência natural de vibração. Logo, uma estrutura possui tantas frequências naturais quanto graus de liberdade. Para cada frequência natural, a estrutura tem seu próprio modo de vibração. A forma de vibração é conhecida como forma ou modo característico de vibração.

Para definir a posição de um corpo no espaço, são necessárias seis coordenadas: uma para cada das três translações e uma para cada das três rotações. Dependendo do número de coordenadas independentes necessárias para descrever o movimento, o sistema vibratório é dividido nas seguintes categorias: sistema de um grau de liberdade, sistema de múltiplos graus de liberdade ou sistema contínuo.

É chamado de sistema de um grau de liberdade aquele no qual apenas uma coordenada é necessária para definir a posição ou geometria da massa do sistema em qualquer instante de tempo (Figura 2.11 – b).

Se mais do que uma coordenada independente é necessária para especificar completamente a posição ou geometria de distintas massas do sistema em qualquer instante de tempo, ele é chamado de sistema de múltiplos graus de liberdade (Figura 2.11 – a).

Já o sistema contínuo (ou distribuído) é caracterizado se a massa de um sistema é considerada distribuída, logo, possui infinitos graus de liberdade.

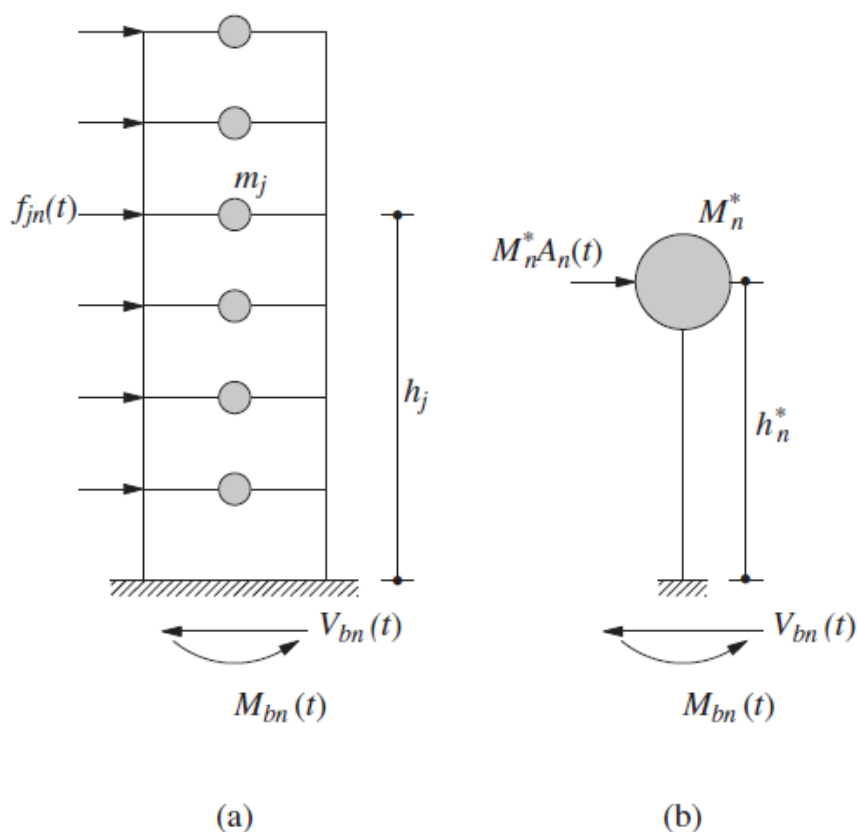


Figura 2.11: (a) Forças estáticas equivalentes e esforço cortante de base no enésimo modo; (b) Sistema de um grau de liberdade com massa modal efetiva e altura modal efetiva

Fonte: Chopra (2001)

Para entender o comportamento de uma estrutura, é necessário desenvolver seus modelos matemáticos sob as ações dinâmicas. O modelo de um grau de liberdade é o mais simples, e para o seu desenvolvimento são assumidas algumas hipóteses, como: a massa dos pilares é muito pequena, toda a massa é considerada concentrada ao nível das lajes; o conjunto viga-laje é assumido como infinitamente

rígido – sua flexibilidade é ignorada –, logo, a rigidez da estrutura é proveniente dos pilares. Como as vigas são construídas monoliticamente com os pilares, as ligações viga-pilar são consideradas rígidas, logo, com rotações relativas nulas. A possibilidade de deslocamento lateral é devida ao sistema rígido viga-laje.

O modelo resultante das considerações acima mencionadas é chamado de modelo de estrutura de cisalhamento. Os elementos necessários para determinar o comportamento dinâmico são: a força inercial, a força de restauração, a força de amortecimento e a força de excitação.

A vibração pode ser caracterizada como livre, forçada, amortecida e forçada amortecida.

Sem a força de amortecimento (também chamada de força de fricção) o sistema vibraria indefinidamente, com uma amplitude constante e sua frequência natural, o que não ocorre na realidade. As forças de amortecimento sempre estão presentes em sistemas em movimento, e sua presença forma um mecanismo no qual a energia mecânica – cinética ou potencial – é transformada em outra forma de energia, como a calorífica. Esse mecanismo de transformação é chamado de dissipação de energia.

O amortecimento é o fenômeno no qual a energia do sistema é reduzida gradualmente, ou a amplitude da vibração vai reduzindo até que a vibração do sistema é completamente eliminada. Portanto, a taxa de decréscimo da amplitude depende da quantidade de amortecimento. O amortecimento é útil para controlar a amplitude de vibração. Pode ser classificado em três tipos principais: viscoso, de Coulomb e histerético.

O amortecimento viscoso (Figura 2.12) é caracterizado pelas forças de amortecimento serem proporcionais à magnitude da velocidade, e de sentido oposto ao do movimento. Por apresentar comportamento linear, de descrição matemática simples, o amortecimento viscoso é largamente aplicado em modelagens. O fator de proporcionalidade é chamado de coeficiente de amortecimento viscoso.

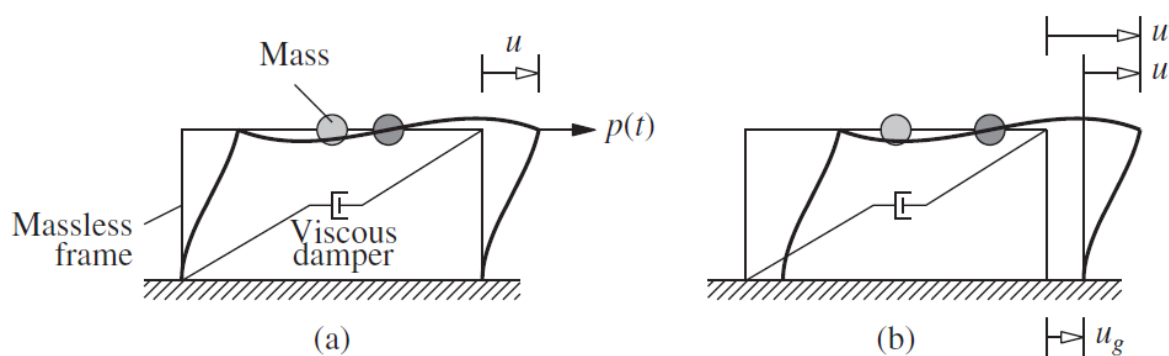


Figura 2.12: Amortecedor viscoso, sistema de um grau de liberdade: (a) Força aplicada $p(t)$;
(b) Movimento do solo induzido pelo sismo

Fonte: Chopra (2001)

O amortecimento crítico é definido como o maior valor do coeficiente de amortecimento para o qual o sistema não oscilará quando excitado inicialmente, mas simplesmente retornará à posição de equilíbrio. Amortecimentos abaixo do crítico são chamados de subcríticos, e acima, de supercríticos. A taxa de amortecimento em sistemas estruturais é geralmente menor que 10% do amortecimento crítico.

2.1.4 Comportamento sísmico de estruturas

O movimento vibratório em todas as direções introduz acelerações aos edifícios, por consequência forças de inércia e deslocamentos diferenciais entre pavimentos. Os efeitos do sismo na estrutura não dependem somente da sua natureza, mas também das características da estrutura.

Pode-se citar a diferença do comportamento entre estruturas formadas por pórticos e estruturas com paredes de cisalhamento (pilares-parede). Na primeira, a resistência lateral é obtida através da flexão de vigas e colunas, portanto relativamente flexível. Já na segunda, a resistência às forças laterais é obtida através de deformação por cisalhamento, portanto mais rígida.

O modelo estrutural idealizado possui um grau de liberdade, com a concentração de toda a massa no topo (Figura 2.13). O período da estrutura aumenta conforme diminui a rigidez, ou aumenta a massa. Cada estrutura tem seu período (ou sua frequência) natural.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

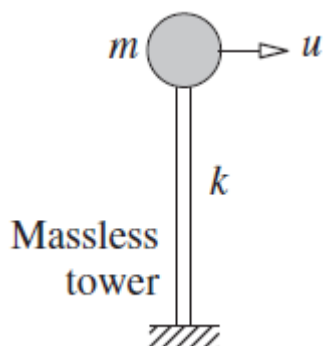


Figura 2.13: Modelo estrutural idealizado

Fonte: Chopra (2001)

Quanto maior a altura, maior o período e menor a frequência, portanto, o movimento vibratório ocorre de maneira mais lenta (Figura 2.14). Por exemplo, um edifício de dois pavimentos possui período e frequência fundamentais de 0,2 segundos e 5 ciclos por segundo, respectivamente; já um edifício de cinco pavimentos apresenta período de 0,5 segundo e, conseqüentemente, frequência de 2 ciclos por segundo.

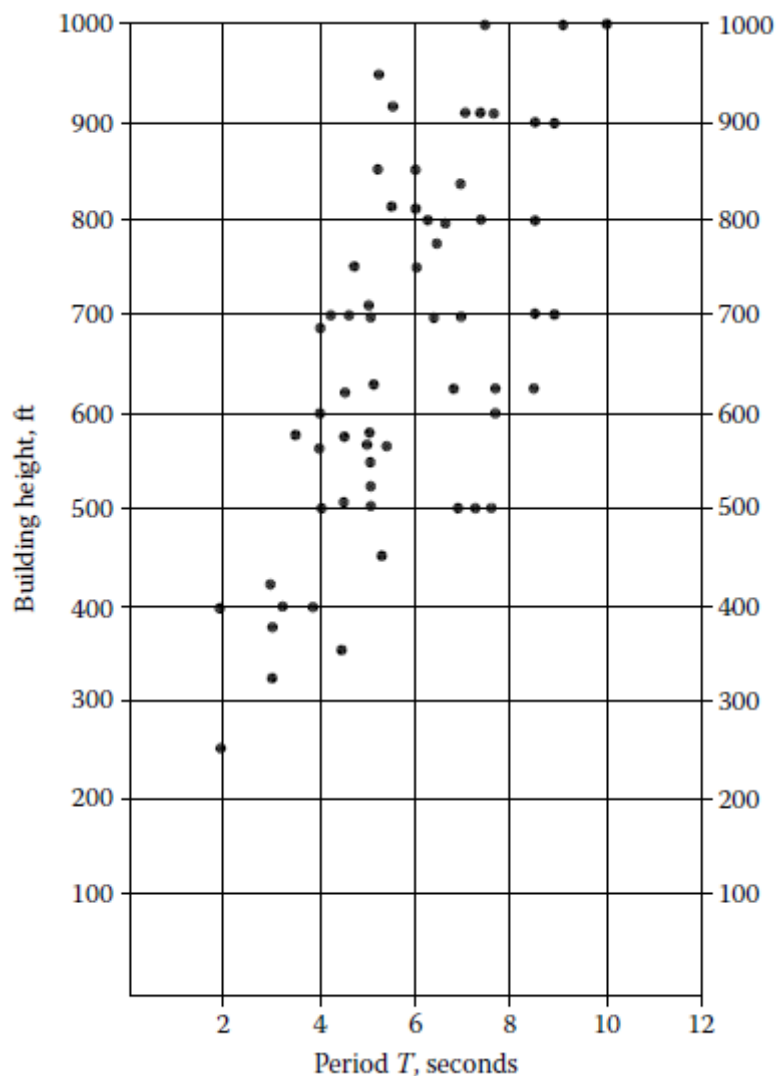


Figura 2.14: Período versus altura do edifício

Fonte: Taranath (2010)

As consequências da ocorrência de um sismo em estruturas podem ser diversas. São comuns casos de tombamento, onde a estrutura rotaciona com um movimento aproximado de um corpo rígido.

Um dos principais danos é o chamado cisalhamento de base, caracterizado por um corte decorrente da movimentação do solo e da estrutura adjacente, sem que a superestrutura apresente capacidade de transmitir os esforços. Ocorre normalmente quando os pavimentos iniciais são relativamente fracos.

O tipo de solo é um dos fatores que influenciam na resposta estrutural. Sob solos moles, as estruturas se deslocam mais devido à amplificação das vibrações. Já os solos rígidos se mostram mais resistentes. Em solos granulares que apresentem uma granulometria mal distribuída, pode ocorrer o fenômeno da liquefação. Podem

ocorrer também deslizamentos de porções do solo. A seguir, são ilustrados alguns fenômenos relacionados à resposta sísmica dos solos, como a liquefação (Figuras 2.15, 2.16 e 2.17) e o escorregamento (Figuras 2.18 e 2.19).

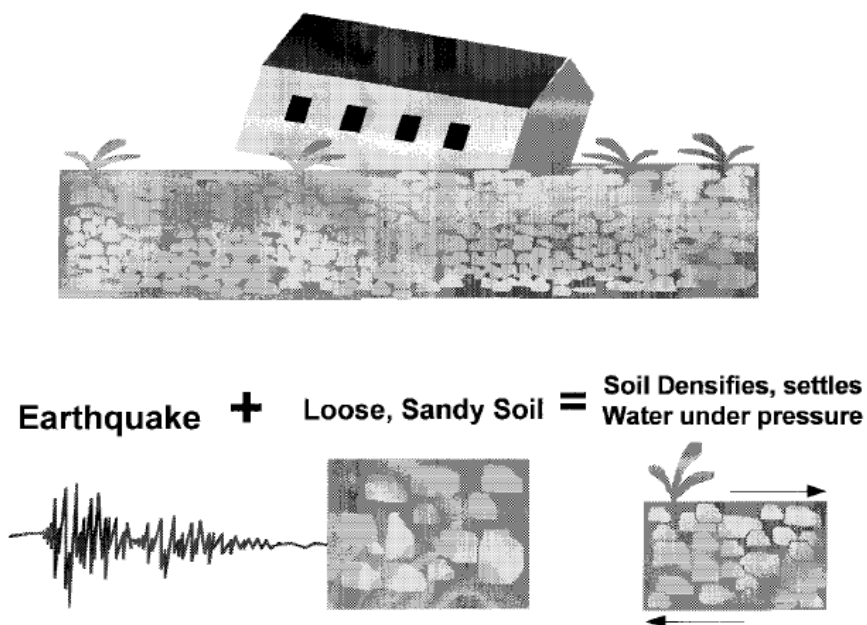


Figura 2.15: Liquefação

Fonte: Chen (1999)



Figura 2.16: Liquefação – Niigata – JAP

Fonte: Chen (1999)



Figura 2.17: Liquefação – Niigata – JAP

Fonte: Chen (1999)

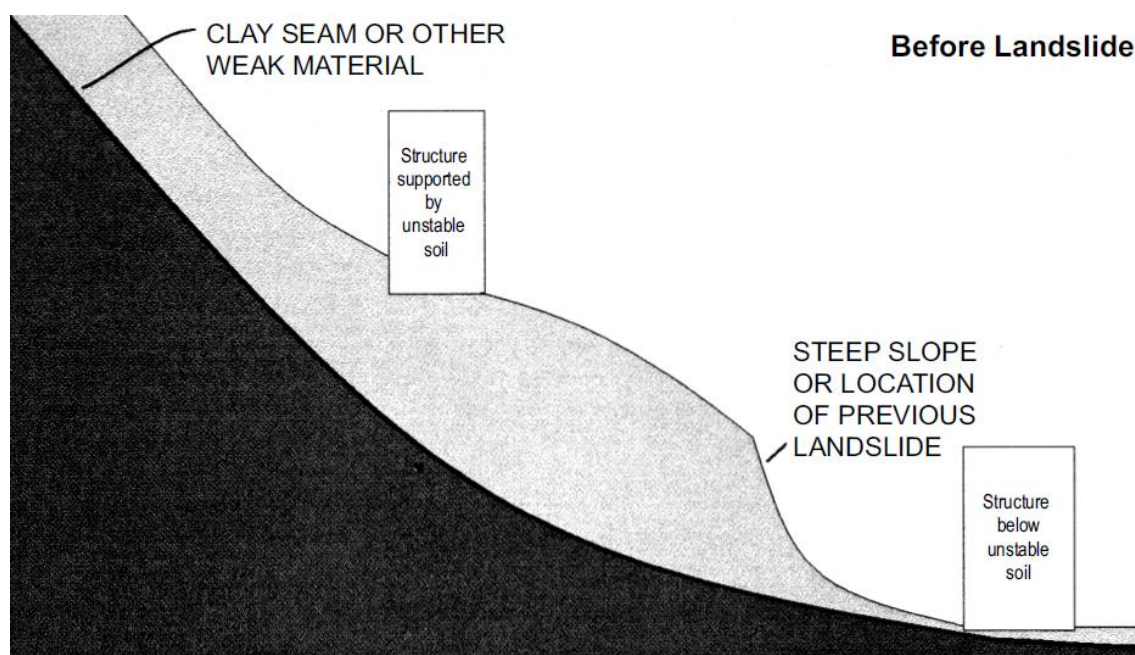


Figura 2.18: Escorregamento

Fonte: Chen (1999)

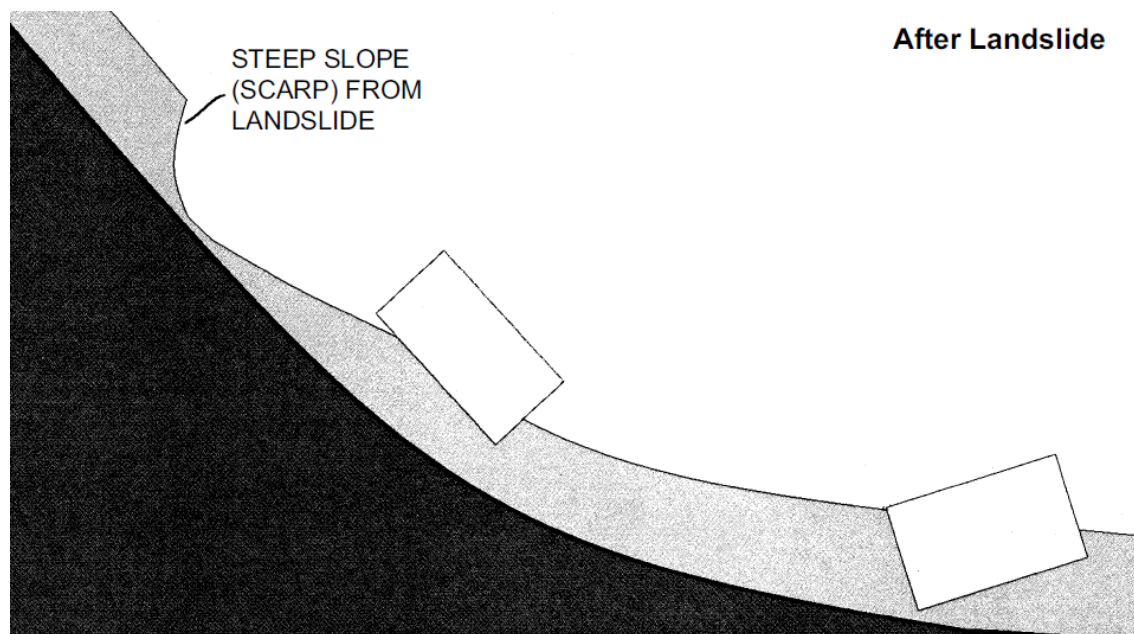


Figura 2.19: Escorregamento

Fonte: Chen (1999)

Na Figura 2.20, são ilustradas falhas por: resistência ao cisalhamento inadequada (a), resistência viga/pilar inadequada (b), flexão global (c), mau confinamento do concreto nos elementos estruturais (d), *heavy floor* (andar pesado) (e), torção (f), *soft story* (pavimento fraco) (g) e efeitos de segunda ordem – P-delta (h).

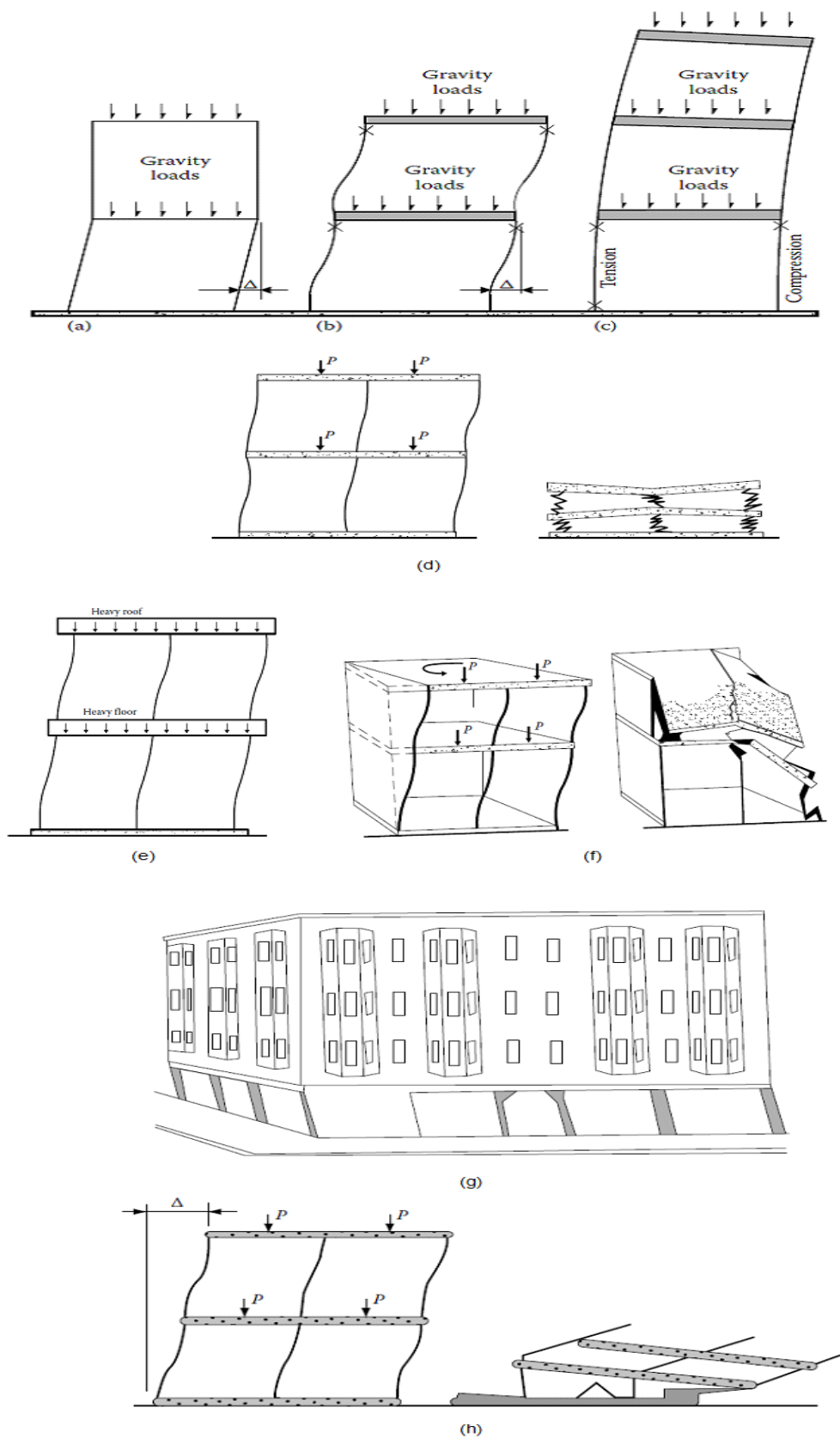


Figura 2.20: Alguns padrões de colapso

Fonte: adaptado de Taranath (2010)

Nas Figuras 2.21 e 2.22 são apresentados casos de colapso do tipo *soft-story* – pavimento fraco.



Figura 2.21: Soft story

Fonte: Chopra (2001)



Figura 2.22: Soft story

Fonte: Chopra (2001)

Um efeito dinâmico que pode ocorrer nas estruturas, decorrente da ação sísmica, é a ressonância. Quando a frequência do movimento do solo está próxima da frequência natural da estrutura, a resposta tende a ser amplificada. Conseqüentemente, a estrutura pode sofrer grandes danos.

Exemplo de ocorrência da ressonância em estruturas é o colapso de vários edifícios, em decorrência de sismo, na Cidade do México, 1985. Os edifícios colapsados possuíam em torno de 20 pavimentos – período natural de aproximadamente 2 segundos. Outras estruturas de diferentes alturas e frequências naturais sofreram pouco ou nenhum dano.

2.1.5 Concepção estrutural sismo-resistente

A concepção estrutural adequada é o ponto mais importante para que uma estrutura reaja adequadamente frente a um evento sísmico, de comportamento bastante incerto, apesar do grande avanço de pesquisa nas décadas passadas.

Deve-se prezar pela uniformidade e simplicidade, para que a energia se dissipe de maneira suave na estrutura; evitar recuos e variações abruptas de seção – descontinuidades geram concentrações de esforços – e dar preferência para estruturas simétricas. Configurações desejáveis e indesejáveis no plano (Figura 2.23) e em elevação (Figura 2.24) são apresentadas a seguir.

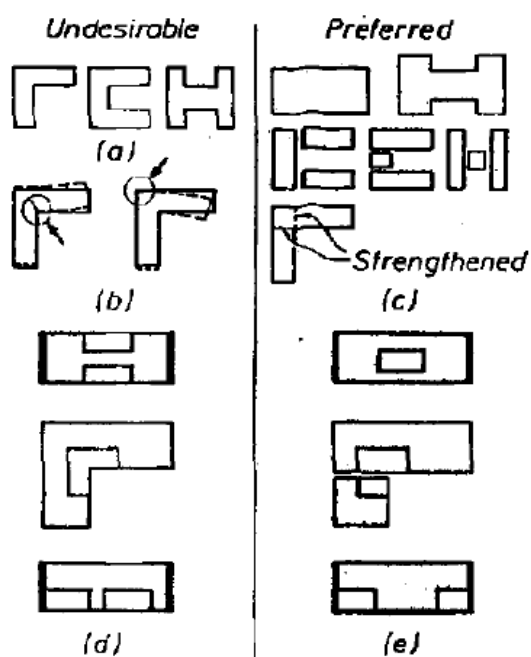


Figura 2.23: Configurações no plano

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

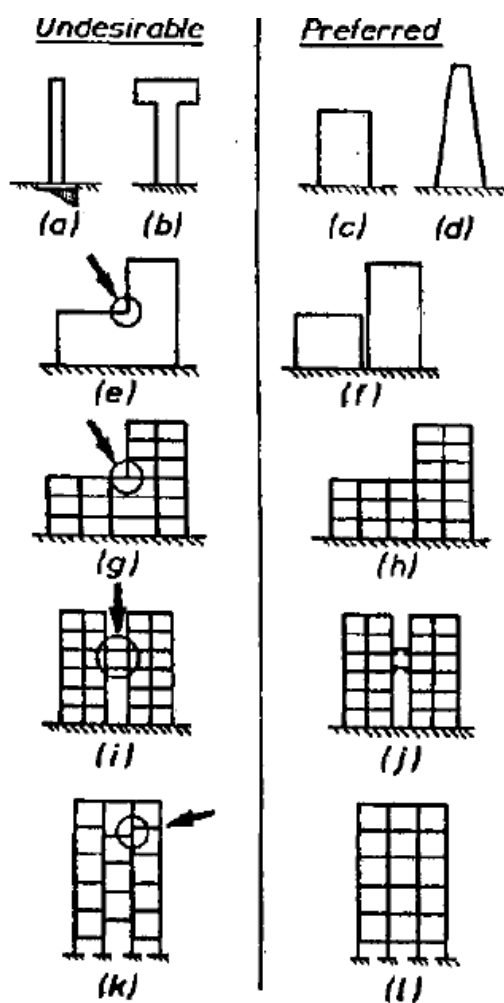


Figura 2.24: Configurações verticais

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

Interações entre pórticos e paredes podem concentrar tensões e levar a rupturas globais (Figura 2.25) e locais (Figura 2.26).

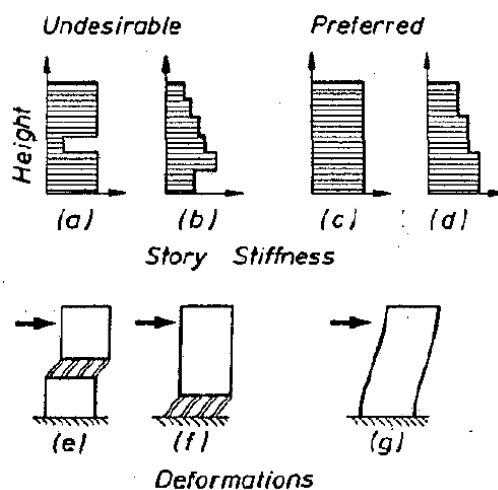


Figura 2.25: Interação entre pórticos e paredes

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

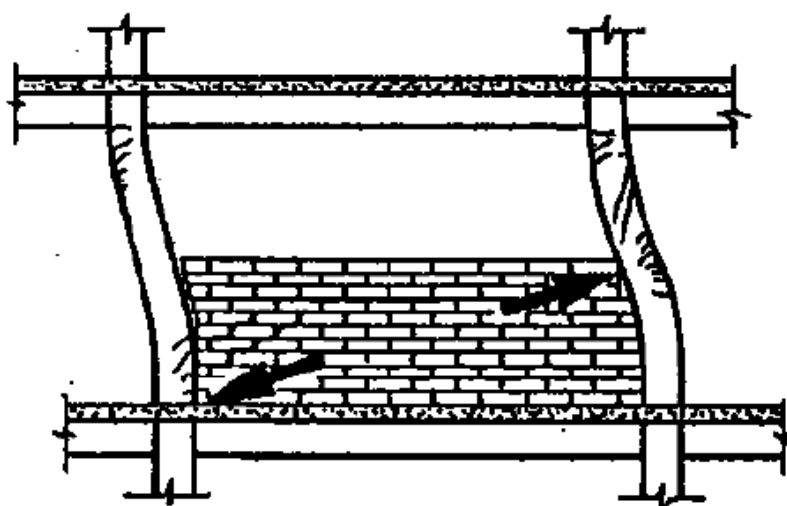


Figura 2.26: Interferência não-intencional com as deformações estruturais

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

A ductilidade – capacidade de deformação, em regime inelástico, do material sem haver ruptura – possibilita melhor distribuição das tensões localizadas, fundamental sob ações sísmicas. Se houver ruptura, deve ser dúctil – de flexão – e não frágil – de cisalhamento –. Os gráficos de tensão *versus* deformação típicos de materiais frágeis (Figura 2.27) e dúcteis (Figura 2.28), respectivamente, são apresentados a seguir. Na Figura 2.29 é apresentada a ruptura frágil de um pilar.

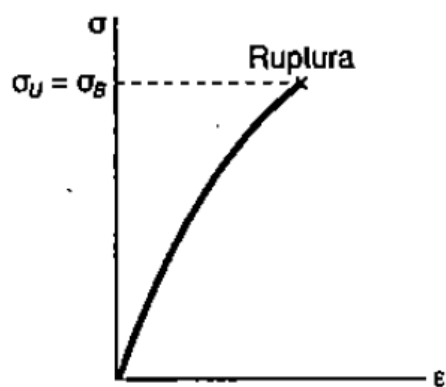


Figura 2.27: Gráfico tensão x deformação típico de materiais frágeis
Fonte: Beer & Jonhston (1995)

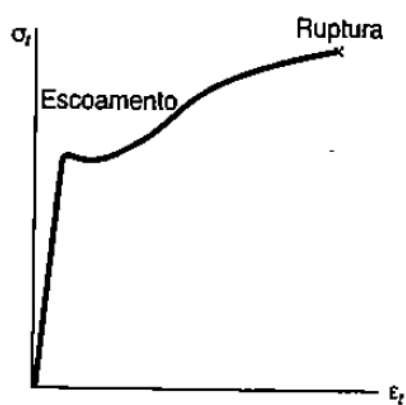


Figura 2.28: Gráfico tensão x deformação típico de materiais dúcteis
Fonte: Beer & Jonhston (1995)

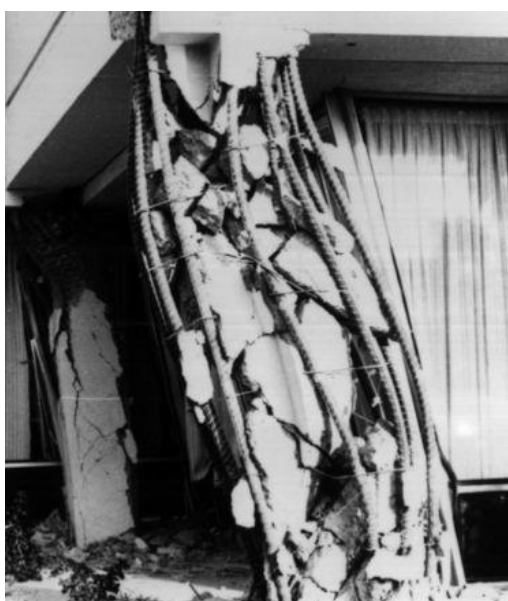


Figura 2.29: Ruptura frágil de pilar
Fonte: Chopra (2001)

A estrutura deve ter resistência e rigidez suficientes à translação em duas direções perpendiculares e à torção (Figura 2.30). Deve ser dada a preferência a pilares robustos – sistema pilar-rígido – viga-flexível – e uso de pilares-parede (paredes de cisalhamento). A massa e a rigidez lateral devem ser distribuídas de maneira aproximadamente uniforme, e que proporcione proximidade entre os centros de massa e de rigidez (Figura 2.31).

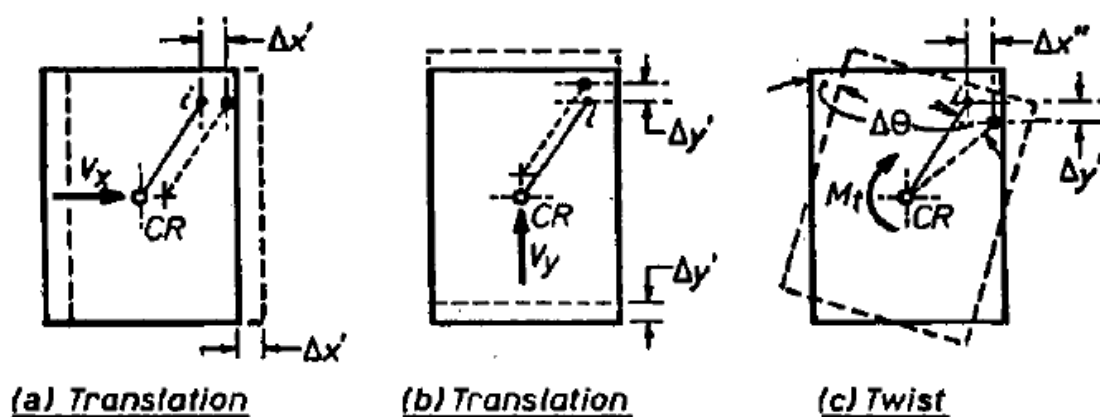


Figura 2.30: Translações e torção

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

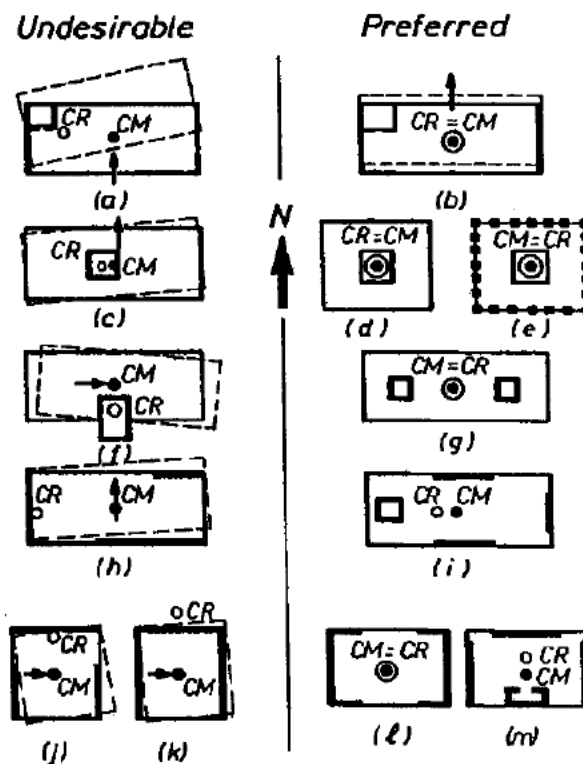


Figura 2.31: Relação da massa e rigidez lateral com as elevações

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

As lajes dos pavimentos devem ser armadas em duas direções e adequadamente projetadas para se comportar como diafragma rígido, uniformizando a transferência de energia. As aberturas necessárias devem ser realizadas em locais adequados e possuir o devido reforço.

A estrutura deve ser redundante, permitindo mais de um trajeto para as cargas. Dessa forma, falhas locais de elementos estruturais não afetam a estabilidade global da estrutura.

Os deslocamentos no topo e relativos entre pavimentos e a torção global do edifício devem ser limitados, para prevenir falhas de elementos estruturais e problemas com elementos arquitetônicos.

As fundações devem ser apropriadas, preferencialmente de mesmo tipo, providas de cintas horizontais para amarração e distribuídas de maneira que submetam a superestrutura a ações sísmicas aproximadamente uniformes.

O concreto deve estar confinado pela armadura (Figuras 2.32, 2.33 e 2.34). Os estribos devem ser dobrados a 135 graus; à 90 graus, apresentam tendência de abrir frente ações sísmicas. Estribos suplementares são muito importantes. Nas proximidades dos nós e emendas, os estribos devem estar mais próximos – possuir menor espaçamento entre si.

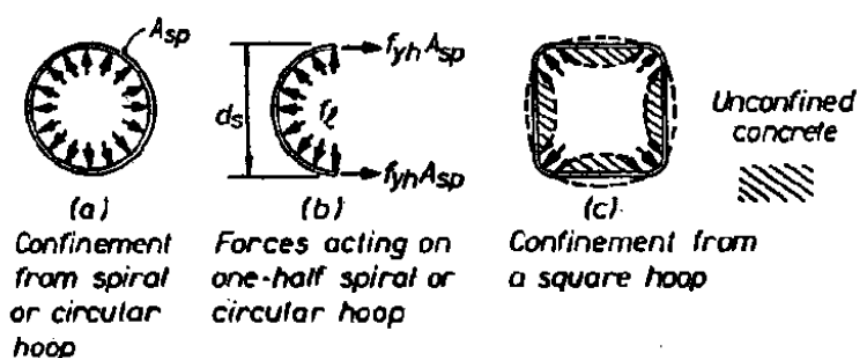


Figura 2.32: Confinamento do concreto

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

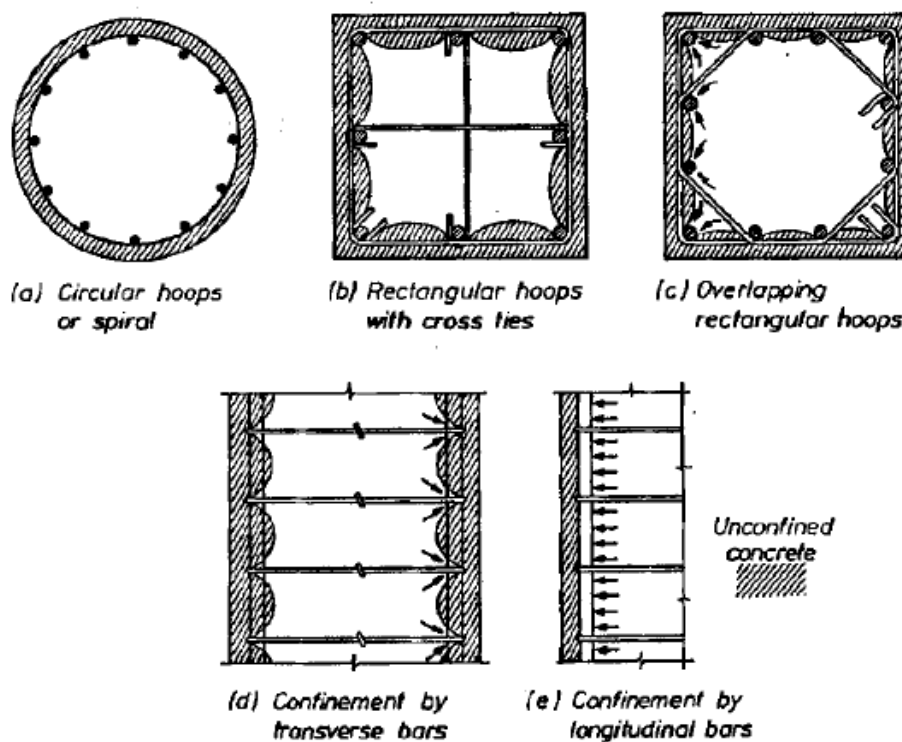


Figura 2.33: Confinamento de seções de pilar por armaduras transversais e longitudinais

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

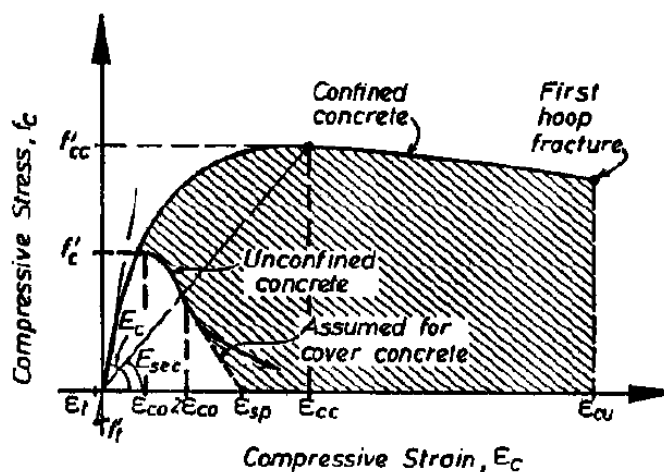


Figura 2.34: Modelo de tensão-deformação: concreto comprimido confinado e não-confinado

Fonte: Paulay e Priestley (1992)

As ligações devem ser adequadas, para que as cargas sejam transferidas dos elementos estruturais para a fundação, e desta para o solo.

2.1.6 A norma brasileira de projeto de estruturas sismo-resistentes

A ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento – é consideravelmente recente. Sua criação se deu pela necessidade

de qualificação internacional das normativas brasileiras, juntamente com outras normas, como a de incêndios. Apesar de não existirem textos normativos brasileiros referentes a sismos anteriormente à 2006, estruturas especiais como barragens e centrais nucleares já possuíam a necessidade de avaliação das ações sísmicas em seu dimensionamento.

A norma define critérios para o projeto de edificações. Não se aplica a estruturas especiais, como: pontes, viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, tanques, vasos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado. Nos casos citados, deve-se recorrer a normas internacionais.

As ações sísmicas são caracterizadas como excepcionais (ABNT NBR 8681:2003). Têm como valores característicos nominais aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

Os valores característicos das ações sísmicas são definidos de acordo com o zoneamento sísmico brasileiro, a definição da classe do terreno e do espectro de resposta de projeto. As estruturas são categorizadas sísmicamente para definir os sistemas estruturais permitidos, limitações nas irregularidades das estruturas, componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas que devem ser realizadas. Essa categorização depende da natureza da ocupação e da importância de utilização e da categoria sísmica, função da zona sísmica em que se encontram.

2.1.6.1 Valores característicos das ações sísmicas

2.1.6.1.1 Zoneamento sísmico brasileiro

O território brasileiro é dividido em 5 zonas sísmicas (Tabela 2.3), classificadas de acordo com a variação de a_g – aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe *B* – Rocha.

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

Tabela 2.3: Zonas sísmicas

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

onde g é a aceleração da gravidade, de valor $9,81 \text{ m/s}^2$.

Estruturas localizadas na zona sísmica 0 podem ter os efeitos das ações sísmicas desprezados. Para estruturas localizadas nas zonas sísmicas de 1 a 3, os valores a serem considerados para a_g podem ser obtidos por interpolação nas curvas da Figura 2.35.

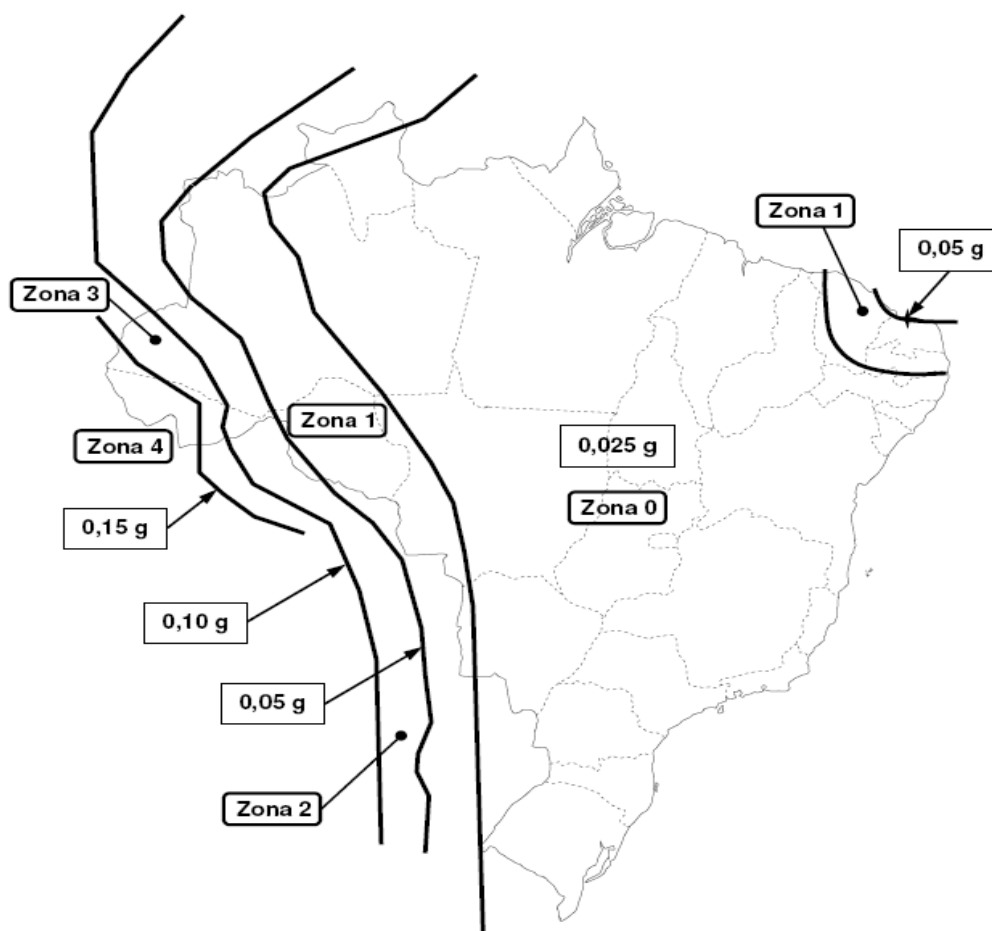


Figura 2.35: Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (Rocha)

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.1.2 Definição da classe do terreno

O terreno deve ser enquadrado em uma das classes da Tabela 2.4, associadas aos valores médios dos parâmetros geotécnicos avaliados nos 30 metros superiores do terreno.

Se não for conhecida a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento, o terreno pode ser classificado a partir de N , o número médio de golpes do ensaio *SPT*. Se houver uma camada superficial de solo superior a 3 metros, as classes de rocha *A* ou *B* não podem ser consideradas.

Para solos estratificados em diversas camadas i de espessura d_i ($i=1, 2, 3, \dots, n$) e número médio de golpes *SPT* N_i , os valores médios de v e N são obtidos a partir destas expressões:

$$\overline{v_s} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad \overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\overline{v_s}$	\overline{N}
A	Rocha sã	$\overline{v_s} \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	1500 m/s $\geq \overline{v_s} \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq \overline{v_s} \geq 370$ m/s	$\overline{N} \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq \overline{v_s} \geq 180$ m/s	$50 \geq \overline{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\overline{v_s} \leq 180$ m/s	$\overline{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Tabela 2.4: Classe do terreno

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.1.3 Definição do espectro de resposta do terreno

O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, para acelerações horizontais, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, é definido a partir da aceleração sísmica horizontal característica a_g e da classe do terreno, utilizando as seguintes grandezas:

$$a_{gs0} = C_a a_g$$

$$a_{gs1} = C_v a_g$$

onde:

a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo;

C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, conforme Tabela 2.5, em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno;

T é o período natural, em segundos, associado a cada um dos modos de vibração da estrutura.

O espectro de resposta de projeto é considerado aplicado à base da estrutura.

Nos casos em que se identifique que uma estrutura ou parte dela apresenta uma fração de amortecimento crítico diferente de 5%, um fator de correção, devidamente justificado, pode ser aplicado pelo projetista ao espectro de resposta de projeto.

Fatores de amplificação sísmica no solo

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

Para valores de $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear. Para a classe do terreno F , um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido.

Tabela 2.5: Fatores de amplificação sísmica no solo

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Para valores de a_g entre $0,10g$ e $0,15g$, os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear.

Para a classe de terreno F , um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido. As classes de terreno F correspondem aos solos que exigem avaliação específica: aqueles vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; turfas ou argilas muito orgânicas; argilas muito plásticas; e estratos muito espessos (espessura maior ou igual a 35 metros) de argila mole ou média.

O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, é apresentado graficamente na Figura 2.36, e definido numericamente em três faixas de períodos, em segundos, pelas expressões:

$$S_a(T) = a_{gs0}(18,75 T C_a/C_v + 1,0) \quad (\text{para } 0 < T < C_v/C_a \cdot 0,08)$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad (\text{para } C_v/C_a \cdot 0,08 < T < C_v/C_a \cdot 0,4)$$

$$S_a(T) = a_{gs1}/T \quad (\text{para } C_v/C_a \cdot 0,4 < T)$$

Quando for necessário definir um espectro para acelerações verticais, as acelerações deste espectro podem ser tomadas como 50% das acelerações correspondentes definidas nos espectros para acelerações horizontais.

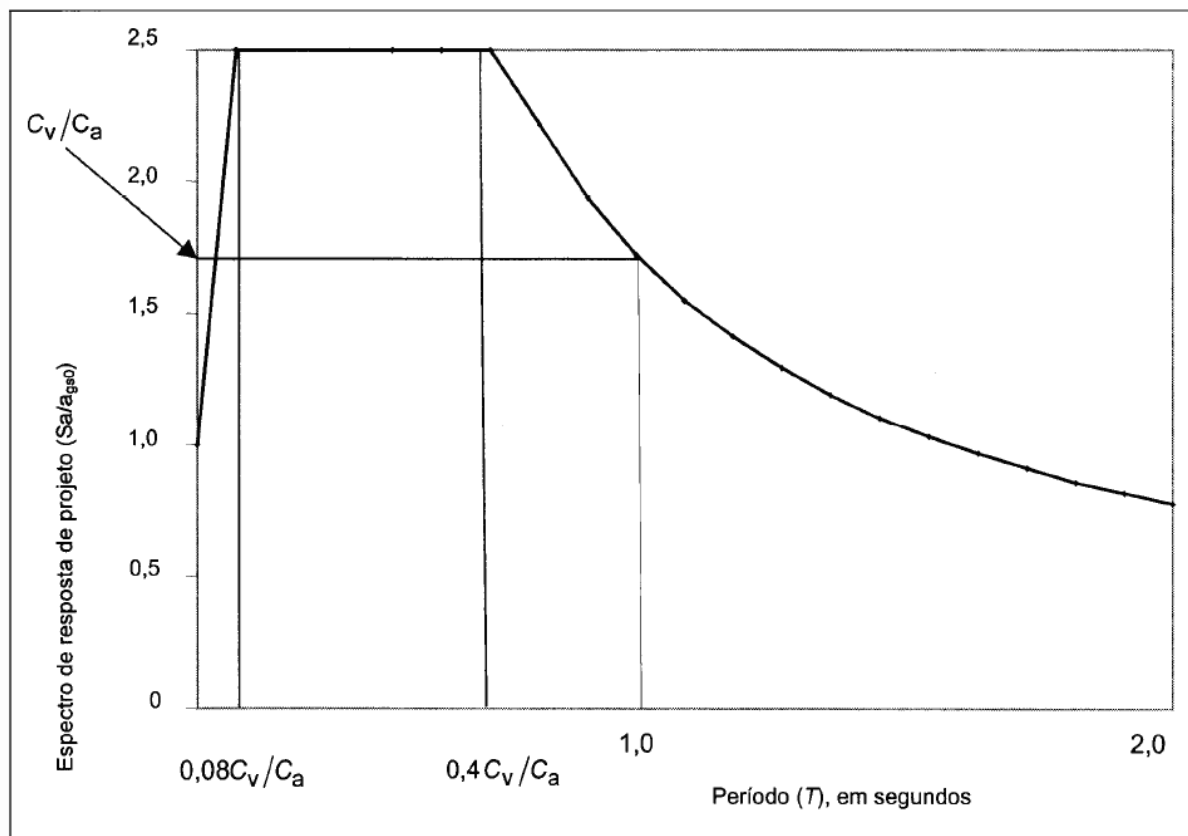


Figura 2.36: Variação do espectro de resposta de projeto (S_a/a_{gso}) em função do período (T)

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.2 Categorização das estruturas para análise sísmica

Para cada estrutura deve ser definida uma categoria sísmica. As categorias sísmicas são utilizadas para definir os sistemas estruturais permitidos, limitações nas irregularidades das estruturas, componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas que devem ser realizadas.

Da mesma forma, para cada estrutura deve ser definida uma categoria de utilização e um correspondente fator de importância de utilização (I), conforme a Tabela 2.6.

Deve-se observar que as estruturas necessárias ao acesso às estruturas de categoria II ou III também devem ser categorizadas como tal. Caso uma estrutura contenha áreas de ocupação de mais de uma categoria, a categoria mais alta deve ser considerada no projeto.

Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator /
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: <ul style="list-style-type: none"> - Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área - Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes - Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes - Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes - Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias - Instituições penitenciárias - Quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes - Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III - Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III 	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: <ul style="list-style-type: none"> - Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias - Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência - Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência - Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III - Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência - Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo. - Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional - Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas como altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal. 	1,50

Tabela 2.6: Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Em função da zona sísmica é definida uma categoria sísmica, de acordo com a Tabela 2.7.

Categoria sísmica

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

Tabela 2.7: Categoria sísmica

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

De acordo com a categoria sísmica da estrutura, seguem alguns requisitos de análise.

Estruturas de categoria sísmica A, localizadas em zona sísmica 0 não exigem nenhum requisito de resistência sísmica. Para estruturas localizadas em zona sísmica 1, é adotado o seguinte procedimento:

estruturas localizadas na zona sísmica 1, devem apresentar sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Devem resistir a cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos, e independentemente em cada uma de duas direções ortogonais, com valor numérico igual a:

$$F_x = 0,01w_x$$

onde:

F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x .

w_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental.

Para as **estruturas categorizadas como B e C** (zonas sísmicas 2, 3 e 4), a análise sísmica pode ser feita de acordo com o método das forças horizontais equivalentes ou por um processo mais rigoroso.

2.1.6.3 Requisitos sísmicos para as estruturas de prédios

2.1.6.3.1 Critérios básicos

Os requisitos definidos nesta seção são específicos para estruturas de prédios de categoria sísmica *B* e *C*. As estruturas de categoria sísmica *A* localizadas na zona sísmica *1* devem atender somente aos requisitos definidos nas subseções Critérios Básicos (2.1.6.3.1), Ligações em Suportes (ABNT 15421:2006 – Item 8.1.1) e Fixação de Paredes (2.1.6.3.8).

Todo prédio deve possuir um sistema estrutural capaz de fornecer adequada rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia, relativamente às ações sísmicas, no sentido vertical e em duas direções ortogonais horizontais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. As ações sísmicas horizontais definidas aqui podem atuar em qualquer direção de uma estrutura.

Um sistema contínuo de transferência de cargas deve ser projetado, com adequada rigidez e resistência, para garantir a transferência das forças sísmicas, desde os seus pontos de aplicação até as fundações da estrutura. Sistemas com descontinuidades bruscas de rigidez ou de resistência em planta ou em elevação não são recomendados. Uma distribuição uniforme e contínua de resistência e de rigidez nas estruturas é desejável.

Assimetrias significativas de massa e de rigidez são indesejáveis. São recomendados sistemas estruturais apresentando redundância, através de várias linhas de elementos sísmo-resistentes verticais, conectados entre si por diafragmas horizontais de elevada capacidade de dissipação de energia.

Todas as partes da estrutura devem ser adequadamente conectadas ao sistema estrutural sísmo-resistente principal. Todas as ligações entre elementos estruturais devem ser capazes de transmitir uma força sísmica horizontal, no sentido mais desfavorável, produzida pela aceleração a_{gs0} , aceleração espectral para o período de 0,0s.

2.1.6.3.2 Sistemas básicos sismo-resistentes

Os sistemas estruturais sismo-resistentes considerados na ABNT NBR 15421:2006 estão listados na Tabela 2.8. Nela também estão definidos os coeficientes de modificação de resposta R , os coeficientes de sobre-resistência Ω_0 e os coeficientes de amplificação de deslocamentos C_d , a serem utilizados, de acordo com as prescrições da norma, para a determinação das forças de projeto nos elementos estruturais e dos deslocamentos da estrutura.

Nos **sistemas definidos na Tabela 2.8 como duais**, compostos por um pórtico momento-resistente e por outro tipo de sistema (pilares-parede de concreto ou pórticos de aço contraventados em treliça), o pórtico momento resistente deve resistir a pelo menos 25% da força sísmica total. A divisão das forças sísmicas entre os elementos que compõem os sistemas duais deve ser de acordo com a sua rigidez relativa.

Em duas direções ortogonais não há restrição à utilização de diferentes sistemas resistentes, devendo ser aplicados a cada direção os respectivos coeficientes R , Ω_0 e C_d definidos na Tabela 2.8.

Além dos sistemas duais explicitamente definidos nessa tabela, a resistência de diferentes sistemas resistentes pode ser combinada em cada uma das direções ortogonais da estrutura. Neste caso, em cada uma das direções horizontais devem ser considerados os valores mais desfavoráveis para os coeficientes R , Ω_0 e C_d correspondentes aos sistemas utilizados.

Quando houver modificação do tipo de sistema na vertical, em um mesmo sistema resistente, não podem ser aplicados valores menos desfavoráveis para estes coeficientes em um pavimento do que os usados nos pavimentos superiores. Não é necessário aplicar esta limitação para subestruturas apoiadas em uma estrutura principal, cujo peso não ultrapasse 10% do peso total desta estrutura.

As **estruturas do tipo pêndulo invertido** podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes, devendo ser considerada uma variação linear do momento fletor, desde o seu valor máximo determinado na base até a metade deste valor no topo da estrutura.

Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo – resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta R	Coeficiente de sobre - resistência Ω_0	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento especial	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

Tabela 2.8: Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.3.3 Configuração estrutural

As estruturas de categoria sísmica *B* e *C* devem ser classificadas como regulares ou irregulares, de acordo com sua configuração estrutural no plano e na vertical.

2.1.6.3.3.1 Deformabilidade dos diafragmas

Os diafragmas podem ser considerados flexíveis se a máxima deflexão horizontal transversal a um eixo da estrutura paralelo ao eixo do diafragma, medida com relação à média dos deslocamentos relativos de pavimento dos pontos extremos deste eixo, for mais do que o dobro desta média dos deslocamentos relativos dos pontos extremos.

Diafragmas de concreto que tenham uma relação entre vão e profundidade menor do que 3,0 e não apresentem as irregularidades estruturais no plano podem ser classificados como rígidos.

2.1.6.3.3.2 Irregularidades no plano

As estruturas que apresentem uma ou mais das irregularidades listadas na Tabela 2.9 devem ser projetadas como tendo irregularidade estrutural no plano. Estas estruturas têm requisitos específicos de projeto, que são definidos nos itens referenciados na mesma Tabela (ABNT NBR 15421:2006). Os requisitos associados à irregularidade do Tipo 1 não precisam ser considerados para prédios de até dois pavimentos.

Irregularidades estruturais no plano

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Item de referência
1	Irregularidade torsional, definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção accidental, medido transversalmente a um eixo, é maior do que 1,2 vezes a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Os requisitos associados à irregularidade torsional não se aplicam se o diafragma é classificado como flexível, de acordo com 8.3.1.	8.7.3 9.4.2 9.5
2	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica no plano, como elementos resistentes verticais consecutivos com eixos fora do mesmo plano.	8.3.4 8.7.3 8.8
3	Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos com relação aos eixos ortogonais principais deste sistema.	8.5 8.7.3

Tabela 2.9: Irregularidades estruturais no plano

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.3.3 Irregularidades na vertical

As estruturas apresentando uma ou mais das irregularidades listadas na Tabela 2.10 devem ser projetadas como tendo irregularidade estrutural na vertical. Estas estruturas têm requisitos específicos de projeto, que são definidos nos itens referenciados na tabela (ABNT NBR 15421:2006).

As estruturas que apresentem irregularidades do tipo 5 não podem ter mais de dois pavimentos, nem mais de 9 metros de altura. Esta limitação não precisa ser considerada se as forças sísmicas forem multiplicadas pelo fator Ω_0 definido na Tabela 2.8.

Irregularidades Estruturais na Vertical		
Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Item de referência
4	Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos afastados de uma distância maior de que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior.	8.3.4
5	Caracterização de um "pavimento extremamente fraco", como aquele em que a sua resistência lateral é inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sismo-resistentes presentes na direção considerada.	8.3.3

Tabela 2.10: Irregularidades estruturais na vertical

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.3.3.4 Elementos suportando pórticos e pilares-parede descontínuos

Colunas, vigas, lajes e treliças suportando pórticos e pilares-parede sismo-resistentes apresentando irregularidades dos tipos 2 ou 4, conforme definido nas Tabelas 2.9 e 2.10, respectivamente, devem ser projetados considerando os efeitos sísmicos na direção vertical (E_v), e os decorrentes do sismo horizontal com o efeito da sobre-resistência (E_{mh}), considerados a seguir.

2.1.6.3.4 Efeitos do sismo vertical e do sismo horizontal com sobre-resistência

Os efeitos do sismo na direção vertical devem ser considerados em seu sentido mais desfavorável e determinados de acordo com a expressão abaixo:

$$E_v = 0,5(a_{gs0}/g)G$$

onde:

E_v corresponde aos efeitos do sismo vertical;

a_{gs0} é a aceleração espectral para o período de 0,0 segundos, já considerado o efeito de amplificação do solo;

g é a aceleração da gravidade;

G corresponde aos efeitos das cargas gravitacionais.

Nas situações em que seja exigida a verificação na condição de sobre-resistência, os efeitos dos sismos na direção horizontal devem ser amplificados de acordo com a expressão:

$$E_{mh} = \Omega_0 E_h$$

onde:

E_{mh} corresponde aos efeitos do sismo horizontal, incluindo a sobre-resistência;

Ω_0 é o coeficiente de sobre-resistência (Tabela 2.8);

E_h corresponde aos efeitos do sismo horizontal.

2.1.6.3.5 Direção das forças sísmicas

Na análise de cada elemento pertencente ao sistema sismo-resistente, a direção de aplicação das forças sísmicas na estrutura deve ser a que produz o efeito mais crítico no elemento em questão. Permite-se aplicar as forças separadamente em cada uma das direções horizontais ortogonais, sem considerar a superposição dos efeitos em duas direções.

As estruturas de categoria sísmica *C* que apresentarem irregularidades no plano do tipo 3, conforme Tabela 2.9, devem ser verificadas em cada uma das direções ortogonais, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções com 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta.

Este último requisito também é atendido se for realizada uma análise sísmica com históricos de acelerações no tempo, com a aplicação simultânea de acelerograma horizontais independentes nas duas direções ortogonais.

2.1.6.3.6 Critérios para a modelagem

Modelagem da fundação

É permitido considerar, na análise sísmica, as estruturas como perfeitamente fixadas à fundação. Pode-se considerar os efeitos da flexibilidade da fundação. Os efeitos favoráveis de interação dinâmica solo-estrutura podem ser vir a ser considerados, desde que os procedimentos utilizados sejam adequadamente justificados na análise.

A flexibilidade das fundações pode ser considerada através de um conjunto de molas e amortecedores relativos a cada um dos diversos graus de liberdade da fundação. Na definição das propriedades dos solos a serem utilizadas na determinação destes parâmetros, deve ser considerado o nível de deformações específicas presentes no solo quando da ocorrência do sismo de projeto. Uma variação paramétrica de 50% de acréscimo ou de decréscimo com relação às propriedades dos solos mais prováveis deve ser considerada na análise dinâmica.

Para efeito de verificação do tombamento das estruturas (excetuando-se as estruturas do tipo pêndulo invertido), é permitida uma redução de 25% com relação às forças determinadas de acordo com o método das forças horizontais equivalentes ou de 10% com relação às forças determinadas de acordo com o método espectral.

Peso efetivo para a análise

Os pesos a serem considerados nas análises devem considerar as cargas permanentes atuantes, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento deve-se incluir 25% da carga acidental.

Modelagem da estrutura

O modelo matemático da estrutura deve considerar a rigidez de todos os elementos significativos para a distribuição de forças e deslocamentos na estrutura. O modelo deve representar a distribuição espacial de massa e rigidez em toda a estrutura.

Caso a estrutura apresente irregularidade estrutural no plano dos tipos 1, 2 ou 3 (Tabela 2.9), um modelo tridimensional deve ser utilizado. Neste modelo, cada nó deve possuir ao menos três graus de liberdade, duas translações em um plano horizontal e uma rotação em torno de um eixo vertical.

Quando os diafragmas não forem classificados como rígidos ou flexíveis, o modelo deve incluir elementos que representem a rigidez destes diafragmas.

No caso em que pórticos sismo-resistentes tenham ligações com elementos mais rígidos e não considerados no sistema estrutural sismo-resistente, os pórticos devem ser projetados de forma que a ação ou a ruptura destes elementos não prejudique sua capacidade resistente. A presença destes elementos deve ser considerada na avaliação das irregularidades da estrutura.

2.1.6.3.7 Requisitos para os diafragmas

Os diafragmas horizontais em cada elevação da estrutura devem formar um sistema resistente auto equilibrado, capaz de transferir as forças sísmicas horizontais de seus pontos de aplicação na elevação até os pontos em que elas são transmitidas aos elementos verticais do sistema sismo-resistente. As forças a serem aplicadas em cada elevação nos diafragmas horizontais são as forças obtidas na análise estrutural. No método das forças horizontais equivalentes, as forças horizontais totais em cada elevação são as forças F_x , definidas em 2.1.6.4.3. Para a análise dos diafragmas, estas forças em cada elevação x não podem ser inferiores a:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_x$$

onde:

F_{px} é a força mínima a ser aplicada ao diafragma na elevação x ;

F_i é a força horizontal aplicada na elevação i ; corresponde às forças F_x ;

w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente;

n é o número total de elevações.

Caso haja irregularidades do tipo 2 (Tabela 2.9), os diafragmas devem ser capazes também de transferir as forças aplicadas das extremidades inferiores dos elementos resistentes acima da elevação, para as extremidades superiores dos elementos abaixo da elevação.

Devem receber especial atenção as regiões de transferência das forças dos diafragmas para os elementos verticais do sistema sismo-resistente. Nas estruturas de categoria sísmica C, estas regiões devem ser dimensionadas para o sismo horizontal incluindo sobre-resistência.

2.1.6.3.8 Fixação de paredes

As paredes de concreto ou de alvenaria devem ser construídas de forma que haja uma fixação direta delas ao piso e ao teto da construção. As paredes e sua correspondente fixação à estrutura devem ser dimensionadas considerando uma força sísmica horizontal, no sentido transversal à parede, produzida por uma aceleração igual a:

$$a_{gl} = I \cdot a_{gs0}$$

onde:

I é o fator de importância de utilização (Tabela 2.6);

a_{gs0} é a aceleração espectral para o período de 0,0 segundos, já considerado o efeito de amplificação do solo.

2.1.6.3.9 Limitações para deslocamentos absolutos e deslocamentos relativos de um pavimento

O sistema estrutural sismo-resistente deve ser sempre contínuo. Caso as estruturas sejam divididas em partes, separadas por juntas de construção, estas devem apresentar entre si distâncias que permitam que não haja contato entre elas para os deslocamentos absolutos nas elevações.

Deve ser verificado se os deslocamentos absolutos avaliados na estrutura principal podem implicar danos ou risco de perda de estabilidade para os elementos estruturais ou não estruturais a eles eventualmente fixados.

Os deslocamentos relativos de pavimento são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 2.11. A variável h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão.

Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δ_x)

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Tabela 2.11: Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δ_x)

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

2.1.6.4 Análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes

2.1.6.4.1 Força horizontal total

A força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a expressão:

$$H = C_s W$$

onde:

C_s é o coeficiente de resposta sísmica;

W é o peso total da estrutura.

O coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)}$$

não necessitando ser maior que o valor

$$C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R/I)}$$

nem podendo ser considerado menor que

$$C_{S,mín} = 0,01$$

2.1.6.4.2 Determinação do período

O período natural da estrutura T deve ser obtido por um processo de extração modal, que leve em conta as características mecânicas e de massa da estrutura. O período avaliado desta forma não pode ser maior do que o produto do coeficiente de limitação do período C_{up} , definido na Tabela 2.12 em função da zona sísmica à qual a estrutura em questão pertence, pelo período natural aproximado da estrutura T_a , obtido através da expressão abaixo:

$$T_a = C_T h_n^x$$

Nessa expressão, os coeficientes C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são definidos por:

$C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;

$C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$ para todas as outras estruturas;

h_n é a altura em metros da estrutura acima da base.

Coeficiente de limitação do período

Zona sísmica	Coeficiente de limitação do período (C_{up})
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Tabela 2.12: Coeficiente de limitação do período

Fonte: ABNT NBR 15421:2006

Como alternativa à determinação analítica de T , é permitido utilizar diretamente o período natural aproximado da estrutura T_a .

2.1.6.4.3 Distribuição vertical das forças sísmicas

A força horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x , seja aplicada uma força F_x definida de acordo com a expressão:

$$F_x = C_{vx}H$$

sendo:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (w_i h_i^k)}$$

onde:

C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical;

w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que corresponde às elevações i ou x , respectivamente;

h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x , respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , com os seguintes valores:

para estruturas com período inferior a 0,5s, $k = 1$;

para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, $k = (T + 1,5)/2$;

para estruturas com período superior a 2,5s, $k = 2$.

As forças sísmicas horizontais F_x , correspondentes a cada elevação x , devem ser aplicadas a um modelo de distribuição destas forças entre os diversos elementos verticais sismo-resistentes, que considere a rigidez relativa dos diversos elementos verticais e dos diafragmas horizontais. Este modelo poderá ser também utilizado para avaliar os efeitos de torção na estrutura.

2.1.6.4.4 Consideração da torção

O projeto deverá incluir um momento de torção inerente (M_t) nos pisos, causado pela excentricidade dos centros de massa relativamente aos centros de rigidez, acrescido de um momento torsional acidental (M_{ta}), determinado considerando-se um deslocamento do centro de massa em cada direção igual a 5% da dimensão da estrutura paralela ao eixo perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais. Quando houver aplicação simultânea de forças horizontais nas duas direções, basta considerar o momento acidental obtido na direção mais crítica.

Nos casos das estruturas de categoria sísmica C, onde exista irregularidade estrutural no plano do tipo 1 (Tabela 2.9), os momentos torcionais acidentais M_{ta} em cada elevação devem ser multiplicados pelo fator de amplificação torsional A_x , obtido como segue:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2$$

onde:

δ_{max} é o deslocamento horizontal máximo em uma direção, na elevação x em questão;

δ_{avg} é a média dos deslocamentos na mesma direção, nos pontos extremos da estrutura em um eixo transversal a esta direção.

O fator A_x não precisa ser considerado com valor superior a 3,0.

2.1.6.4.5 Determinação dos deslocamentos relativos e absolutos

Os deslocamentos absolutos das elevações $\bar{\delta}_x$ e os relativos Δ_x dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Nesta avaliação, as propriedades de rigidez dos elementos de concreto devem levar em conta a redução de rigidez pela fissuração. Para as estruturas em que haja efeitos de torção importantes, estes devem ser considerados na avaliação dos deslocamentos relativos Δ_x de pavimento.

Os deslocamentos absolutos $\bar{\delta}_x$ em uma elevação x , avaliados em seu centro de massa, devem ser determinados através da seguinte expressão:

$$\bar{\delta}_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

onde:

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos (Tabela 2.8);

δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática, utilizando as forças sísmicas horizontais equivalentes;

I é o fator de importância de utilização (Tabela 2.6).

Nesta análise se dispensa a limitação de períodos.

Os deslocamentos relativos dos pavimentos Δ_x são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa $\bar{\delta}_x$ nas elevações acima e abaixo do pavimento em questão. Para as estruturas de categoria sísmica C, onde exista irregularidade estrutural no plano do tipo 1 (Tabela 2.9), os deslocamentos relativos Δ_x devem ser avaliados como a maior diferença entre os deslocamentos ao longo do contorno, nas elevações superior e inferior correspondentes ao pavimento em questão.

2.1.6.4.6 Efeitos de segunda ordem

Dispensa-se a consideração dos efeitos de segunda ordem devidos à ação sísmica nos esforços estruturais e deslocamentos, em um pavimento x , se o coeficiente de estabilidade θ , determinado pela expressão a seguir, for inferior a 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{H_x h_{sx} C_d}$$

onde:

P_x é a força vertical em serviço atuando no pavimento x , obtida com fatores de ponderação de cargas tomados iguais a 1,00;

Δ_x são os deslocamentos relativos de pavimento;

H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x ;

h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão;

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, conforme Tabela 2.8.

O valor do coeficiente de estabilidade θ não poderá exceder o valor máximo θ_{max} , definido de acordo com a expressão:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25$$

Quando o valor de θ estiver entre 0,1 e θ_{max} , os esforços nos elementos e os deslocamentos deverão ser multiplicados pelo fator $1,00/(1 - \theta)$.

3 METODOLOGIA

3.1 Edifício modelado

A estrutura consiste em um edifício de concreto armado de 10 pavimentos – 9 pavimentos tipo e cobertura –. O pé-direito estrutural tem o valor de 2,8 metros e o vão entre pilares é de 6 metros.

As dimensões inferidas para os elementos estruturais foram de:

- espessura de 12cm para as lajes;
- largura de 20cm e altura de 60cm para as vigas;
- $b=25\text{cm}$ e $h=70\text{cm}$ para pilares de canto; $b=25\text{cm}$ e $h=80\text{cm}$ para pilares de extremidade; $b=25\text{cm}$ e $h=100\text{cm}$ para pilares centrais.

O edifício foi modelado no *software* de elementos finitos SAP2000, conforme a Figura 3.1.

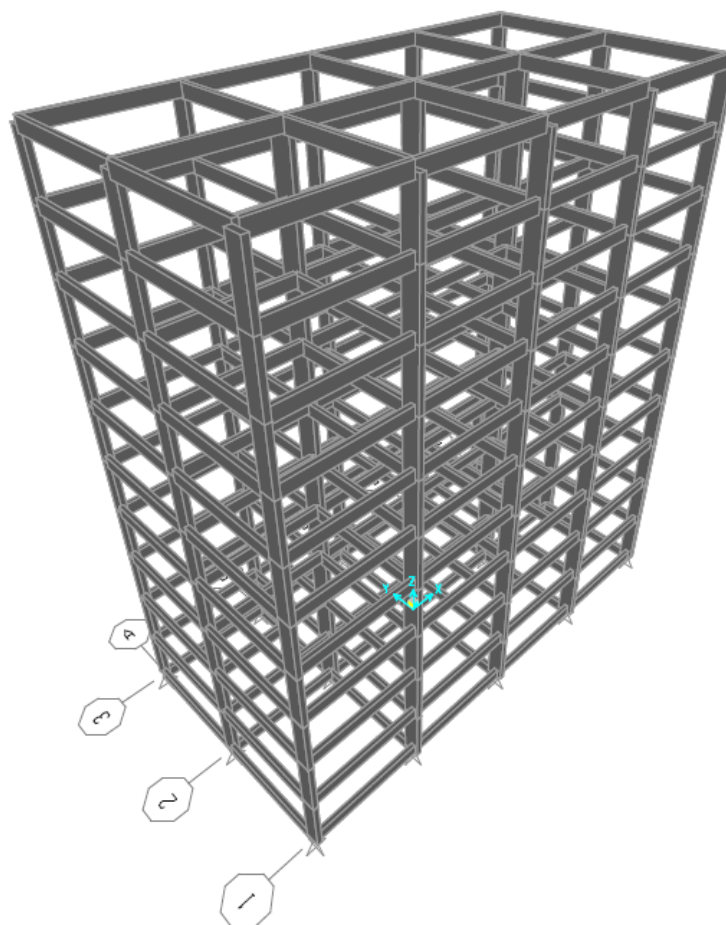


Figura 3.1: Edifício modelado – vista tridimensional

Fonte: Autor (2019)

A Figura 3.2 mostra um esboço de um corte horizontal do edifício – seções de vigas e pilares e identificação das lajes, vigas e pilares.

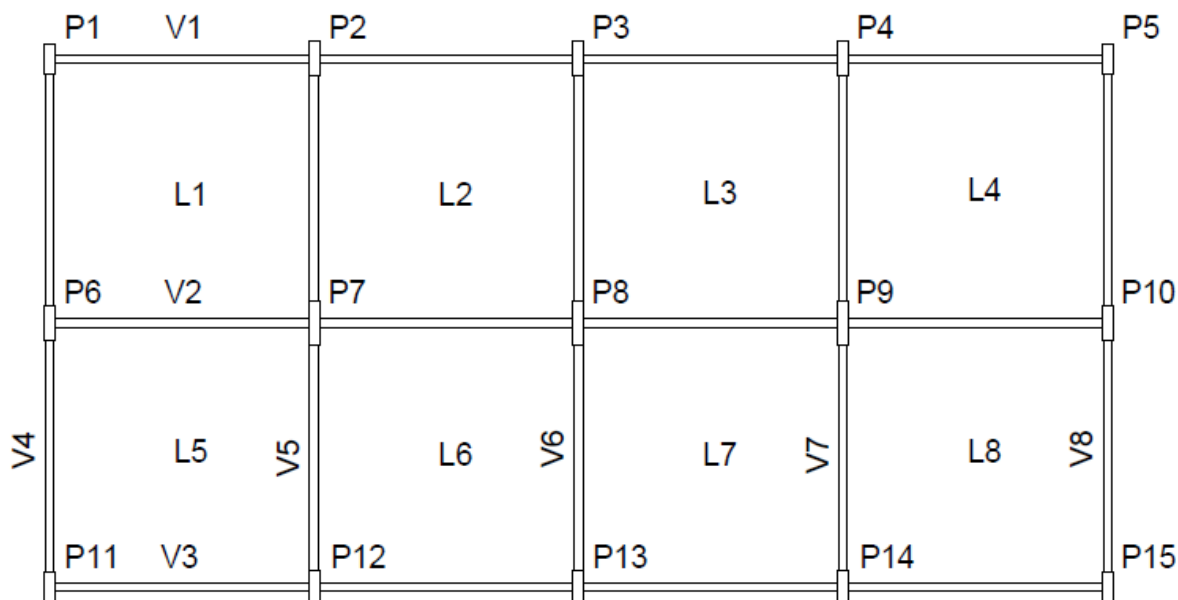


Figura 3.2: Esboço de corte horizontal do edifício

Fonte: Autor (2019)

As lajes não foram modeladas – o efeito de diafragma rígido foi simulado através do comando *Diaphragm (Assign – Joint – Constraints – Diaphragm)*, aplicado aos nós de cada pavimento.

Como exemplo, segue nas Figuras 3.3 e 3.4 o exemplo de uso do comando para a laje do pavimento 1 (*DIAPH1*). De maneira análoga, para os pavimentos $i = 2$ a 10 foram inseridos os comandos de diafragma *DIAPHi*.

Diaphragm Constraint

Constraint Name: DIAPH1

Coordinate System: GLOBAL

Constraint Axis:

X Axis Auto

Y Axis

Z Axis

Assign a different diaphragm constraint to each different selected Z level

OK Cancel

Figura 3.3: Comando *Diaphragm* para o pavimento 1

Fonte: Autor (2019)

Assign/Define Constraints

Constraints:

DIAPH1

NULL

Choose Constraint Type to Add:

Diaphragm

Click to:

Add New Constraint...

Modify/Show Constraint...

Delete Constraint

OK Cancel

Figura 3.4: Comando *Diaphragm* para o pavimento 1

Fonte: Autor (2019)

A classe adotada para o concreto foi C25, agregado de granito-gnaiss – $E_c=28$ GPa, $E_{cs}=24$ GPa e $\alpha_i=0,86$ –, $\nu=0,2$, coeficiente de dilatação térmica $\alpha=1.10^{-5}$ °C⁻¹ e peso específico $\gamma=25$ kN/m³.

3.2 Perfil de solo

O perfil de solo adotado para a modelagem é apresentado na Figura 3.5.

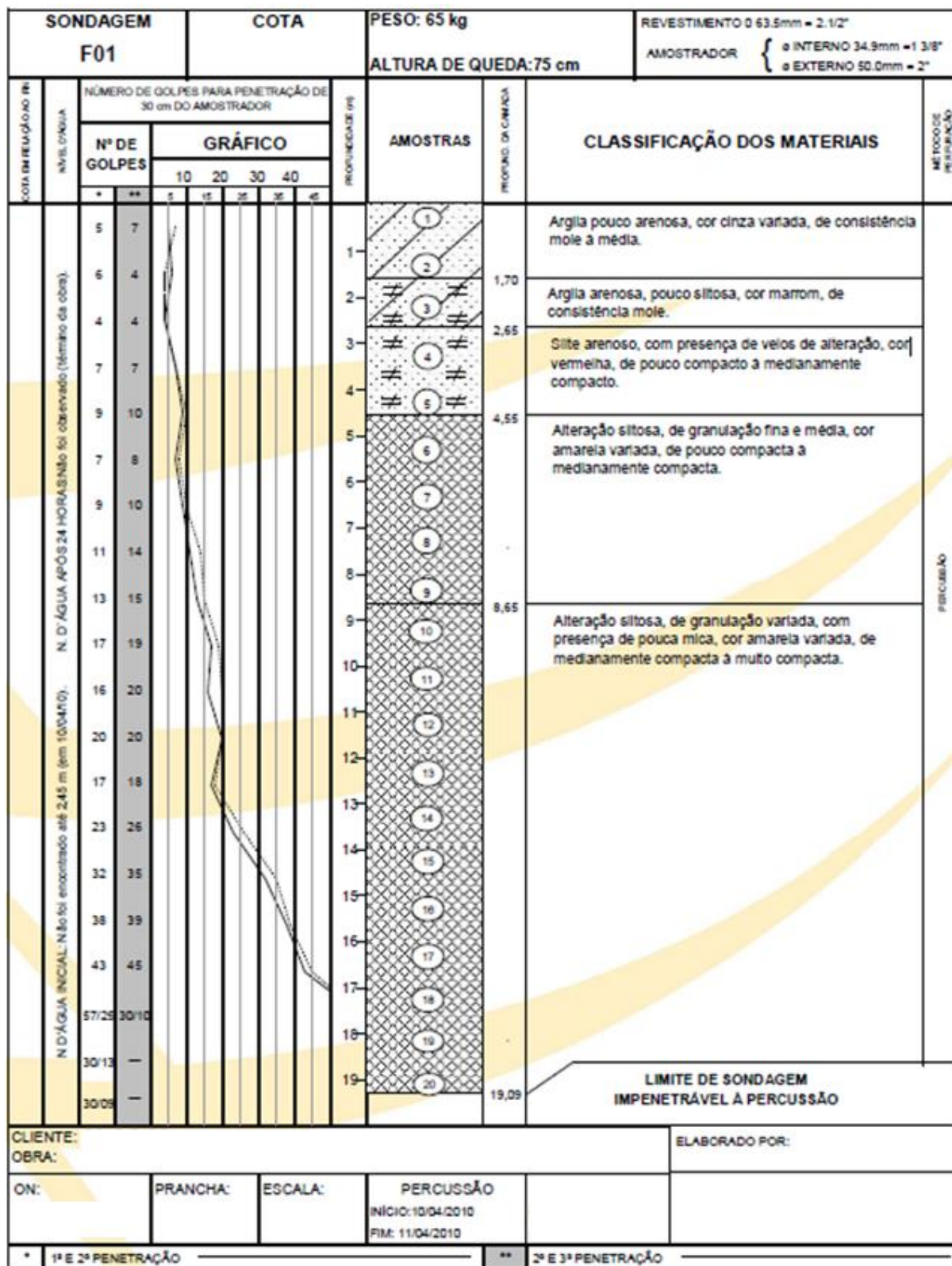


Figura 3.5: Perfil de solo

Fonte: Baroni (2015)

Para o cálculo do N_{spt} , o primeiro metro foi desprezado. Após a profundidade de 14 metros, o N foi limitado a 30 para o cálculo de $N_{médio}$. De acordo com esses critérios, seguem os dados de N na Tabela 3.1.

Profundidade (m)	$N_{spt, i}$
2	4
3	4
4	7
5	10
6	8
7	10
8	14
9	15
10	19
11	20
12	20
13	18
14	26
15	30
16	30
17	30
18	30
19	30
20	30
21	30
22	30
23	30
24	30
25	30
26	30
27	30
28	30
29	30
30	30
N_{spt}	21,83

Tabela 3.1: $N_{spt, i}$ e N_{spt}

Fonte: Autor (2019)

3.3 Ações verticais

O peso próprio dos pilares e das vigas foi calculado pelo *software*. As Tabelas 3.2 e 3.3 trazem um resumo dos pilares e das vigas, respectivamente, com as cargas permanentes totais características por pavimento.

Pilares					
Tipo	Identificação			Dimensão	
P_{canto}	P1, P5, P11, P15			25x70 cm	
P_{extr}	P2, P3, P4, P6, P10, P12, P13, P14			25x80 cm	
P_{centro}	P7, P8, P9			25x100 cm	
Carga permanente - G					
	<i>altura</i>	2,20 m			
	<i>Lado menor</i>	0,25 m			
P_{canto}	<i>Lado maior</i>	0,70 m		<i>Quantidade</i>	4
P_{extr}	<i>Lado maior</i>	0,80 m		<i>Quantidade</i>	8
P_{centro}	<i>Lado maior</i>	1,00 m		<i>Quantidade</i>	3
	γ_{conc}	25,00 kN/m ³			
	$G_{pil, pav, k}$	167,75 kN			

Tabela 3.2: Carga permanente característica dos pilares por pavimento

Fonte: Autor (2019)

Vigas	
Carga permanente - G	
base	0,19 m
altura	0,60 m
A_{ST}	0,11 m ²
γ_{conc}	25,00 kN/m ³
PP	2,85 kN/m
L_{total}	132,00 m
$G_{vigas, pav, k}$	376,20 kN

Tabela 3.3: Carga permanente característica das vigas por pavimento

Fonte: Autor (2019)

A aplicação do peso próprio das alvenarias – paredes sobre todas as vigas, para o pavimento tipo; e platibanda sobre as vigas de borda, para a cobertura – foi feita através da aplicação de cargas distribuídas equivalentes sobre as respectivas vigas. Um resumo das alvenarias, com as cargas permanentes totais características por pavimento, é apresentado na Tabela 3.4.

Alvenarias			
Tipo		Cobertura	
Carga permanente - G		Carga permanente - G	
<i>L</i>	116,05 m	<i>h</i>	1,50 m
<i>h</i>	2,15 m	<i>p</i>	4,26 kN/m
γ_{alv}	14,00 kN/m ³		
<i>e</i>	0,21 m		
<i>p</i>	6,11 kN/m		
G_{par, pav, k}	733,55 kN	G_{plat, pav, k}	307,07 kN

Tabela 3.4: Carga permanente característica das alvenarias por pavimento

Fonte: Autor (2019)

A consideração do peso próprio das lajes e revestimentos e das sobrecargas sobre as lajes foi feita através de cargas distribuídas nas vigas, calculadas através do processo simplificado de charneiras plásticas – Figura 3.6.

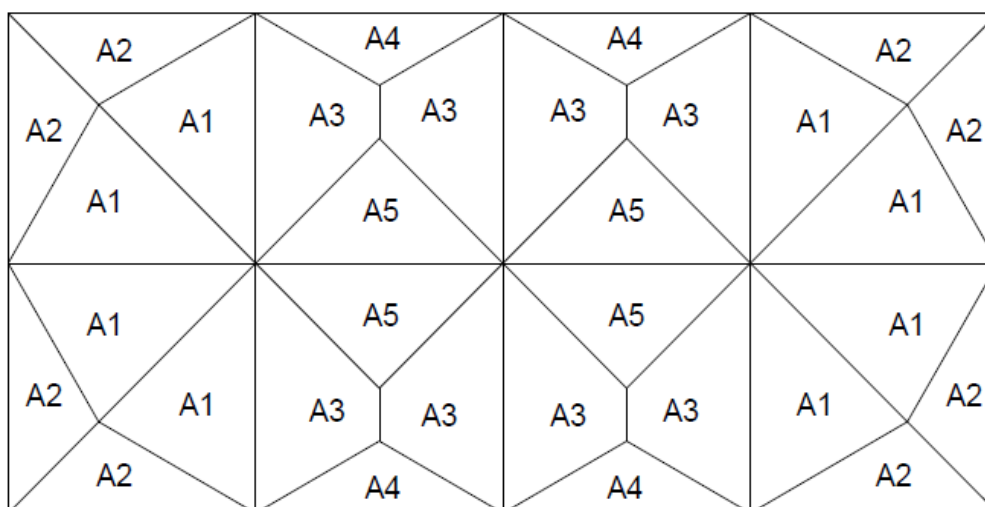


Figura 3.6 – Charneiras plásticas

Fonte: Autor (2019)

A área de cada charneira plástica é apresentada na Tabela 3.5.

	Área
A1	10,70 m^2
A2	6,18 m^2
A3	10,22 m^2
A4	4,87 m^2
A5	8,44 m^2

Tabela 3.5: Área das charneiras plásticas

Fonte: Autor (2019)

Um resumo das lajes e das ações características permanentes e acidentais atuantes nas mesmas é apresentado na Tabela 3.6.

Vão estrutural	6,00 m	
Vão efetivo	5,81 m	
Área total	33,76 m^2	
Espessura	0,12 m	
G	PP	3,00 kN/m^2
	p	1,00 kN/m^2
G_{lajes, pav, k}		1080,20 kN

Tabela 3.6: Carga permanente característica das lajes por pavimento

Fonte: Autor (2019)

Nas Tabelas 3.7 a 3.11 é apresentado um resumo das ações transferidas pelas lajes às vigas – g correspondem às ações permanentes características e q à sobrecarga de utilização característica – nos respectivos tramos $T_i = 1, 2, \dots, n$ contados da esquerda para a direita nas vigas horizontais, e de baixo para cima nas vigas verticais, tomando como base a Figura 3.2.

V1=V3	$T1$	$T2$	$T3$	$T4$
g (kN/m)	4,12	3,25	3,25	4,12
q_{tipo} (kN/m)	2,06	1,62	1,62	2,06
q_{cob} (kN/m)	0,51	0,41	0,41	0,51

Tabela 3.7: Ações verticais transferidas das lajes às vigas V1 e V3

Fonte: Autor (2019)

V2	<i>T1</i>	<i>T2</i>	<i>T3</i>	<i>T4</i>
<i>g (kN/m)</i>	14,27	11,25	11,25	14,27
<i>q_{tipo} (kN/m)</i>	7,13	5,63	5,63	7,13
<i>q_{cob} (kN/m)</i>	1,78	1,41	1,41	1,78

Tabela 3.8: Ações verticais transferidas das lajes à viga V2

Fonte: Autor (2019)

V4=V8	<i>T1</i>	<i>T2</i>
<i>g (kN/m)</i>	4,12	4,12
<i>q_{tipo} (kN/m)</i>	2,06	2,06
<i>q_{cob} (kN/m)</i>	0,51	0,51

Tabela 3.9: Ações verticais transferidas das lajes às vigas V4 e V8

Fonte: Autor (2019)

V5=V7	<i>T1</i>	<i>T2</i>
<i>g (kN/m)</i>	13,95	13,95
<i>q_{tipo} (kN/m)</i>	6,97	6,97
<i>q_{cob} (kN/m)</i>	1,74	1,74

Tabela 3.10: Ações verticais transferidas das lajes às vigas V5 e V7

Fonte: Autor (2019)

V6	<i>T1</i>	<i>T2</i>
<i>g (kN/m)</i>	13,63	13,63
<i>q_{tipo} (kN/m)</i>	6,81	6,81
<i>q_{cob} (kN/m)</i>	1,70	1,70

Tabela 3.11: Ações verticais transferidas das lajes à viga V6

Fonte: Autor (2019)

3.4 Vento

As ações do vento foram calculadas como Forças Horizontais Equivalentes – *FHE*, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988.

A escolha da velocidade básica de vento de 30m/s foi baseada na compatibilização do mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica (Figura 2.35) com o mapa de isopletas da norma de vento.

Os parâmetros e resultados da análise para são apresentados nas Tabelas 3.12 a 3.15.

Categoria do terreno	<i>IV</i>
Classe da edificação	<i>B</i>
Velocidade básica - v_o (m/s)	30
Fator topográfico - S_1	1
Fator estatístico - S_3	1
F_r	1
b	0,85
p	0,125
Massa específica do ar (kg/m^3)	1,225
Coeficiente de arrasto - C_a	
VT 0 grau	0,95
VT 90 graus	1,35
S_1	1
S_3	1

Tabela 3.12: Parâmetros de cálculo

Fonte: Autor (2019)

<i>i</i>	<i>z_i (m)</i>	<i>S₂(z_i)</i>	<i>v_k(z_i) (m/s)</i>	<i>q(z_i) (N/m²)</i>
1	2,8	0,72	21,75	291,98
2	5,6	0,79	23,72	347,23
3	8,4	0,83	24,95	384,27
4	11,2	0,86	25,86	412,92
5	14,0	0,89	26,60	436,61
6	16,8	0,91	27,21	456,98
7	19,6	0,92	27,74	474,93
8	22,4	0,94	28,20	491,05
9	25,2	0,95	28,62	505,73
10	28,0	0,97	29,00	519,22

Tabela 3.13: Pressão devida à ação do vento

Fonte: Autor (2019)

VT - 0 grau			
<i>i</i>	<i>A_e(z_i) (m²)</i>	<i>F_a(z_i) (kN)</i>	<i>q (kN/m)</i>
1	16,8	4,66	0,39
2	33,6	11,08	0,92
3	33,6	12,27	1,02
4	33,6	13,18	1,10
5	33,6	13,94	1,16
6	33,6	14,59	1,22
7	33,6	15,16	1,26
8	33,6	15,67	1,31
9	33,6	16,14	1,35
10	34,8	17,17	1,43

Tabela 3.14: *FHE* para vento a 0 grau

Fonte: Autor (2019)

VT - 90 graus			
<i>i</i>	$A_e(z_i) (m^2)$	$F_a(z_i) (kN)$	$q (kN/m)$
1	33,6	13,24	0,55
2	67,2	31,50	1,31
3	67,2	34,86	1,45
4	67,2	37,46	1,56
5	67,2	39,61	1,65
6	67,2	41,46	1,73
7	67,2	43,09	1,80
8	67,2	44,55	1,86
9	67,2	45,88	1,91
10	69,6	48,79	2,03

Tabela 3.15: *FHE* para vento a 90 graus

Fonte: Autor (2019)

3.5 Desaprumo

As imperfeições globais de projeto e seus efeitos foram calculados de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Os parâmetros e resultados da análise para comparação com o vento, que implicam na superposição de vento e desaprumo para 0 grau, e desconsideração do desaprumo no modelo para 90 graus, são apresentados nas Tabelas 3.16 a 3.20.

H	28 m
θ_1	0,001889822 rad
θ_{1min}	0,003333333 rad
θ_{1max}	0,005 rad
θ_{1adot}	0,003333333 rad
n	10
θ_a	0,002472066 rad

Tabela 3.16: Parâmetros de cálculo

Fonte: Autor (2019)

0 grau					
		Vento		Desaprumo	
<i>i</i>	<i>z_i (m)</i>	<i>F_a(z_i) (kN)</i>	<i>M_{base,v}</i>	<i>F_{eq,i}</i>	<i>M_{base,d}</i>
1	2,80	4,66	13,05	6,00	16,79
2	5,60	11,08	62,07	6,00	33,59
3	8,40	12,27	103,03	6,00	50,38
4	11,20	13,18	147,62	6,00	67,17
5	14,00	13,94	195,11	6,00	83,97
6	16,80	14,59	245,06	6,00	100,76
7	19,60	15,16	297,13	6,00	117,56
8	22,40	15,67	351,11	6,00	134,35
9	25,20	16,14	406,80	6,00	151,14
10	28,00	17,17	480,64	6,00	167,94
		Soma*0,3	690,48	Soma	923,65
		Soma,d/Soma,v		1,337686213	

Tabela 3.17: Resultados da análise de momentos na base por vento e desaprumo a 0 grau

Fonte: Autor (2019)

0 grau	
Soma M(V)	2301,61 <i>kN.m</i>
Soma M(D)	923,65 <i>kN.m</i>
0,3 Soma M(V)	690,48 <i>kN.m</i>
0,3 Soma M(D)	277,09 <i>kN.m</i>

Tabela 3.18: Resultados da análise de momentos na base por vento e desaprumo a 0 grau

Fonte: Autor (2019)

0 grau				
<i>i</i>	<i>z_i (m)</i>	<i>F_a(z_i) (kN)</i>	<i>F_{eq,i} (kN)</i>	<i>F_a + F_{eq} (kN)</i>
1	2,80	4,66	6,00	10,66
2	5,60	11,08	6,00	17,08
3	8,40	12,27	6,00	18,26
4	11,20	13,18	6,00	19,18
5	14,00	13,94	6,00	19,93
6	16,80	14,59	6,00	20,58
7	19,60	15,16	6,00	21,16
8	22,40	15,67	6,00	21,67
9	25,20	16,14	6,00	22,14
10	28,00	17,17	6,00	23,16

Tabela 3.19: Resultados de FHE de vento e desaprumo a 0 grau

Fonte: Autor (2019)

		90 graus			
		Vento		Desaprumo	
<i>i</i>	<i>z_i (m)</i>	<i>F_a(z_i) (kN)</i>	<i>M_{base,v}</i>	<i>F_{eq,i}</i>	<i>M_{base,d}</i>
1	2,80	13,24	37,08	6,00	16,79
2	5,60	31,50	176,40	6,00	33,59
3	8,40	34,86	292,83	6,00	50,38
4	11,20	37,46	419,56	6,00	67,17
5	14,00	39,61	554,53	6,00	83,97
6	16,80	41,46	696,47	6,00	100,76
7	19,60	43,09	844,48	6,00	117,56
8	22,40	44,55	997,88	6,00	134,35
9	25,20	45,88	1156,16	6,00	151,14
10	28,00	48,79	1366,02	6,00	167,94
		Soma*0,3	1962,43	Soma	923,65
		Soma,d/Soma,v		0,470667371	

Tabela 3.20: Resultados da análise de momentos na base por vento e desaprumo a 90 graus

Fonte: Autor (2019)

3.6 Estabilidade global

A estabilidade global e os efeitos globais de segunda ordem podem ser avaliados de maneira simplificada através do coeficiente γ_z .

As combinações de ações de ELU consideradas são:

$$C_1 - \text{vento à 90 graus como } Q_{sec}: F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento90}$$

$$C_2 - \text{vento à 90 graus como } Q_{princ}: F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento90}$$

$$C_3 - \text{vento à 0 grau como } Q_{sec}: F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento0}$$

$$C_4 - \text{vento à 0 grau como } Q_{princ}: F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento0}$$

Pode-se adiantar que, a partir de análises computacionais, as combinações mais críticas – que geram maiores deslocamentos horizontais globais – para ambas as direções são as que empregam o vento como ação variável principal – C_2 e C_4 .

A não-linearidade física do concreto armado, para as análises de estabilidade global, efeitos globais de segunda ordem e *ELUs* em geral, é levada em consideração de maneira simplificada através da redução das rigidezes flexionais dos elementos estruturais – vigas (-60%) e pilares (-20%).

Os resultados da análise de estabilidade global e da amplificação dos efeitos de primeira ordem são apresentados nas Tabelas 3.21 a 3.26.

3.6.1 Vento + desaprumo: 0 grau

Pavimento i	H (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)
10	28,0	32,43	3530	26,33
9	25,2	31,00	3925	25,72
8	22,4	30,34	3925	24,62
7	19,6	29,62	3925	23,02
6	16,8	28,82	3925	20,92
5	14,0	27,91	3925	18,35
4	11,2	26,85	3925	15,31
3	8,4	25,57	3925	11,84
2	5,6	23,91	3925	7,96
1	2,8	14,92	3925	3,78

Tabela 3.21: Resultados de deslocamentos horizontais por pavimento

Fonte: Autor (2019)

	Parcela $M_1 = F_{hi,d} \cdot H$ (kN.m)	Parcela $\Delta M = W_{i,d} \cdot \delta_{hi,d}$ (kN.m)
	908,000	92,945
	781,117	100,963
	679,637	96,637
	580,561	90,338
	484,145	82,111
	390,715	72,012
	300,715	60,107
	214,780	46,472
	133,916	31,239
	41,778	14,852
Σ	4515,365	687,677
	γz	1,1797

Tabela 3.22: Parcelas de momentos de primeira e segunda ordem, e coeficiente γz

Fonte: Autor (2019)

Pavimento <i>i</i>	Amplificação $F_{hi,d}$ (kN)
10	36,34
9	34,74
8	34,00
7	33,19
6	32,30
5	31,28
4	30,09
3	28,65
2	26,80
1	16,72

Tabela 3.23: *FHE* de projeto, amplificadas

Fonte: Autor (2019)

3.6.2 Vento: 90 graus

Pavimento <i>i</i>	<i>H</i> (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)
10	28,0	68,30	3530	41,15
9	25,2	64,23	3925	39,52
8	22,4	62,37	3925	37,37
7	19,6	60,32	3925	34,56
6	16,8	58,04	3925	31,08
5	14,0	55,45	3925	26,92
4	11,2	52,44	3925	22,14
3	8,4	48,81	3925	16,83
2	5,6	44,10	3925	11,15
1	2,8	18,54	3925	5,37

Tabela 3.24: Resultados de deslocamentos horizontais por pavimento

Fonte: Autor (2019)

	Parcela $M_1 = F_{hi,d} \cdot H$ (kN.m)	Parcela $\Delta M = W_{i,d} \cdot \delta_{hi,d}$ (kN.m)
	1912,423	145,260
	1618,628	155,120
	1397,032	146,658
	1182,270	135,660
	975,064	121,977
	776,348	105,661
	587,380	86,903
	409,964	66,062
	246,963	43,760
	51,918	21,093
Σ	9157,989	1028,153
	γ_z	1,1265

Tabela 3.25: Parcelas de momentos de primeira e segunda ordem, e coeficiente γ_z

Fonte: Autor (2019)

Pavimento i	Amplificação $F_{hi,d}$ (kN)
10	73,09
9	68,74
8	66,74
7	64,55
6	62,11
5	59,34
4	56,12
3	52,23
2	47,19
1	19,84

Tabela 3.26: *FHE* de projeto, amplificadas

Fonte: Autor (2019)

3.7 Sismos

São analisadas as zonas sísmicas 0, 1, 2, 3 e 4 (Tabela 2.3 e Figura 2.35).

O terreno (perfil apresentado em 3.2) é classificado como *D* (Tabela 2.6).

Os espectros de resposta são definidos de acordo com 2.1.6.1.3 e os fatores de amplificação sísmica no solo são definidos de acordo com a Tabela 2.5.

A categoria de utilização é *I* (um) e o fator de importância é 1,0 (Tabela 2.6).

As categorias sísmicas analisadas são *A*, *B* e *C* (Tabela 2.7).

Conforme 2.1.6.2, estruturas localizadas na zona sísmica 1 são analisadas sob a ação de forças horizontais nos pavimentos de valor $F_x=0,01 w_x$; as estruturas localizadas nas zonas 2, 3 e 4 serão analisadas sob a ótica do método das forças horizontais equivalentes.

De acordo com a Tabela 2.8, os coeficientes de projeto para pórticos de concreto com detalhamento usual são R (coeficiente de modificação de resposta) = 3, Ω_0 (coeficiente de sobre-resistência) = 3 e C_d (coeficiente de amplificação de deslocamentos) = 2,5.

A estrutura apresenta regularidade horizontal e vertical. É feita a consideração de diafragma rígido.

Os deslocamentos relativos de pavimento são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 2.11:

$$\Delta_{x, \text{lim}} = 0,02 \cdot 2,8 = 0,56m = 5,6cm.$$

A força horizontal total na base da estrutura é determinada conforme 2.1.6.4.1.

Adotando o período natural aproximado para análise (2.1.6.4.2), a limitação de período C_{up} está automaticamente atendida:

$$T_a = 0,0466 \cdot 30,8^{0,9} = 1,02 \text{ segundos.}$$

A distribuição vertical das forças sísmicas é obtida conforme 2.1.6.4.3.

A consideração da torção é feita conforme 2.1.6.4.4. O momento de torção acidental, obtido inferindo-se um deslocamento do centro de massa em cada direção

igual a 5% da dimensão da estrutura paralela ao eixo perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais, é modelado através de um binário equivalente.

Diante do exposto, seguem os resultados de *FHE* sísmicas e binários equivalentes para as zonas sísmicas analisadas, nas Tabelas 3.27 a 3.30.

Zona 1				
<i>i</i>	<i>h_x (m)</i>	<i>w_x (kN)</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>T_{bin} (kN)</i>
1	2,8	2426,20	24,262	1,2131
2	5,6	4852,40	48,524	2,4262
3	8,4	7278,60	72,786	3,6393
4	11,2	9704,80	97,048	4,8524
5	14,0	12131,00	121,31	6,0655
6	16,8	14557,20	145,572	7,2786
7	19,6	16983,40	169,834	8,4917
8	22,4	19409,60	194,096	9,7048
9	25,2	21835,80	218,358	10,9179
10	28,0	24262,00	242,62	12,131

Tabela 3.27: *FHE* e binário de torção para a Zona 1

Fonte: Autor (2019)

Zona 2						
<i>i</i>	<i>h_x (m)</i>	<i>w_x (kN)</i>	<i>w_xh^k_x</i>	<i>C_{vx}</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>T_{bin} (kN)</i>
1	2,8	2426,2	8873,06	0,001534219	2,19	0,11
2	5,6	4852,4	42483,29	0,007345678	10,50	0,52
3	8,4	7278,6	106188,43	0,018360772	26,24	1,31
4	11,2	9704,8	203405,50	0,035170329	50,25	2,51
5	14,0	12131,0	336759,87	0,058228295	83,20	4,16
6	16,8	14557,2	508418,98	0,087909437	125,61	6,28
7	19,6	16983,4	720245,84	0,12453588	177,95	8,90
8	22,4	19409,6	973884,07	0,168391823	240,61	12,03
9	25,2	21835,8	1270810,59	0,219732636	313,97	15,70
10	28,0	24262,0	1612370,73	0,278790932	398,36	19,92

Tabela 3.28: *FHE* e binário de torção para a Zona 2

Fonte: Autor (2019)

Zona 3						
<i>i</i>	<i>h_x (m)</i>	<i>w_x (kN)</i>	<i>w_xh^k_x</i>	<i>C_{vx}</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>T_{bin} (kN)</i>
1	2,8	2426,2	8873,06	0,001534219	3,50	0,18
2	5,6	4852,4	42483,29	0,007345678	16,76	0,84
3	8,4	7278,6	106188,43	0,018360772	41,90	2,10
4	11,2	9704,8	203405,50	0,035170329	80,27	4,01
5	14,0	12131,0	336759,87	0,058228295	132,89	6,64
6	16,8	14557,2	508418,98	0,087909437	200,63	10,03
7	19,6	16983,4	720245,84	0,12453588	284,22	14,21
8	22,4	19409,6	973884,07	0,168391823	384,31	19,22
9	25,2	21835,8	1270810,59	0,219732636	501,48	25,07
10	28,0	24262,0	1612370,73	0,278790932	636,27	31,81

Tabela 3.29: *FHE* e binário de torção para a Zona 3

Fonte: Autor (2019)

Zona 4						
<i>i</i>	<i>h_x (m)</i>	<i>w_x (kN)</i>	<i>w_xh^k_x</i>	<i>C_{vx}</i>	<i>F_x (kN)</i>	<i>T_{bin} (kN)</i>
1	2,8	2426,2	8873,06	0,001534219	4,02	0,20
2	5,6	4852,4	42483,29	0,007345678	19,24	0,96
3	8,4	7278,6	106188,43	0,018360772	48,10	2,40
4	11,2	9704,8	203405,50	0,035170329	92,13	4,61
5	14,0	12131,0	336759,87	0,058228295	152,54	7,63
6	16,8	14557,2	508418,98	0,087909437	230,29	11,51
7	19,6	16983,4	720245,84	0,12453588	326,24	16,31
8	22,4	19409,6	973884,07	0,168391823	441,12	22,06
9	25,2	21835,8	1270810,59	0,219732636	575,62	28,78
10	28,0	24262,0	1612370,73	0,278790932	730,33	36,52

Tabela 3.30: *FHE* e binário de torção para a Zona 4

Fonte: Autor (2019)

3.8 Ações – resumo

3.8.1 Vento + desaprumo

Nesse item, apresenta-se o resumo das F_{dVTDi} – ações F (FHE) de projeto (oriundas da amplificação dos efeitos de primeira ordem – 3.6) para as ações de vento e desaprumo na direção i ($i=x$ ou $i=y$).

i	F_{dVTDx} (kN)	F_{dVTDy} (kN)
10	36,34	73,09
9	34,74	68,74
8	34,00	66,74
7	33,19	64,55
6	32,30	62,11
5	31,28	59,34
4	30,09	56,12
3	28,65	52,23
2	26,80	47,19
1	16,72	19,84

Tabela 3.31: F_{dVTD}

Fonte: Autor (2019)

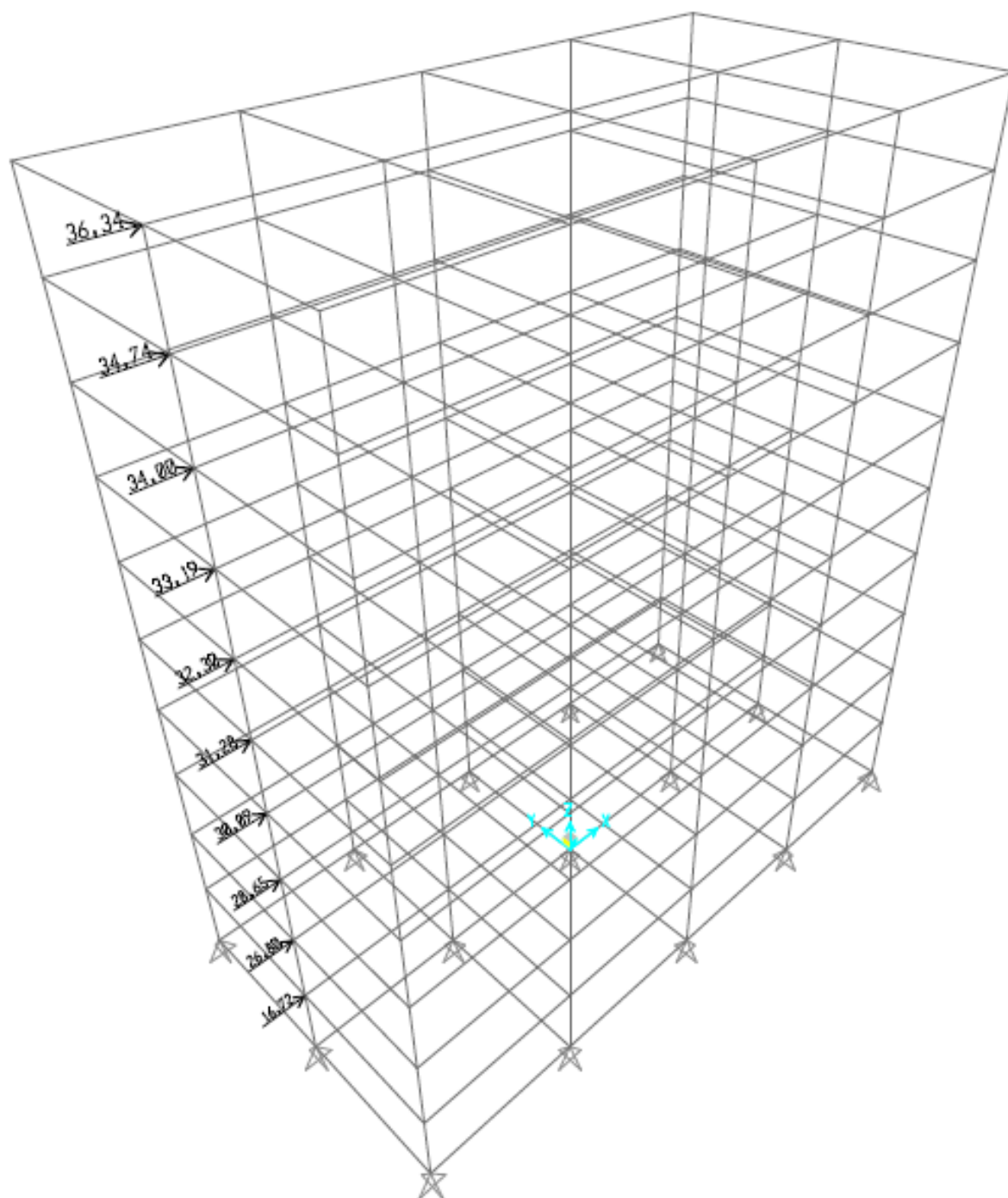


Figura 3.7: F_{dVTDx}
Fonte: Autor (2019)

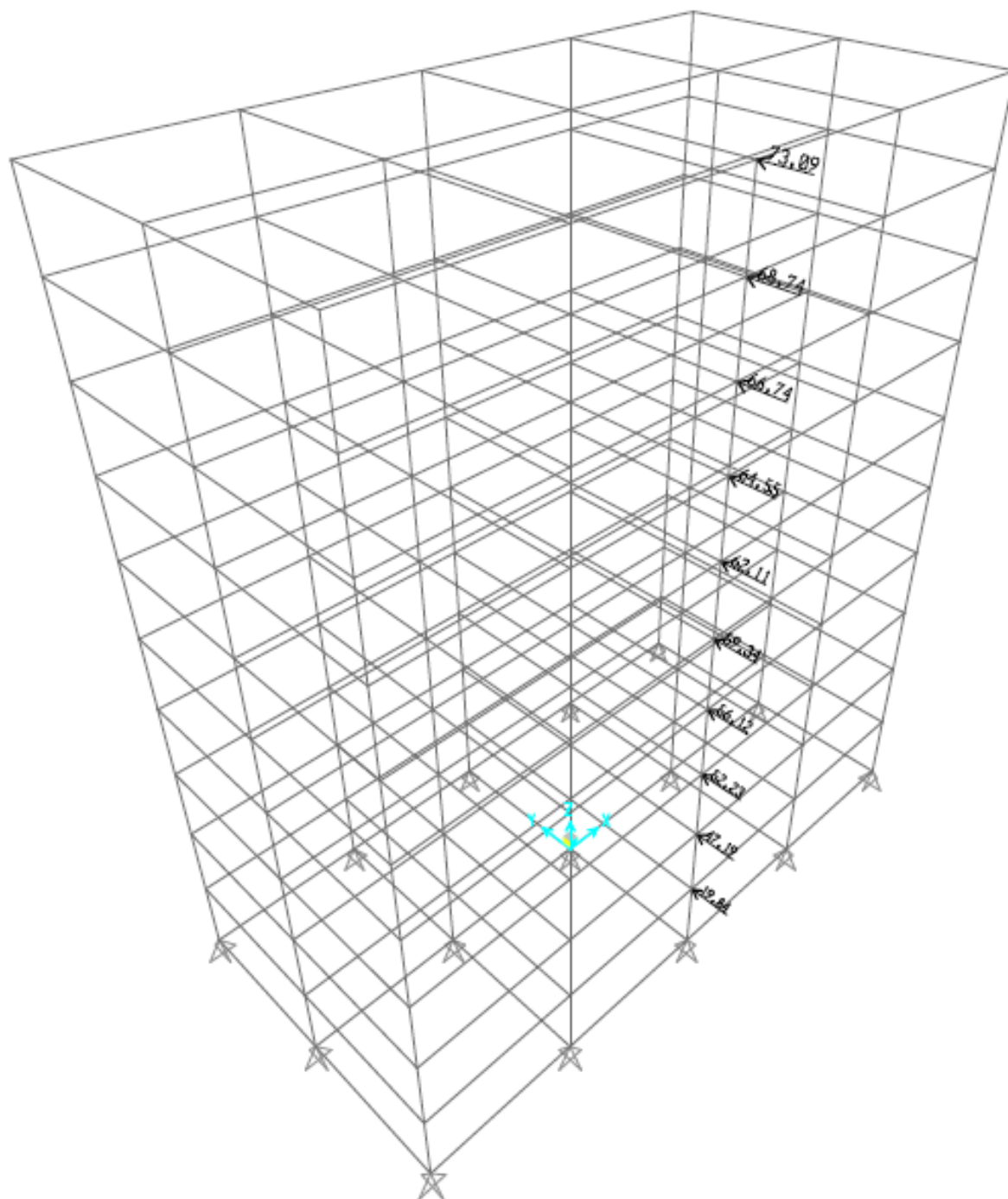


Figura 3.8: F_{dVTDy}
Fonte: Autor (2019)

3.8.2 Sismos

Nesse item, apresenta-se as A_{d1Sij} – ações A ($A=F$ para FHE e $A=T$ para binários equivalentes) de projeto (de valor igual às ações características, pelo fato do coeficiente de ponderação de ações excepcionais ter valor unitário) considerando os efeitos de primeira ordem para ação sísmica referente à Zona i ($i=1, 2, 3, 4$) na direção j ($j=x$ ou $j=y$).

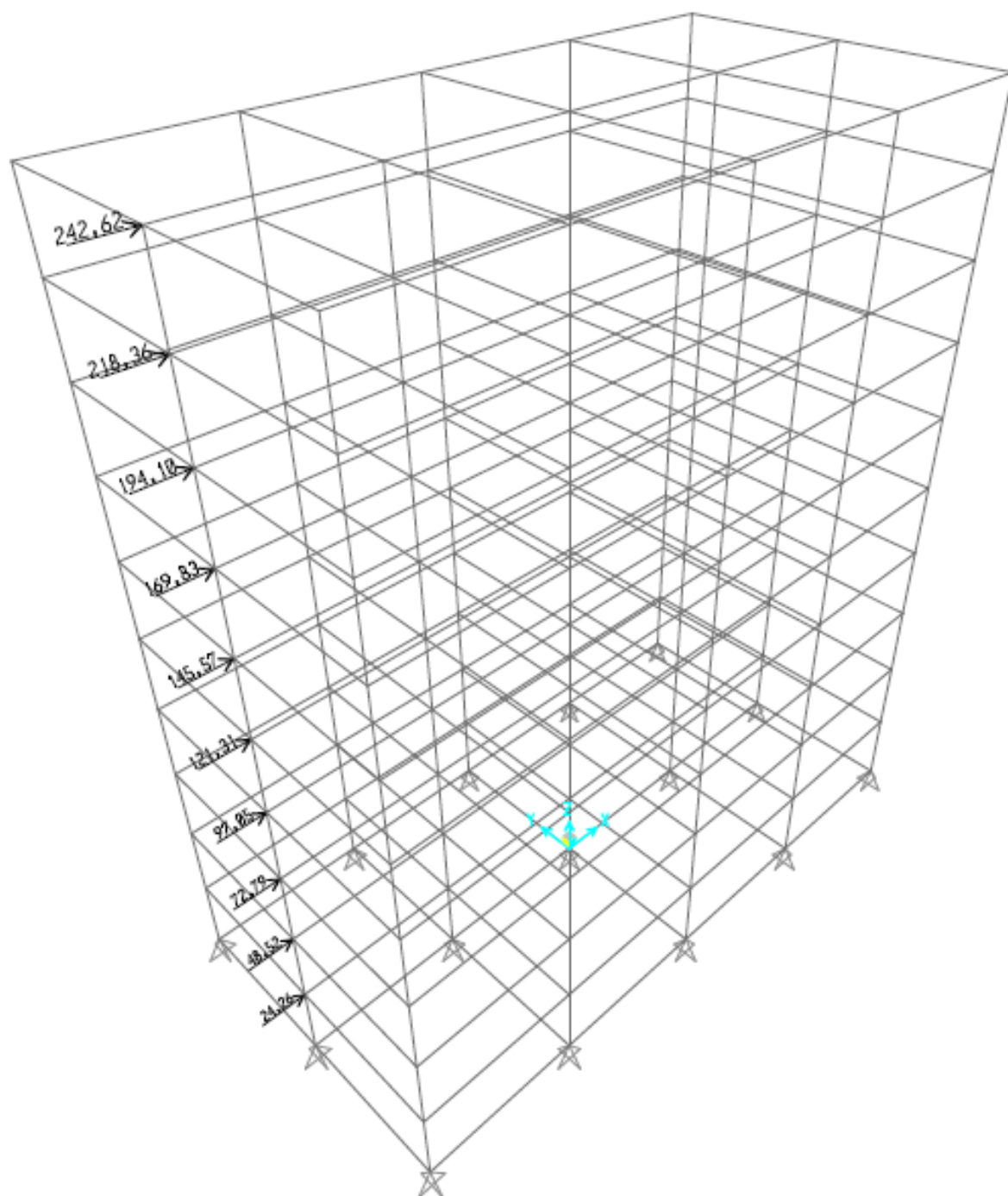
3.8.2.1 S1 – Ações sísmicas para Zona 1

Nas Figuras 3.11 a 3.14 e Tabela 3.32, apresenta-se as A_{d1S1j} .

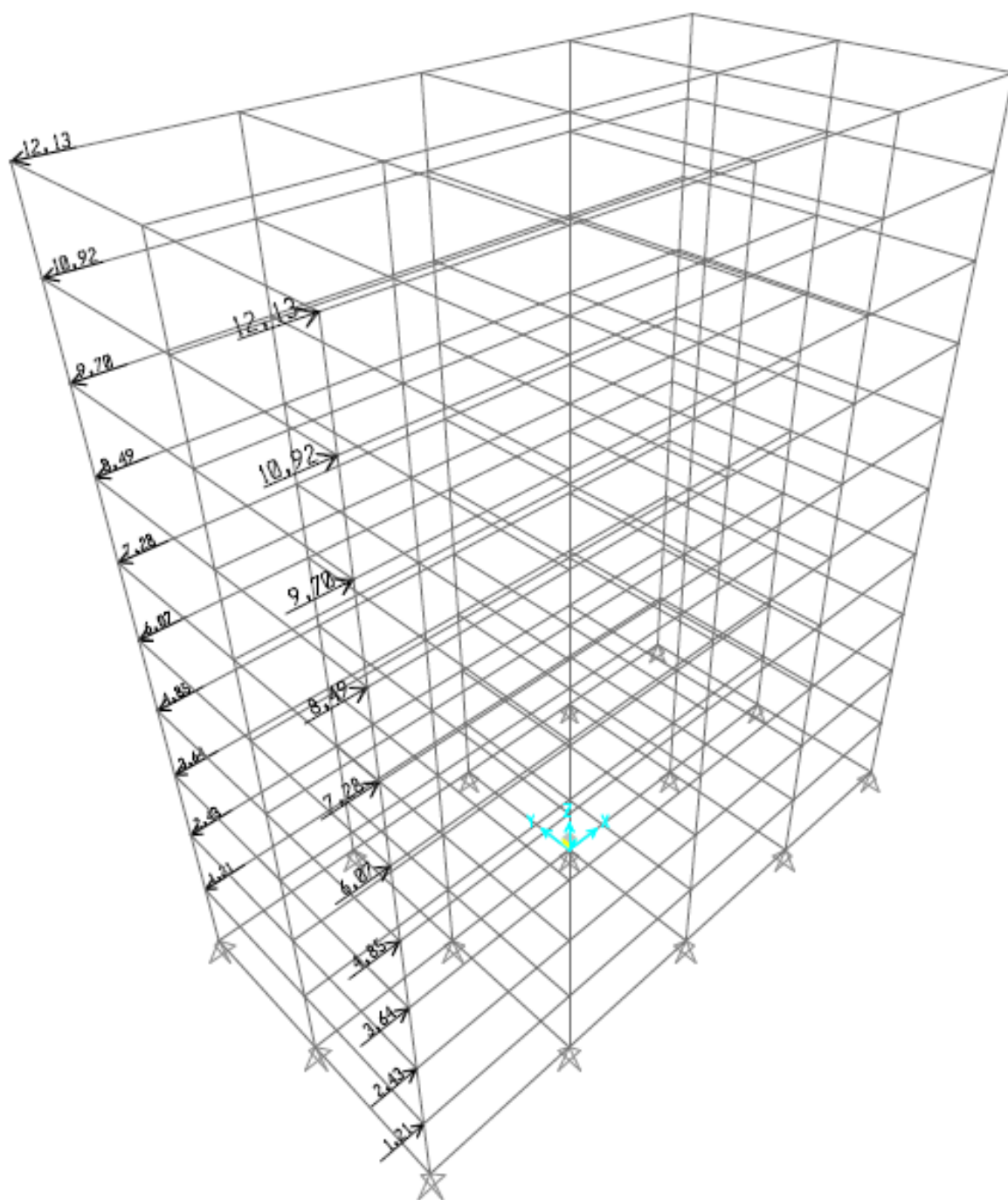
i	$ F_{d1S1x} = F_{d1S1y} $ (kN)	$ T_{d1S1x} = T_{d1S1y} $ (kN)
10	242,62	12,13
9	218,36	10,92
8	194,10	9,70
7	169,83	8,49
6	145,57	7,28
5	121,31	6,07
4	97,05	4,85
3	72,79	3,64
2	48,52	2,43
1	24,26	1,21

Tabela 3.32: F_{d1S1j} e T_{d1S1j}

Fonte: Autor (2019)

Figura 3.9: F_{d1S1x}

Fonte: Autor (2019)

Figura 3.10: T_{d1s1x}

Fonte: Autor (2019)

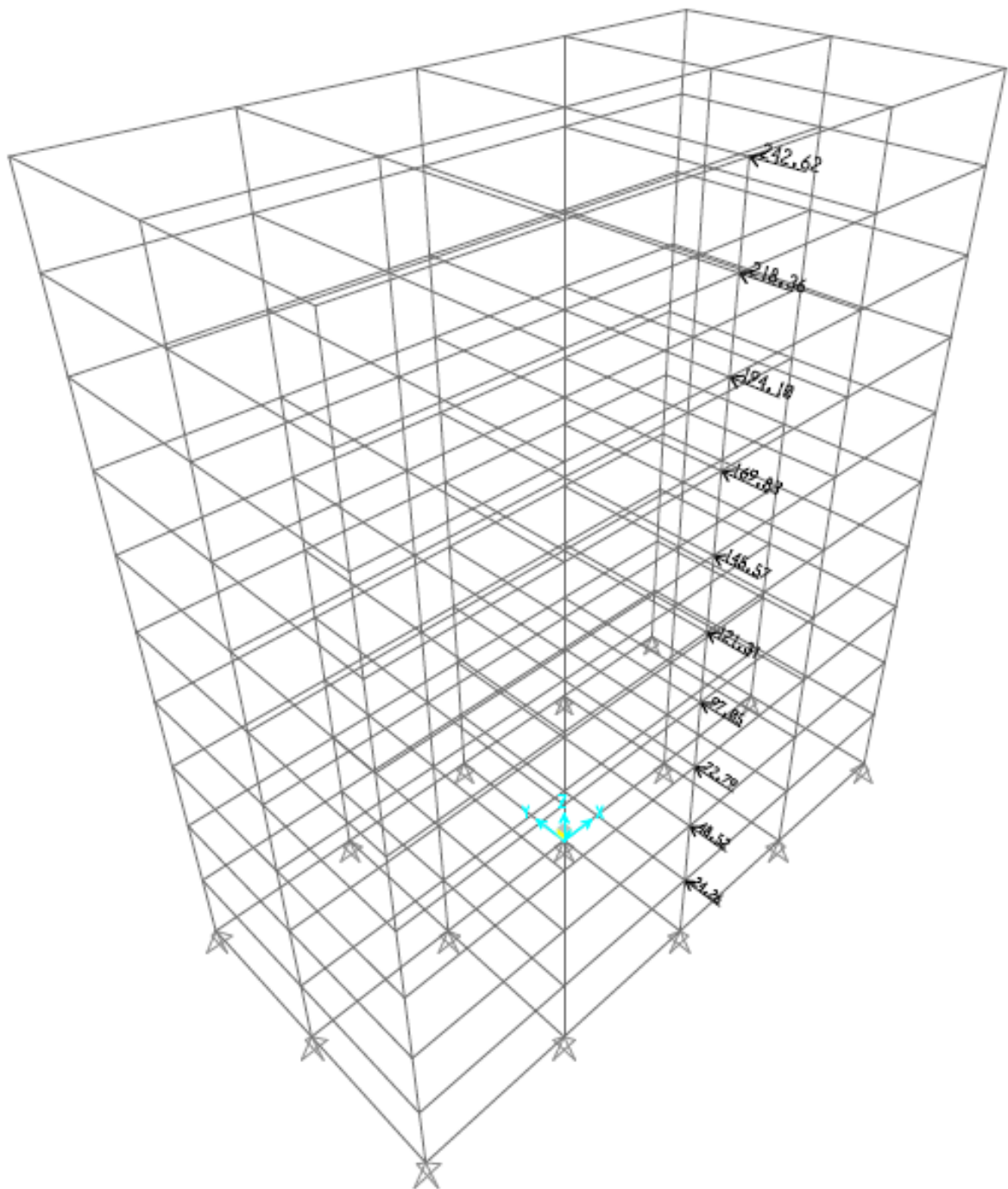


Figura 3.11: F_{d1s1y}

Fonte: Autor (2019)

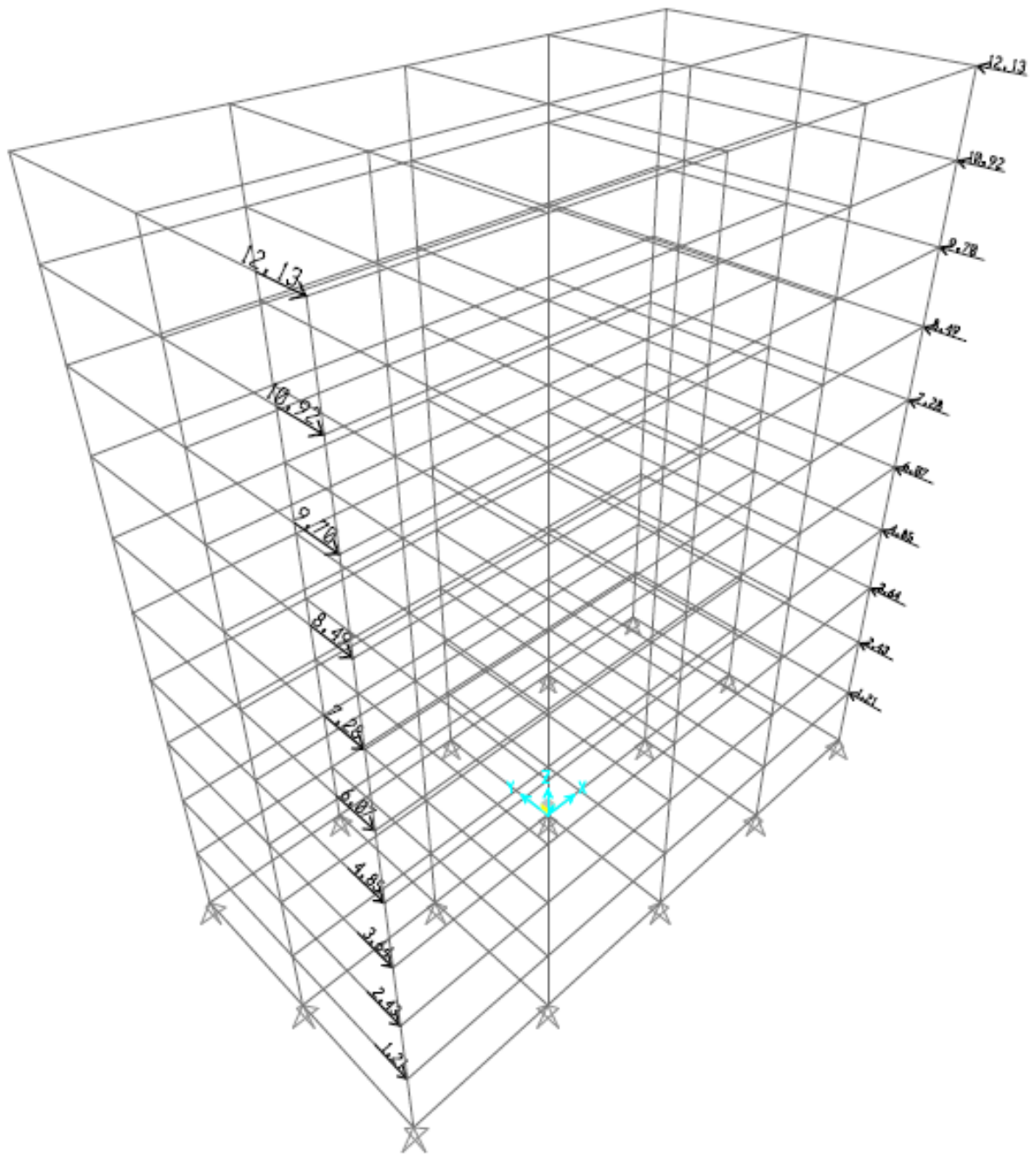


Figura 3.12: T_{d1s1y}

Fonte: Autor (2019)

3.8.2.2 S2 – Ações sísmicas para Zona 2

Nas Figuras 3.15 a 3.18 e Tabela 3.33, apresenta-se as A_{d1S2j} .

i	$ F_{d1S2x} = F_{d1S2y} $ (kN)	$ T_{d1S2x} = T_{d1S2y} $ (kN)
10	398,36	19,92
9	313,97	15,70
8	240,61	12,03
7	177,95	8,90
6	125,61	6,28
5	83,20	4,16
4	50,25	2,51
3	26,24	1,31
2	10,50	0,52
1	2,19	0,11

Tabela 3.33: F_{d1S2j} e T_{d1S2j}

Fonte: Autor (2019)

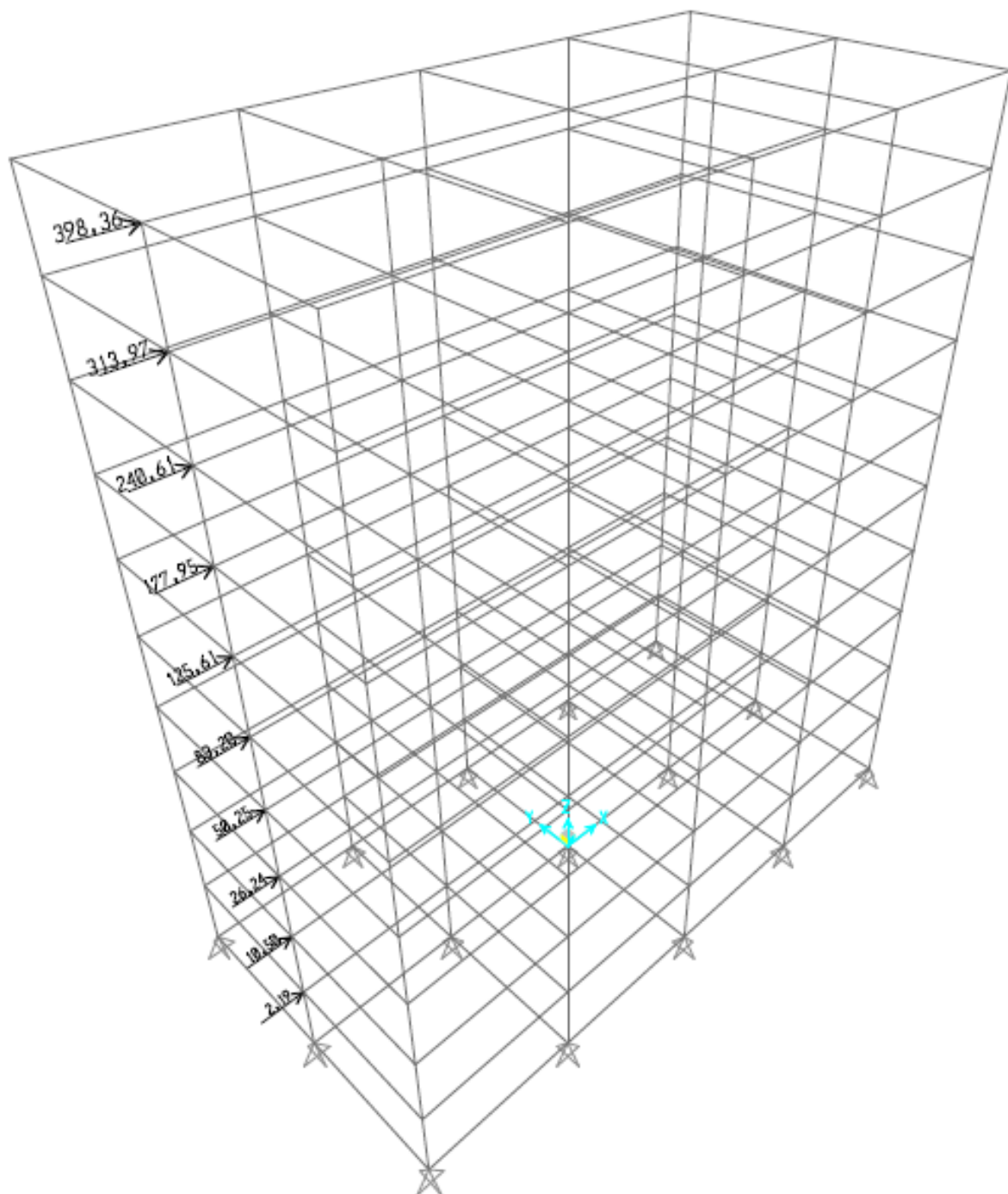


Figura 3.13: $F_{\sigma_{1S2x}}$

Fonte: Autor (2019)

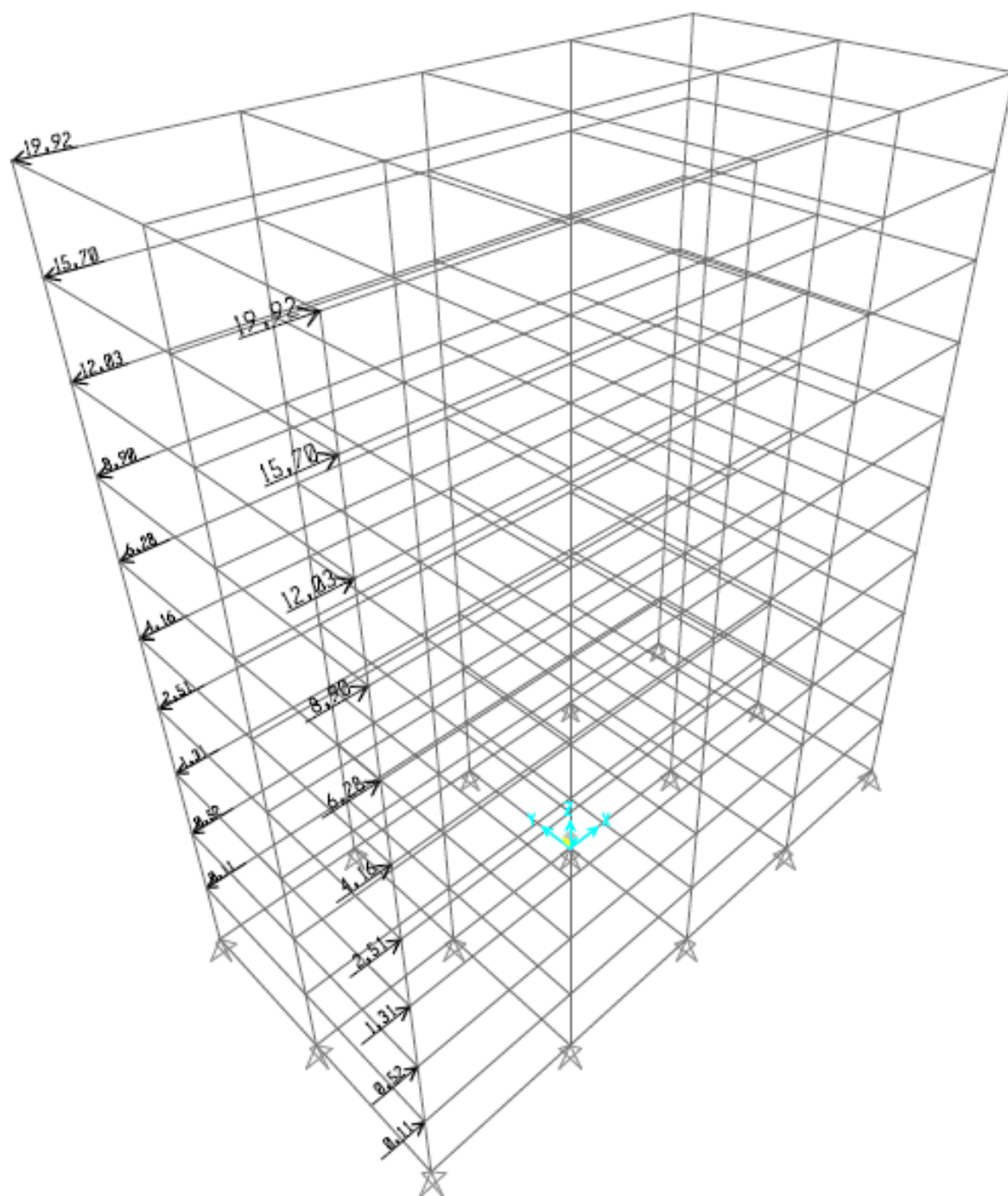


Figura 3.14: T_{d1S2x}

Fonte: Autor (2019)

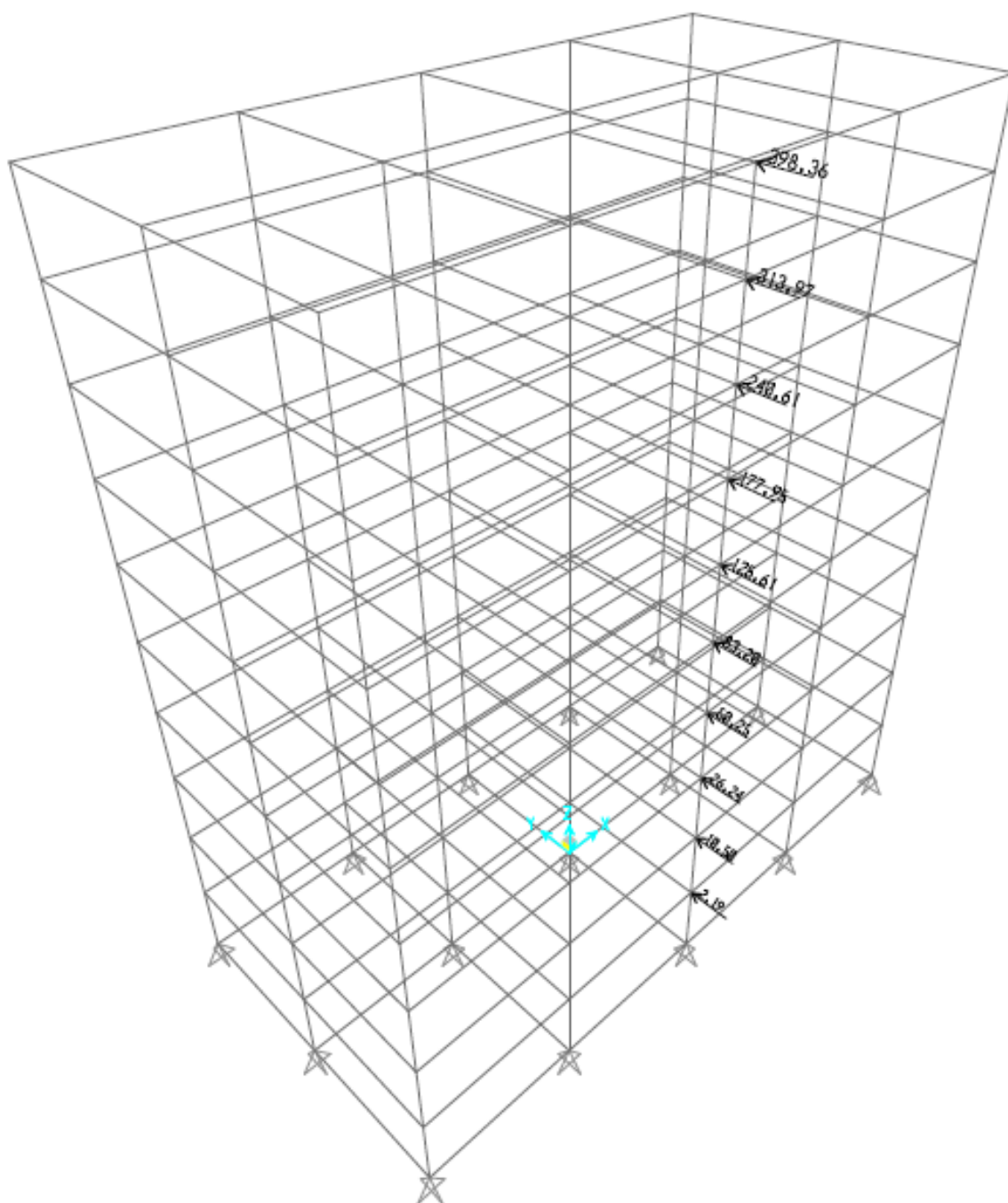


Figura 3.15: F_{d1s2y}

Fonte: Autor (2019)

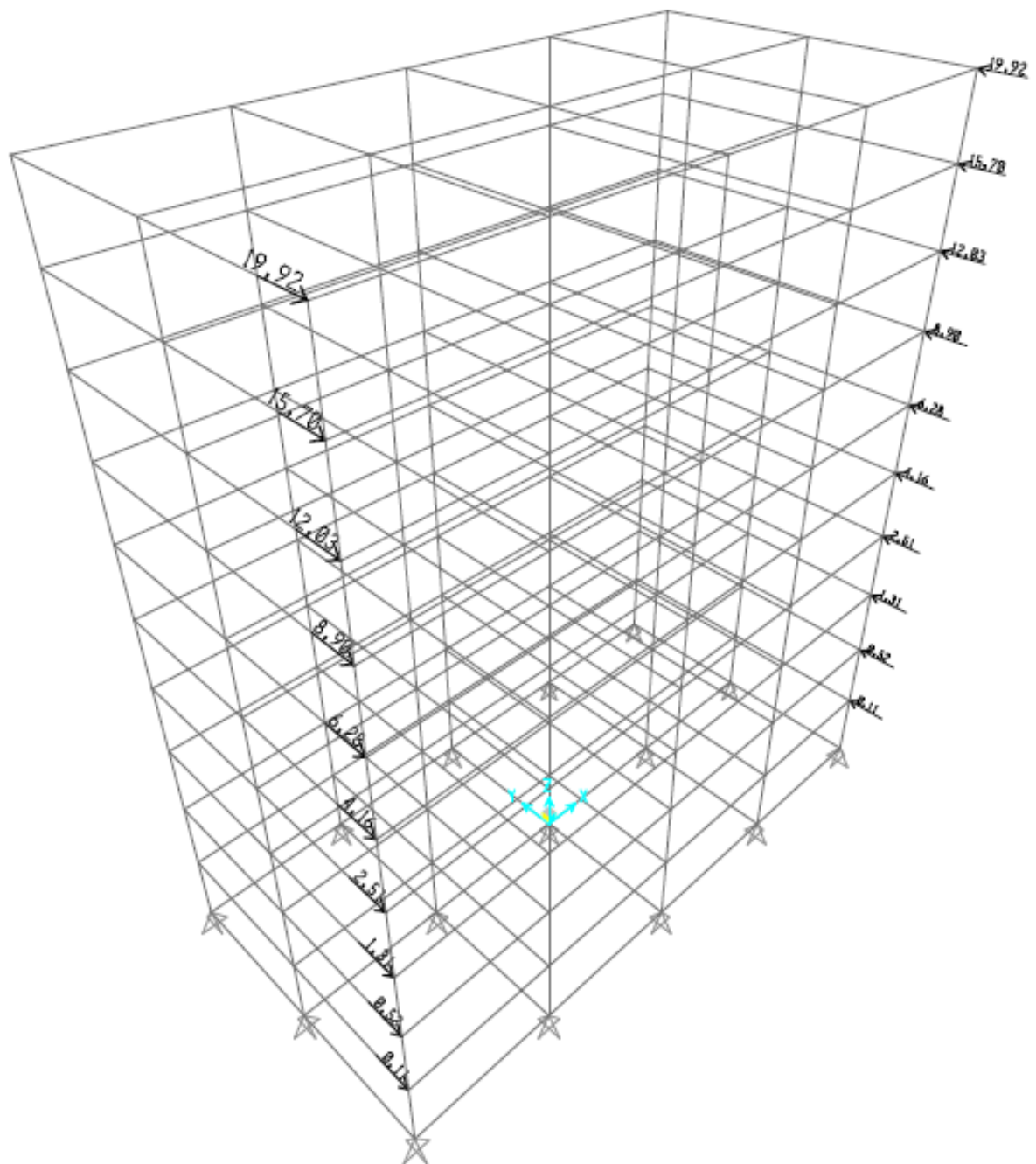


Figura 3.16: T_{d1s2y}

Fonte: Autor (2019)

3.8.2.3 S3 – Ações sísmicas para Zona 3

Nas Figuras 3.19 a 3.22 e Tabela 3.34, apresenta-se as A_{d1S3j} .

i	$ F_{d1S3x} = F_{d1S3y} $ (kN)	$ T_{d1S3x} = T_{d1S3y} $ (kN)
10	636,27	31,81
9	501,48	25,07
8	384,31	19,22
7	284,22	14,21
6	200,63	10,03
5	132,89	6,64
4	80,27	4,01
3	41,90	2,10
2	16,76	0,84
1	3,50	0,18

Tabela 3.34: F_{d1S3j} e T_{d1S3j}

Fonte: Autor (2019)

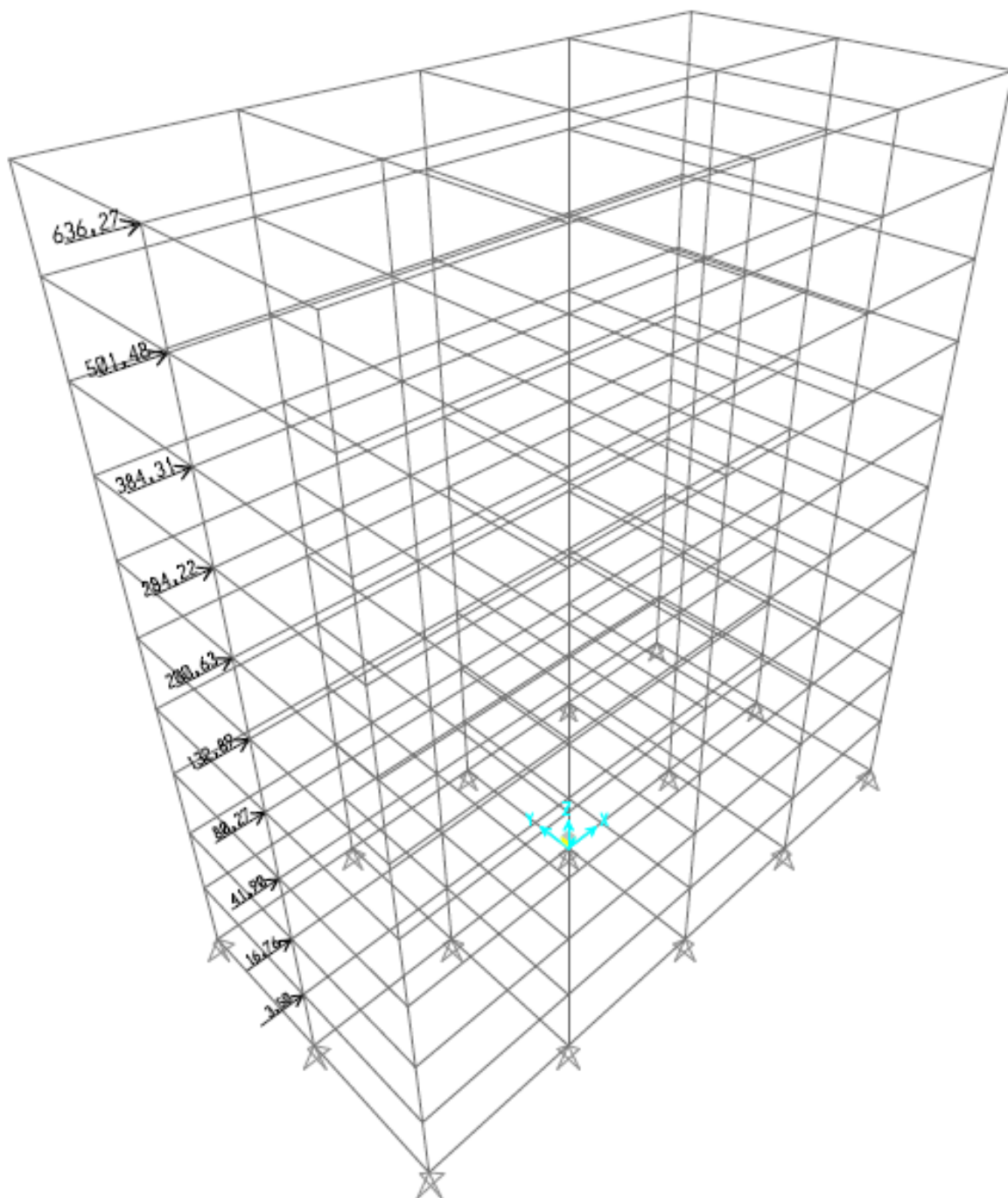


Figura 3.17: F_{d1S3x}

Fonte: Autor (2019)

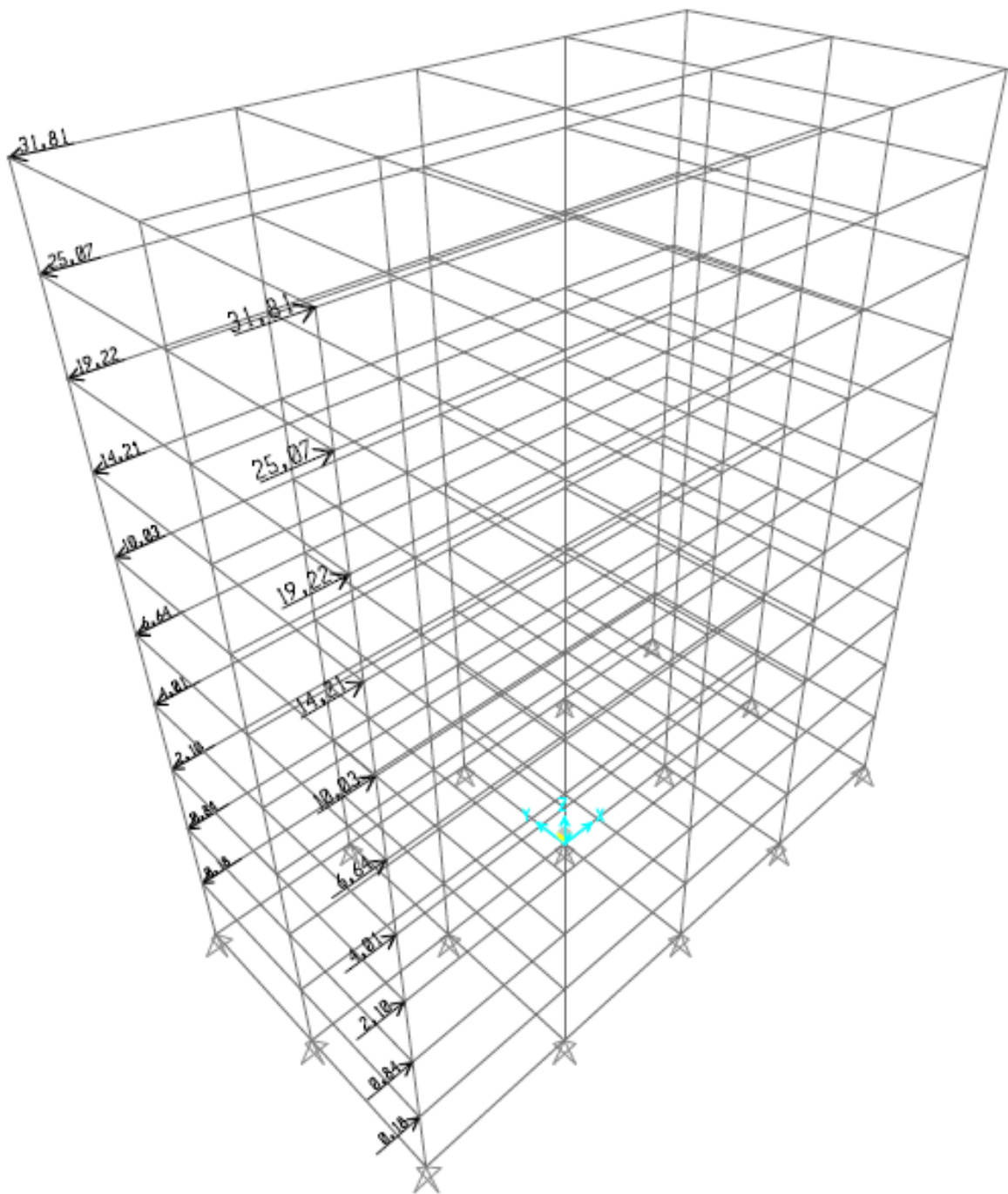


Figura 3.18: T_{d1S3x}

Fonte: Autor (2019)

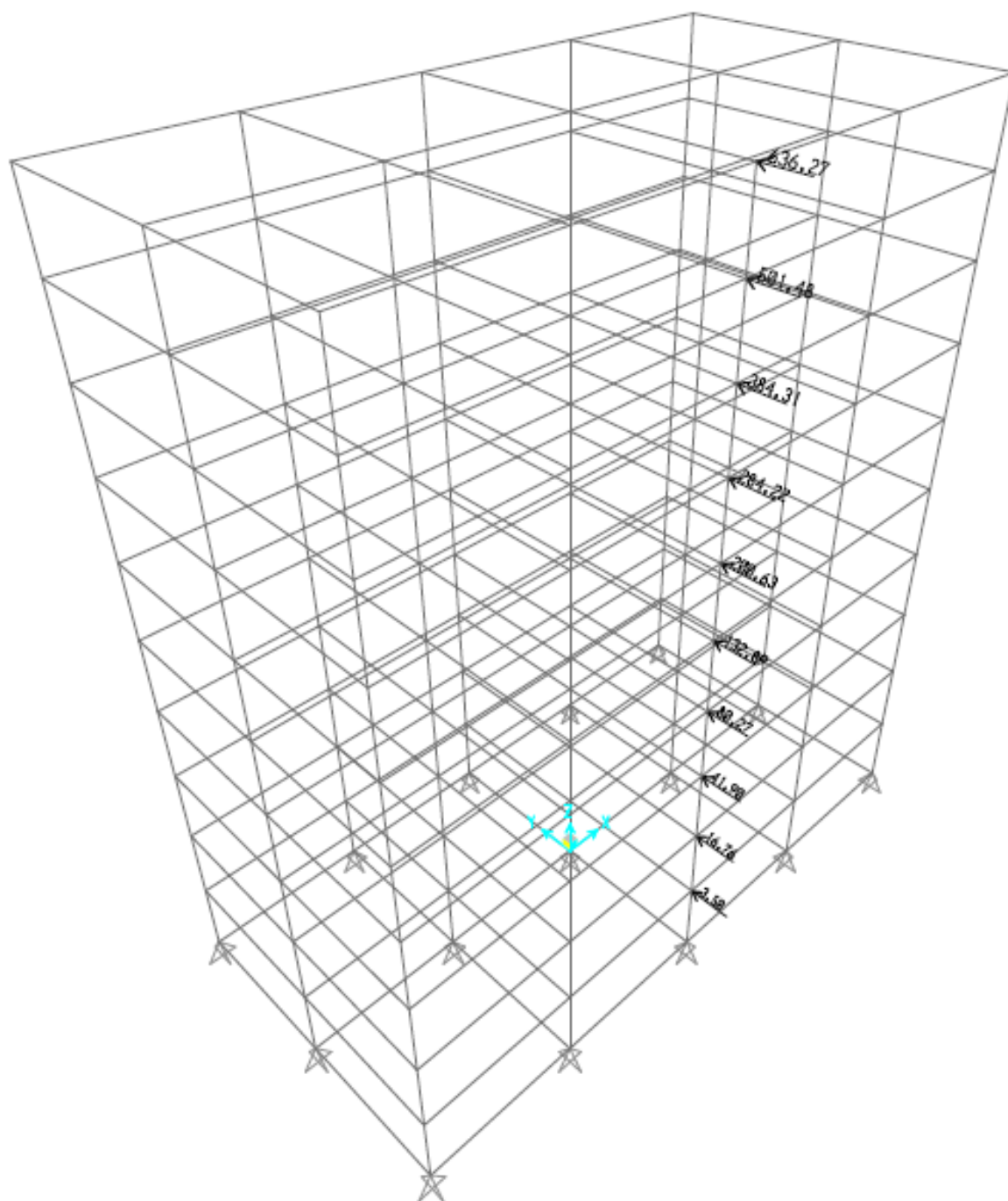


Figura 3.19: F_{d1s3y}

Fonte: Autor (2019)

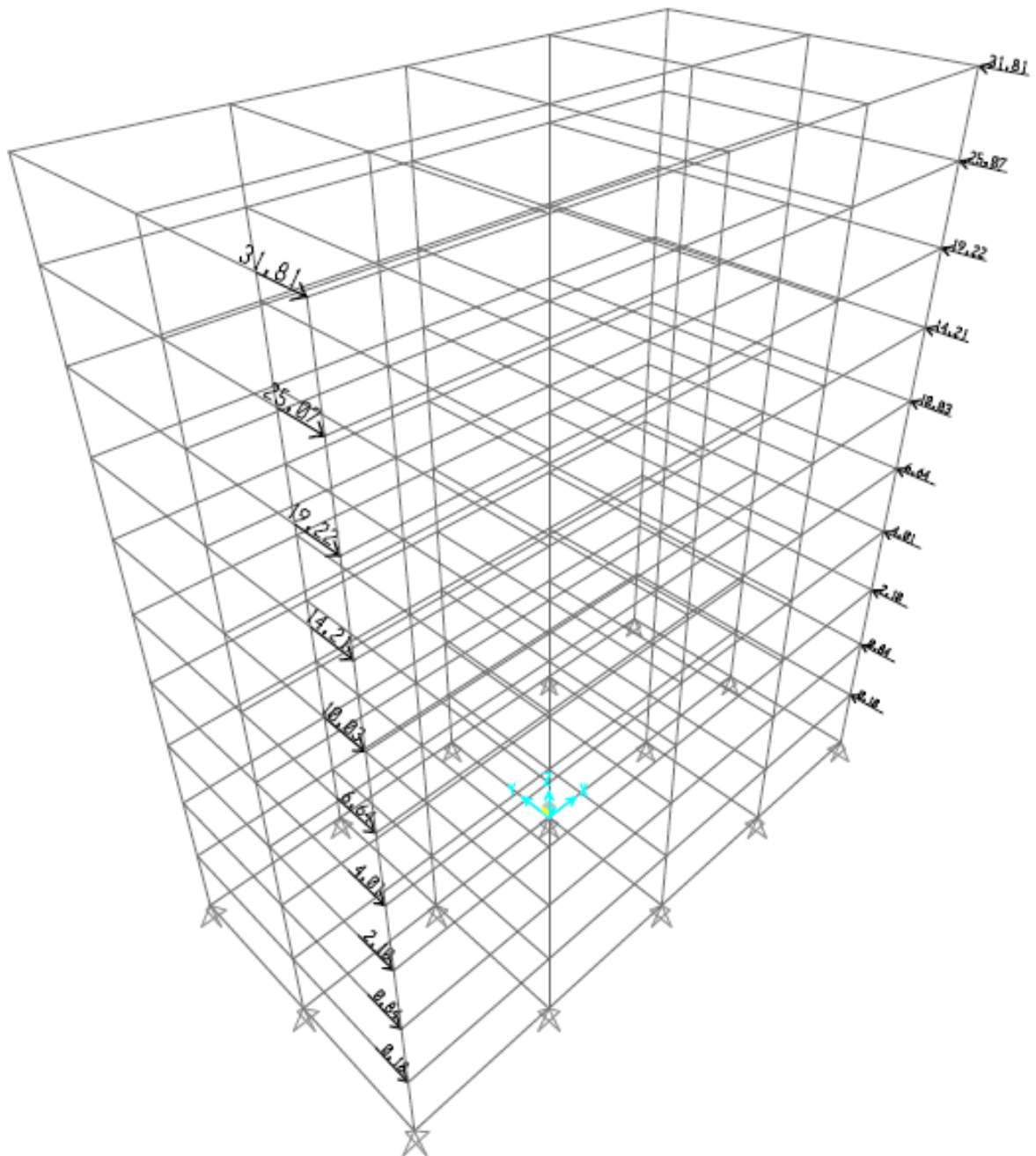


Figura 3.20: T_{d1s3y}

Fonte: Autor (2019)

3.8.2.4 S4 – Ações sísmicas para Zona 4

Nas Figuras 3.23 a 3.26 e Tabela 3.35, apresenta-se as A_{d1S4j} .

i	$ F_{d1S4x} = F_{d1S4y} $ (kN)	$ T_{d1S4x} = T_{d1S4y} $ (kN)
10	730,33	36,52
9	575,62	28,78
8	441,12	22,06
7	326,24	16,31
6	230,29	11,51
5	152,54	7,63
4	92,13	4,61
3	48,10	2,40
2	19,24	0,96
1	4,02	0,20

Tabela 3.35: F_{d1S4j} e T_{d1S4j}

Fonte: Autor (2019)

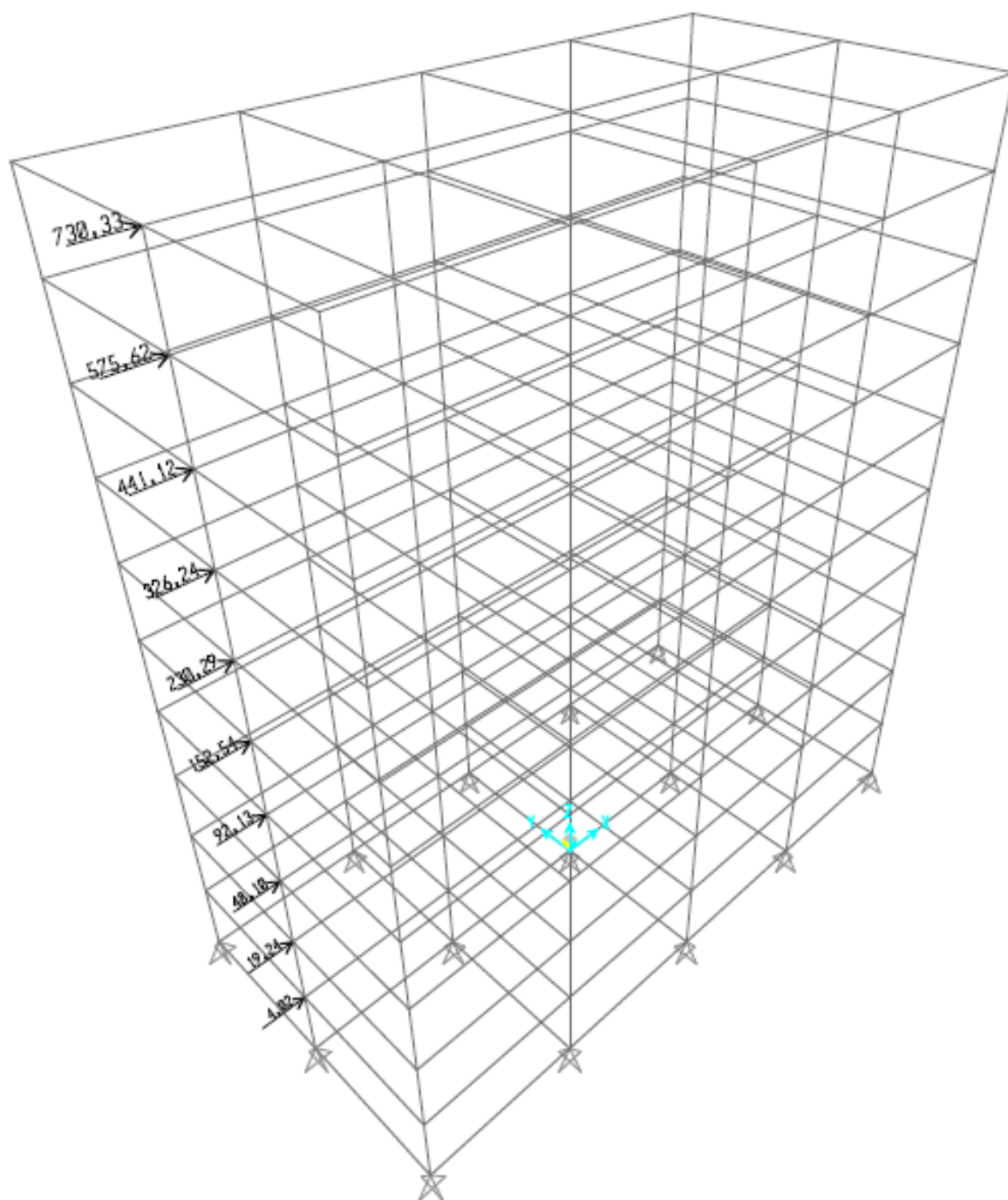


Figura 3.21: F_{d1S4x}

Fonte: Autor (2019)

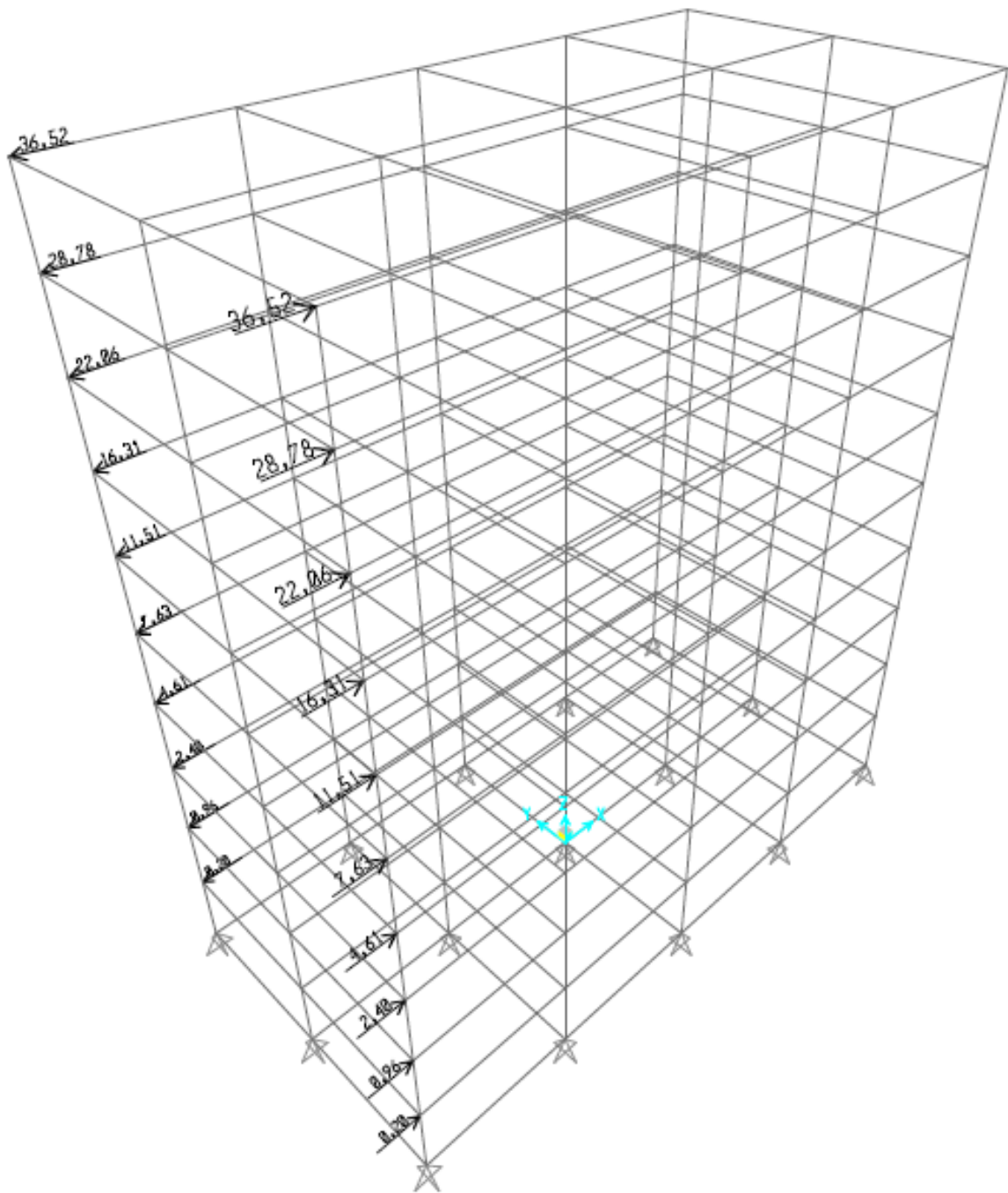


Figura 3.22: T_{d1S4x}

Fonte: Autor (2019)

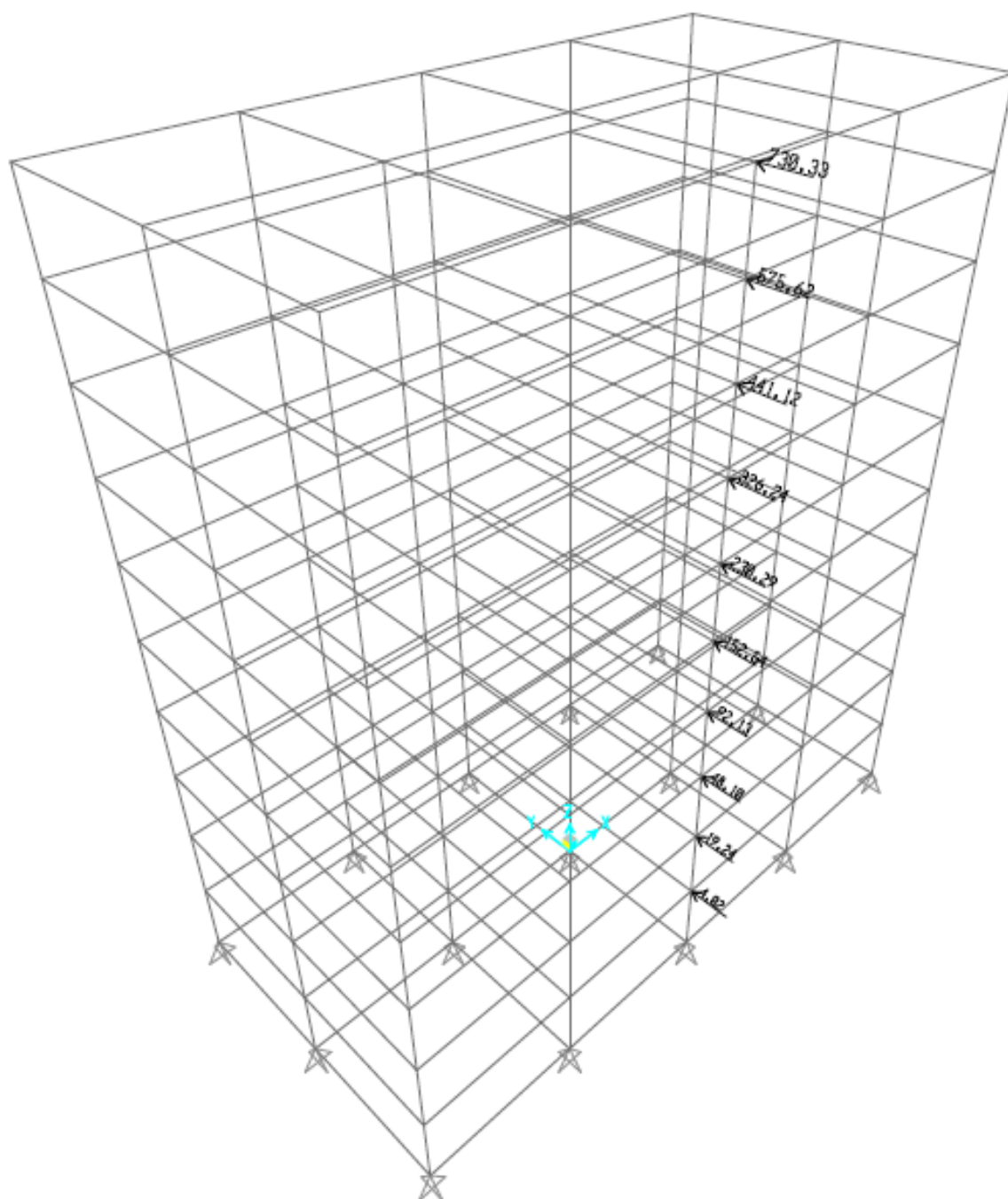


Figura 3.23: F_{d1S4y}

Fonte: Autor (2019)

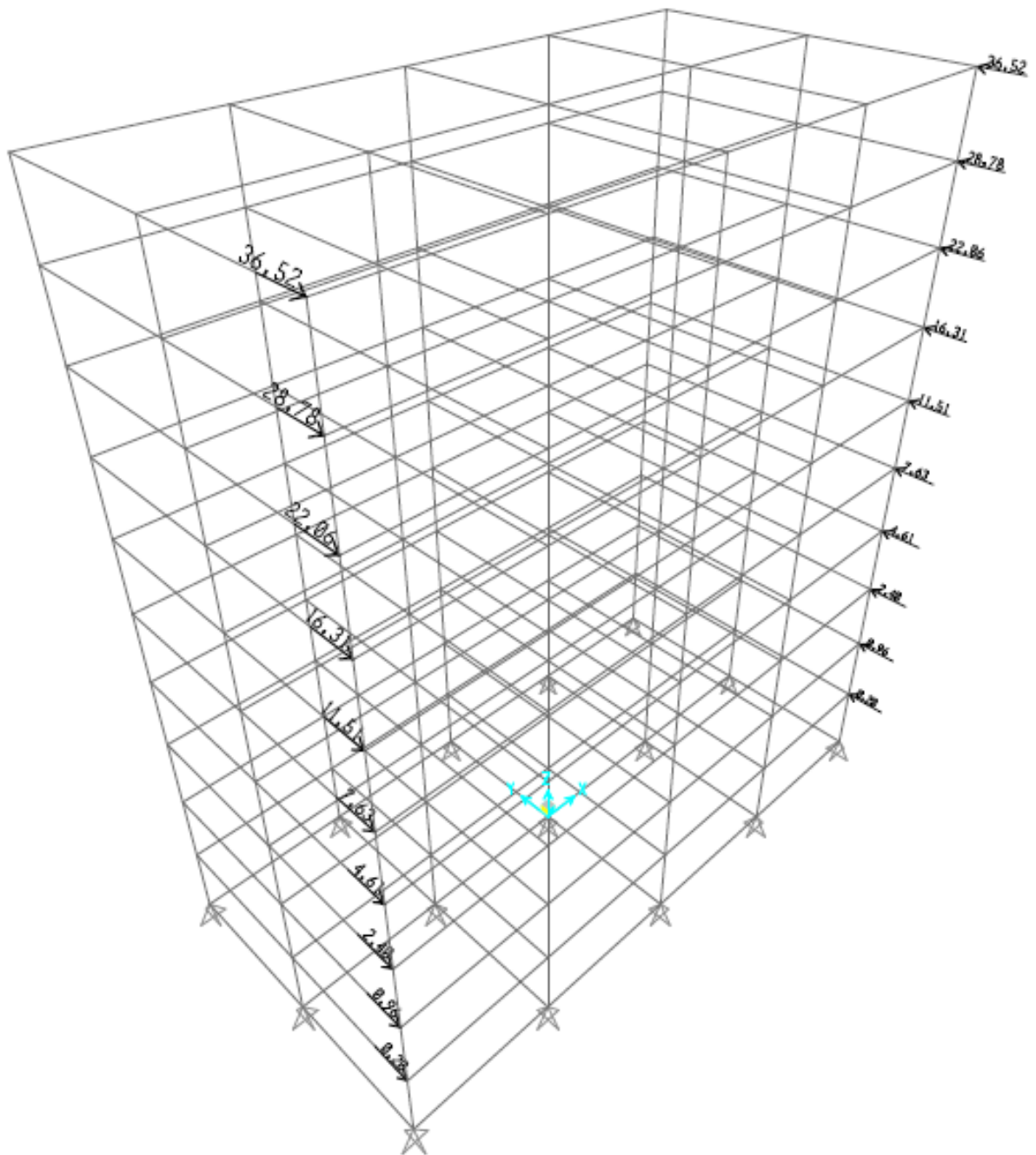


Figura 3.24: T_{d1s4y}

Fonte: Autor (2019)

3.9 Combinações de ações

3.9.1 Combinações Normais de Estado Limite Último

As $CELUVTD_i$ – combinações normais de estado limite último para a ação de vento e desaprumo na direção i ($i=x$ ou $i=y$) são definidas como:

$$CELUVTD_i = 1,4G + 0,98Q_{sc} + 1,0F_{dVTDi}$$

3.9.2 Combinações Excepcionais de Estado Limite Último

As $CELU1S_{ij}$ – combinações excepcionais de estado limite último, considerando os efeitos de primeira ordem, para ação sísmica referente à Zona i ($i=1, 2, 3, 4$), na direção j ($j=x$ ou $j=y$) são definidas como:

$$CELU1S_{ij} = 1,2G + 1,0Q + 1,0(A_{d1Sij}) = 1,2G + 1,0Q + 1,0(F_{d1Sij} + T_{d1Sij})$$

3.10 Considerações sobre deslocamentos e efeitos de segunda ordem

Nas Tabelas 3.36 a 3.43, apresenta-se os resultados de deslocamentos e coeficientes de estabilidade.

Valores de deslocamentos relativos superiores ao limite ($\Delta_{x,lim} = 5,6cm$) estão indicados em negrito.

Valores do coeficiente de estabilidade que tornam os efeitos de segunda ordem passíveis de serem implementados no modelo matemático através do processo simplificado de amplificação dos esforços e deslocamentos de primeira ordem ($0,10 < \Theta < 0,20$) também aparecem em negrito.

Os valores do coeficiente de estabilidade em negrito e itálico se apresentam como não permitidos, por serem maiores que o máximo admissível ($\Theta_{max} = 0,20$).

Zona 1 - direção x						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,1531	0,3829	0,0111	1,110	242,62	0,0196
9	0,1487	0,3718	0,0197	1,972	218,36	0,0387
8	0,1408	0,3520	0,0277	2,775	194,10	0,0613
7	0,1297	0,3243	0,0348	3,479	169,83	0,0878
6	0,1158	0,2895	0,0408	4,081	145,57	0,1202
5	0,0995	0,2487	0,0458	4,580	121,31	0,1619
4	0,0812	0,2029	0,0498	4,975	97,05	0,2199
3	0,0613	0,1532	0,0526	5,258	72,79	0,3098
2	0,0402	0,1006	0,0536	5,361	48,52	0,4738
1	0,0188	0,0470	0,0470	4,696	24,26	0,8302

Tabela 3.36: Zona 1 – direção x – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 1 - direção y						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,1181	0,2952	0,0135	1,349	242,62	0,0204
9	0,1127	0,2817	0,0177	1,766	218,36	0,0347
8	0,1056	0,2640	0,0225	2,248	194,10	0,0497
7	0,0966	0,2416	0,0272	2,718	169,83	0,0686
6	0,0857	0,2144	0,0314	3,136	145,57	0,0924
5	0,0732	0,1830	0,0348	3,477	121,31	0,1229
4	0,0593	0,1483	0,0372	3,722	97,05	0,1645
3	0,0444	0,1110	0,0384	3,843	72,79	0,2264
2	0,0290	0,0726	0,0379	3,791	48,52	0,3350
1	0,0139	0,0347	0,0347	3,470	24,26	0,6134

Tabela 3.37: Zona 1 – direção y – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 2 - direção x						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,1882	0,4705	0,0176	1,757	398,36	0,0162
9	0,1812	0,4529	0,0300	2,996	313,97	0,0409
8	0,1692	0,4230	0,0400	3,999	240,61	0,0713
7	0,1532	0,3830	0,0475	4,745	177,95	0,1144
6	0,1342	0,3355	0,0527	5,273	125,61	0,1800
5	0,1131	0,2828	0,0562	5,620	83,20	0,2897
4	0,0906	0,2266	0,0583	5,826	50,25	0,4972
3	0,0673	0,1683	0,0592	5,920	26,24	0,9677
2	0,0437	0,1091	0,0586	5,862	10,50	2,3951
1	0,0202	0,0505	0,0505	5,052	2,19	9,8837

Tabela 3.38: Zona 2 – direção x – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 2 - direção y						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,1453	0,3632	0,0197	1,974	398,36	0,0182
9	0,1374	0,3435	0,0253	2,533	313,97	0,0346
8	0,1273	0,3181	0,0312	3,115	240,61	0,0555
7	0,1148	0,2870	0,0362	3,617	177,95	0,0872
6	0,1003	0,2508	0,0400	4,001	125,61	0,1366
5	0,0843	0,2108	0,0426	4,258	83,20	0,2195
4	0,0673	0,1682	0,0439	4,389	50,25	0,3746
3	0,0497	0,1243	0,0439	4,390	26,24	0,7176
2	0,0322	0,0804	0,0423	4,228	10,50	1,7274
1	0,0153	0,0382	0,0382	3,817	2,19	7,4676

Tabela 3.39: Zona 2 – direção y – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 3 - direção x						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,3006	0,7515	0,0281	2,807	636,27	0,0162
9	0,2894	0,7234	0,0478	4,784	501,48	0,0409
8	0,2702	0,6755	0,0639	6,386	384,31	0,0713
7	0,2447	0,6117	0,0758	7,579	284,22	0,1144
6	0,2144	0,5359	0,0842	8,421	200,63	0,1800
5	0,1807	0,4517	0,0898	8,977	132,89	0,2897
4	0,1448	0,3619	0,0931	9,305	80,27	0,4972
3	0,1075	0,2689	0,0945	9,455	41,90	0,9677
2	0,0697	0,1743	0,0936	9,362	16,76	2,3951
1	0,0323	0,0807	0,0807	8,069	3,50	9,8838

Tabela 3.40: Zona 3 – direção x – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 3 - direção y						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,2320	0,5801	0,0315	3,153	636,27	0,0182
9	0,2194	0,5486	0,0405	4,045	501,48	0,0346
8	0,2033	0,5081	0,0498	4,976	384,31	0,0555
7	0,1834	0,4584	0,0578	5,777	284,22	0,0872
6	0,1602	0,4006	0,0639	6,390	200,63	0,1366
5	0,1347	0,3367	0,0680	6,801	132,89	0,2195
4	0,1075	0,2687	0,0701	7,011	80,27	0,3746
3	0,0794	0,1986	0,0701	7,011	41,90	0,7176
2	0,0514	0,1285	0,0675	6,752	16,76	1,7274
1	0,0244	0,0610	0,0610	6,097	3,50	7,4678

Tabela 3.41: Zona 3 – direção y – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 4 - direção x						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,3450	0,8626	0,0322	3,222	730,33	0,0162
9	0,3321	0,8303	0,0549	5,492	575,62	0,0409
8	0,3102	0,7754	0,0733	7,331	441,12	0,0713
7	0,2808	0,7021	0,0870	8,700	326,24	0,1144
6	0,2460	0,6151	0,0967	9,666	230,29	0,1800
5	0,2074	0,5185	0,1030	10,304	152,54	0,2897
4	0,1662	0,4154	0,1068	10,681	92,13	0,4972
3	0,1234	0,3086	0,1085	10,852	48,10	0,9677
2	0,0800	0,2001	0,1075	10,746	19,24	2,3951
1	0,0370	0,0926	0,0926	9,262	4,02	9,8840

Tabela 3.42: Zona 4 – direção x – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

Zona 4 - direção y						
<i>i</i>	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	Δx (m)	Δx (cm)	H_x (kN)	Θ (rad)
10	0,2664	0,6659	0,0362	3,618	730,33	0,0182
9	0,2519	0,6297	0,0464	4,644	575,62	0,0346
8	0,2333	0,5833	0,0571	5,711	441,12	0,0555
7	0,2105	0,5261	0,0663	6,632	326,24	0,0872
6	0,1839	0,4598	0,0733	7,334	230,29	0,1366
5	0,1546	0,3865	0,0781	7,806	152,54	0,2195
4	0,1234	0,3084	0,0805	8,047	92,13	0,3746
3	0,0912	0,2280	0,0805	8,048	48,10	0,7176
2	0,0590	0,1475	0,0775	7,751	19,24	1,7274
1	0,0280	0,0700	0,0700	6,998	4,02	7,4678

Tabela 3.43: Zona 4 – direção y – deslocamentos absolutos δ e relativos Δ entre pavimentos, e coeficientes de estabilidade Θ

Fonte: Autor (2019)

3.11 Envoltórias

As envoltórias das combinações de *ELU* são definidas como:

EnvVT = envoltória (*CELUVT_x*, *CELUVT_y*)

EnvS1 = envoltória (*CELU1S_{1x}*, *CELU1S_{1y}*)

EnvS2 = envoltória (*CELU1S_{2x}*, *CELU1S_{2y}*)

EnvS3 = envoltória (*CELU1S_{3x}*, *CELU1S_{3y}*)

EnvS4 = envoltória (*CELU1S_{4x}*, *CELU1S_{4y}*)

4 RESULTADOS

Nesse capítulo, são apresentados os resultados das comparações de envoltórias pertinentes a cada zona sísmica, com relação a esforços normais (EN), esforços cortantes (EC), momentos fletores (MF) e momentos de torção (MT).

Os esforços internos de elementos de pórtico (*frame element internal forces*) são apresentados no SAP2000 (Figura 4.1) como:

- P , esforço normal;
- $V2$, esforço cortante no plano 1-2;
- $V3$, esforço cortante no plano 1-3;
- $M2$, momento fletor no plano 1-3 (em torno do eixo 2);
- $M3$, momento fletor no plano 1-2 (em torno do eixo 3);
- T , momento de torção.

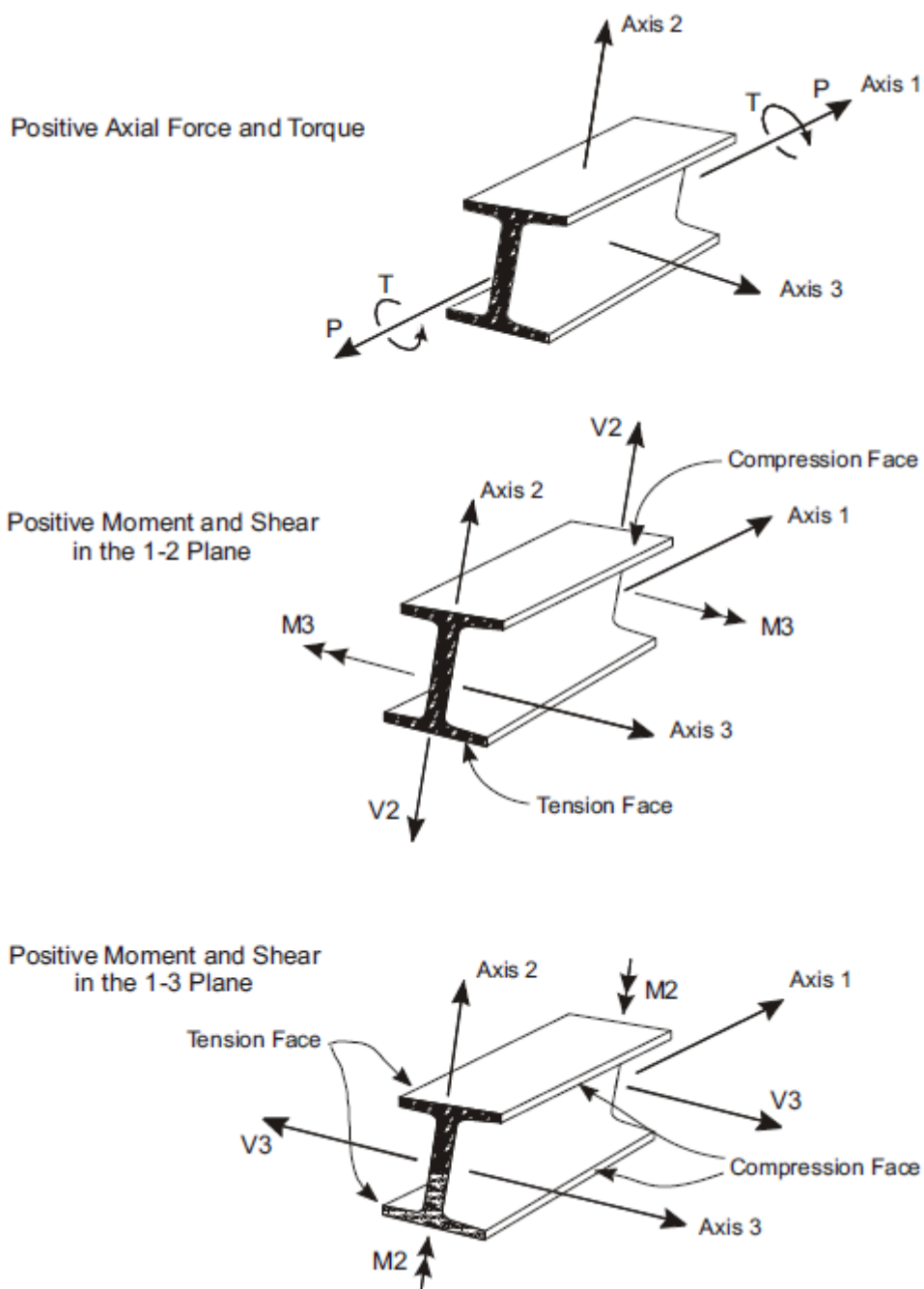


Figura 4.1: Elemento de pórtico – esforços internos

Fonte: Manual do SAP2000 (2008)

Para análise dos resultados, foi adotado o lance do térreo (nó i -base; nó j -topo) dos pilares $P4$ (extremidade), $P5$ (canto) e $P9$ (central), ilustrados anteriormente na Figura 3.2.

Na Tabela 4.1, apresenta-se os resultados para fundações apoiadas.

		Fundações apoiadas					
		Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	
P4	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-2676	-2679	-2787	-3138	-3277
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	-135	-270	-286	-433	-491
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	59	264	282	452	520
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	48	97	102	155	176
		Nó <i>i</i>	48	97	102	155	176
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-21	-94	-100	-162	-186	
	Nó <i>i</i>	-21	-94	-100	-162	-186	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0	0	0	0	
P5	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-1559	-1689	-1697	-1982	-2275
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	-94	-220	-235	-364	-415
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	60	203	216	336	383
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	34	79	84	130	148
		Nó <i>i</i>	34	79	84	130	148
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-22	-72	-77	-120	-137	
	Nó <i>i</i>	-22	-72	-77	-120	-137	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0	0	0	0	
P9	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-4540	-4006	-4006	-4006	-4006
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	-176	-453	-484	-774	-888
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	66	310	333	535	615
		Nó <i>i</i>	0	0	0	0	0
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	63	162	173	277	317
		Nó <i>i</i>	63	162	173	277	317
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-24	-111	-119	-191	-220	
	Nó <i>i</i>	-24	-111	-119	-191	-220	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0	0	0	0	

Tabela 4.1: Esforços internos – fundações apoiadas

Fonte: Autor (2019)

Na Tabela 4.2, apresenta-se os resultados para fundações engastadas.

		Fundações engastadas					
		Zona 0	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	
P4	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-2638	-2582	-2681	-2968	-3082
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	-50	67	85	162	192
		Nó <i>i</i>	155	372	405	637	728
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	22	105	112	180	207
		Nó <i>i</i>	-36	-159	-171	-274	-314
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	59	109	115	170	192
		Nó <i>i</i>	59	109	115	170	192
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-21	-94	-101	-162	-186	
	Nó <i>i</i>	-21	-94	-101	-162	-186	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0,74	0,81	1,29	1,48	
P5	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-1524	-1595	-1692	-1974	-2085
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	-26	44	55	101	119
		Nó <i>i</i>	104	276	301	475	544
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	35	80	85	124	140
		Nó <i>i</i>	-39	-134	-143	-223	-255
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	39	83	88	134	152
		Nó <i>i</i>	39	83	88	134	152
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-27	-77	-81	-124	-141	
	Nó <i>i</i>	-27	-77	-81	-124	-141	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0,62	0,68	1,09	1,25	
P9	P (kN)	Nós <i>i, j</i>	-4539	-4005	-4005	-4005	-4005
	M3 (kN.m)	Nó <i>j</i>	80	220	254	406	466
		Nó <i>i</i>	256	675	740	1182	1357
	M2 (kN.m)	Nó <i>j</i>	20	113	121	197	228
		Nó <i>i</i>	-41	-193	-207	-332	-382
	V2 (kN)	Nó <i>j</i>	63	163	174	278	319
		Nó <i>i</i>	63	163	174	278	319
V3 (kN)	Nó <i>j</i>	-22	-109	-117	-189	-218	
	Nó <i>i</i>	-22	-109	-117	-189	-218	
T (kN.m)	Nós <i>i, j</i>	0	0,97	1,06	1,69	1,94	

Tabela 4.2: Esforços internos – fundações engastadas

Fonte: Autor (2019)

5 CONCLUSÕES

Percebe-se que, já na análise de deslocamentos relativos máximos entre pavimentos e estabilidade global, a topologia estrutural em questão se mostrou inadequada, sendo necessário o enrijecimento da estrutura como um todo.

Em relação aos esforços, nota-se que consideração dos sismos teve interferência bastante significativa, com destaque para esforços cortantes e momentos fletores.

Destaca-se que, da *Zona 1* para a *Zona 2* a variação não foi muito significativa pelo fato da abordagem simplificada, conservadora, do cálculo das ações sísmicas para a *Zona 1*, diferir da abordagem mais sofisticada para as demais zonas sísmicas.

Esforços normais variaram pouco. Momentos de torção surgiram nas análises com a consideração de sismos e fundações engastadas, porém se apresentaram como de pequena magnitude.

Conclui-se que a consideração das ações sísmicas, sob a ótica da ABNT NBR 15421:2006, pode implicar mudanças significativas na análise e dimensionamento de estruturas de edifícios.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se, para trabalhos futuros: análise de outras classes de terreno, como solo mole; outras categorias de utilização; substituição de algumas regiões de alvenaria internas por divisórias leves; análise da resposta de elementos não estruturais; análise por métodos mais sofisticados, como a análise espectral ou com o histórico de acelerações no tempo.

Além disso, sugere-se enrijecimento da estrutura; incrementos de área e rotações nas seções dos pilares; utilização de pilares-parede de concreto; análise para elementos estruturais com detalhamentos usual, intermediário e especial; sistemas duais – pórticos de concreto e pilares-parede de concreto; utilização de núcleo rígido armado ou protendido para caixa de escadas e elevadores.

7 REFERÊNCIAS

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

ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado: um exemplo completo, 3ª ed.** Rio Grande – RS, Editora Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, NBR 8681**. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120**. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto para fins estruturais, NBR 8953**. Rio de Janeiro, ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações, NBR 6123**. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, NBR 15421**. Rio de Janeiro, ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações, NBR 6122**. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

BRASIL, R. M. L. R. F; DA SILVA, M. A. **Introdução à dinâmica das estruturas para a engenharia civil, 2ª ed. Revista.** São Paulo – SP, Editora Edgard Blücher, 2015.

BEER, F.; JOHNSTON, R. **Resistência dos materiais.** 3ª edição. McGraw-Hill. Pearson Makron Books. São Paulo, 1995.

CHEN, W.F. **Handbook of structural engineering.** CRC Press LLC, 1997.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering.** Fourth edition. Pearson, 2001.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil - <www.cprm.gov.br>

DE AZEVEDO, L. M. **Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas sismo-resistentes.** Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN).

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

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

FEHLAUER, G.D. **Influência das Forças Sísmicas em um Edifício segundo a ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de Estruturas Resistentes à Sismos – Procedimento.** Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

IF USP – Instituto de Física – Univerdade de São Paulo – <www.if.usp.br>

IAG USP – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas – Universidade de São Paulo – <www.iag.usp.br>

LOWRIE, W. **Fundamentals of geophysics**. Second Edition. Cambridge, United Kingdom. Cambridge University Press, 2007.

MATOS, A. T.; DA SILVA, D. V.; LEAL, E. R.; NAKAZATO, R. Y. **Procedimentos teóricos para análise sísmica em edificações**. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Anhembi Morumbi (UAM).

MIRANDA, P. S. T. **Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará (UFC).

MURTHY, C. V. R; GOSWAMI, R; VIJAYANARAYANAN, A.R; MEHTA, V.V. **Some concepts in earthquake behaviour of buildings**, Gujarat State Disaster Management Authority.

PARISENTI, R. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. San Diego: John Wiley & Sons, Inc., 1992.

PAZ, M.; LEIGH, W. **Structural dynamics: theory and computation**. Fifth edition. Kluwer Academic Publishers. Massachusetts, USA, 2004.

ROMÃO, X.; SARAIVA, J. P. **A ação dos sismos sobre os edifícios**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP. Projeto FEUP, 2012.

ROMÃO, X.; SARAIVA, J. P.; ALVES, B.; GOMES, J.; FERNANDES, M.; FERRAZ, M.; FERREIRA, P.; CORREIA, R.; PINTÃO, T. **A ação dos sismos sobre**

os edifícios: por que é que alguns edifícios não caem? Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP. Projeto FEUP, 2012.

RUAS, M. D. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado com fundações profundas.** Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Pampa (UNIPAMPA).

SAP2000. **Manuais do software.** CSI, 2008.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings.** CRC Press Taylor & Francis Group, LLC, 2010.

TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T. R.; DE TOLEDO, M. C.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra.** São Paulo-SP, Editora Oficina de Textos, 2000.