

Humberto Brambila de Salles

**ANÁLISE SÍSMICA DE MODELOS COM
IRREGULARIDADES NO PLANO**

FLORIANÓPOLIS

2019

Humberto Brambila de Salles

ANÁLISE SÍSMICA DE MODELOS COM IRREGULARIDADES NO PLANO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de Graduação em Engenharia Civil.

Universidade Federal de Santa Catarina
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Graduação em Engenharia Civil
Orientador: Leandro Fleck Fadel Miguel

FLORIANÓPOLIS
2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Salles, Humberto Brambila de
Análise sísmica de modelos com irregularidades no plano
/ Humberto Brambila de Salles ; orientador, Leandro Fleck
Fadel Miguel, 2019.
198 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Sismos. 3. Irregularidades no
plano. 4. Modelo de análise computacional. 5. NBR 15421.
I. Fleck Fadel Miguel, Leandro. II. Universidade Federal
de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

Humberto Brambila de Salles

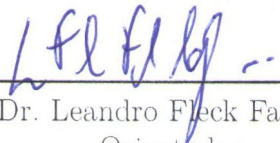
ANÁLISE SÍSMICA DE MODELOS COM IRREGULARIDADES NO PLANO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 14 de Junho de 2019:



Prof. Dra. Luciana Rohde
Coordenadora do Curso



Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel
Orientador

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Jano d'Araujo Coelho
Universidade Federal de Santa Catarina

Carlos Alexander Santestevan Baigorria
Engenheiro Civil

Agradecimentos

Primeiramente aos meus pais e familiares pelo apoio incondicional nessa jornada, meu sincero obrigado, pois pouco se preza uma formação profissional se não há um ser educado em caráter para aplicá-la.

Ao professor Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel, agradeço pelos ensinamentos e contribuição profissional, seja com a quebra de paradigmas ou pelo suporte contínuo com disposição e acima de tudo, por acreditar na minha capacidade em todos os momentos do trabalho.

À Renata Pieri, que sempre se mostrou disposta a contribuir, ouvir e auxiliar no meu crescimento pessoal e profissional, sendo um suporte nos maiores obstáculos da vida, meu genuíno sentimento de gratidão por acima de tudo, ser minha inspiração diária.

Aos colegas de trabalho da RKS que tiveram uma influência imensa na formação do meu pensamento crítico, compreensão física e paixão estrutural. A contribuição de vocês extrapolou qualquer barreira profissional e consolidou uma amizade que levarei para a vida.

À AltoQI pela confiança no meu trabalho e disponibilidade das ferramentas que facilitaram o trabalho e melhoraram significativamente os resultados do trabalho. Ao LAE pelo suporte com o fornecimento do SAP2000 para a realização do trabalho.

Ao Vinícius Favaretto Defiltro pelo suporte e disponibilidade para discussões, meus sinceros agradecimentos.

E a todos os colegas graduandos, amigos e pessoas que contribuíram para a elaboração do presente trabalho como da minha vida acadêmica, vocês possuem uma grande parcela no desenvolvimento de qualquer resultado. Então, muito obrigado.

Resumo

A utilização de modelos simplificados para realizar a análise estrutural é predominante na prática profissional. A maioria dos projetistas confiam neles motivados, seja pelo simples hábito ou por um excesso de confiança adquirido ao longo dos anos. Entretanto, a compreensão das limitações inerentes às hipóteses de discretizações das lajes e núcleos rígidos é fundamental para o projeto bem-sucedido de uma estrutura. Desse modo, um projetista deve avaliar fatores conflitantes como segurança, economia e recursos disponíveis para decidir a melhor solução que atenda todos os critérios citados. Nesse contexto, este trabalho apresenta o procedimento simplificado do método das forças estáticas equivalentes para estimar a resposta sísmica de um edifício com arquitetura comercial habitual. Demonstra-se também o procedimento proposto pela NBR 15421:2006 com o auxílio de recursos visuais. Já as limitações e implicações das premissas feitas são apontadas e discutidas, assim como seu impacto. Por fim, os resultados obtidos pela aplicação do método proposto são comparados aos modelos com maiores níveis de refinamento nos elementos críticos.

Palavras-chaves: Sismos; Irregularidades no plano; Modelo de análise computacional.

Abstract

The use of simplified models to perform structural analyses is predominant in current professional practice. Most designers rely on them motivated, either by simply habitude or by an excess of confidence acquired over the years. Nonetheless, the understanding of the inherent limitations in discretizations' hypothesis of slabs and central cores is key to the successful design of a structure. Thus, a designer must weight conflicting factors such as safety, economy, and accessibility of resources to determine the best solution that matches all project's criteria. In this context, this work presents the simplified process of the equivalent static forces method to estimate the seismic response of a usual commercial's architecture building. A demonstration of the NBR 15421: 2006 proposed procedure it also occurs, aided with visual resources. Then, the limitations and implications of the assumptions made are pointed out and discussed, as their impact. At last, the results obtained using the recommended analysis are compared to models with the highest levels of refinement in critical components.

Key-words: Earthquakes; In-plane irregularities; Computational model analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Carregamentos	31
Figura 2 – Tipos de ondas	33
Figura 3 – Falhas tectônicas no Brasil	38
Figura 4 – Fluxograma de um projeto sismo-resistente	40
Figura 5 – Concreto não confinado sob carregamento cíclico	42
Figura 6 – Concreto armado sob carregamento cíclico	43
Figura 7 – Resistência dinâmica do material	43
Figura 8 – Níveis de performance sob terremotos	45
Figura 9 – Deformação por ausência de rigidez	47
Figura 10 – Contraventamento concêntrico	49
Figura 11 – Contraventamento excêntrico	50
Figura 12 – Determinação de R por Newmark - Períodos longos	52
Figura 13 – Determinação de R por Newmark - Períodos curtos	52
Figura 14 – Pavimento flexível - irregularidade vertical	55
Figura 15 – Irregularidade torcional - ASCE	56
Figura 16 – Irregularidade torcional - Falconí	57
Figura 17 – Irregularidade nas extremidades	57
Figura 18 – Irregularidade de descontinuidade do diafragma	58
Figura 19 – Irregularidade de paralelismo dos sistemas resistentes	58
Figura 20 – Diafragma rígido com barras de travamento	59
Figura 21 – Discretização pela analogia de grelha	60
Figura 22 – Seção para cálculo do J	61
Figura 23 – Carregamentos na analogia de grelha	61
Figura 24 – Encontro de eixos no pilar com <i>offset</i> rígido	63
Figura 25 – Confinamento do concreto armado	64
Figura 26 – Modelo de alvenaria de preenchimento	65
Figura 27 – Rigidez equivalente proposta por Delgado	66
Figura 28 – Discretização da fundação como engaste	68
Figura 29 – Discretização da fundação sob meio elástico	68
Figura 30 – Modelo de Yagui (1971)	69
Figura 31 – Momento parasita	71
Figura 32 – Modelos discretos propostos por Smith	71
Figura 33 – Modelo contínuo proposto por Smith	72
Figura 34 – Modelo contínuo proposto por Pereira	73
Figura 35 – Círculo de Mohr das deformações	74

Figura 36 – Zoneamento sísmico brasileiro para terrenos de classe B	77
Figura 37 – Zoneamento sísmico nos EUA	78
Figura 38 – Variação do espectro de resposta de projeto em função do período (T)	80
Figura 39 – Espectro de resposta de projeto	81
Figura 40 – Modelo pré-dimensionado	94
Figura 41 – Excentricidade de pilares com barras rígidas	102
Figura 42 – Excentricidade de pilares com <i>offset</i> rígido	102
Figura 43 – Discretização da Grelha	104
Figura 44 – Rigidez equivalente do pilar A-1	105
Figura 45 – Modelo pré-dimensionado com carga 100% no eixo X - Deformação	108
Figura 46 – Modelo pré-dimensionado com carga 100% no eixo Y - Deformação	109
Figura 47 – Modelo dimensionado com carga 100% no eixo X - Deformação	115
Figura 48 – Modelo dimensionado com carga 100% no eixo Y - Deformação	116
Figura 49 – Discretização pelo MEF	118
Figura 50 – Analogia de grelhas - Laje indeformável axialmente de 10 cm	120
Figura 51 – Analogia de grelhas - Laje deformável de 10 cm	120
Figura 52 – MEF - Laje de 10 cm	121
Figura 53 – Analogia de grelhas - Laje indeformável axialmente de 16 cm	123
Figura 54 – Analogia de grelhas - Laje deformável de 16 cm	123
Figura 55 – MEF - Laje de 16 cm	124
Figura 56 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X ($J/I=2,0$)	125
Figura 57 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X ($J/I=2,5$)	126
Figura 58 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X - MEF	126
Figura 59 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X ($J/I=2,00$)	133
Figura 60 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X ($J/I=2,50$)	133
Figura 61 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X (MEF)	134
Figura 62 – Núcleo rígido discretizado como elemento único	140
Figura 63 – Núcleo rígido discretizado com 3 elementos retangulares	141
Figura 64 – Discretização do núcleo rígido por analogia de grelha	142
Figura 65 – Pavimento com núcleo rígido discretizado com grelha de 10x10 cm	143
Figura 66 – Discretização do núcleo rígido pelo MEF	144
Figura 67 – Pavimento discretizado pelo MEF com elementos do núcleo de 10x10 cm	145
Figura 68 – Modelo Final - Deslocamentos na solicitação máxima em X	149
Figura 69 – Tensão nas lajes - Modelo Final - Solicitação máxima no eixo X	155
Figura 70 – Deslocamentos em Y - Modelo final redimensionado	156
Figura 71 – Seção submetida à flexão composta	170
Figura 72 – Momento fletor máximo - Envoltória dos esforços	173
Figura 73 – Momento fletor mínimo - Envoltória dos esforços	174
Figura 74 – Esforço axial máximo - Envoltória dos esforços	174

Figura 75 – Dimensionamento do P1 - Pavimento térreo 181

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Escala de Mercalli Modificada	35
Tabela 2 – Principais sismos brasileiros	39
Tabela 3 – Materiais de construção usuais para locais com fortes terremotos	41
Tabela 4 – Classes do Terreno	79
Tabela 5 – Fatores de amplificação sísmica no solo	80
Tabela 6 – Categorias de utilização e fator de importância (I)	82
Tabela 7 – Categorias sísmicas	83
Tabela 8 – Sistemas básicos resistentes	84
Tabela 9 – Irregularidades no plano	85
Tabela 10 – Irregularidades na vertical	86
Tabela 11 – Subseções das irregularidades	86
Tabela 12 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δ_x)	89
Tabela 13 – Coeficiente de limitação do período	90
Tabela 14 – Peso específico aparente	97
Tabela 15 – Cargas permanente por pavimento do modelo pré-dimensionado	97
Tabela 16 – Peso efetivo do modelo pré-dimensionado	98
Tabela 17 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo pré-dimensionado	98
Tabela 18 – Momento torçor acidental - Modelo Pré-dimensionado	99
Tabela 19 – Cargas aplicadas apenas no eixo 1	101
Tabela 20 – Discretização do modelo pré-dimensionado	103
Tabela 21 – Rigidez equivalente do eixo X - Modelo pré-dimensionado	106
Tabela 22 – Rigidez equivalente do eixo Y - Modelo pré-dimensionado	106
Tabela 23 – Modelo pré-dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo X	108
Tabela 24 – Modelo pré-dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo Y	109
Tabela 25 – Cargas permanente por pavimento do modelo dimensionado	112
Tabela 26 – Peso efetivo do modelo dimensionado	112
Tabela 27 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo dimensionado	112
Tabela 28 – Rigidez equivalente do eixo X - Modelo dimensionado	112
Tabela 29 – Rigidez equivalente do eixo Y - Modelo dimensionado	113
Tabela 30 – Momento torçor acidental - Modelo Dimensionado	114
Tabela 31 – Modelo dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo X	115
Tabela 32 – Modelo dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo Y	116
Tabela 33 – Discretização do modelo dimensionado	118
Tabela 34 – Tensões máximas - Lajes de 10 cm	122
Tabela 35 – Tensões máximas - Lajes de 16 cm	125

Tabela 36 – Deslocamentos dos nós críticos - Solicitação máxima no eixo X	127
Tabela 37 – Deslocamentos dos nós críticos - Solicitação máxima no eixo Y	127
Tabela 38 – Esforços das vigas - Combinação crítica no eixo X	129
Tabela 39 – Esforços das vigas - Combinação crítica no eixo Y	131
Tabela 40 – Tensões nos modelos de lajes - Combinação crítica do eixo X	135
Tabela 41 – Tensões nos modelos de lajes - Combinação crítica do eixo Y	136
Tabela 42 – Análise da continuidade - Carregamento máximo no eixo X	138
Tabela 43 – Análise da continuidade - Carregamento máximo no eixo Y	138
Tabela 44 – Discretização do núcleo rígido por analogia de grelha	142
Tabela 45 – Discretização do núcleo rígido pelo MEF	144
Tabela 46 – Deslocamentos - Modelos de núcleo rígido solicitado no eixo X	145
Tabela 47 – Deslocamentos - Modelos de núcleo rígido solicitado no eixo Y	146
Tabela 48 – Tensões médias no núcleo rígido - Pavimento térreo	146
Tabela 49 – Deslocamentos críticos - Comparação final em X	147
Tabela 50 – Deslocamentos críticos - Comparação final em Y	148
Tabela 51 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar superior - Eixo X	149
Tabela 52 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar inferior - Eixo X	149
Tabela 53 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar superior - Eixo Y	150
Tabela 54 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar inferior - Eixo Y	150
Tabela 55 – Esforços das vigas - Comparação final no eixo X	151
Tabela 56 – Esforços das vigas - Comparação final no eixo Y	152
Tabela 57 – Tensões na laje central - Comparação final no eixo X	153
Tabela 58 – Tensões na laje central - Comparação final no eixo Y	154
Tabela 59 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo final	155
Tabela 60 – Modelo final redimensionado - Deslocamentos com carga 100% em X .	156
Tabela 61 – Modelo final redimensionado - Deslocamentos com carga 100% em Y .	157
Tabela 62 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo J/I=2,00	185
Tabela 63 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo J/I=2,50	186
Tabela 64 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo de Cascas	188
Tabela 65 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo Final	189
Tabela 66 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo J/I=2,00	191
Tabela 67 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo J/I=2,50	192
Tabela 68 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo de Cascas	194
Tabela 69 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo Final	195

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
CAA	Classe de Agressividade Ambiental;
CBF	<i>Concentric Braced Frames;</i>
ELU	Estado Limite Último;
ER	Elementos Retangulares;
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency;</i>
GDL	Grau de liberdade;
IN	Instrução Normativa;
MEF	Método dos Elementos Finitos;
MRF	<i>Moment-Resistent Frames;</i>
NBR	Norma brasileira aprovada pela ABNT;
NSR	<i>Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente;</i>
PI	Pilar inferior;
PGA	<i>Peak Ground Acceleration;</i>
PS	Pilar superior;
SEAOC	<i>Structural Engineers Association of California;</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test;</i>
UBC	Uniform Building Code.

Lista de Símbolos

a_{gs0}	Aceleração espectral para o período de 0.0 s;
a_{gs1}	Aceleração espectral para o período de 1.0 s;
a_g	Aceleração sísmica horizontal;
A	Amplitude máxima do sismógrafo Wood-Anderson;
A_c	Área da seção transversal de concreto;
$A_{s,min}$	Área de aço mínima;
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
$A_{s,calc}$	Área da armadura calculada;
$A_{s,ef}$	Área da armadura utilizada;
A_{sw}	Área da seção da armadura transversal dos estribos;
$A_{s,x+}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal positiva no eixo X;
$A_{s,x-}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal negativa no eixo X;
$A_{s'}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;
A_x	Fator de amplificação da torção acidental;
$A_0(\delta)$	Função dependente da distância do epicentro;
b	Fator específico do solo;
b_w	Base da seção transversal;
c	Cobrimento;
C_{up}	Coefficiente de limitação do período;
C_{vx}	Coefficiente de distribuição vertical da força horizontal;
C_a	Fator de amplificação sísmica do solo para estruturas dependentes da aceleração (período curto);
C_d	Coefficiente de amplificação dos deslocamentos;
C_s	Coefficiente de resposta sísmica;

C_T	Coeficiente de período da estrutura;
C_v	Fator de amplificação sísmica do solo para estruturas dependentes da velocidade (período longo);
d	Altura útil da seção;
d'	Distância entre a armadura superior e a face superior da seção;
d''	Distância entre a armadura inferior e a face inferior da seção;
E	Módulo de Elasticidade do material;
E_C	Módulo de elasticidade adotado para o concreto;
E_{CI}	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto;
E_{CS}	Módulo de deformação secante do concreto;
E_{mh}	Efeitos horizontais do sismo;
E_v	Efeitos verticais do sismo;
E_s	Módulo de elasticidade do aço passivo;
E_{sismo}	Energia total liberada pelo sismo;
f_{bd}	Resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
f_{cd}	Resistência de projeto concreto à compressão;
$f_{ctk,inf}$	Resistência à tração direta inferior;
F	Força aplicada;
F_d	Solicitação de cálculo de projeto das ações;
F_e	Força elástica;
$F_{Gi,k}$	Solicitação característica permanente;
F_i	Força horizontal na elevação i ;
F_{px}	Força mínima a ser aplicada ao diafragma na elevação x ;
$F_{Q,exc}$	Solicitação transitória excepcional (cargas decorrentes do sismo);
$F_{Qj,k}$	Valor característico das ações variáveis;

f_y	Resistência ao escoamento do aço;
f_{yd}	Resistência do ao escoamento do aço de projeto;
f_{yv}	Tensão no aço confinado;
g	Aceleração gravitacional;
G	Ações permanentes de cálculo;
G_c	Módulo de elasticidade transversal;
h	Altura da seção transversal;
h_{PGA}	Profundida local em quilômetros;
h_{sx}	Diferença de elevação entre dois pavimentos consecutivos;
h_n	Altura total da edificação, em metros;
h_x	Altura do pavimento;
H_x	Força cortante sísmica atuante no pavimento x ;
H	Força horizontal total sísmica na base da estrutura;
I	Fator de importância de utilização;
I_x	Momento de inércia da seção no eixo x ;
I_y	Momento de inércia da seção no eixo y ;
J	Momento polar de inércia;
k	Expoente de distribuição vertical;
k_{eq}	Coefficiente de mola equivalente;
k_1	Coefficiente para verificação da dispensa do cisalhamento;
l_b	Comprimento de ancoragem;
$l_{b,min,teórico}$	Comprimento de ancoragem mínimo teórico necessário;
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário;
l_c	Distância da seção mais solicitada até o <i>point of contraflexure</i> ;
L	Comprimento do elemento;
M	Magnitude do terremoto;

$M_{d,As}$	Momento solicitante de projeto na armadura tracionada;
M_{d,As,x^+}	Momento solicitante de projeto na armadura tracionado no sentido X;
M_{Rd}	Momento resistente de projeto;
M_{Sd}	Momento solicitante de projeto;
M_{ta}	Momento torçor acidental;
n	Número total de elevações;
N_{Rd}	Força axial resistente de projeto;
N_{Sd}	Força axial solicitante de projeto;
N_{SPT} ou \bar{N}	Número de golpes do ensaio <i>SPT</i> ;
p_v	Relação entre o volume de aço confinado e o volume de concreto confinado;
Q	Ações acidentais de cálculo;
R	Coefficiente de modificação de resposta;
R'	Distância entre o ponto de medição da aceleração e o epicentro, em quilômetros;
R_{As}	Força resultante da armadura inferior;
$R_{As'}$	Força resultante da armadura superior;
R_c	Força resultante do concreto;
s	Espaçamento;
$S_a(T)$	Espectro de resposta de projeto em função do período;
T	Período natural fundamental de uma estrutura;
T_a	Período natural aproximado da estrutura;
V	Volume;
V_{c0}	Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares da treliça discretizada a 45°;
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo;
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo relativo à ruína das bielas;

V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo;
V_{Sw}	Parcela da força cortante resistida pela armadura;
V_s	Velocidade de propagação da onda sísmica no solo;
V_U	Esforço cortante último na base;
V_1	Esforço cortante de formação da primeira rótula plástica na base;
W	Peso total efetivo da edificação;
x	Altura da linha neutra;
z	Distância do centro de aplicação da força resultante do concreto até a armadura tracionada;
Z	Fator indicativo da aceleração sísmica do solo, equivalente do UBC à a_g ;
α_e	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;
γ_e	Coefficiente de ponderação para cargas excepcionais;
γ_{gi}	Coefficiente de ponderação para cargas permanentes;
γ_q	Coefficiente de ponderação para cargas acidentais;
Δ_E	Deslocamento sob solicitação de F_e ;
Δ_i	Maior valor de deslocamento relativo entre pavimentos;
Δ_x	Deslocamentos relativos entre pavimentos;
$\Delta\sigma_{máx}$	Variação de tensão máxima;
δ	Deslocamento;
δ_{xe}	Deslocamento do pavimento x sem aplicação dos coeficientes sísmicos;
δ_x	Deslocamento absoluto do andar x ;
η_1	Coefficiente da resistência de aderência devido ao material;
η_2	Coefficiente da resistência de aderência devido ao posicionamento;
η_3	Coefficiente da resistência de aderência devido à dimensão da barra;
ε_{cu}	Deformação última do concreto;

ε_s	Deformação da armadura inferior;
$\varepsilon_{s'}$	Deformação da armadura superior;
θ	Coefficiente de estabilidade da estrutura para efeitos de segunda ordem;
ρ	Peso específico do material;
ρ_{min}	Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal;
ρ_1	Taxa geométrica de armadura longitudinal;
σ_s	Tensão no armadura tracionada;
$\sigma_{s'}$	Tensão no aço na armadura comprimida;
τ_{Rd2}	Momento resistente de cálculo à torção;
τ_{Sd}	Momento solicitante de cálculo à torção;
ϕ	Diâmetro da barra;
ϕ_l	Diâmetro da barra longitudinal;
ϕ_p	Fator de redução de ductilidade proposto pela NSR-10;
ϕ_t	Diâmetro da barra transversal;
$\psi_{0j,ef}$	Fator de combinação efetivo de cada ação acidental concomitante com a carga transitória excepcional;
Ω_0	Coefficiente de sobre-resistência.

Sumário

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS	15
1 INTRODUÇÃO	27
1.1 JUSTIFICATIVA	27
1.2 OBJETIVOS	28
1.2.1 Objetivo Geral	28
1.2.2 Objetivos Específicos	28
1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	28
1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1 ATIVIDADES SÍSMICAS	32
2.1.1 Origem	32
2.1.2 Tipos de ondas	32
2.1.3 Magnitude	34
2.1.4 Intensidade	34
2.1.5 <i>Peak Ground Acceleration</i> (PGA)	37
2.2 SISMOLOGIA BRASILEIRA	37
2.3 CONCEITOS BÁSICOS DE UM PROJETO SÍSMICO	39
2.3.1 Concepção estrutural	41
2.3.2 Sistema estrutural	45
2.3.3 Configuração estrutural	54
2.4 NBR 15421:2006	75
2.4.1 Combinações	75
2.4.2 Ações	76
3 ANÁLISE DE MODELOS SISMO-RESISTENTES	93
3.1 PROCEDIMENTO DA NBR 15421:2006	95
3.1.1 Propriedades do material	99
3.1.2 Análise do formato H	100
3.1.3 Excentricidades em pilares	101
3.1.4 Modelo inicial do pilar-parede	103
3.1.5 Modelo inicial das lajes	103
3.1.6 Rigidez equivalente	104
3.1.7 Limitação de deslocamentos e efeitos de segunda ordem	107
3.2 ADEQUAÇÃO AO ELU DA NBR 6118:2014	110
3.2.1 Dimensionamento das lajes	111

3.2.2	Dimensionamento dos pilares	111
3.2.3	Dimensionamento das vigas	111
3.3	ADEQUAÇÃO À NBR 15421:2006	111
3.4	ESTUDOS DE CASOS	117
3.4.1	Lajes	117
3.4.2	Núcleo rígido	139
3.4.3	Modelo final	147
4	CONCLUSÃO	159
4.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	159
4.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	160
	Referências	161
A	PLANTA DE FORMAS - Modelo PRÉ-DIMENSIONADO	167
B	ADEQUAÇÃO AO ELU DA NBR 6118:2014	169
C	PLANTA DE FORMAS - MODELO DIMENSIONADO	183
D	ESFORÇOS NOS PILARES	185
E	PLANTA DE FORMAS - MODELO FINAL	197

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Durante a fase de projeto de qualquer estrutura, é fundamental estimar adequadamente as ações que estarão presentes durante a sua vida útil. Portanto, compreender as solicitações estáticas e dinâmicas é um dos princípios básicos da engenharia civil, assim como saber quando e o modo de aplicá-las.

Dentro desse contexto, mensurar a resposta de solicitações sísmicas é uma das aplicações mais importantes da teoria da dinâmica estrutural (CHOPRA, 2012). Além disso, com o advento da indústria nuclear, aumentou-se a necessidade da determinação de critérios para a estimativa adequada dos esforços provenientes de tais eventos, sobretudo devido às rígidas exigências impostas aos projetistas norte-americanos (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

Com a efetividade dos resultados obtidos, tais critérios de projeto foram adaptados para outras obras de grande relevância nos Estados Unidos da América e no restante do mundo (CLOUGH; PENZIEN, 2003). Assim, com o passar dos anos, desenvolveu-se métodos simplificados para aplicar os conceitos da análise dinâmica de estruturas de uma maneira prática o suficiente para ser reproduzida no meio profissional, dada algumas limitações de acordo com o procedimento escolhido.

1.1 JUSTIFICATIVA

Estudos recentes de Defiltro (2018), o qual dimensionou uma estrutura de aço de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), comprovaram a larga aplicabilidade do método das forças estáticas equivalentes. Contudo, de acordo com Zárate, Ayala & García (2003), estipular os valores e locais de aplicação das solicitações no modelo por essa abordagem é dificultada consideravelmente na presença de irregularidades nas estruturas.

Dessa maneira, busca-se avaliar as opções e propôr um padrão de análise que utilize o método das forças horizontais equivalentes para complementar e validar os resultados obtidos por outras abordagens mais precisas, caso seja necessário.

Soma-se a isso, compreender quais premissas são válidas quanto ao modelo computacional que se adotou é essencial para o projetista, principalmente nos parâmetros em que

a norma vigente apenas apresenta diretrizes mas não propostas de aplicação.

Assim, um estudo mais aprofundado das hipóteses utilizadas com testes de aplicabilidade e padronização para o meio profissional pode permitir uma maior qualidade e eficiência nas estruturas produzidas, sempre garantindo o atendimento dos critérios normativos para ter a confiabilidade adequada.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar modelos de um edifício com irregularidades no plano solicitado a sismos utilizando o método da força estática equivalente.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Compreender o comportamento estrutural frente às solicitações sísmicas;
- b) Avaliar os possíveis modelos e o seu impacto quanto à adequação aos critérios estabelecidos pelas normas brasileiras vigentes;
- c) Verificar a aceitabilidade de uma estrutura dimensionada para solicitações normais quanto aos critérios sismo-resistentes;
- d) Comparar o custo-benefício de cada modelo e os erros inerentes à cada discretização.

1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

O presente trabalho realiza apenas análises lineares. Desse modo, para a consideração da não-linearidade física, utilizou-se de parâmetros propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Adota-se também as seguintes hipóteses simplificadoras: a excentricidade entre a laje e as vigas são desconsideradas no modelo; pressupõe-se que o concreto é um material homogêneo, com propriedades constantes; admite-se também que há a manutenção da forma plana da seção transversal, as tensões de compressão no concreto possuem uma distribuição de acordo com o diagrama parábola-retângulo e o aço um comportamento elasto-plástico perfeito.

1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho inicia com uma revisão bibliográfica, onde introduz o leitor aos conceitos de análise sísmica, as simplificações presentes nas normas utilizadas e a suas limitações.

Por conseguinte, o capítulo de análise dos modelos sismo-resistente exibe o desempenho do edifício dimensionado para ações normais sob o procedimento da NBR 15421 (ABNT, 2006) com um complemento do UBC (UBC, 1997). Para os critérios que não atenderam às exigências normativas, modificou-se a estrutura até a sua conformidade com o auxílio de ferramentas e soluções usuais de escritórios de projeto.

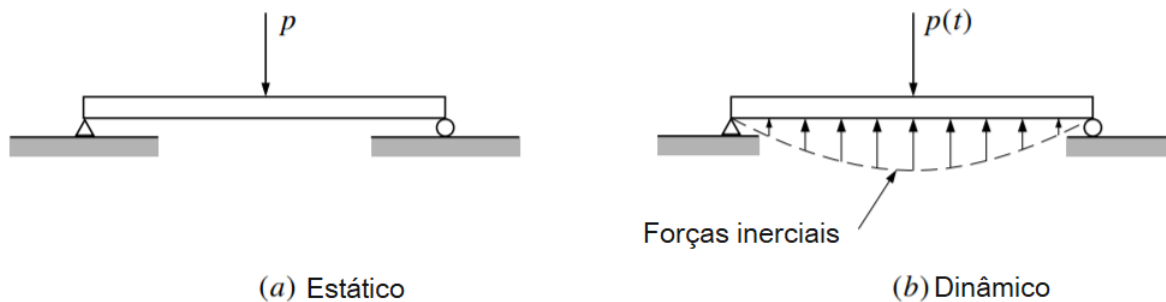
Por fim, validou-se o modelo dimensionado com comparações entre diferentes abordagens de discretização dos elementos críticos do sistema estrutural. Para isso, adotou-se como critério o tempo de processamento, representatividade e o atendimento dos critérios das normativas brasileiras vigentes e bibliografias apresentadas.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com Clough & Penzien (2003), uma solicitação dinâmica se diferencia de uma estática em dois aspectos fundamentais: na sua natureza e nos seus resultados obtidos. Quanto à sua origem, carregamentos dinâmicos variam em função do tempo, sendo necessário garantir o equilíbrio em cada intervalo de análise, enquanto o comportamento estático é atemporal. Já a segunda distinção remete à dependência dos esforços solicitantes da carga exclusivamente, no caso estático, enquanto no problema dinâmico há influência de forças inerciais provenientes das acelerações produzidas. Assim, compreender a relevância de cada solicitação frente à estrutura analisada é uma das principais atribuições do engenheiro projetista.

Figura 1 – Carregamentos



Fonte: Adaptado de Clough & Penzien (2003).

Dentro desse contexto, a análise da resposta das estruturas devido à aceleração causada pelo terremoto é uma das aplicações mais importantes da dinâmica estrutural (CHOPRA, 2012).

2.1 ATIVIDADES SÍSMICAS

Preve & Valdati (2017 apud WICANDER; MONROE, 2009) definem a atividade sísmica “como um abalo ou tremor causado pela liberação repentina de energia, normalmente como resultado da falha que envolve o deslocamento das rochas”. Tais movimentações são altamente dependentes do estado de tensão inicial que levou a rocha à fratura, isto é, quando as deformações e tensões atingem os valores de ruptura do material. O colapso por sua vez induz uma liberação de energia em forma de ondas elásticas vibratórias, com uma localização específica na terra, denominado epicentro (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

2.1.1 Origem

Dessa maneira, de acordo com Beles, Ifrim & Yagüe (1975), os terremotos podem ser classificados em cinco grandes grupos segundo a sua origem:

- a) Tectônica: ocorre devido aos deslocamentos internos da crosta terrestre, os quais geram tensões locais para atingir um novo ponto de equilíbrio. São normalmente os mais destrutivos e frequentes, sendo característicos de locais com falhas geológicas recentes;
- b) Vulcânica: origina-se pela ação vulcânica. Normalmente são de menores intensidades e atuam em localidades isoladas;
- c) Devido a desabamentos: ocorre com a queda de cavernas de rochas solúveis. Sua intensidade é menor que as anteriores e atua em zonas reduzidas;
- d) Variadas: possui causas naturais distintas das citadas anteriormente, como por exemplo: deslizamentos de superfícies, impactos de meteoritos, etc;
- e) Artificiais: oriundos de acidentes causados por ações humanas. Como exemplos, pode-se citar a explosão acidental em 1921 da fábrica de nitrato de amônio em Oppau, explosões nucleares, etc.

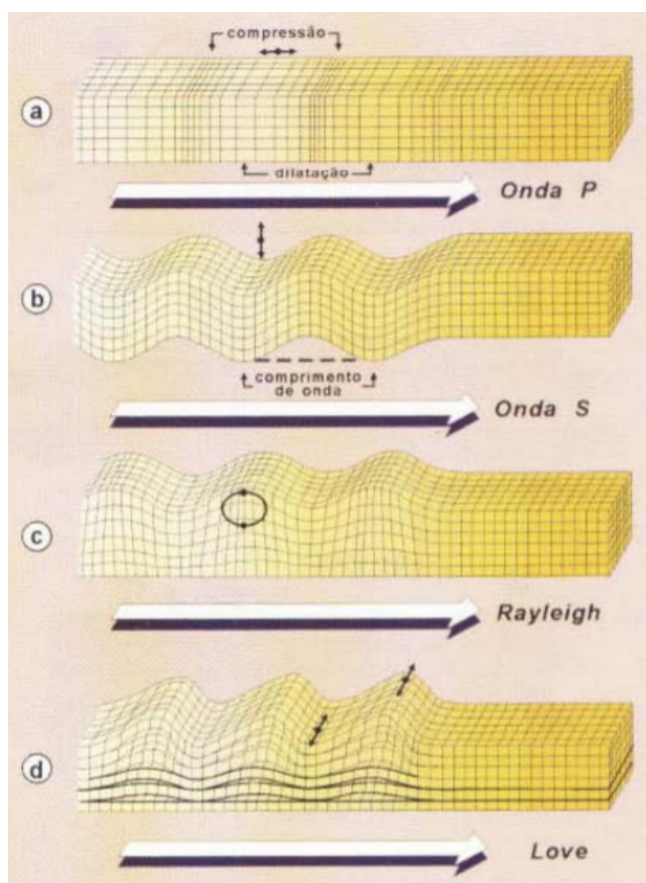
2.1.2 Tipos de ondas

Clough & Penzien (2003) classificam as ondas elásticas da seguinte maneira:

- a) Ondas profundas: ocorrem em grandes profundidades na terra. Subdividem-se em:
 - Ondas primárias (P): as partículas do material se movimentam alternadamente no sentido da propagação da onda, resultando em solicitações axiais de tração e compressão. De acordo com Omar & Dantas (2013), podem atingir velocidades entre 5400 a 28800 km/h;

- Ondas secundárias (S): as partículas do material se deslocam no sentido perpendicular à propagação da onda, induzindo à deformações por cisalhamento. Sua velocidade corresponde aproximadamente 60 a 70 % dos valores da onda P (OMAR; DANTAS, 2013);
- b) Ondas superficiais: prepondera a propagação da onda na superfície terrestre. Segmenta-se em:
- Onda de Reyleigh: ondas de compressão e tração, com amplitudes que se reduzem com a aproximação da superfície. Podem atingir velocidade de 9720 km/h em granito (LINDEBURG; BARADAR, 2001);
 - Onda de Love: ondas de cisalhamento, com amplitudes que sofrem diminuição com a proximidade da superfície.

Figura 2 – Tipos de ondas



Fonte: Teixeira et al. (2003).

2.1.3 Magnitude

Magnitude de uma atividade sísmica está associada à energia total liberada durante a sollicitação, normalmente calculada pela medição da sua dissipação na transmissão das ondas sísmicas em diferentes meios ou estimada em função das amplitudes registradas (PEÑA, 2012). Salienta-se que é uma grandeza absoluta e com valor único, o qual se associa a cada terremoto (OMAR; DANTAS, 2013).

- a) Escala Richter: Para determinar os valores de forma quantitativa, em 1935 os sismólogos Charles Francis Richter e Beno Gutenberg, membros do *California Institute of Technology (Caltech)*, desenvolveram uma escala que representa essa energia liberada, denominada escala de Richter (OMAR; DANTAS, 2013).

Para isso, utiliza-se de registros mensurados em micrômetros num sismógrafo Wood-Anderson que servem como base para realizar a associação das magnitudes às amplitudes sísmicas, em uma escala logarítmica de base 10, onde o acréscimo unitário na escala corresponde a um fator multiplicador de 10 na amplitude sísmica e de 32 na análise energética (OMAR; DANTAS, 2013).

Em posse dos dados, determina-se o seu valor pela equação 2.2. Além disso, observações empíricas estimam que terremotos inferiores a 5 na escala de Richter usualmente não geram danos estruturais, enquanto superiores a esse valor potencialmente produzem danos consideráveis, validando assim a importância do parâmetro (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

$$M = \log_{10}(A) - \log_{10}(A_0(\delta)) \quad (2.1)$$

$$\log(E_{sismo}) = 11,8 + 1,5M \quad (2.2)$$

Sendo:

- $A_0(\delta)$ é uma função dependente da distância do epicentro;
- A é a amplitude máxima do sismógrafo Wood-Anderson;
- E_{sismo} é a energia total liberada pelo sismo (10^{13} Joules);
- M é a magnitude do terremoto.

2.1.4 Intensidade

É uma forma de mensurar qualitativamente os efeitos produzidos pelas sollicitações sísmicas. Diferencia-se basicamente da magnitude por ser altamente dependente do lugar e forma que ocorre, pois é uma medida subjetiva (PEÑA, 2012).

a) Escala Mercalli Modificada: criada em 1902 pelo vulcanólogo e sismólogo italiano Giuseppe Mercalli, com modificações realizadas em 1956 por Charles Richter, é uma forma simples de descrever os efeitos dos sismos, dependendo basicamente de cinco fatores (LOPES; NUNES, 2011):

- Magnitude do tremor;
- Distância do epicentro ao ponto de interesse;
- Profundidade do foco do sismo;
- Tipo da região tectônica e suas rochas;
- Características do solo.

Dessa maneira, a estrutura da escala de Mercalli é linear com intensidades de I a XII, sendo subdividida em função dos danos e características do terremoto.

Tabela 1 – Escala de Mercalli Modificada

Intensidade Mercalli Modificada	a (%g)	Descrição do nível de intensidade
I [Imperceptível]	-	Não sentido, exceto em condições extremamente favoráveis. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes. Registrado (“sentido”) apenas pelos sismógrafos.
II [Muito fraco]	<0,3	Sentido apenas por algumas pessoas, especialmente em prédios altos. Objetos leves podem balançar.
III [Fraco]	0,4-0,8	Sentido por algumas pessoas em casa, especialmente em prédios altos. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida com a da passagem de um caminhão leve. Duração estimada. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico.
IV [Moderado]	0,8-1,5	Sentido em casa por muitas pessoas e na rua por poucas pessoas durante o dia. À noite algumas pessoas despertam. Pratos, janelas e portas vibram e as paredes podem ranger. Os carros e motos parados balançam visivelmente. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de uma pancada de uma bola pesada nas paredes.
V [Forte]	1,5-4	Sentido por praticamente todas as pessoas; muitos despertam. As pessoas conseguem identificar a direção do movimento. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham, abrem. Os movimentos de pêndulos podem parar.

Tabela 1 - Continuação

VI [Forte]	4-8	Sentido por todas as pessoas; muitos se amedrontam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Algumas mobílias pesadas podem se movimentar. Louças e alguns vidros de janelas são quebrados. Objetos e livros caem de prateleiras. Observação de danos moderados em estruturas civis de má qualidade. Pequenos sinos tocam em igrejas e escolas.
VII [Muito Forte]	8-15	Efeitos sentidos por pessoas que estão dirigindo automóveis. Difícil manter-se de pé. Móveis são quebrados. Danos pequenos em edifícios bem construídos, danos moderados em casas bem construídas e danos consideráveis em estruturas mal construídas. Algumas chaminés sofrem colapso. Queda de reboco, ladrilhos e tijolos mal assentados. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos. As águas dos açudes ficam turvas com a movimentação do lodo. Grandes sinos tocam.
VIII [Muito Forte]	15-30	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. Afeta a condução dos automóveis. A mobília pesada sofre movimentações e pode virar. Mudanças nos fluxos ou nas temperaturas das fontes e poços.
IX [Muito Forte]	30-60	Pânico generalizado. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas e em grandes edifícios, com colapso parcial. Alguns edifícios são deslocados para fora de suas fundações. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.
X [Catastrófico]	60-100	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.
XI [Catastrófico]	100-200	Poucas estruturas de alvenaria não colapsam totalmente. Pontes são destruídas e os trilhos dos trens são completamente entortados. As tubulações subterrâneas são completamente destruídas.
XII [Catastrófico]	>200	Destruição quase total. A paisagem é modificada com a topografia sendo distorcida. Grandes blocos de rocha são deslocados. Objetos são jogados ao ar. Essa intensidade nunca foi observada no período histórico.

Fonte: Adaptado de Lopes & Nunes (2011).

2.1.5 Peak Ground Acceleration (PGA)

Uma alternativa para caracterização dos terremotos é a medida da máxima aceleração do solo (PGA). De acordo com Miranda (2010), "em termos de resposta estrutural, corresponde ao valor máximo de aceleração absoluta de um sistema de um grau de liberdade com rigidez infinita", calculando-se com os valores de medidas obtidas por sismógrafos.

Assim, pode-se determinar o valor de acordo com a equação 2.3 (GUTENBERG; RICHTER, 1956 apud LINDEBURG; BARADAR, 2001), a determina o coeficiente em função da aceleração da gravidade:

$$PGA = \frac{y_o}{1 + \left(\frac{R'}{h_{PGA}}\right)^2} \quad (2.3)$$

Sendo:

$$\log(y_o) = -(b + 3) + 0,81M - 0,027M^2 \quad (2.4)$$

Onde:

- b é um fator específico do solo;
- h_{PGA} é a profundidade local em quilômetros;
- M é a magnitude do terremoto na escala de Richter;
- R' é a distância entre o ponto de medição da aceleração e o epicentro, em quilômetros.

2.2 SISMOLOGIA BRASILEIRA

Por muito se acreditou que no Brasil as atividades sísmicas não eram significativas, especialmente devido ao trabalho desenvolvido pelo geólogo John Casper Branner, o qual publicou estudos da geologia e comportamento tectônico brasileiro em 1906 (De Mendonça Figuerôa, 2016).

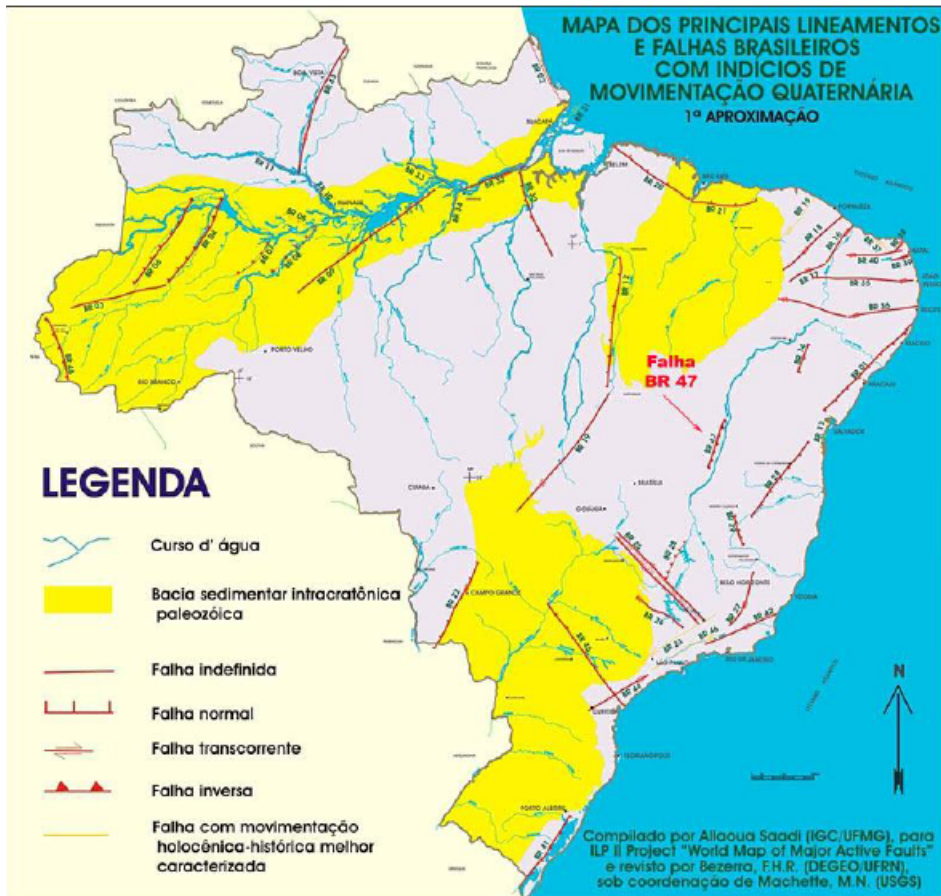
Dentre várias análises da região Nordeste e da sua formação geológica, a pesquisa apresentou resultados que prenunciavam a ocorrência de tais solicitações de maneira significativa em apenas algumas localidades brasileiras. Com o passar do tempo, tal informação foi extrapolada à falsa premissa da inexistência de sismos no país (OMAR; DANTAS, 2013).

Contudo, em estudos mais recentes como o apresentado por Saadi et al. (2002), demonstrou-se a presença de falhas neotectônicas, a qual Suguio & Martin (1996 apud OBRUCHEV, 1948) definem que o termo "neotectônica" surgiu para retratar movimentos

da crosta terrestre que ocorreram do Neógeno ao Quaternário, os quais possuíram um papel fundamental na definição da topografia contemporânea.

Assim, o mapa brasileiro foi caracterizado com um total de 48 falhas, as quais pesquisadores continuam obtendo registros para garantir a atualização. Em 2007, produziu-se a mais recente versão, a qual é apresentada na figura 3.

Figura 3 – Falhas tectônicas no Brasil



Fonte: Saadi et al. (2002 apud MIRANDA, 2010).

Outras bibliografias ainda trazem dados que comprovam a diversificação regional frente às solicitações sísmicas capazes de causar danos estruturais, como por exemplo a apresentada por Teixeira et al. (2003) na tabela 2.

Tabela 2 – Principais sismos brasileiros

Nº	Ano	Latitude (°S)	Longitude (°W)	Magnitude (m_b)	Intensidade (MM)	Localidade do Epicentro
1	1955	12,42	57,30	6,2	-	Porto dos Gaúchos, MT. 370 km ao Sul de Cuiabá
2	1955	19,84	36,75	6,1	-	Mar, a 300 km de Vitória, ES
3	1939	29,00	48,00	5,5	>VI	Tubarão, SC
4	1983	3,59	62,17	5,5	VII	Codojás, AM, bacia Amazônica
5	1964	18,06	56,69	5,4	-	NW de MS, bacia do Pantanal
6	1990	31,19	48,92	5,2	-	Mar, a 200 km de Porto Alegre, RS
7	1980	4,30	38,40	5,2	VII	Pacajus, CE
8	1922	22,17	47,04	5,1	VI	Mogi-Guaçu, SP
9	1963	2,30	61,01	5,1	-	Manaus, AM
10	1986	5,53	35,75	5,1	VII	João Câmara, RN
11	1998	11,62	56,78	5,0	VI	Porto dos Gaúchos, MT

Fonte: Adaptado de (TEIXEIRA et al., 2003).

Logo, o conhecimento básico dos critérios de projetos sismo-resistente e os conceitos fundamentais a eles associados pode ser de extrema valia, especialmente para a elaboração de estruturas em locais nos quais há histórico de recorrências significativas.

2.3 CONCEITOS BÁSICOS DE UM PROJETO SÍSMICO

Um sistema estrutural de um modelo solicitado a sismos deve garantir que o arranjo dos elementos atendam aos critérios de adequada segurança, durabilidade, funcionalidade e desempenho da edificação sob ações de caráter excepcional (PEÑA, 2012).

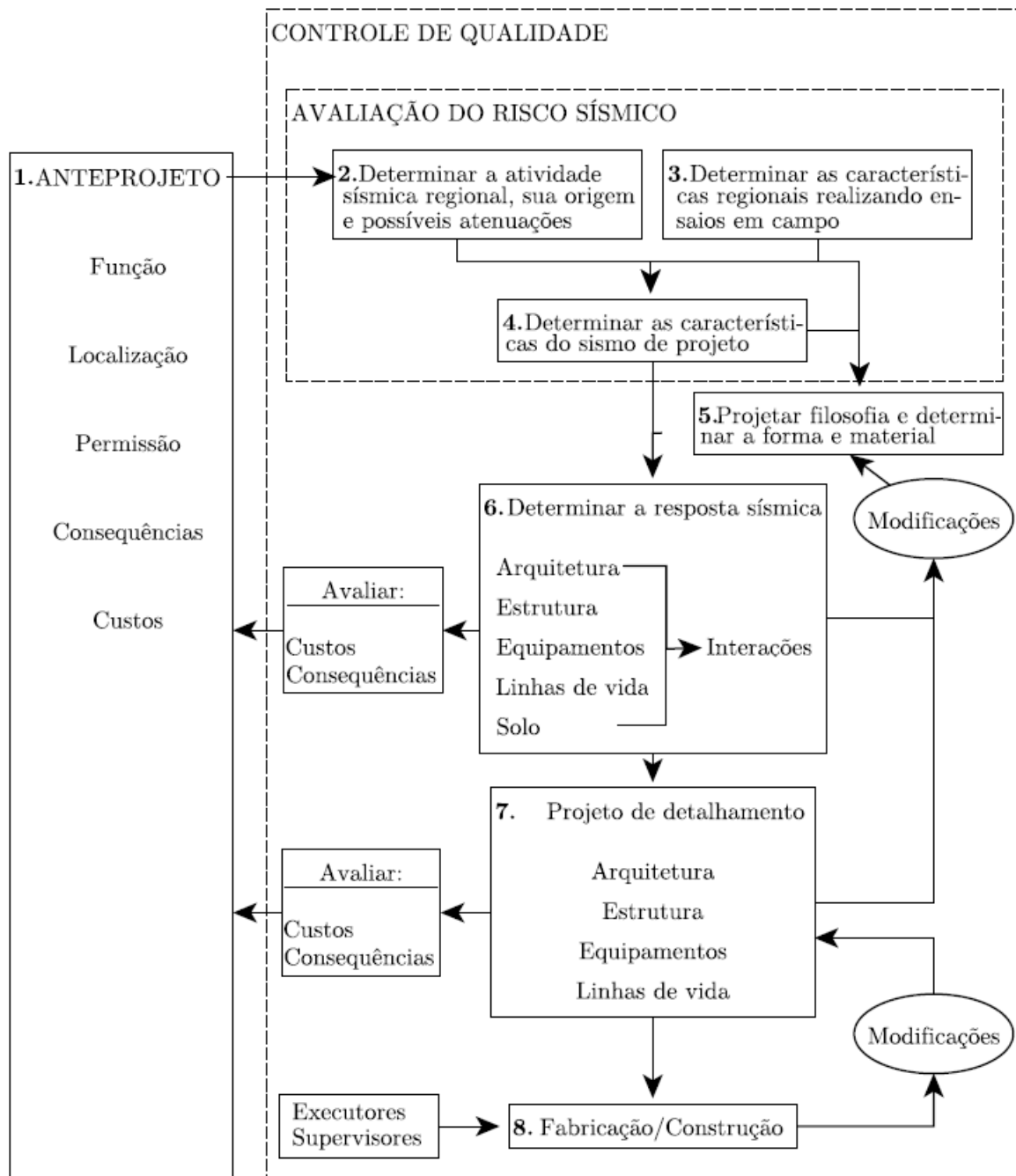
Como o terremoto é um fenômeno extramente complexo e de difícil generalização, as normas mundiais vigentes propõem métodos simplificados para a obtenção de soluções aproximadas. Dessa maneira, reforça-se a indispensabilidade do projetista ter a sensibilidade quanto às suas limitações e onde recorrer em casos que exigem uma análise mais refinada.

Nesse contexto, Beles, Ifrim & Yagüe (1975) definem que é possível separar o problema na sua essência em dois tópicos principais:

- a) A adequada concepção e análise estrutural;
- b) O dimensionamento e execução dos elementos utilizando preceitos de boas práticas construtivas.

Contudo, com avanço dos registros e critérios de um projeto sismo-resistente, tais pontos podem ser subdivididos em diversas etapas de projeto. Assim, Dowrick (2009) desenvolveu um fluxograma para a otimização do processo visando o adequado comportamento em terremotos de elevadas magnitudes e intensidades sem custos excessivos.

Figura 4 – Fluxograma de um projeto sismo-resistente



Fonte: Adaptado de Dowrick (2009).

Dentro desse contexto, serão apresentados os principais conceitos das etapas de um modelo estrutural sismo-resistente.

2.3.1 Concepção estrutural

De acordo com Bozzo & Barbat (2000), a concepção estrutural é um processo no qual se produz um modelo frente à uma série de requisitos resistentes, construtivos, econômicos e estéticos. Em geral, há diversas soluções para um mesmo problema, sendo usualmente iterativas e aperfeiçoadas em função de critérios estabelecidos como preferenciais.

Contudo, durante essa etapa nem sempre é possível possuir todas as informações necessárias para uma análise numérica adequada, como por exemplo o comum desconhecimento do tipo de solo. Por isso, é de suma importância o conhecimento dos princípios básicos que auxiliam em um bom comportamento estrutural e reduzem possíveis complicações futuras. Dentre os principais, tem-se (BOZZO; BARBAT, 2000):

- a) Material utilizado: a escolha do material adequado para a edificação é uma etapa que envolve todos os âmbitos do projeto, uma vez que é altamente dependente da logística do empreendimento, do meio onde ele se encontra, da disponibilidade financeira, etc. Para isso, qualquer elemento quando solicitado a sismos deve apresentar as seguintes características (DOWRICK, 2009):
- Alta ductilidade;
 - Elevada relação resistência/peso;
 - Homogeneidade;
 - Ortotropia;
 - Facilidade construtiva.

Assim, o autor propõe uma utilização dos materiais em função da altura da edificação com o intuito de pré-dimensionamentos, como demonstrado na tabela 3:

Tabela 3 – Materiais de construção usuais para locais com fortes terremotos

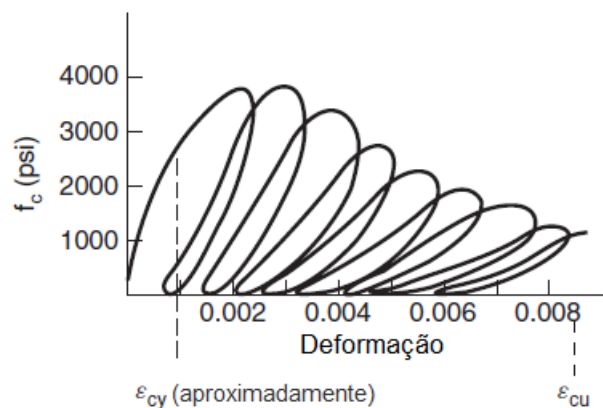
Melhor	Tipo da edificação		
	Alta	Média	Baixa
	(1) Aço	(1) Aço	(1) Madeira
	(2) Concreto <i>in situ</i>	(2) Concreto <i>in situ</i>	(2) Concreto <i>in situ</i>
		(3) Concreto protendido de elevado controle	(3) Aço
		(4) Alvenaria estrutural de elevado controle	(4) Concreto protendido
	(5) Alvenaria estrutural		
Pior			(6) Alvenaria reforçada

Fonte: Adaptado de (DOWRICK, 2009).

Reforça-se que a resposta sísmica de estruturas de concreto armado é a mais estudada dentre todos os outros materiais, seja pelo seu uso em larga escala ou pela dificuldade em atingir desempenhos dúcteis requeridos (DOWRICK, 2009).

Todavia, estudos apresentados por Sinha, Gerstle & Tulin (1964) demonstraram que o comportamento de histerese do material não confinado apresenta uma redução de resistência rigidez considerável para projeto, além de um comportamento de maior dificuldade de previsão quando comparado ao aço.

Figura 5 – Concreto não confinado sob carregamento cíclico

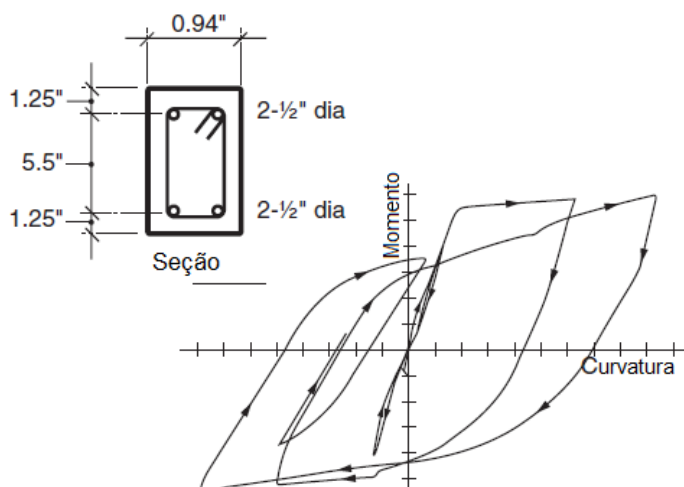


Fonte: Sinha, Gerstle & Tulin (1964 apud DOWRICK, 2009).

Mais tarde, Park, Kent & Sampson (1972) expuseram que o comportamento inelástico é altamente dependente do aço longitudinal e transversal ao propôr vários modelos matemáticos que representassem o fenômeno.

Como o concreto possui estádios de degradação, o correto dimensionamento e execução de acordo com as boas técnicas são fundamentais para assegurar um comportamento dúctil e critérios de falhas adequados frente aos carregamentos cíclicos.

Figura 6 – Concreto armado sob carregamento cíclico

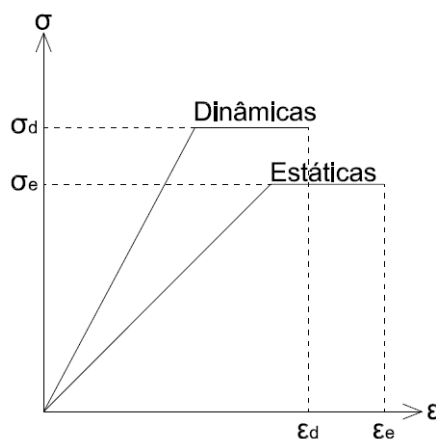


Fonte: Park, Kent & Sampson (1972 apud DOWRICK, 2009).

Salienta-se ainda que em situações de ações atuantes bruscas, como é o caso de um terremoto, o concreto sofre a modificação dos seus limites elásticos e de fluência, resultando em valores superiores aos obtidos por ensaios estáticos, enquanto a fadiga se torna o fator preponderante no critério de ruptura (BELES; IFRIM; YAGÜE, 1975).

Logo, deve-se fazer uma ponderação quanto a esse aspecto, uma vez que a força inercial de estruturas desse material são usualmente superiores quando comparadas às estruturas metálicas, pois apresenta uma maior mobilização de massa.

Figura 7 – Resistência dinâmica do material



Fonte: Adaptado de Beles, Ifrim & Yagüe (1975).

- b) Característica geométrica: a forma geométrica do sistema estrutural é um dos principais responsáveis pelos deslocamentos e rotações resultantes das ações solicitantes, uma vez que é o critério responsável pela definição da distribuição da massa dos elementos (BELES; IFRIM; YAGÜE, 1975).

Como almeja-se uma uniformização dos esforços, a simetria estrutural é um tópico recorrente nas normas sismo-resistentes ao induzir o projetista a evitar concentrações de tensões (BOZZO; BARBAT, 2000).

Soma-se a isso o fato de a simplicidade estrutural reduzir incertezas quanto ao comportamento do modelo, principalmente nos efeitos torcionais o que facilita o seu cálculo e garante o desempenho adequado aos esforços calculados (PEÑA, 2012).

Portanto, a concepção de elementos estruturais de maneira simplificada auxilia na correta execução, o que reduz a probabilidade de haver grandes divergências do modelo de cálculo adotado (DOWRICK, 2009).

Dowrick (2009) apresenta também que historicamente edifícios que possuem formas H, L, T e Y sofrem danos consideravelmente mais severos, sendo necessário uma penalização no dimensionamento de tais estruturas.

- c) Comprimento em planta: grandes dimensões em planta podem ser responsáveis pela presença de variações na movimentação do solo. Em tais casos, fundações contínuas podem favorecer um comportamento único da estrutura, reduzindo tensões diferenciais que possam invalidar modelos simplificados adotados pelas normas mundiais (DOWRICK, 2009).
- d) Proporção: Naeim (2001) defende que em um projeto sismo-resistente o índice de esbeltez do edifício (altura/menor dimensão da base) é um fator mais importante que apenas o valor da sua altura; portanto, o autor propõe um valor limite de 4 para evitar problemas decorrentes de instabilidade quanto ao tombamento.
- e) Configuração vertical: uma distribuição vertical adequada dos elementos estruturais é essencial em um projeto sismo-resistente, uma vez que pode resultar em excentricidades (do centro da massa em relação ao centro de rigidez o que causa esforços torcionais), concentrações de tensões e quando a modificação de rigidez for considerativa, os esforços laterais podem não ser devidamente transmitidos para as fundações, o que pode causar grandes desastres (DOWRICK, 2009).

É essencial também atentar que, como os elementos não estruturais estão conectados com sistema resistente, deve-se prover um caminho contínuo para a transmissão dos esforços, uma vez que os componentes com propriedades totalmente diferentes apresentam respostas não coincidentes, o que pode resultar em colapsos parciais ou totais (FEMA, 2010).

Para penalizar tais configurações, as normas que utilizam de análises simplificadas adotam majorações e critérios mais rígidos para o projeto de edifícios que apresentarem qualquer uma das irregularidades supracitadas.

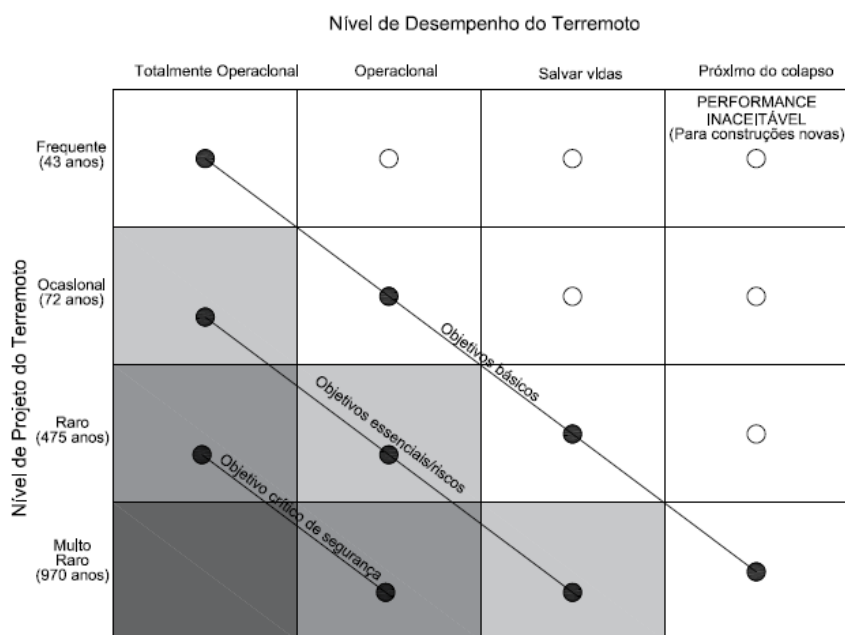
2.3.2 Sistema estrutural

O conjunto de elementos responsáveis por resistir aos esforços causados pelas ações sísmicas, seja direta ou indiretamente, é denominado como sistema sismo-resistente (PEÑA, 2012). Apesar de complexo, a área de estudo da engenharia de estruturas desenvolveu conceitos básicos de classificação de subsistemas e a sua associação, garantindo o adequado comportamento perante aos requisitos estabelecidos pelas normas, o que é um dos critérios fundamentais na etapa de projeto (CORRÊA, 1991).

Logo, deve-se primeiramente determinar a finalidade da edificação para então estimar os níveis de confiabilidade exigidos. Para isso, a partir da década de 1980, os códigos internacionais assim como as bibliografias especializadas deixaram de tratar as ações sísmicas apenas como um caso no qual se exige unicamente uma ruína dúctil o suficiente para conseguir salvar vidas para adotar parâmetros de performance baseados na finalidade da obra (DOWRICK, 2009).

Um exemplo clássico é o proposto pela *Structural Engineers Association of California* (SEAOC), utilizando das expectativas do cliente, exposição ao risco sísmico, análise de risco econômico e aceitabilidade de risco, resultando na seguinte classificação:

Figura 8 – Níveis de performance sob terremotos



Fonte: Adaptado de Dowrick (2009).

O presente trabalho utiliza da premissa dos estados limites últimos, a qual define as solicitações e os coeficientes para uma condição última de serviço e de ruína, para as quais a estrutura é dimensionada. Nessa abordagem, garante-se sempre a condição de segurança com a pré-determinação de um período de retorno único independente da obra, além de coeficientes de ponderação para atingir a adequada confiabilidade estrutural.

Uma vez estipulada a configuração do projeto, pode-se elencar os principais sistemas estruturais quanto aos seguintes critérios:

- a) Rigidez: está presente nas definições normativas de maneira indireta, as quais estipulam usualmente três critérios para a adequação da rigidez (DOWRICK, 2009):
- Vibracional: busca-se evitar a ressonância da estrutura. Especialmente relevante para casos flexíveis com um longo período natural. Em situações de solos muito moles, pode ocorrer a amplificação dos deslocamentos de baixa frequência, devendo-se assim realizar análises mais detalhadas das fundações com soluções alternativas, como por exemplo o isolamento da base, o qual reduziria drasticamente esses efeitos;
 - Deformação: a análise adequada dos deslocamentos, incluindo principalmente os efeitos de segunda ordem quando devido, é fundamental para o dimensionamento correto dos elementos estruturais, tanto pelo acréscimo de tensões como para atender aos critérios de serviço;
 - Modo de falha: quando a estrutura possui uma rigidez reduzida, há uma menor quantia de modos de instabilidade, sendo necessário uma análise minuciosa dos modos de falha estruturais e não-estruturais que estão em contato. Para isso, pode-se recorrer às recomendações apresentadas pelas normas vigentes e bibliografias, quando necessário a complementação.

FEMA (2010) salienta ainda que a devida resistência e rigidez são responsáveis pela estabilidade da estrutura como um todo, além de essenciais para assegurar a utilização futura após as solicitações. Como exemplo, há o caso de um edifício localizado no distrito da marina de São Francisco, Califórnia, o qual sofreu grandes danos no terremoto de Loma Prieta em 1989 devido à rigidez inadequada, apresentado na figura 9.

Figura 9 – Deformação por ausência de rigidez



Fonte: FEMA (2010).

- b) Redundância ou grau de hiperestaticidade: em projetos sismo-resistentes é primordial que existam mecanismos para garantir a transmissão das cargas laterais sem que a estrutura se torne hipostática com a formação da primeira rótula plástica (BOZZO; BARBAT, 2000).

Desse modo, é altamente não recomendável que o projeto seja isostático, uma vez que um maior grau de hiperestaticidade está associado diretamente ao potencial de redistribuição dos esforços (PEÑA, 2012).

- c) Ductilidade: é a propriedade do elemento ou sistema estrutural de sofrer deformações excessivas quando atingir um patamar de carregamento sem que ocorra uma falha repentina, como é o caso de materiais frágeis. Para garantir tal comportamento, as normas apresentam critérios que visam assegurar que nos elementos resistentes ocorra o escoamento enquanto o restante dos componentes são protegidos dos danos (FEMA, 2010).

Naeim (2001) apresenta ainda que, estruturas com valores e distribuições de massas semelhantes apresentam valores de períodos fundamentais próximos e respostas às solicitações sísmicas similares. Para mensurar o quão dúcteis elas são, o autor define os seguintes conceitos:

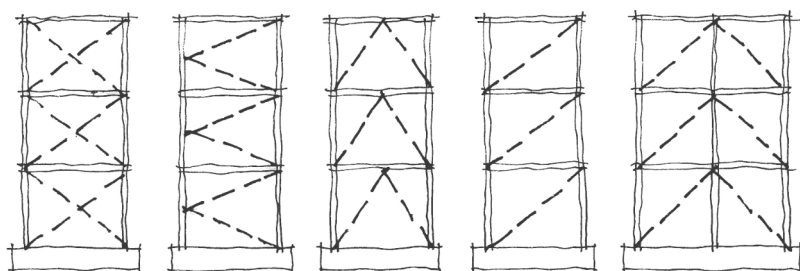
- Rotação máxima (absoluta): valor máximo da rotação da estrutura avaliada em um plano crítico. Para fazer uma análise da capacidade de deformação inelástica, pode-se comparar diretamente os seus valores absolutos como um critério de escolha de configuração estrutural;
- Demanda de ductilidade rotacional: determinada pela razão entre o valor da rotação máxima da estrutura avaliada em um plano dividida e a rotação nesse mesmo plano no início do escoamento. Tal parâmetros também se encontra nas bibliografias como razão ou taxa de ductilidade, representado pela letra μ .

Salienta-se que, apesar de avaliar a ductilidade (deformação inelástica), não há necessariamente a mesma proporcionalidade da relação entre as rotações máximas, uma vez que a configuração dos materiais podem divergir entre os sistemas (NAEIM, 2001);

- Ductilidade de curvatura: definido como a rotação por unidade de comprimento;
 - Ductilidade de deslocamento: relação entre o máximo deslocamento após o escoamento e o valor no início dele.
- d) Sistema resistente: é o componente ou conjunto de elementos responsáveis por resistir aos esforços solicitantes (OMAR; DANTAS, 2013). Para estruturas sismo-resistentes, Dowrick (2009) propôs a subdivisão em seis grupos:
- Pórticos momento-resistentes (*MRF-Moment resisting frames*): uma das estruturas mais convencionais nos modelos construtivos atuais, esse sistema reduz a possibilidade da ocorrência de falhas frágeis de cisalhamento, apesar de possuírem usualmente deslocamentos excessivos quando se compara às demais soluções;
 - Estrutura tubular aporricada (*Framed tube structures*): é um caso particular dos pórticos momento-resistentes na qual os pilares são pouco espaçados e combinados com vigas com uma altura considerável. O pórtico usualmente se localiza no perímetro externo da estrutura e apresenta problemas quanto aos deslocamentos horizontais excessivos, uma vez que normalmente se associa às arquiteturas mais esbeltas (DOWRICK, 2009);
 - Parede de cisalhamento/parede estrutural (*Shear wall/Structural wall*): as paredes são responsáveis por resistir aos esforços horizontais. A utilização desse método diminui problemas de ligação com os elementos frágeis (as paredes de vedação são um dos principais pontos a serem observados) além de garantir uma maior rigidez ao sistema estrutural;

- Pórtico com contraventamento concêntrico (CBF- *Concentrically braced frames*): são pórticos enrijecidos com contraventamentos em uma ou duas diagonais no plano central dos elementos momento-resistentes, o que resulta em elevada rigidez com uma considerável economia. Os elementos são usualmente projetados apenas para esforços axiais, sendo necessário atentar para as verificações quanto à flambagem (DOWRICK, 2009).

Figura 10 – Contraventamento concêntrico

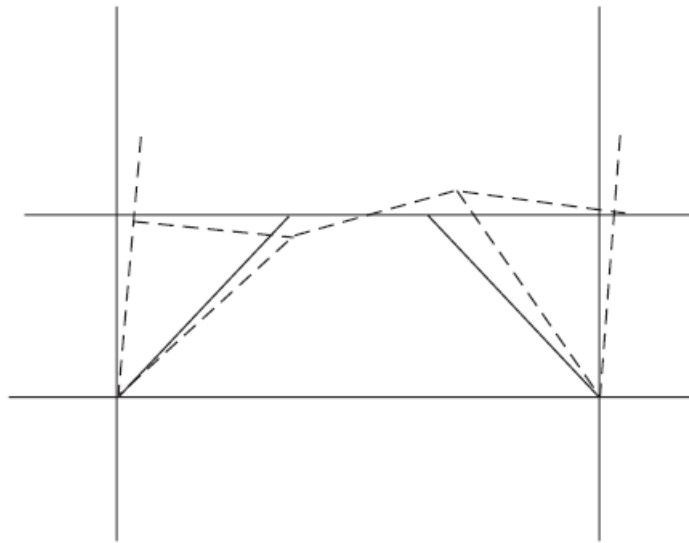


Fonte: BRANZ (2019).

- Pórtico com contraventamento excêntrico (EBF- *Eccentrically braced frames*): utiliza-se com frequência em estruturas de contraventamento em que há somente solicitações axiais. Entretanto, na década de 70, a adoção de excentricidades propositais forneceram ao sistema algumas vantagens no projeto sismo-resistente, principalmente quando esse contraventamento se executou em aço (DOWRICK, 2009).

Basicamente, tal configuração modifica a forma de transmissão dos esforços, pois resulta em esforços fletores e cisalhantes. Se dimensionados adequadamente, Dowrick (2009) garante que há o aumento da ductilidade dos elemento enquanto os componentes momento-resistentes diminuem os deslocamentos horizontais.

Figura 11 – Contraventamento excêntrico



Fonte: Dowrick (2009).

- Sistema estrutural híbrido: quando se há a combinação de sistemas sismo-resistentes. Apesar de serem difíceis de existir um sistema único, essa associação deve ser modelada adequadamente, principalmente no que tange à representatividade das ligações (DOWRICK, 2009).

Para avaliá-los, as normas mundiais utilizam de três fatores simplificados que buscam garantir a ductilidade e correto funcionamento do sistema: o coeficiente de dissipação de energia (R), coeficiente de sobre-resistência (R_o) e o coeficiente de amplificação dos deslocamentos (C_d) (PEÑA, 2012).

- Coeficiente de dissipação de energia (R): Em meados da década de 80 na universidade de Berkeley, Califórnia, Whittaker, Uang & Bertrero (1987) propuseram a primeira abordagem de um fator R , o qual mensurou a capacidade de ductilidade global dos elementos da estrutura pela seguinte equação:

$$R = R_\mu R_\Omega R_\xi \quad (2.5)$$

Onde:

- * R_μ é o fator de ductilidade;
- * R_Ω é o fator de sobre-resistência;
- * R_ξ é o fator de amortecimento.

Essa equação sofreu uma pequena alteração por Uang (1991), que substituiu R_ξ pelo fator de redundância R_R (determina-se utilizando do número de colunas). Assim, chegou-se a seguinte equação:

$$R = R_\mu R_\Omega R_R \quad (2.6)$$

- * Fator de ductilidade (R_μ): De acordo com Falconí (2008), pode ser definido como a força elástica F_e em relação a sua força de início de escoamento f_y .

$$R_\mu = \frac{F_e}{f_y} \quad (2.7)$$

- * Fator de sobre-resistência (R_Ω): é a relação entre o esforço cortante último da estrutura na sua base (V_U) e o valor de projeto (V_D) (FALCONÍ, 2008).

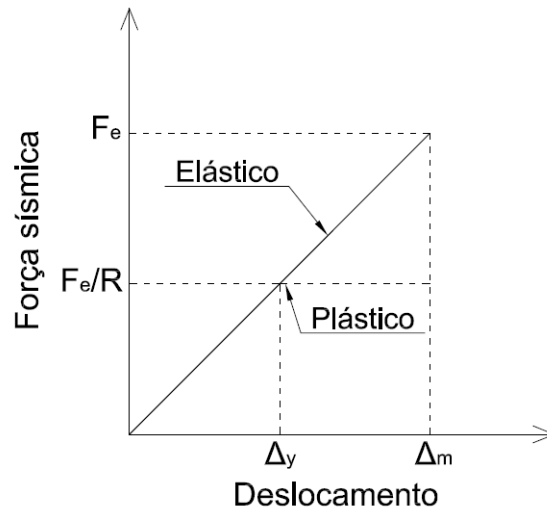
$$R_\Omega = \frac{V_U}{V_D} \quad (2.8)$$

- * Fator de redundância (R_R): é a capacidade da estrutura de redistribuição de esforços, isto é, o seu comportamento dúctil no intervalo não linear. Para isso, avalia-se o valor do esforço cortante último na base (V_U) e o seu valor na formação da primeira rótula plástica da estrutura (V_1) (FALCONÍ, 2008).

$$R_R = \frac{V_U}{V_1} \quad (2.9)$$

Uma outra abordagem foi proposta por Newmark & Hall (1982 apud PEÑA, 2012), na qual se assume que para estruturas de períodos longos um deslocamento ΔE , ocorre com a solitação de uma força elástica F_e . Caso a força seja de uma ordem na qual mobilizaria deformações plásticas, nesse estágio ocorreria um acréscimo de deslocamento igual ao elástico para uma força reduzida F_e/R (PEÑA, 2012).

Figura 12 – Determinação de R por Newmark - Períodos longos



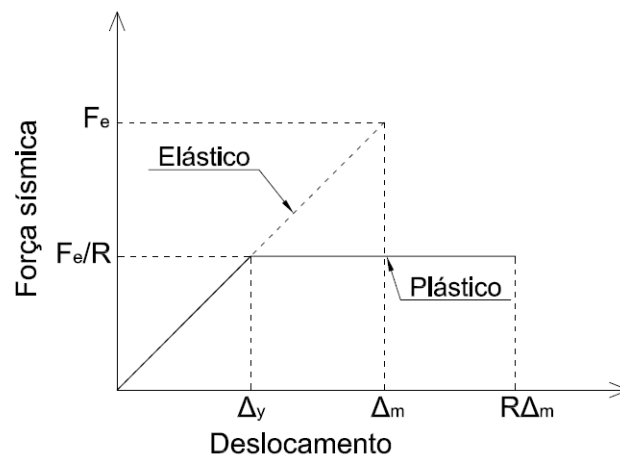
Fonte: Peña (2012).

Portanto, pode-se determinar que:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R \quad (2.10)$$

Já para estruturas de períodos curtos, apresenta-se uma abordagem utilizando a teoria da conservação de energia, onde a área da região elástica deve ser igual a da plástica.

Figura 13 – Determinação de R por Newmark - Períodos curtos



Fonte: Peña (2012).

Assim, obtém-se:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_Y} = \frac{R^2 + 1}{2} \quad (2.11)$$

Portanto, através das equações 2.10 e 2.11 pode-se chegar as formulações adotadas pela NBR 15421 (ABNT, 2006), onde se apresenta:

- * Para períodos longos ($T > 0,5s$), $R = \mu$;
- * Para períodos curtos ($T \leq 0,5s$), $R = \sqrt{2\mu - 1}$.

Contudo, Dhakal, Fenwick & Elmenhawi (2008) apresentaram estudos comprovando que o fator R não é um parâmetro que fornece dados adequados para a avaliação do comportamento de rótulas plásticas. Para isso, foram avaliadas no estudo 37 vigas, 25 colunas e 36 paredes utilizando do critério da curvatura para análise, resultando em valores mais próximos ao obtidos pelos ensaios. Assim, os autores remendam tal abordagem em situações nas quais se almeja estudos mais formais.

- Coeficiente de sobre-resistência (Ω_o): é a relação entre a resistência real da estrutura e a sua resistência de projeto, o que pode ser compreendido do ponto de vista prático como uma reserva de resistência (UANG, 1991).
 - Coeficiente de amplificação dos deslocamentos (C_d): relaciona o acréscimo de deslocamento real devido ao comportamento inelástico não contemplado em uma análise linear.
- e) Ligações: De acordo com Peña (2012), há basicamente dois tipos de ligações quanto a sua funcionalidade:
- Estruturais: responsáveis por transferir ou compatibilizar os esforços solicitantes com o próximo elemento resistente;
 - Não-estruturais: possui a finalidade de unificar a estrutura e evitar tensões provenientes de deslocamentos ou comportamentos diferenciais (entre os elementos resistentes e os que não possuem tal desígnio).

As conexões estruturais por sua vez divergem na forma de transmissão de acordo com a atuação da solicitação (PEÑA, 2012):

- Compressão: transferem-se por contato direto ou com a utilização de juntas (argamassadas, elastoméricas ou até mesmo com algum dispositivo de controle). Superfícies ásperas na união de elementos geram uma dissipação local da energia, sendo necessário realizar o adequado detalhamento de acordo com as recomendações específicas normativas para evitar problemas;

- Tração: utiliza-se usualmente de conectores metálicos ou esperas, sendo o aço responsável pela resistência. Vale ressaltar que no caso de concreto armado, recomenda-se a verificação da tensão máxima aderência das barras ao concreto;
- Cisalhamento: pode ser realizada através da aderência entre os elementos, atrito nas suas interfaces ou até mesmo por algum dispositivo de controle.

2.3.3 Configuração estrutural

Há ainda recomendações de configurações estruturais que evitam esforços indesejados e otimizam o desempenho da estrutura. Para isso, deve-se compreender os seus conceitos e aplicá-los da melhor maneira possível nos projetos realizados.

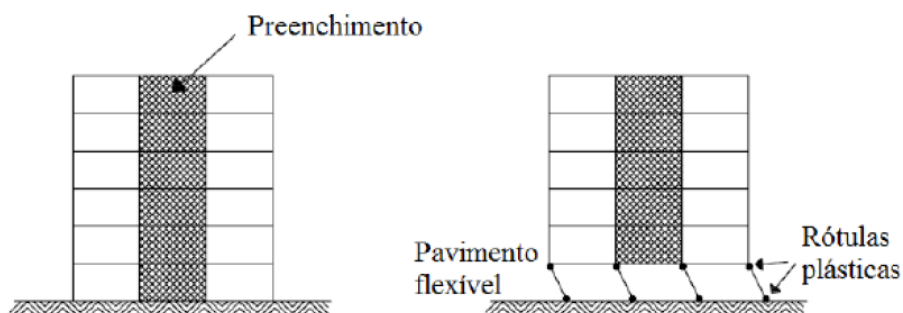
- a) Irregularidades: De acordo com o FEMA (2006), as irregularidades na configuração estrutural são amplamente responsáveis por dois esforços indesejáveis: concentrações de tensões e torção. Se não previstos adequadamente onde e como atuarão, essa sobrecarga pode resultar na falha de alguns elementos críticos do sistema resistente, o que acarretaria uma redistribuição de esforços na qual pode não haver capacidade de suporte e conseqüentemente, causar a falha progressiva.

Para evitar isso, a grande maioria das normas mundiais separa as irregularidades em dois grandes grupos:

- Irregularidades na vertical: de acordo com Plumier et al. (2007 apud OMAR; DANTAS, 2013), descontinuidades na transmissão dos esforços decorrentes de modificações significativas na rigidez e massa são extremamente indesejáveis devido à concentração de tensão e deformações diferenciais. Assim, o autor apresenta as seguintes recomendações:
 - * Os eixos dos elementos conectados, como é o caso de pilares e vigas, deve estar preferencialmente alinhados;
 - * Evitar mudanças bruscas nas direções dos elementos sismo-resistentes no plano;
 - * Buscar continuidade de seções dos elementos resistentes;
 - * Realizar a concretagem adequada almejando sempre uma estrutura monolítica.

Omar & Dantas (2013) apresentam ainda que, se um pavimento apresentar rigidez inferior à 70% do pavimento superior ou 80% da média dos três pavimentos superiores, o andar analisado pode possuir um comportamento flexível devendo ser modelado como tal. Um exemplo clássico é o caso do pilotis.

Figura 14 – Pavimento flexível - irregularidade vertical

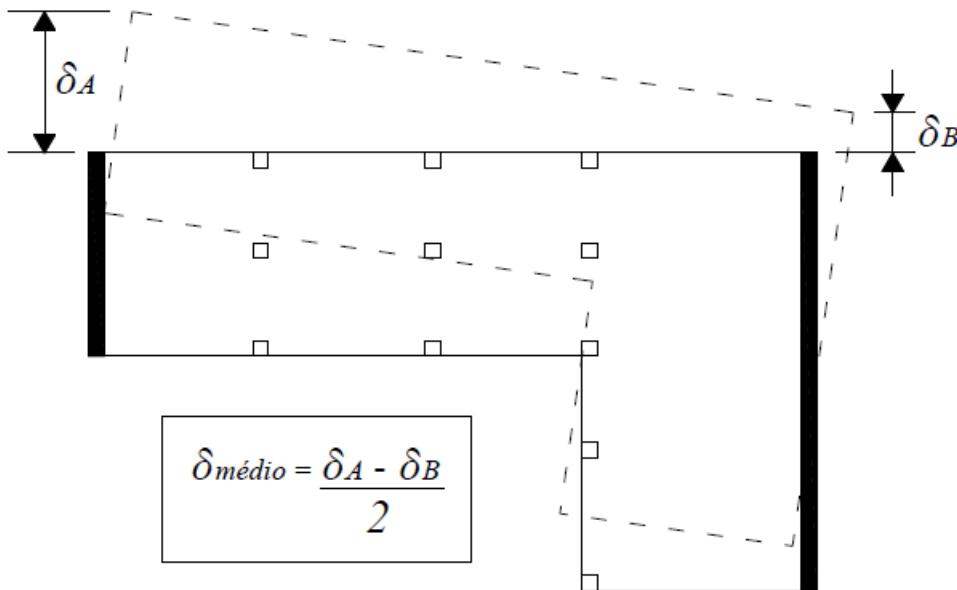


Fonte: Plumier et al. (2007 apud OMAR; DANTAS, 2013).

Em casos de não ser possível evitar tais elementos, Dowrick (2009) propõe criar elementos com menor rigidez, denominados "elementos fracos", os quais funcionarão como critério de controle de ruptura. Essa proposta é basicamente o princípio utilizado para os sistemas estruturais MRF, os quais adotam o conceito *strong column - weak beam*, que visa projetar colunas resistentes o suficientes para não sofrerem deformações plásticas enquanto as vigas se encontram no regime não-linear.

- Irregularidades no plano: pode-se definir como estruturas irregulares no plano as que apresentam alguns critérios de descontinuidade em planta. Para isso, normas como a NSR (2010) propõem uma redução do fator R , multiplicando-o por ϕ_p . Já a NBR 15421 (ABNT, 2006) não é muito clara quanto ao procedimento que deve se adotar em alguns casos, mas deixa explícito que é permitido utilizar de abordagens complementares quando necessário.
 - * Irregularidade torcional: caracteriza-se por ter um deslocamento relativo maior que 20% entre as extremidades da estrutura. Deve-se avaliar incluindo a torção accidental e realizar a mensuração dos deslocamentos no eixo transversal (MIRANDA, 2010). Caso exista, deve-se adotar um $\phi_p = 0,90$ (NSR, 2010).

Figura 15 – Irregularidade torcional - ASCE



Fonte: ASCE (2005 apud MIRANDA, 2010).

Outros autores como Falconí (2008) propõem métodos semelhantes ao analisar os deslocamentos resultantes de esforços estáticos aplicados nas extremidades do modelo de análise com a inclusão da altura de pavimentos. Para isso, é sugerido aplicar forças concentradas nos centros de massas dos elementos nas extremidades do modelo, em uma única direção e em apenas um dos pórticos. Em seguida, avaliou-se o deslocamento relativo de cada piso do pórtico:

$$\Delta_x = \frac{\delta_{xe}}{h_x} \quad (2.12)$$

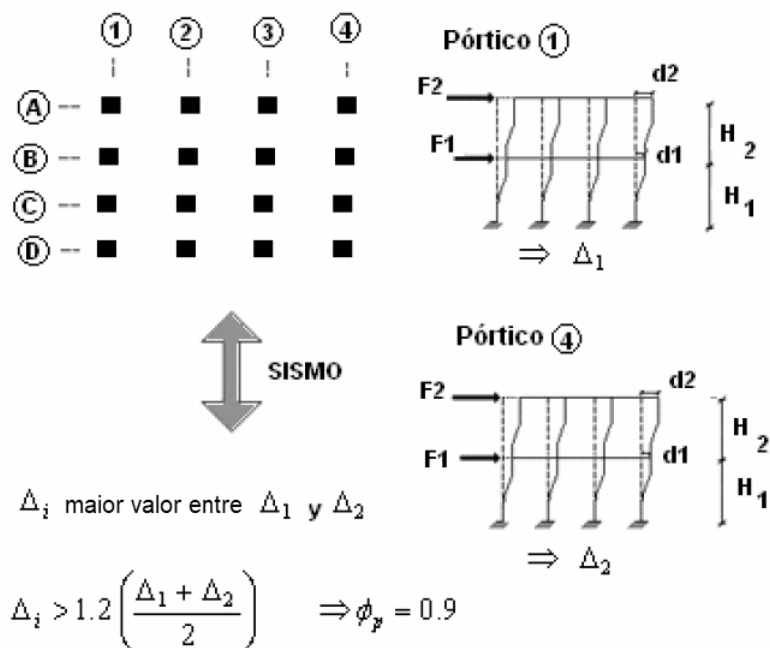
Sendo:

- Δ_x o deslocamento relativo do pavimento x;
- δ_{xe} o deslocamento horizontal do pavimento x;
- h_x a altura do pavimento do pavimento x em relação à fundação;
- n é o número total de pavimentos.

Após a determinação dos deslocamentos relativos de todos os pavimentos, estipula-se que Δ_i é o maior valor obtido. Assim, tem-se irregularidade torcional se a condição abaixo é satisfeita:

$$\Delta_i > 1,2 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (\Delta_i)}{n} \quad (2.13)$$

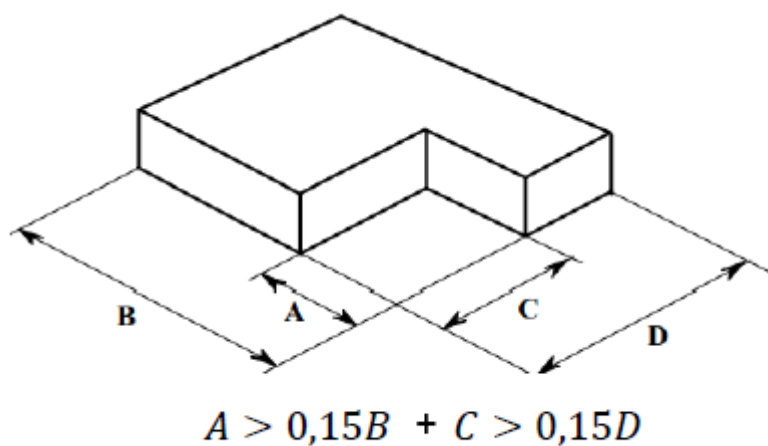
Figura 16 – Irregularidade torsional - Falconí



Fonte: Falconí (2008).

- * Retrocessos excessivos nas extremidades da estrutura: ocorre quando há uma redução de no mínimo 15% da dimensão da planta em alguma extremidade. Novamente, caso exista, deve-se adotar um $\phi_p = 0,90$ (NSR, 2010).

Figura 17 – Irregularidade nas extremidades

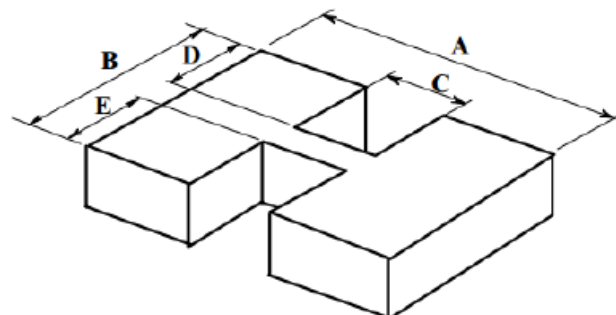


Fonte: NSR (2010 apud PEÑA, 2012).

- * Descontinuidades no diafragma: para caracterizar uma descontinuidade, a laje deve apresentar uma abertura maior que 50% da sua área; adota-se

nesse caso $\phi_p = 0,90$ (NSR, 2010).

Figura 18 – Irregularidade de descontinuidade do diafragma

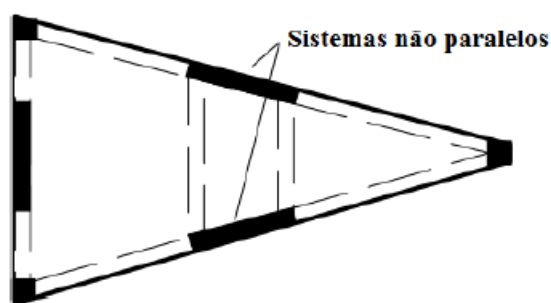


$$(Cx D) + (Cx E) > 0,5Ax B$$

Fonte: NSR (2010 apud PEÑA, 2012).

- * Elementos resistentes não paralelos ou simétricos aos eixos ortogonais principais: resulta na tendência de instabilidade lateral com solicitações horizontais e esforços de torção consideráveis (FEMA, 2006). Adota-se $\phi_p = 0,90$ (NSR, 2010).

Figura 19 – Irregularidade de paralelismo dos sistemas resistentes



Fonte: NSR (2010 apud PEÑA, 2012).

- b) Diafragma: é o efeito de distribuir as ações laterais aos subsistemas verticais resistentes, podendo assim ser classificado como um subsistema estrutural horizontal. Como usualmente é também solicitado aos carregamentos gravitacionais, responsabiliza-se pela transmissão de tais ações aos elementos resistentes verticais, predominando nesse caso a flexão (CORRÊA, 1991).

Como nas edificações usuais a presença de elementos horizontais com rigidez muito superior aos demais é recorrente, a consideração de um comportamento de diafragma

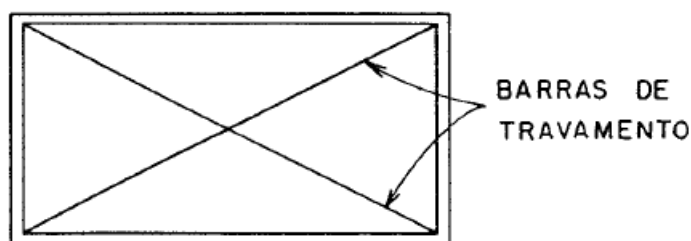
rígido é razoável, com exceção para lajes que apresentam aberturas caracterizadas como descontinuidades ou assimetrias em planta (BERNARDI, 2010).

De acordo com Corrêa (1991), uma abordagem para modelar tal simplificação é a associação de três graus de liberdade (duas translações no plano do diafragma e uma rotação normal) a um único nó que se classifica como mestre através de uma matriz de transformação (translação). A solução é conhecida como nó *master-slave* e reduz consideravelmente o tempo de processamento uma vez que diminui de maneira significativa o número de equações.

Já segundo Bernardi (2010), outra maneira de representar o comportamento do diafragma rígido seria enrijecer as vigas adjacentes no seu eixo axial e à flexão lateral aumentando os valores das propriedades mecânicas correspondentes. O autor salienta contudo que apesar de fácil implementação, não há a redução de graus de liberdade do método *master-slave*.

Prado (1995) propõe ainda o enrijecimento do comportamento de diafragma utilizando de barras de travamento nas lajes com elevada seção transversal, podendo assim desprezar as deformações axiais. Para isso, adota-se momento de inércia nulo nos elementos e despreza o peso próprio.

Figura 20 – Diafragma rígido com barras de travamento

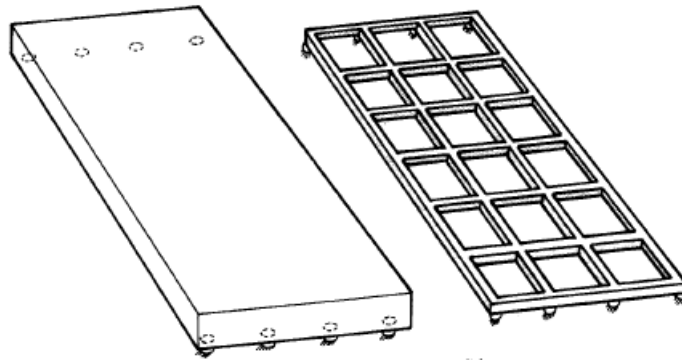


Fonte: Prado (1995).

Contudo, devido à divergência de valores, opções que buscam representar melhor o comportamento das lajes sem a penalização computacional acabam ganhando espaço, principalmente em produtos comerciais.

Dentro desse contexto, uma alternativa amplamente utilizada é a analogia de grelhas. Apresentada em trabalhos de grandes nomes do estudo das placas como por exemplo Marcus (1929), a representação da laje através de uma grelha equivalente é suficientemente boa desde que devidamente utilizada, isto é, a rigidez de cada eixo e as barras devem ser discretizadas adequadamente (BARBOZA, 1992).

Figura 21 – Discretização pela analogia de grelha



Fonte: Hambly (1991).

Caso se opte por uma análise considerando o diafragma como infinitamente rígido axialmente com a analogia de grelhas, Fontes (2005) propõe a adoção de um nó como mestre e os demais terão seu deslocamento no plano e rotação no eixo transversal associado à esse valor. Quanto à rigidez das barras, simplificadamente o autor propõe considerar apenas a parcela contribuinte a flexão e torção.

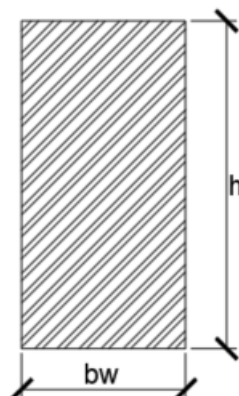
Montoya, Meseguer & Cabré (2000) define ainda que, ao se modelar a laje como uma grelha cada elemento de barra deve manter uma relação entre a sua inércia à torção e a flexão aproximadamente igual a 2. Para isso, adota-se a definição de inércia à torção apresentada por Gere & Weaver (1990), com $h > 1,2 \cdot b_w$:

$$J = \beta \cdot h \cdot b_w^3 \quad (2.14)$$

Onde:

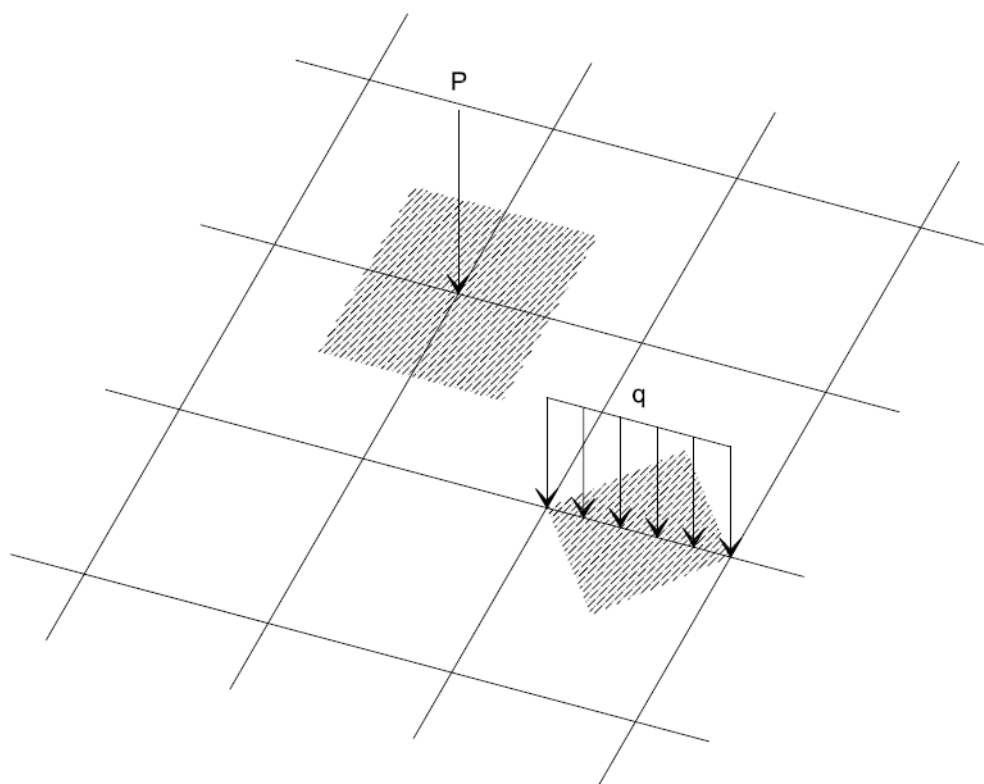
- $\beta \approx \frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{b_w}{h} \left(1 - \frac{b_w^4}{12 \cdot h^4}\right)$, sendo h a maior dimensão da peça;
- b_w é a base da seção transversal;
- h é a altura da seção transversal.

Figura 22 – Seção para cálculo do J



Quanto aos carregamentos, define-se a área de influência do elemento e consequentemente uma força equivalente, a qual pode ser aplicada distribuída na barra ou como uma força concentrada nos nós (STRAMANDINOLI, 2003).

Figura 23 – Carregamentos na analogia de grelha



Fonte: Adaptado de Stramandinoli (2003).

Todavia, somente depois do advento do computador com Lightfoot e Sawko em

1959, o método pôde ser aplicado em pórticos planos e utilizado em grande escala (BARBOZA, 1992). Do ponto de vista da análise estrutural, como um modelo plano reticulado é formado por elementos contínuos que se interceptam ou se cruzam mutuamente, pode-se determinar os esforços pelo método das forças e pelo método dos deslocamentos, o qual apresenta facilidade para ser programado e menor demanda computacional quando se compara às soluções formais (STRAMANDINOLI, 2003). Entretanto, apesar da praticidade dos métodos apresentados, para casos nos quais se possui irregularidades no plano dos subsistemas horizontais resistentes, o efeito de diafragma pode ter um comportamento que invalida as hipóteses apresentadas no comportamento rígido. Para garantir uma abordagem mais representativa, as normas internacionais exigem uma análise utilizando de métodos que representem o comportamento do diafragma com deformabilidade axoide nesses casos.

Para isso, pode-se optar pelo pórtico espacial com lajes modeladas em métodos numéricos que forneçam soluções aproximadas das equações diferenciais que regem o comportamento estrutural, como é o caso do Método dos Elementos Finitos (MEF). Uma vez que se trabalha com superfícies, há a necessidade da correta representação da interação dos elementos reticulados com os elementos de casca nas conexões (CORRÊA, 1991).

Desse modo, Cubas (2012) fez um estudo comparativo abordando diferentes possibilidades quanto à modelagem da laje lisa e a sua interação com um elemento reticulado. Dentre os resultados, evidenciou-se a diferença entre os deslocamentos resultantes da discretização como malha única e modelos que incluem a excentricidade (*Offset*) entre o plano médio da placa e os apoios. A autora apresenta ainda que os resultados nesses locais tendem a convergir (diferenças de apenas 5% para modelos mais refinados) utilizando elementos com dimensões máximas de 25x25 cm.

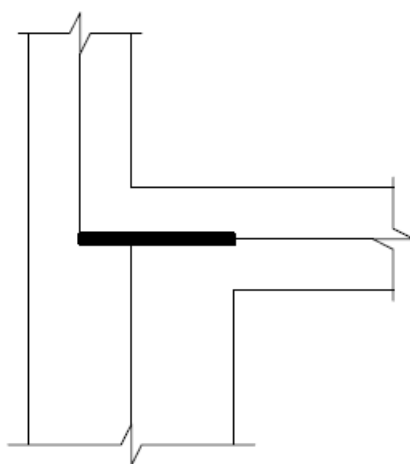
Corrêa (1991) reforça ainda que há vantagens na utilização do modelo integrado, uma vez que se discretizada a malha de maneira satisfatória, o MEF consegue distribuir os carregamentos de maneira muito mais representativa à realidade, garantindo assim uma redução nas incertezas do modelo em casos de irregularidades.

- c) *Offset* rígido: um dos critérios fundamentais do modelo integrado é a correta discretização das ligações. Para representar dimensões finitas em uniões pontuais dos elementos, pode-se realizar uma compensação de esforços (*offset* pode ser traduzido como compensar) ao introduzir elementos rígidos conectando os componentes reticulados deformáveis.

Reduz-se assim os graus de liberdades envolvidos na análise numérica e aperfeiçoa o modelo quando comparado à hipótese de ligações pontuais (CORRÊA; VENTURINI, 2010).

Como alternativa, pode-se realizar a discretização com uma barra de elevada rigidez. Contudo, tal consideração acresceria GDLs, penalizando consideravelmente o tempo de análise computacional e possivelmente perturbando a representatividade numérica, pois pode alterar o comportamento do sistema como um todo. Desse modo, recomenda-se a adoção do método de *offset* rígido quando se deseja uma análise mais precisa (CORRÊA, 1991).

Figura 24 – Encontro de eixos no pilar com *offset* rígido

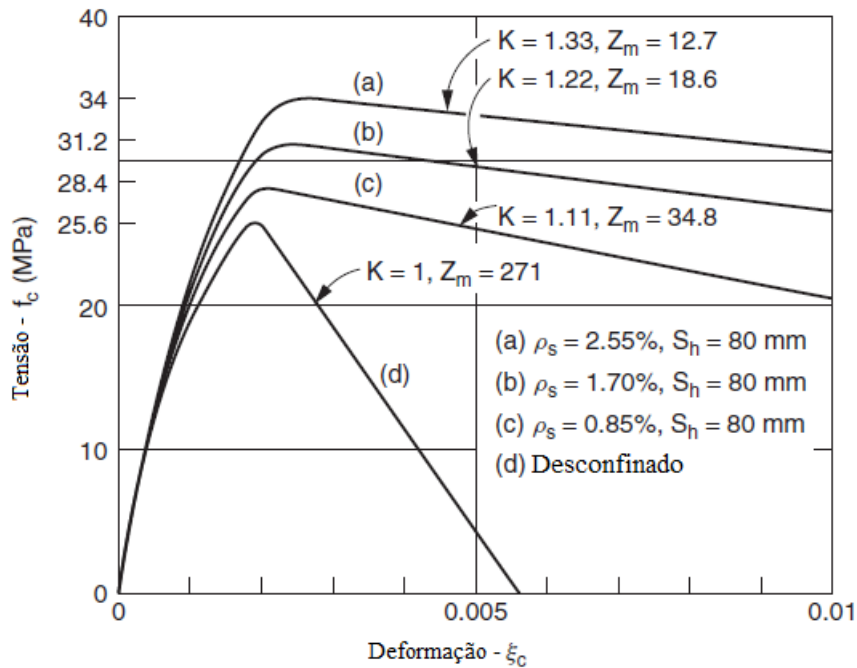


Fonte: Adaptado de Corrêa (1991).

- d) Confinamento do material: quando confinado na sua zona de compressão, o concreto armado apresenta uma melhora significativa da sua resistência última e ductilidade (DOWRICK, 2009). Isso se dá basicamente pelo fato do material apresentar um comportamento frágil na direção perpendicular às tensões principais de compressão, o que seria reduzindo significativamente com o enclausuramento e conseqüentemente ocorre o aumento da sua ductilidade e resistência (RODRIGUES, 2009).

Desse modo, Park, Priestley & D. Gill (1982 apud DOWRICK, 2009) propuseram um modelo para descrever a deformação de pilares com a consideração do confinamento, que resultou na seguinte configuração:

Figura 25 – Confinamento do concreto armado



Fonte: Park, Priestley & D. Gill (1982 apud DOWRICK, 2009).

Assim, para uma análise mais geral, pode-se adotar a formulação apresentada na equação 25 (CORLEY, 1966 apud DOWRICK, 2009).

$$\varepsilon_{cu} = 0,003 + 0,002 \frac{b}{l_c} + \left(\frac{p_v f_{yv}}{138} \right)^2 \quad (2.15)$$

Onde:

- ε_{cu} é a deformação última do concreto;
- b_w é a dimensão da base da peça;
- l_c é a distância da seção mais solicitada até o *point of contraflexure* (ponto no qual o diagrama de momento fletor intersecta a linha zero ocorrendo a mudança de sinal);
- p_v é a relação volume de aço confinado/volume de concreto confinado;
- f_{yv} é a tensão no aço confinado.

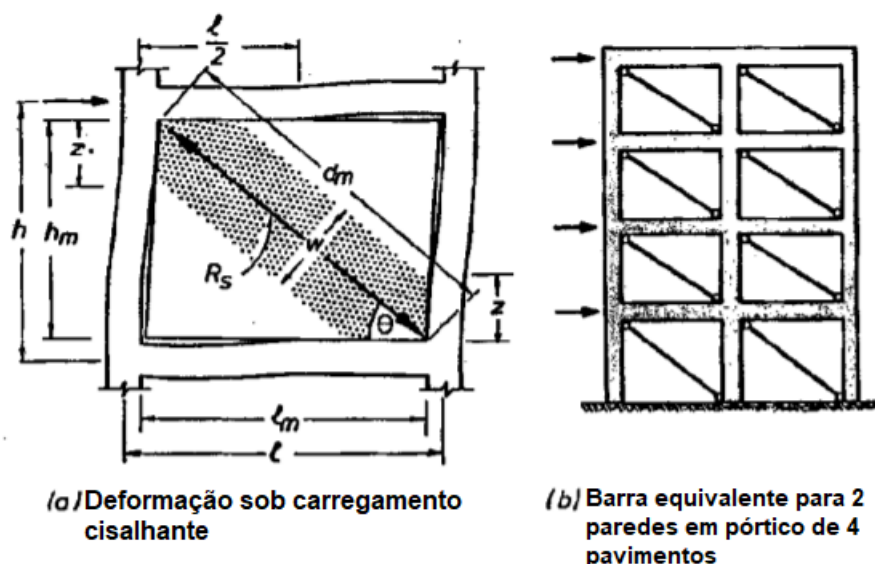
e) Alvenaria de preenchimento (*Masonry-infilled*): ausente nos modelos usuais de análise estrutural, a alvenaria de vedação ou preenchimento é associada por muitos projetistas apenas ao aumento da capacidade de resistência lateral, uma vez que proporciona maior rigidez ao pórtico (VARUM; SALAZAR, 2003).

Contudo, de acordo com Paulay & Priestley (1992), devido às irregularidades na distribuição das cargas e variações de difícil previsibilidade da rigidez da peça, a presença desse elemento pode alterar completamente a resposta sísmica analisada. Tal comportamento é explicado pela característica frágil do material, a qual é altamente dependente da qualidade de fabricação.

Os autores reforçam ainda que, casos nos quais as paredes se distribuem de maneira irregular em planta, o acréscimo de rigidez pode resultar em concentrações de tensões responsáveis por danos severos. Assim, recomenda-se a inclusão em modelos mais refinados, principalmente em análises dinâmicas formais.

Desse modo, Paulay & Priestley (1992) propõem um modelo de barras concêntricas inclusas no pórtico para simular o comportamento da alvenaria. De acordo com os autores, como prepondera o esforço de cisalhamento na parede, as barras utilizadas devem conseguir representar adequadamente a biela. Para isso, recomenda-se utilizar as propriedades físicas da alvenaria para a discretização dos elementos reticulados, os quais possuem largura equivalente ao comprimento de preenchimento e diâmetro igual a 25% da sua largura.

Figura 26 – Modelo de alvenaria de preenchimento



Fonte: Paulay & Priestley (1992).

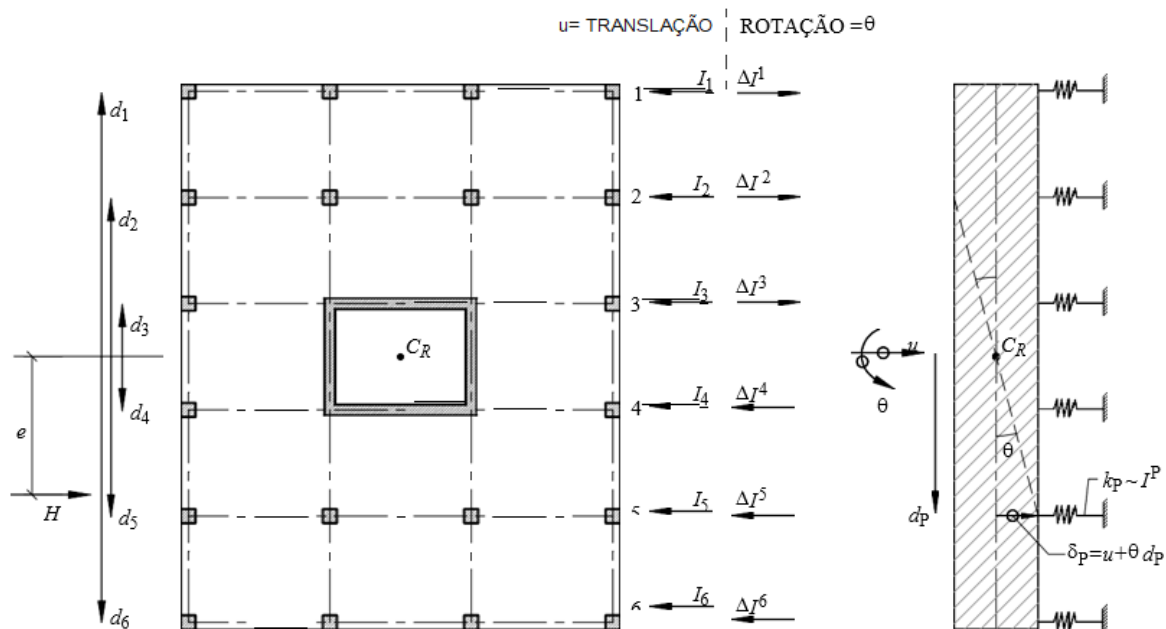
- f) Rigidez equivalente: de acordo com Süssekind (1987), para uma análise simplificada, pode-se estimar a rigidez equivalente dos sistemas resistentes associando à constantes de molas. Para a sua determinação, aplica-se uma força unitária e , em função dos deslocamentos resultantes, obtém-se os valores dos k_{eq} .

O autor reforça que o processo é simplificado por não considerar o efeito não-linear decorrente das deformações horizontais que existirão. Contudo, nos casos usuais de projeto, tal abordagem é válida frente a elevada rigidez axial das lajes.

Além disso, caso o projetista opte por uma análise mais refinada, deve-se considerar um sistema integrado no qual seja possível representar a redistribuição dos esforços decorrentes da plastificação, o que acresce consideravelmente a complexidade do modelo (SÜSSEKIND, 1987).

Outros autores validam o método citado, como por exemplo Delgado & Arêde (2000), o qual propõe dividir o pavimento em pórticos resistentes, aplicar forças pré-estabelecidas nos centros de massa e associá-los à uma rigidez equivalente (k_{eq}).

Figura 27 – Rigidez equivalente proposta por Delgado



Fonte: Delgado & Arêde (2000)

De maneira semelhante, Powell (2008) ao analisar os métodos de análise sísmica simplificados propõe a distribuição das cargas em função da rigidez equivalente e apresenta uma formulação para determinar os coeficientes de rigidez equivalentes ao aplicar uma força normalizada e mensurar os deslocamentos de cada ponto de controle dos elementos sismo-resistentes.

Tem-se portanto:

$$F = k \cdot \delta \quad (2.16)$$

$$k_{eq} = \frac{F}{\delta} \quad (2.17)$$

Sendo,

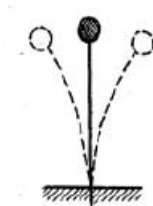
- δ = deslocamento do ponto de análise;
- F = valor da força aplicada;
- k_{eq} = rigidez equivalente.

g) Modelagem das fundações: de acordo com PENDER (1996 apud DOWRICK, 2009), o projeto de uma fundação de uma estrutura solicitada a sismos deve ser separada em três etapas:

- Nível 1: quanto ao deslocamento estimado, o solo permanece com comportamento elástico durante a solicitação. Determina-se a sua capacidade de carga utilizando dos métodos convencionais;
- Nível 2: considera-se soluções que buscam reproduzir o comportamento do solo frente aos carregamentos cíclicos, normalmente utilizando de associações com ensaios convencionais para a determinação das propriedades físicas, como por exemplo a resistência ao cisalhamento cíclico;
- Nível 3: nesse caso se realiza uma análise mais detalhada do problema, considerando a natureza da carga (dinâmica), propriedades não-lineares do solo, modelagem da poropressão devido ao carregamento cíclico, plastificação e interação solo-estrutura. Por ser muito complexa, o autor sugere realizá-las separadamente para a validação de detalhes do nível 2.

Contudo, segundo Omar & Dantas (2013), em situações que as fundações são do mesmo tipo e conectadas entre si, a hipótese que a excitação é uniforme, pode-se pressupor que a deformação do solo e da estrutura são iguais, criando uma situação de engaste no solo, o qual não acarreta erros grosseiros na maioria dos edifícios desde que o solo seja resistente (caso que não se aplica em terrenos saturados de água, areias finas e solos moles) e a fundação dimensionada adequadamente (BELES; IFRIM; YAGÜE, 1975).

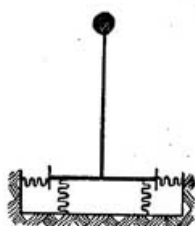
Figura 28 – Discretização da fundação como engaste



Fonte: Beles, Ifrim & Yagüe (1975).

Caso o projetista queira analisar o solo como um meio elástico, Beles, Ifrim & Yagüe (1975) propõem a discretização da estrutura como um pêndulo que se apoia sob uma estrutura rígida (fundação), a qual possui a interação com o solo através de molas horizontais e verticais como apresentado na figura 29.

Figura 29 – Discretização da fundação sob meio elástico



Fonte: Beles, Ifrim & Yagüe (1975).

h) Modelagem do núcleo de rigidez: a representação do núcleo de rigidez tridimensional teve como um dos trabalhos pioneiros o apresentado por Stamato (1972 apud PEREIRA, 2000), onde se realizou diversas modelagens da associação do núcleo com pórticos para depois comparar com ensaios, assegurando assim a fidelidade dos resultados apresentados.

Posteriormente, Mancini (1972) apresenta uma análise em etapas nas quais aborda uma discretização discreta e contínua para o núcleo rígido, avaliando os esforços obtidos com a presença de linteis e o impacto da consideração da fundação discretizada em meio elástico. Assim, pode-se separar em dois grupos distintos de abordagens:

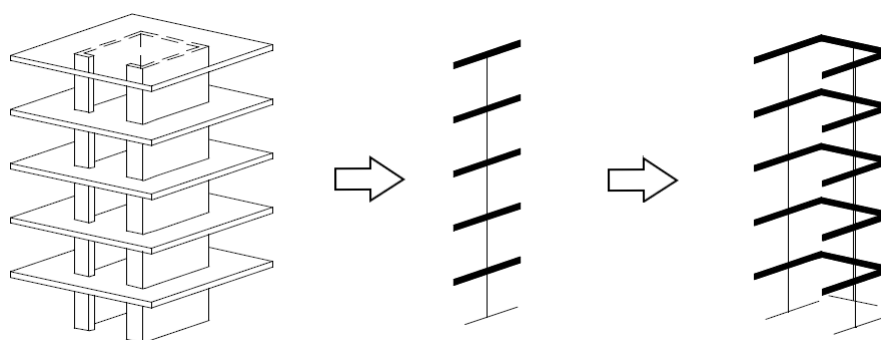
- Processo discreto: consiste em discretizar o núcleo em sub-estruturas em elementos com comportamento estrutural conhecido (PEREIRA, 2000).

Sob esse padrão de análise, Yagui (1971 apud PEREIRA, 2000) considerou as paredes da seção transversal do núcleo como vigas horizontais com suas

extremidades em balanço e engastadas nos centros dos pilares. Em casos de presença de lintéis, há um acréscimo de tensão cisalhante relevante, o qual é representado através da coluna central (SERRA, 1994).

Nessa abordagem, as barras verticais devem possuir as características geométricas do pilar discretizado e as vigas (que são dispostas sempre no nível das lajes) a rigidez à flexão do elemento. Já para o seu eixo axial, considera-se uma rigidez infinita no plano do pórtico, buscando assim simular os esforços de cisalhamento longitudinais e a transmissão das forças horizontais aplicadas nos diafragmas, uma vez que o método pressupõe a validade da hipótese de diafragma rígido. Soma-se a isso, considera-se que não há rigidez à flexão nos planos transversais dos pilares, uma vez que as suas espessuras são consideravelmente delgadas. Resulta-se assim na seguinte modelo:

Figura 30 – Modelo de Yagui (1971)



Fonte: Adaptado de Yagui (1971 apud PEREIRA, 2000).

Segundo Pereira (2000), ao considerar a contribuição conjunta do elemento de núcleo com os demais componentes estruturais, há dificuldade em modelar a interação das vigas com o diafragma, pois ao utilizar do processo de translação da rigidez da viga para as coordenadas do núcleo ocorre incompatibilidade entre ambas.

O mesmo autor salienta ainda que, nessa análise se deve atentar para os esforços cisalhantes presentes nos cantos quando se considera como parede isolada, pois é necessário realizar uma compensação no modelo para reproduzir os efeitos causados pela união dos elementos.

Mais tarde, o modelo foi aperfeiçoado por Serra (1994), o qual propôs a alteração do valor de coeficiente de forma da teoria da elasticidade (utilizado por Yagui) por um valor unitário, pois a equação original pressupõe uma tensão cisalhante nula nas bordas do elemento de barra, premissa que não é válida na união dos elementos do núcleo.

Além disso, o autor sugere uma análise mais criteriosa quanto à rigidez a torção das paredes. É proposto então a utilização da formulação apresentada previamente na equação 2.14.

Contudo, o comportamento das barras longas de seções delgadas foi melhor descrito somente a partir do trabalho de Vlassov (1962 apud PEREIRA, 2000) onde é definido um novo esforço, o bimomento, o qual é responsável pelas tensões normais suplementares às causadas pela força normal e momentos fletores nas seções transversais.

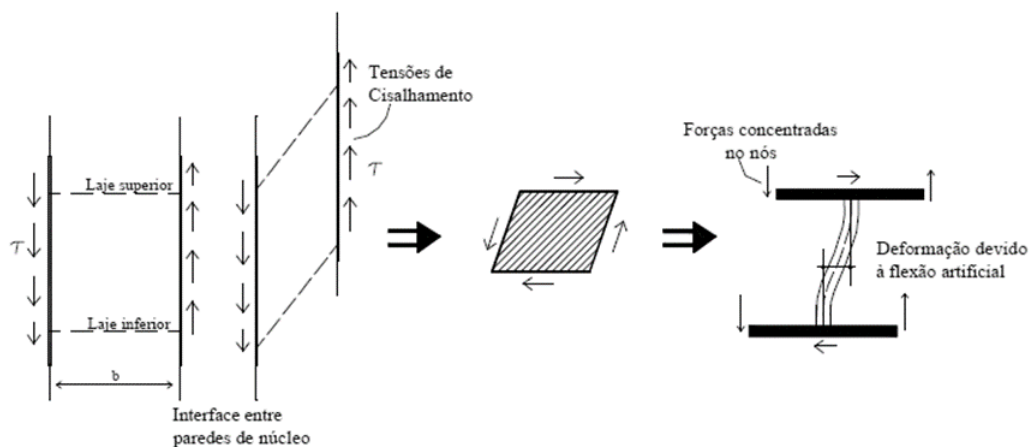
Para considerar esse efeito que usualmente se encontra nas bibliografias como empenamento, Taranath (1968 apud PEREIRA, 2000) formulou um elemento com sete graus de liberdade por nó (dois momentos fletores, dois esforços cortantes, um esforço axial, um momento torçor e um bimomento, referente ao empenamento).

Todavia, buscando uma aplicação simplificada sem a perda da representatividade, Pereira (1997) produziu estudos comparativos dos modelos reticulados evidenciando uma grande proximidade dos modelos, os quais divergiram basicamente quanto à rotação nos casos que não se introduziu o bimomento, especialmente em núcleos de rigidez com um formato em curva.

O autor ainda compara os resultados com um modelo de pilares independentes, o qual denomina como modelo prático por ser facilmente utilizável. Para isso, selecionou várias plantas arquitetônicas com diversas disposições e configurações dos núcleos rígidos e conseguiu obter o comportamento de diversas configurações estruturais. Em seguida, extrapolou os resultados e definiu que, de uma maneira geral, o processo prático apresentou grandes divergências quanto aos esforços de torção e deslocamentos horizontais, principalmente quando a estrutura possui assimetrias no plano.

Outros autores como Smith, Girgis & Abate (1981 apud PEREIRA, 2000) concluíram que os modelos discretos quando solicitados às tensões de cisalhamento puro apresentavam esforços decorrentes de um momento inexistente, o qual foi denominado como momento parasita. Esse cisalhamento, por ser contínuo na face da parede, ao ser discretizado por vigas extremamente rígidas conectadas por uma coluna central, resultou na atuação de um binário que é existente unicamente no modelo.

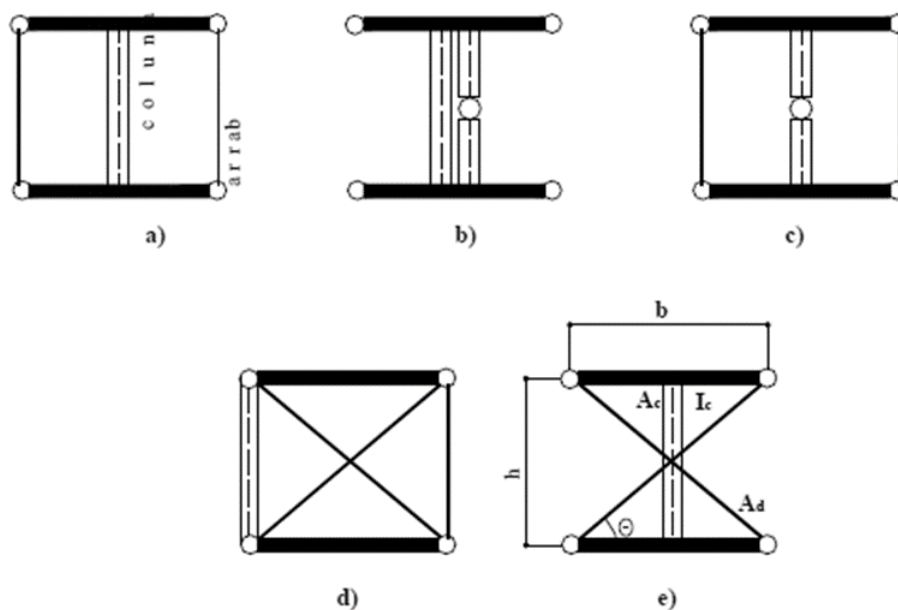
Figura 31 – Momento parasita



Fonte: Pereira (2000).

Para isso, os autores propuseram uma solução com um maior número de elementos que, segundo constatado em estudos e depois validado por Guilardi (1999), quanto maior a discretização vertical, menor será o valor do momento parasita. Assim, apresentou-se os seguintes modelos de representação do núcleo rígido:

Figura 32 – Modelos discretos propostos por Smith



Fonte: Smith, Girgis & Abate (1981 apud PEREIRA, 2000).

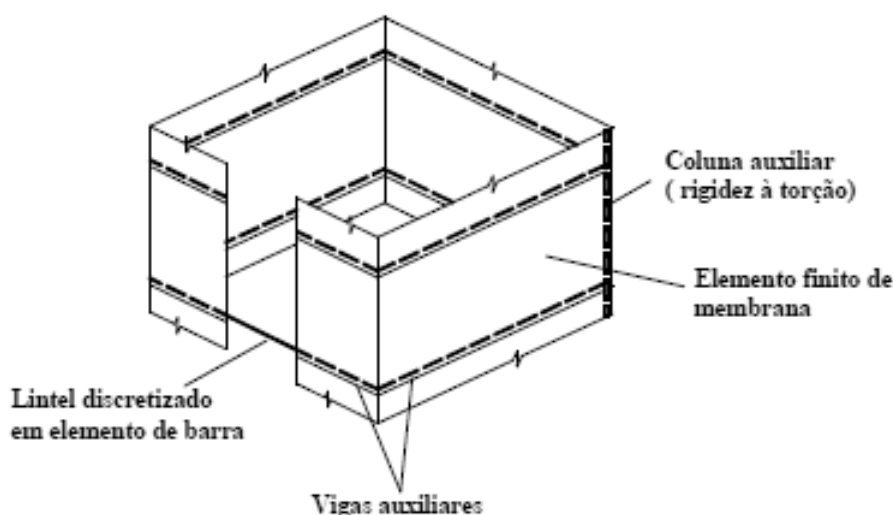
Segundo Smith, Girgis & Abate (1981 apud PEREIRA, 2000), os modelos da figura 33 que apresentam um melhor desempenho são o D e o E, com uma leve vantagem do D por possuir um menor número de graus de liberdade e demanda computacional.

- Processo contínuo: a estrutura é representada por elementos com dimensões finitas e reduzidas, de maneira contínua, discretizadas de maneira que represente o comportamento estrutural satisfatoriamente (PEREIRA, 2000).

Um dos modelos pioneiros foi proposto por Zienkiewicz, Parekh & Teply (1971 apud PEREIRA, 1997), o qual adotou um elemento plano de tensões para representar os pilares-parede, barras para as vigas e pilares e as lajes foram discretizadas como elementos de placas.

Mais tarde, Smith & Coull (1991) considerou as paredes como elementos de membrana com a discretização em uma malha quadrada, com o estado plano de tensões associado aos elementos de barra que estão em contato, como é o caso dos lintéis.

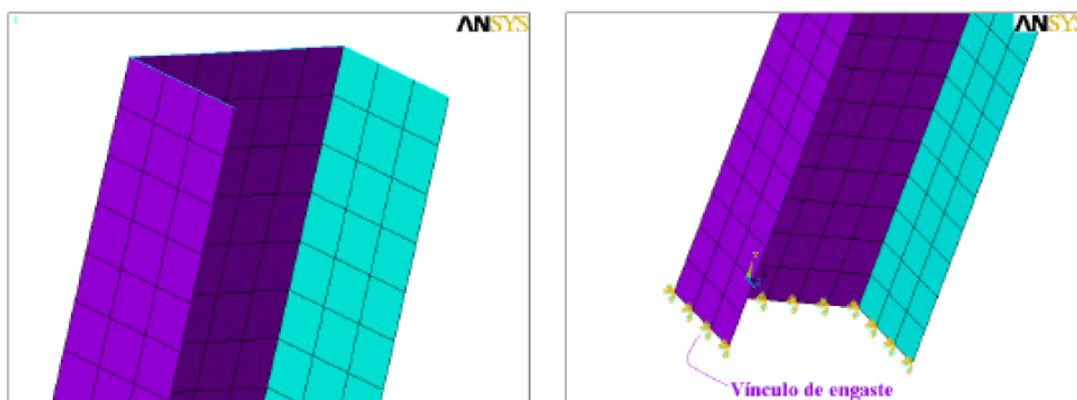
Figura 33 – Modelo contínuo proposto por Smith



Fonte: Smith & Coull (1991).

Buscando um modelo no qual fosse possível representar mais adequadamente os efeitos de empenamento e torção, principalmente em estruturas irregulares, Pereira (2000) propôs a discretização em elementos de casca com seis graus de liberdade por nó para os pilares-parede e lajes, enquanto no restante do pórtico utilizou de elementos reticulados.

Figura 34 – Modelo contínuo proposto por Pereira



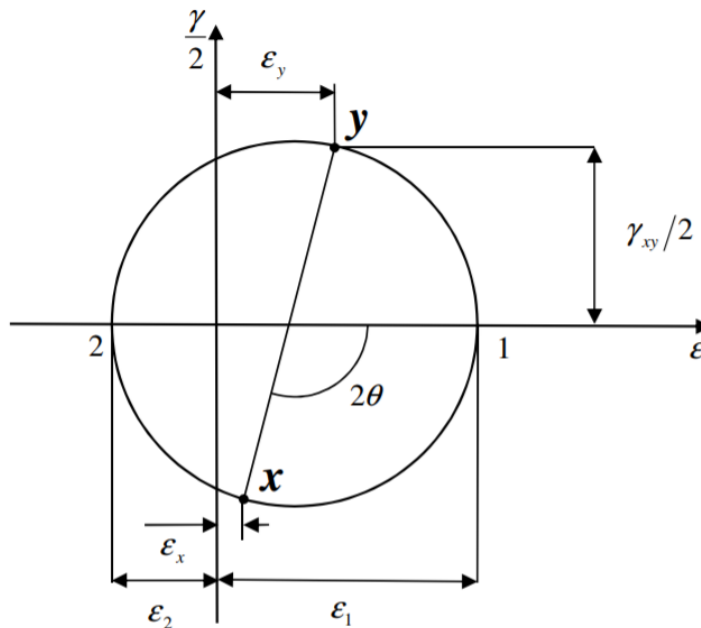
Fonte: Pereira (2000).

Tal modelo ainda foi utilizado por Junior (2001) para comparar a abordagem das barras com sete graus de liberdades por nó, embasada na teoria de Vlassov (1962 apud PEREIRA, 2000).

Para isso, o autor realizou uma série de testes variando a configuração estrutural do pórtico, direção das cargas e discretização dos elementos, concluindo que se o núcleo possui as malhas com alto grau de refinamento e espessura usual de paredes em edifícios de concreto armado (14 a 15 cm), os modelos não apresentam divergências considerativas.

Mais recentemente, para incluir os esforços de cisalhamento em painéis de concreto armado de uma maneira mais rigorosa, Colombo (2011) apresentou estudos da distorção que ocorre nos elementos de casca com a inclusão de tais esforços através de uma formulação que utiliza do círculo de Mohr para a determinação das deformações máximas.

Figura 35 – Círculo de Mohr das deformações



Fonte: Colombo (2011).

Tal abordagem apresentou resultados extremamente satisfatórios, principalmente no que tange à representatividade do concreto armado fissurado.

- i) Aplicação de carga: ao analisar um modelo com irregularidades no plano, o seu centro de rigidez pode não coincidir com o seu centro de massa, dificultando assim a aplicação da força estática equivalente. Para solucionar tal problema, Peña (2012) propõe em seu estudo de estruturas irregulares a aplicação das cargas nos centros de massa dos elementos sismo-resistentes.

Avaliando a mesma situação, Zárate, Ayala & García (2003) fazem uma análise dos métodos de aplicação dos esforços horizontais equivalente, apresentando os métodos usuais e principalmente atentando à dificuldade de determinar o centro de rigidez em pórticos assimétricos. Assim, o autor apresenta como uma solução simplificada mas não menos eficiente a distribuição nos centros de massa.

Para complementar a validação da equivalência na aplicação da solicitação nos centros de massas e centros de rigidez com a inclusão das excentricidades, Goel & Chopra (1993) comprovaram matematicamente que os resultados obtidos por ambos os métodos são iguais.

2.4 NBR 15421:2006

A filosofia básica do dimensionamento a sismos é garantir a ductilidade necessária para dissipar a energia prevista em um evento solicitante determinado estatisticamente em função do período de retorno desejado (altamente dependente da base de dados local).

Dessa forma, a NBR 15421 (ABNT, 2006) em conjunto com a NBR 8681 (ABNT, 2003) e as demais normas de projeto que complementam a análise sísmica visam garantir os principais critérios quanto à segurança e desempenho durante as solicitações dinâmicas.

2.4.1 Combinações

De acordo com o item 4.2.1.3 da NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações sísmicas são classificadas como ações excepcionais, pois possuem duração extremamente curta quando avaliada perante a vida útil da construção.

Assim, é proposto uma combinação de esforços na qual o valor característico nominal de excedência é de 10% em 50 anos, quando em situações desfavoráveis, resultando em um período de retorno de 475 anos. Essa abordagem busca englobar ações que podem levar à ruína de maneira catastrófica, sendo exposta na NBR 8681 (ABNT, 2003) uma ponderação de ações no item 5.1.3.3:

$$Fd = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2.18)$$

Onde:

- F_d representa o valor de cálculo de projeto das ações;
- γ_{gi} representa o coeficiente de ponderação de ações permanentes para o estado limite último;
- $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q,exc}$ representa o valor da ação transitória excepcional (cargas decorrentes do sismo);
- γ_q representa o coeficiente de ponderação de ações acidentais para o estado limite último;
- $\psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo de cada ação acidental que pode atuar concomitantemente com a carga transitória excepcional;
- $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis.

Em casos de estruturas com elementos nos quais as cargas acidentais não superam 5 kN/m^2 , considera-se que o coeficiente $\gamma_g = 1,20$ em combinações desfavoráveis. Já os efeitos de recalque de apoio são definidos como nulos.

Para os demais carregamentos acidentais, $\gamma_q = 1,00$, lembra-se que $\gamma_f = 1,00$ sob as condições impostas, salvo quando indicado. Por fim, o valor do fator de redução para as ações variáveis para edificações residenciais sem concentração de pesos ou pessoas é de $\psi_0 = 0,50$.

2.4.2 Ações

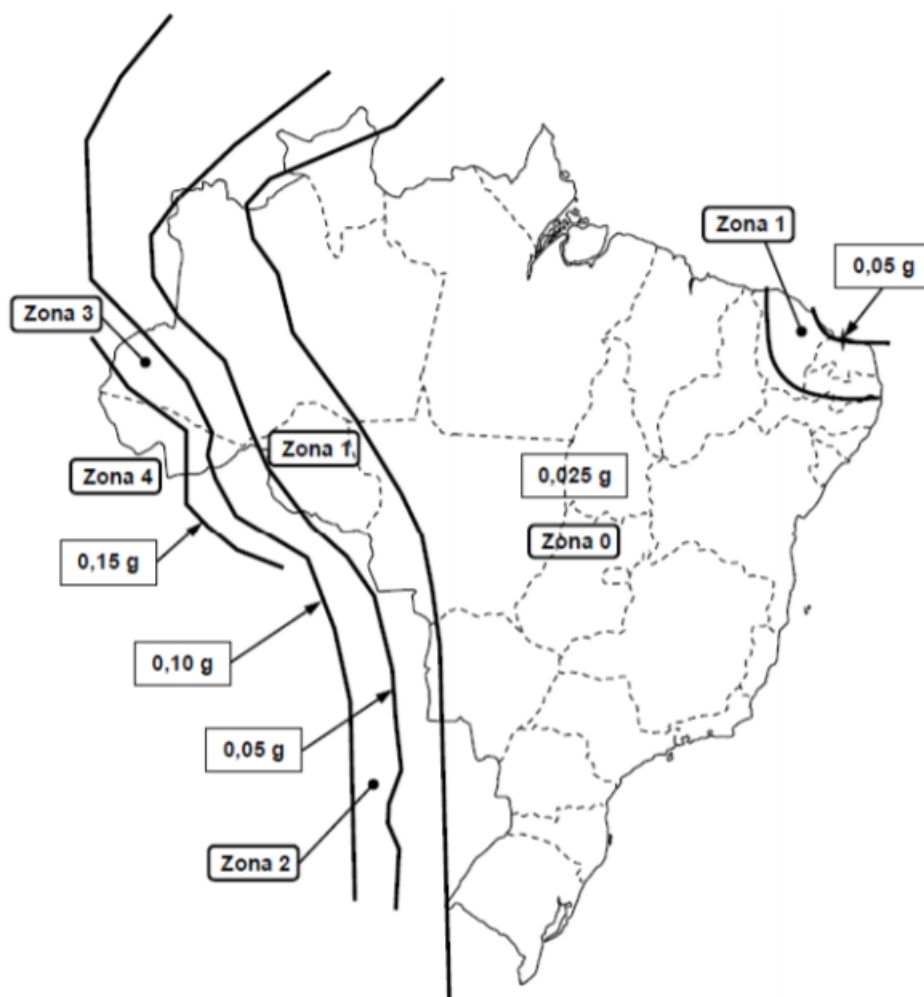
Para determinar as cargas sísmicas atuantes, por se tratar de um trabalho acadêmico produzido sob a vigência das normas brasileiras, adotou-se o procedimento apresentado pela NBR 15421 (ABNT, 2006).

Responsável por regulamentar os projetos de estruturas civis solicitadas à sísmos, trabalha de forma conjunta com a NBR 6118, 6122, 6484, 8681 e 8800 visando atender aos critérios mínimos de segurança e serviço para estruturas usuais.

Contudo, pela dificuldade de abranger todas as situações de projeto existentes, no seu prefácio já é explicitado que o complemento com normas internacionais pode ser realizado desde que devidamente justificado.

- a) Zoneamento sísmico: para identificar o método a se adotar para a análise, é fundamental avaliar a ordem de grandeza das solicitações. Para isso, a NBR 15421 (ABNT, 2006) propõe uma separação do território brasileiro em cinco zonas sísmicas em função da aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe B ("Rocha").

Figura 36 – Zoneamento sísmico brasileiro para terrenos de classe B



Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

Literaturas internacionais adotam abordagens semelhantes com os coeficientes presentes na NBR 15421 (ABNT, 2006), sendo possível uma adaptação mantendo o procedimento de análise inicial. Um exemplo é a abordagem apresentada pelo UBC (1997), a qual trabalha com o *Peak Ground Acceleration* (PGA) que representa a aceleração pela variável Z e difere da normativa brasileira ao não ser definida em função da aceleração da gravidade.

Tabela 4 – Classes do Terreno

Classe do Terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		\bar{V}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \geq \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \geq \bar{V}_s \geq 370 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \geq \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{V}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 3 Turfa ou argilas muito orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos ($\geq 35m$) de argila mole ou média.	

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

c) Definição do espectro de resposta do projeto: a NBR 15421 (ABNT, 2006) utiliza de um espectro de resposta das acelerações horizontais para o projeto. Esse espectro, $S_a(T)$, consiste na resposta elástica de um sistema com um grau de liberdade e fração de amortecimento crítico de 5%, valor usual para as obras de construção civil.

Através dele é possível determinar as acelerações espectrais, com destaque para os períodos de 0 e 1 s, as quais são descritas em função da aceleração sísmica horizontal a_g e da classe do terreno (utilizando coeficientes). Logo:

$$a_{gs0} = a_g \cdot C_a \quad (2.19)$$

$$a_{gs1} = a_g \cdot C_v \quad (2.20)$$

Onde:

- a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, já considerando o efeito da amplificação sísmica do solo;
- C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente;
- T é o período natural em segundos.

Tabela 5 – Fatores de amplificação sísmica no solo

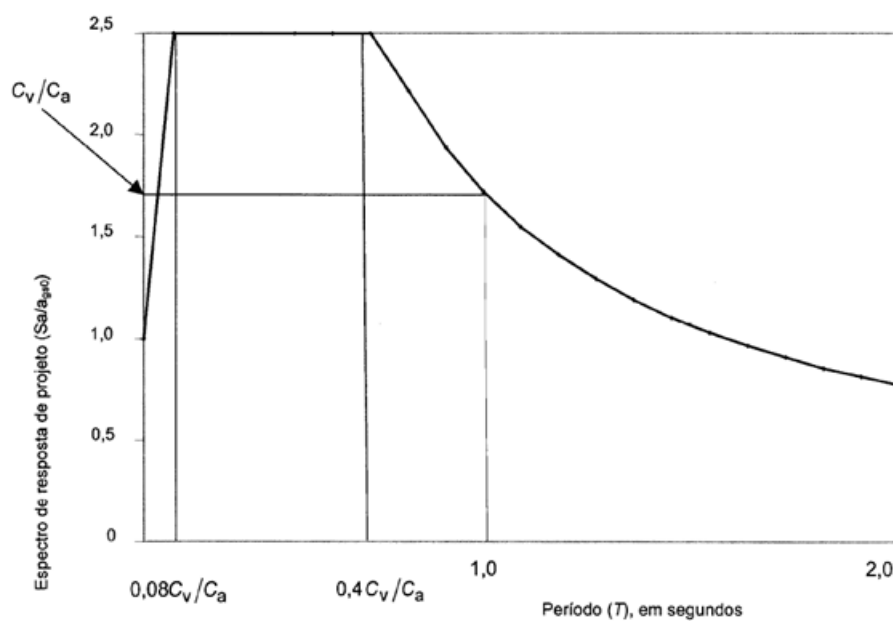
Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

O espectro de resposta possui um padrão gráfico subdividido em três faixas de períodos com formulações especificadas na norma. Nesse ponto há uma semelhança com o procedimento do UBC, apesar do brasileiro ter uma alteração na escala devido à divisão da resposta elástica pela aceleração espectral no instante zero.

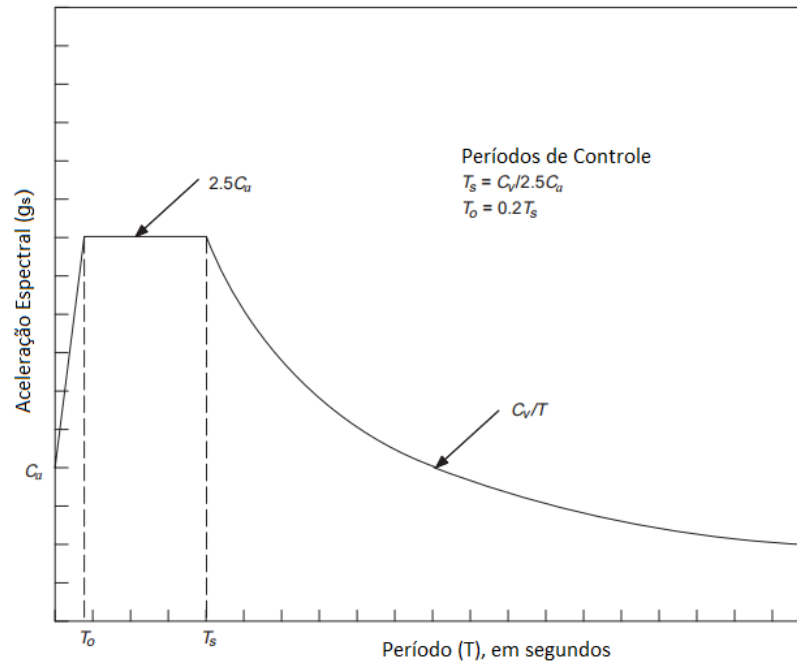
Essa semelhança também já foi verificada por PARISENTI (2011) quando cita que em algumas etapas a NBR se baseia no código internacional. Assim, analisou-se o procedimento de maneira comparativa e constatou-se que a equação simplificada apresentada no item 1632.2 do UBC (1997) se diferencia basicamente na presença do coeficiente de modificação da resposta (R), incluso somente na formulação brasileira, e nos valores de C_a , uma vez que no UBC ele já tem no valor de Z incluso no coeficiente, enquanto na NBR esse valor é calculado posteriormente.

Figura 38 – Variação do espectro de resposta de projeto em função do período (T)



Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006)

Figura 39 – Espectro de resposta de projeto



Fonte: UBC (1997)

Logo, para se determinar os valores de C_a e C_v em função do PGA, pode-se fazer a conversão dos valores apresentados pelo UBC (1997) pelas equações 2.21 e 2.22 respectivamente.

$$C_{a, NBR} = \frac{C_{a, UBC}}{Z} \quad (2.21)$$

$$C_{v, NBR} = \frac{C_{v, UBC}}{Z} \quad (2.22)$$

- d) Categorização sísmica da estrutura: a classificação sísmica é definida em função da sua localidade e impacto que gera para a sociedade. Para isso, é imposto uma majoração nas ações para considerar possíveis irregularidades geométricas executivas (verticais e horizontais) com o intuito de atender a população em situação de desastres naturais e determinar os métodos de análises mínimos a serem realizados.

Tabela 6 – Categorias de utilização e fator de importância (I)

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	<ul style="list-style-type: none"> - Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: - 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 5000 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	<p>Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes:</p> <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 altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal 	1,50

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Já para a determinação das categorias sísmicas, classifica-se em função da sua localidade segundo a tabela abaixo:

Tabela 7 – Categorias sísmicas

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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

De acordo com a respectiva classificação, a NBR 15421 (ABNT, 2006) define as abordagens necessárias para avaliar o impacto sísmico na estrutura. Primeiramente, quando se localiza na zona sísmica 0, dispensa-se qualquer verificação a sismos.

Já em situações em que se encontrar na zona 1, deve-se verificar a resistência à carregamentos simultâneos em todos os pisos, de forma independente em cada uma das duas direções ortogonais, com valor de 1% do peso do andar para cada pavimento, além de necessitar ter algum mecanismo resistente à torção.

Por fim, para as estruturas das categorias B e C deve ser feito um estudo mais rigoroso, utilizando no mínimo o método das Forças Horizontais Equivalentes, o método Espectral ou ainda a Análise com Histórico de Acelerações no Tempo.

- e) Requisitos sismo-resistentes básicos: com exceção das estruturas localizadas na categoria sísmica A (zona sísmica 1), todo prédio deve possuir um sistema estrutural capaz de garantir um comportamento dúctil na dissipação energética sísmica. Para isso, considerações do nível de detalhamento dos mecanismos resistentes é fundamental para determinar o impacto no modelo.

Dentro desse contexto, deve-se primeiramente elencar os eixos críticos através da definição de quais direções apresentarão as maiores solicitações. Uma vez que se estipulou as ações, avalia-se a existência de mecanismos de resistência complementares ao pórtico resistente (sistemas duais, válidos desde que o pórtico momento-resistente seja responsável pelo menos por 25% da resistência total), o nível de detalhamento das ligações e da estrutura para solicitações excepcionais e quanto ao material de projeto.

Por fim, define-se que a divisão das forças de projeto nos sistemas resistentes duais deve ser feita de acordo com a sua rigidez relativa. Assim, a norma apresenta os seguintes sistemas sismo-resistentes:

Tabela 8 – Sistemas básicos resistentes

Sistemas básicos sismo-resistente	R	Ω_0	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

Fonte: Adaptado da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Em casos de sistemas diferenciados em cada eixo principal, deve-se aplicar os respectivos coeficientes separadamente na análise. Para estruturas nas quais apresenta mais de um sistema, adota-se o mais desfavorável.

Destaca-se também que, se houver mudanças de sistemas resistentes no eixo ver-

tical, recomenda-se utilizar o valor mais desfavorável em toda a estrutura, sendo resguardadas subestruturas apoiadas em uma principal desde que o peso dela não seja superior a 10% da estrutura base.

Por fim, a NBR 15421 (ABNT, 2006) explicita que, assimetrias na massa e rigidez da estrutura são altamente indesejáveis sob solicitações sísmicas, assim como diafragmas com pequena capacidade de dissipação de energia, critérios analisados na seção a seguir.

- f) Configuração estrutural: toda estrutura da categoria sísmica B ou C deve ser classificada em função das suas irregularidades para assim ser estipulada critérios que devem ser verificados e algumas configurações que serão ou não obrigatórias nos modelos de análise numérica.
- Irregularidades no plano: estruturas com tais características devem ser classificada quanto à situação em que se encontra para poder realizar as adaptações necessárias dos critérios pré-estabelecidos, uma vez que as formulações padrões foram previstas para modelos totalmente simétricos. Para isso, a norma especifica três possíveis situações de irregularidades no plano possíveis segundo a tabela a seguir:

Tabela 9 – Irregularidades no plano

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Subseção de referência
1	Irregularidade torcional, definida quando em uma elevação o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção acidental, medido transversalmente a um eixo, é maior do que 1,2 vez a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Os requisitos associados à irregularidade torcional não se aplicam se o diafragma for classificado como flexível, de acordo com item 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 em relação aos eixos ortogonais principais desse sistema	8.5 8.7.3

Fonte: Adaptado da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Para avaliar uma possível excentricidade torcional durante o dimensionamento, a norma não apresenta um método específico para essa estimativa. Portanto,

pode-se adotar os modelos propostos por Miranda (2010) ou Falconí (2008) apresentados na sub-seção de configuração estrutural desse trabalho.

- Irregularidades na vertical: há ainda uma classificação para avaliar irregularidades na vertical, as quais especifica critérios adicionais de verificação no projeto. Tais estruturas são caracterizadas ao apresentarem algum dos itens da tabela 10, devendo assim serem projetadas para atender os requisitos específicos das subseções de referência no caso de irregularidades.

Tabela 10 – Irregularidades na vertical

Tipo de irregularidade	Descrição da irregularidade	Subseção 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 os 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

Fonte: Adaptado da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Assim, para facilitar a visualização das exigências normativas, foi desenvolvida a seguinte tabela:

Tabela 11 – Subseções das irregularidades

Subseção da Norma	Descrição das considerações a serem realizadas
8.3.3	Estruturas com irregularidades do tipo 5 não podem ter mais que dois pavimentos ou 9m. Essa limitação não precisa ser considerada se as forças forem majoradas com a multiplicação pelo fator de sobre-resistência
8.3.4	Deve-se considerar os efeitos do sismo vertical (para irregularidades na vertical) e o horizontal (para irregularidades no plano) com a inclusão da sobre-resistência
8.5	As forças horizontais devem ser aplicadas nos elementos resistentes de forma que produzam os efeitos mais críticos no elemento de análise. Permite-se aplicar as forças separadamente em direções ortogonais sem considerar a superposição de efeitos. Caso seja uma categoria sísmica C com irregularidade do tipo 3, deve-se verificar as direções ortogonais em conjunto com uma combinação de 100% das cargas em uma direção e 30% na direção perpendicular

Tabela 11 - Continuação

8.7.3	O modelo matemático da estrutura deve considerar todos os elementos resistentes assim como as cargas e deslocamentos atuantes, além de representar adequadamente a distribuição de massa e rigidez. No caso de irregularidades no plano, um modelo tridimensional de análise é obrigatório, com cada nó possuindo ao menos três graus de liberdade (duas translações no plano e uma rotação em torno de um eixo vertical). Os diafragmas devem ser modelados adequadamente e pórticos sismo-resistentes conectados a elementos mais rígidos não considerados como parte do sistema resistente devem ser modelados de modo que a ruptura desses elementos não prejudique a sua capacidade resistente
8.8	Os diafragmas horizontais devem ter a capacidade de transmissão dos esforços horizontais aos sistemas verticais sismo-resistentes. No caso de irregularidades no plano do tipo 2, os diafragmas devem ser capazes de transferir as ações dos pavimentos superiores aos inferiores. Para categorias sísmicas C, deve-se incluir a sobre-resistência no dimensionamento dos elementos em contato com o sistema sismo-resistente vertical
9.4.2	Em casos de categoria sísmica C, os valores dos momentos torcionais acidentais devem ser multiplicados pelo fator de amplificação torcional (A_x)
9.5	Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos em relação aos eixos ortogonais principais desse sistema

Fonte: Adaptado da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Os efeitos verticais (E_v) e horizontais incluindo a sobre-resistência E_{mh} são definidos pela NBR 15421 (ABNT, 2006) no item 8.4 como:

$$E_v = 0,5 \cdot \left(\frac{a_{gs0}}{g}\right) \cdot G \quad (2.23)$$

$$E_{mh} = \Omega_0 \cdot E_h \quad (2.24)$$

Onde:

- * E_v representa o efeito do sismo vertical;
- * g representa a aceleração da gravidade;
- * G representa as cargas gravitacionais;
- * E_{mh} representa o efeito do sismo horizontal, incluso a sobre-resistência;
- * Ω_0 representa o valor da sobre-resistência apresentado na tabela 8;
- * E_h é efeito do sismo horizontal.

Quanto aos modelos dos diafragmas, eles devem ser capazes de transferir as forças sísmicas horizontais do seu ponto de aplicação até o mecanismo sismo-resistente. No método das forças horizontais equivalentes, a força em cada elevação x é dada por:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_x \quad (2.25)$$

Onde:

- * F_{px} representa força mínima a ser aplicada ao diafragma na elevação x ;
- * F_i representa a força horizontal aplicada na elevação i ;
- * w_i e w_x representam as parcelas do peso efetivo total correspondente às elevações i e x , respectivamente;
- * n é o número total de elevações.

Salienta-se que, os diafragmas podem ser considerados como flexíveis desde que a sua máxima deflexão horizontal seja maior que o dobro da média dos deslocamentos dos seus extremos. Diafragmas de concreto que possuem uma relação entre vão e profundidade menor do que 3,0 e não apresentam irregularidades no plano, podem ser classificados como rígidos.

Quanto às fundações, a NBR 15421 (ABNT, 2006) permite considerar as estruturas como perfeitamente fixas à fundação. Caso o projetista opte por considerar os efeitos da flexibilidade e a interação solo-estrutura, permite-se a realização desde que devidamente justificada.

A norma ainda propõe como modelo de flexibilização a discretização em um conjunto de molas e amortecedores associados a cada grau de liberdade da fundação. As propriedades do solos devem ser definidas experimentalmente para tal abordagem e para análise dinâmica se deve utilizar apenas de 50% das suas propriedades mecânicas.

Quanto a verificação de tombamento, excetuando-se estruturas do tipo pêndulo invertido, é permitido uma redução de 25% das forças horizontais equivalentes ou 10% caso determinada pelo método espectral.

- g) Deslocamentos absoluto e relativo de um pavimento: o deslocamento máximo proposto pela norma brasileira é um fator limitante do projeto que assegura uma certa performance operacional ao garantir a estabilidade estrutural durante a solicitação. Assim, realiza-se a análise dos deslocamentos entre os pavimentos considerando os seus deslocamentos absolutos que é estimado com o auxílio do fator de amplificação de deslocamentos C_d (tentativa de representar o comportamento inelástico de maneira simplificada).

Tal parâmetro é um dos principais critérios restritivos na fase de projeto de estruturas com assimetrias no plano das conexões de diferentes regiões da edificação. Nessas situações, a normativa brasileira concomitantemente às bibliografias consagradas

como o FEMA (2010), recomenda utilizar de juntas de construção com a ressalva de que a distância entre as estruturas distintas deve ser o suficiente para que não ocorra o contato das mesmas após o deslocamento absoluto, o que geraria um comportamento unificado.

Assim, o valor limite é definido em função da categoria de utilização, como apresentado na tabela abaixo:

Tabela 12 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δ_x)

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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Onde h_{sx} é a distância entre duas elevações consecutivas no pavimento x . Já os deslocamentos absolutos δ_x devem ser determinados através da equação (2.26), medidos no seu centro de massa:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (2.26)$$

Sendo:

- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos;
- δ_{xe} é o deslocamento estimado no centro de massa do pavimento avaliado através da análise computacional;
- I é o fator de importância de utilização determinado previamente.

Já os deslocamentos relativos Δ_x são determinados através da diferença entre os deslocamentos absolutos do pavimento de análise e o superior. Em caso de irregularidades do tipo 1 na tabela 9, o deslocamento relativo é a maior diferença entre os deslocamentos do contorno do modelo comparando o pavimento de estudo com o seu superior.

Já para a consideração dos efeitos de segunda ordem, deve-se determinar o coeficiente de estabilidade conforme a equação a seguir:

$$\Theta = \frac{P_x \cdot \Delta_x}{H_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (2.27)$$

Onde:

- P_x é a força vertical com ponderação de 1,0, atuante no pavimento x ;
- Δ_x são os deslocamentos relativos entre pavimentos;
- H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x ;
- C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, fornecido anteriormente;
- h_{sx} é distância entre duas elevações consecutivas no pavimento x .

Caso o valor seja inferior a 0,1, não é necessário considerar os acréscimos dos efeitos de segunda ordem gerados pela ação sísmica. Salienta-se que o coeficiente deve ter valor inferior ao Θ_{max} definido na Equação (2.28).

$$\Theta_{max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25 \quad (2.28)$$

Se $0,1 < \Theta < \Theta_{max}$ os esforços nos elementos e os deslocamentos devem ser majorados pelo fator $(1/1 - \Theta)$.

- h) Determinação do Período: a NBR 15421 (ABNT, 2006) propõe um método simplificado para estimar o período natural da estrutura (T_a) através da equação (2.29).

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \leq C_{up} \quad (2.29)$$

Onde C_{up} é apresentado pela tabela 13.

Tabela 13 – 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

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Já C_T 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.

k) Força horizontal total: a determinação força horizontal sísmica na base da estrutura em uma dada direção é definida por:

$$H = C_s \cdot W \quad (2.30)$$

Onde W é o peso total efetivo para análise, calculado com as cargas permanentes, operacionais de equipamentos fixos e dos reservatórios presentes na estrutura. Caso tenha alguma área de armazenamento ou estacionamento, adiciona-se ainda 25% da carga acidental.

Já o coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} \geq 0,01 \quad (2.31)$$

Sendo:

- a_{gs1} é a aceleração espectral para o períodos de 1,0s;
- g é a aceleração da gravidade;
- I é o fator de importância;
- R é o coeficiente de modificação da resposta;
- T é período fundamental da estrutura.

i) Considerações sobre a torção: o projeto deve incluir uma torção inerente (M_t) nos pisos oriunda da excentricidade do centro de massa em relação ao centro de rigidez acrescido de um momento torcional acidental (M_{ta}), considerando um deslocamento de 5% da dimensão da estrutura em cada um dos eixos do plano.

No caso de aplicação simultânea de carregamento, a NBR 15421 (ABNT, 2006) aceita a consideração do momento torcional na direção mais crítica. Em situações de estruturas com irregularidades de descontinuidade nos elementos resistentes verticais (tipo 3), os momentos acidentais devem ser multiplicados pelo fator de amplificação a seguir:

$$A_x = \left(\frac{\Delta_{max}}{1,2 \cdot \Delta_{avg}} \right)^2 \leq 3,0 \quad (2.32)$$

Onde:

- Δ_{max} é o deslocamento máximo na elevação x;
- Δ_{avg} é a média dos deslocamentos de pontos extremos da estrutura, medidos na mesma direção.

j) Distribuição das forças sísmicas: a força horizontal total deve ser distribuída verticalmente nas elevações de acordo com a seguinte expressão:

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad (2.33)$$

Sendo,

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.34)$$

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 e x, respectivamente;
- h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i e 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 0,5 s, $k=1$;
 - * para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s, $k=(T+1,5)/2$;
 - * para estruturas com período superior a 2,5 s, $k=2$.

Uma vez calculado os valores da força estática equivalente por pavimento, deve-se determinar a distribuição entre os elementos sismo-resistentes no plano, a qual a NBR 15421 (ABNT, 2006) propõe que seja em função da rigidez equivalente de cada elemento resistente.

Para isso, pode-se adotar dos métodos apresentados na sub-seção de configuração estrutural dos conceitos básicos de um projeto sismo-resistente desse trabalho.

Capítulo 3

ANÁLISE DE MODELOS SISMO-RESISTENTES

Na análise e comparação dos modelos, avaliou-se o desempenho sísmico de um edifício residencial simétrico localizado em uma zona de agressividade III da NBR 6118 (ABNT, 2014) dimensionado para as solitações normais da NBR 8681 (ABNT, 2003). Para isso, utilizou-se das etapas de cálculo e critérios da NBR 15421 (ABNT, 2006). Devido à dimensão do projeto, sua planta de formas foi exposta no apêndice A.

Nos modelos iniciais, utilizou-se do *Eberick* (ALTOQI, 2019) para a obtenção dos deslocamentos e tensões de dimensionamento. Optou-se pela ferramenta comercial com o intuito de trazer uma abordagem na qual as soluções utilizadas sejam representativas às encontradas em um escritório de projeto.

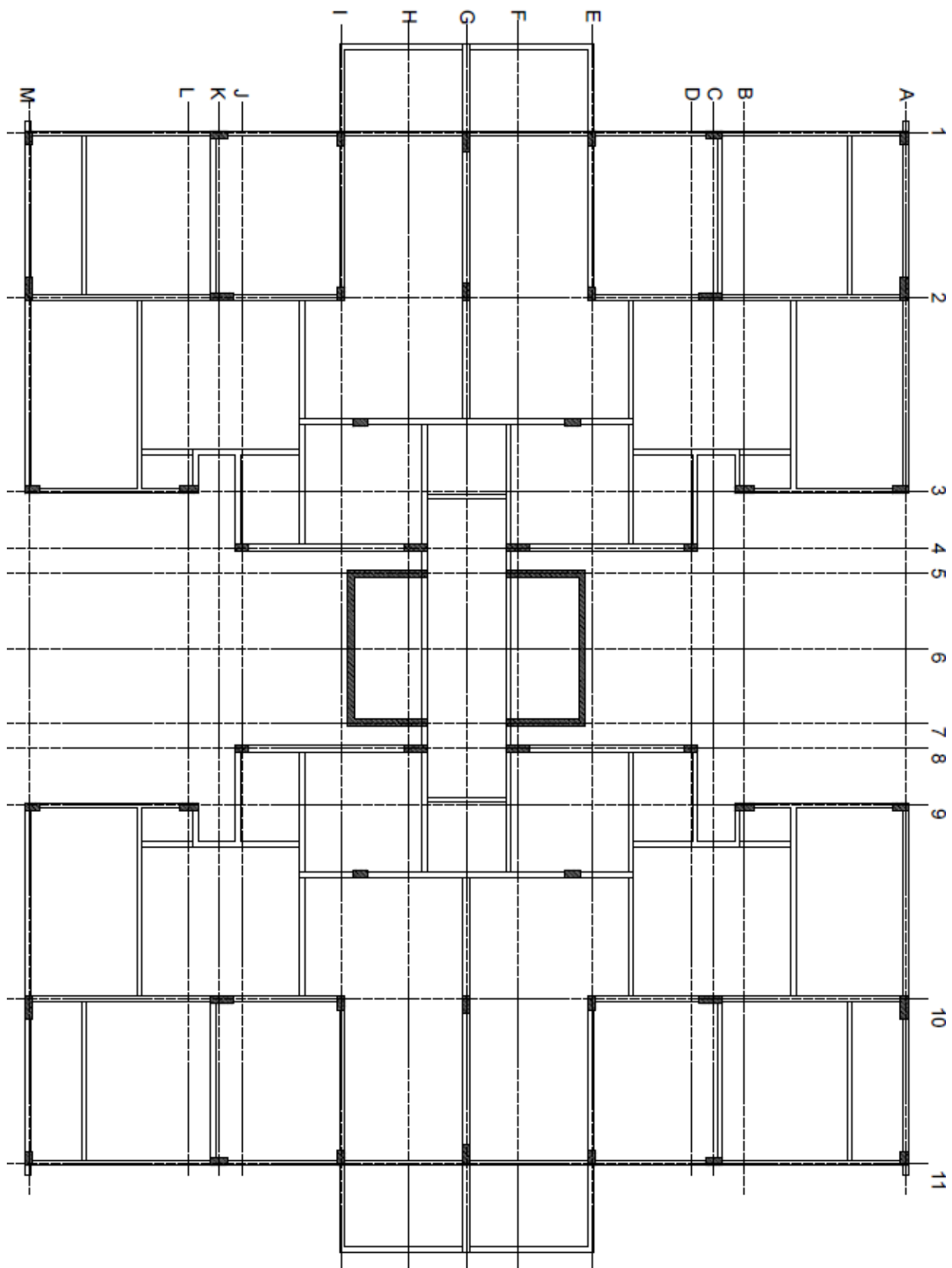
Com o intuito de preduzir resultados mais significativos, adotou-se a aceleração sísmica horizontal de $0,30 \cdot g$, ultrapassando a abrangência da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Contudo, uma vez que há uma equivalência normativa com o *Uniform Code Building* nesse quesito, utilizou-se dos dados da zona 3 da diretriz internacional (litoral Oeste dos Estados Unidos da América e em algumas regiões do Alaska, com o valor de PGA igual a 0,3) com as devidas adaptações das equações 2.19 e 2.19, respectivamente.

A respeito da disposição vertical, para simplificar o modelo se pressupõe que os nove pavimentos são iguais em planta, sem as divergências usuais que ocorrem no projeto do pavimento térreo e cobertura. Para garantir uma análise focada na supraestrutura, considerou-se que o solo possui alta capacidade de carga. Logo, a interação com o solo se representou por um engaste perfeito, como permitido pela NBR 15421 (ABNT, 2006).

Definidos os parâmetros iniciais, separou-se a planta baixa nos seguintes eixos principais:

Figura 40 – Modelo pré-dimensionado



3.1 PROCEDIMENTO DA NBR 15421:2006

Em seguida, para o modelo apresentado, realizou-se o procedimento proposto pela NBR 15421, sempre destacando os pontos nos quais houve a necessidade de testes e adaptações para a aplicação devido à irregularidade no plano.

- a) Zoneamento sísmico: uma vez que o valor da aceleração horizontal utilizada é superior à abrangência da norma brasileira, para a zona sísmica adotou-se a localidade crítica. Assim, classifica-se a estrutura na zona 4.
- b) Definição da classe do terreno: de acordo com a tabela 4 e da premissa da alta capacidade de carga do solo, classificou-se o terreno como classe D.
- c) Definição do espectro de resposta do projeto: utilizando das tabelas 16-Q e 16-R do UBC (1997) e das equações 2.21 e 2.22 para realizar a conversão, obteve-se que $C_a = 1,2$ e $C_v = 1,8$ respectivamente, para um $a_g = 0,3g$. Tal valor pode ainda ser validado ao realizar a extrapolação linear dos dados apresentados na tabela 5. Para mais informações consultar o referido código normativo.
- d) Categorização sísmica da estrutura: de acordo com a tabela 6, o projeto se enquadra na Categoria de Utilização I, logo, $I = 1,0$. Já para a determinação das categorias sísmicas, identificou-se como categoria C de acordo com a tabela 7. Ao ser classificada nesse critério, a norma brasileira exige de acordo com a subseção 8.5 que deve-se verificar as direções ortogonais críticas com combinações que incluem simultaneamente 100% da força horizontal em um dos eixos e 30% na direção perpendicular.
- e) Requisitos sismo-resistentes básicos: classificou-se a estrutura segundo a tabela 8 como um sistema dual, com pórticos e pilares-parede com funções sismo-resistentes. Por terem sido projetado para combinações normais, entende-se que o nível de detalhamento é usual para ambos os casos. Desse modo, obtém-se que $R = 4,5$, $\Omega_0 = 2,5$ e $C_d = 4$.
- f) Configuração estrutural: primeiramente, para avaliar a existência de irregularidade torcional, aplicou-se forças concentradas horizontais de 10 kN em cada um dos pilares do eixo 1 no seu nó superior e apenas no pavimento cobertura.

Para determinar os deslocamentos, realizou-se uma análise linear e com a consideração de diafragma rígido, mensurando assim os deslocamentos nos nós dos eixos horizontais A e I do eixo 3, o qual resultou em 0,39 cm em ambas as localidades. Como nenhum desses deslocamentos ultrapassa em 20% o valor da sua média, conclui-se que não há irregularidade torcional nesse primeiro modelo.

Continuando a avaliação de irregularidades no plano, inferiu-se que há do tipo 2, exigindo assim a inclusão da sobre-resistência no caso de dimensionamento. Para isso, utiliza-se a equação 2.24. Logo, tem-se que:

$$E_{mh} = \Omega_0 \cdot E_h = 2,5 \cdot E_h$$

Para realizar a análise em um modelo tridimensional e garantir a transmissão dos esforços do diafragma aos elementos resistentes, adotou-se que a laje de 16 cm é maciça.

Contudo, no item 8.3.1 que trata sobre a deformabilidade de diafragmas, a NBR 15421 (ABNT, 2006) exige do projetista a consideração da deformabilidade do modelo que representa a laje no caso de alguma irregularidade no plano, isto é, a consideração simplificadora usual de edificações que a laje possui uma rigidez infinita axial não é permitida.

- g) Determinação do período: como os mecanismos resistentes a sismos presentes na estrutura são basicamente pórticos de concreto armado e pilares parede, adotou-se $C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$. Sabendo que a distância vertical entre dois pavimentos é de 2,88 m e, com um total de 9 pavimentos, tem-se que:

$$T_a = 0,0488 \cdot 25,92^{0,75}$$

Assim, estima-se que $T_a \approx 0,56s$. Como a zona sísmica utilizada é a 4, calcula-se que $C_{up} = 1,5$ atendendo a condição $T_a \leq C_{up}$.

- h) Força horizontal total: com o intuito de generalizar a formulação para o modelo estudado, reescreveu-a em função do peso total efetivo:

$$C_s = \frac{0,3 \cdot 1,8}{0,56 \cdot (4,5/1,0)} \geq 0,01$$

$$C_s = 0,21 \geq 0,01$$

Logo:

$$H = 0,21 \cdot W$$

Para determinar o peso efetivo para a análise, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), deve-se considerar apenas as cargas permanentes atuantes e incluir 25% das cargas acidentais de áreas de armazenamento e de estacionamento.

Assim, com o auxílio da NBR 6120 (ABNT, 1980) para estimar o peso específico aparente dos materiais e através da soma dos volumes da edificação, calcula-se cargas permanentes atuantes:

Tabela 14 – Peso específico aparente

Material	Peso específico aparente (kN/m ³)
Argamassa de cimento e areia	21
Argamassa de gesso	12,5
Asfalto	13
Concreto armado	25
Tijolo furado	13

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 1980).

Para facilitar o cálculo, os volumes dos pilares da cobertura foram inclusos nas repetições dos pavimentos térreo e tipo. Já o forro de gesso foi incluso na execução dos pavimentos tipo. Tem-se portanto:

Tabela 15 – Cargas permanente por pavimento do modelo pré-dimensionado

Pavimento Elemento	Térreo e Tipo (8x)			Cobertura		
	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	Peso (kN)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	Peso (kN)
Contrapiso (3 cm)	15,12	21	317,52	15,59	21	327,39
Forro (3 cm)	13,59	12,5	169,88	-	-	-
Impermeabilização (2 cm)	-	-	-	10,39	13	135,07
Lajes	72,50	25	1812,5	74,80	25	1870,00
Paredes	95,64	13	1243,32	-	-	-
Pilares	19,76	25	493,50	-	-	-
Vigas	21,15	25	528,75	21,15	25	528,75

Quanto às sobrecargas acidentais, utilizou-se novamente da NBR 6120 (ABNT, 1980) para determinar valores mínimos, o que resultou na carga vertical de 7,5 kN/m² para a casa de máquinas, a qual foi distribuída nas lajes do núcleo rígido do último pavimento.

A carga permanente da estrutura e do elevador foi obtida através do Manual de Transportes Verticais em Edifícios (Atlas Schindler, 2008), o qual propõe uma sobrecarga de 1050 kgf/m² para elevadores com área útil semelhante a do projeto.

Por fim, utilizando do Código de Obras de Florianópolis (Município de Florianópolis, 2000), calculou-se a população estimada por apartamento para uma ocupação residencial (adotou-se 2 pessoas por dormitório até 12 m² e 3 por dormitório quando superior a essa área) resultando em 288 pessoas na edificação.

Sendo o consumo diário de 200 litros/pessoa como previsto no código, o volume mínimo do reservatório é de 57600 litros. Contudo, deve-se ainda considerar a reserva técnica de incêndio (RTI).

Adotando o método proposto pela IN003 (CBMSC, 2014a) e IN007 (CBMSC, 2014b), para uma edificação residencial com o risco leve e a vazão dimensionada para o hidrante mais favorável, obtém-se que o volume necessário é de 6307 litros para ter autonomia de 30 minutos com o acréscimo de 2 minutos por hidrante excedente a quatro, como prediz a instrução normativa.

Logo, o volume total do reservatório é de 63907 litros que serão distribuídos na região central do edifício como carga distribuída permanente de $25,06 \text{ kN/m}^2$. Desse modo, formulou-se o quadro resumo das cargas atuantes:

Tabela 16 – Peso efetivo do modelo pré-dimensionado

Tipo da carga	Peso total (kN)
Permanente	44419,63
Acidental	24,38
W	44444,01

- i) Distribuição das forças sísmicas: como o período natural estimado da estrutura está entre 0,5s e 2,5s, calcula-se:

$$k = (0,56 + 1,5)/2 = 1,03.$$

Uma vez que os sistemas resistentes são iguais em ambas as direções, com as equações 2.33 e 2.34 é possível determinar a distribuição das cargas nos pavimentos, apresentada na tabela 17.

Tabela 17 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo pré-dimensionado

Pavimento	h_x (m)	W_x (kN)	k	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	H_x (kN)
Térreo	0,00	3902,09	1,03	0,00	0,000	0,00
Tipo 1	2,88	4565,47	1,03	13572,50	0,022	201,64
Tipo 2	5,76	4565,47	1,03	21715,37	0,044	411,74
Tipo 3	8,64	4565,47	1,03	42081,83	0,067	625,18
Tipo 4	11,52	4565,47	1,03	56595,45	0,090	840,79
Tipo 5	14,40	4565,47	1,03	41219,49	0,113	1058,05
Tipo 6	17,28	4565,47	1,03	85932,12	0,137	1276,62
Tipo 7	20,16	4565,47	1,03	100718,85	0,160	1496,30
Tipo 8	23,04	4565,47	1,03	115569,29	0,184	1716,92
Cobertura	25,92	4018,16	1,03	114834,06	0,183	1706,00
Somatório	-	44444,01	-	628238,96	1,000	9333,24

- j) Torção accidental: sendo em ambos os eixos a força sísmica é igual, calculou-se apenas o momento torçor accidental para a dimensão crítica, isto é, a solicitação atuante na maior dimensão.

Para isso, a NBR 15421 (ABNT, 2006) exige a consideração de uma excentricidade accidental de 5% entre o centro de massa e de rigidez, possibilitando um momento no caso de atuação conjunta das cargas, como é o caso analisado. Assim, sendo a dimensão no eixo X de 27,31 m e no eixo Y 22,88 m, determina-se:

$$M_{ta} = 27,31 \cdot 0,05 \cdot H_x \quad (3.1)$$

Onde:

- M_{ta} é o momento torçor em kN.m;
- H_x é a força horizontal atuante no pavimento x.

Realizou-se o cálculo para os pavimentos:

Tabela 18 – Momento torçor accidental - Modelo Pré-dimensionado

Pavimento	M_{ta} (kN.m)
Térreo	0,00
Tipo 1	275,33
Tipo 2	562,24
Tipo 3	853,68
Tipo 4	1148,10
Tipo 5	1444,77
Tipo 6	1743,23
Tipo 7	2043,20
Tipo 8	2344,45
Cobertura	2329,54

Para acentuar os efeitos, aplicou-se o carregamento no sentido positivo do eixo Z e no centro de massa de cada pavimento.

3.1.1 Propriedades do material

Devido à intensidade das ações atuantes, o modelo é melhor descrito pelo módulo secante proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que é dado por:

$$E_{CS} = \alpha_i \cdot E_{CI} \quad (3.2)$$

Onde:

- $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$, com o f_{ck} em MPa;

$$- E_{CI} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ com o } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Considerando que o concreto será produzido utilizando como agregado graúdo o granito e terá uma resistência característica de 30 MPa, pode-se determinar que $E_{CI} \approx 30673$ MPa, $\alpha_i = 0,875$ e $E_{CS} \approx 26838,40$ MPa.

De acordo com o item 8.2.9 da NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se adotar simplifadamente que o valor do Poisson do material é homogêneo e igual a 0,2. O mesmo item também propõe que o valor do módulo de elasticidade transversal seja igual a $G_c = \frac{E}{2,4}$. Já para a não linearidade física, a norma supracitada apresenta valores únicos como uma abordagem simplificada de acordo com o elemento estrutural:

$$\text{a) Lajes - } (EI)_{SEC} = 0,3 \cdot E_C \cdot I_C$$

$$\text{b) Pilares - } (EI)_{SEC} = 0,8 \cdot E_C \cdot I_C$$

$$\text{c) Vigas - } (EI)_{SEC} = 0,4 \cdot E_C \cdot I_C$$

Onde:

- E_C é o valor do módulo de elasticidade adotado para o concreto;
- I_C é a inércia da seção bruta de concreto incluindo as mesas colaborantes, quando for o caso.

Para a consideração da fissuração, reduziu-se apenas a rigidez à torção das vigas ao utilizar 15% da sua rigidez elástica como preconiza o item 14.6.6.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), apesar da normativa possibilitar uma diminuição maior para a verificação em estados limites últimos.

3.1.2 Análise do formato H

A força sísmica sendo uma força inercial, atua basicamente no centro de massa dos elementos resistentes. Contudo, o método das forças estáticas equivalente não explicita como proceder quanto à distribuição das cargas frente às descontinuidades considerativas no diafragma rígido como é o caso do modelo em formato H.

Para isso, simulou-se a aplicação de uma força estática equivalente no valor de 10000 kN (para manter a ordem de grandeza da força horizontal) distribuída verticalmente de acordo com a NBR 15421(ABNT, 2006) em um dos lados do pórtico resistente e dos pilares-parede e outra situação na qual as forças são distribuídas igualmente entre os eixos 1 e 9, além dos pilares-parede.

Sendo o modelo simétrico, pontos com mesma distância do centro de massa global e auxiliado pelo fato da presença de diafragmas com elevada rigidez, esperava-se que os deslocamentos fossem bem próximos.

Contudo, quando se solicita apenas um dos eixos (1), os resultados da análise em pontos simétricos em relação ao centro de massa da estrutura apresentou tal comportamento apenas no primeiro pavimento. Nos demais, a divergência foi expressa em percentagem de excedência:

Tabela 19 – Cargas aplicadas apenas no eixo 1

Pavimento	Δ(%)
Térreo	0,00
Tipo 1	10,00
Tipo 2	9,70
Tipo 3	11,00
Tipo 4	10,00
Tipo 5	9,32
Tipo 6	9,10
Tipo 7	9,00
Cobertura	9,00

Já quando se aplica a carga no eixo 1 e 9 de maneira simétrica, todos os pavimentos possuem uma diferença percentual nula de deslocamentos analisando pontos simétricos, com exceção da cobertura que apresentou um $\Delta = 0,35\%$, o qual é desprezível. Logo, recomenda-se a distribuição das cargas em dois eixos.

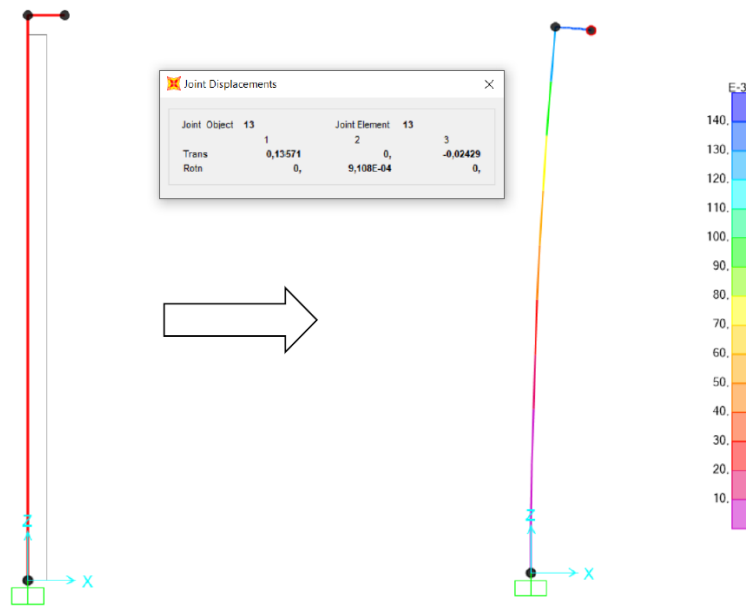
3.1.3 Excentricidades em pilares

Para trabalhar com as excentricidades em modelos reticulados, adotou-se duas abordagens para comparações: a utilização de barras com elevada rigidez conectadas aos nós e a solução com *offsets* rígidos.

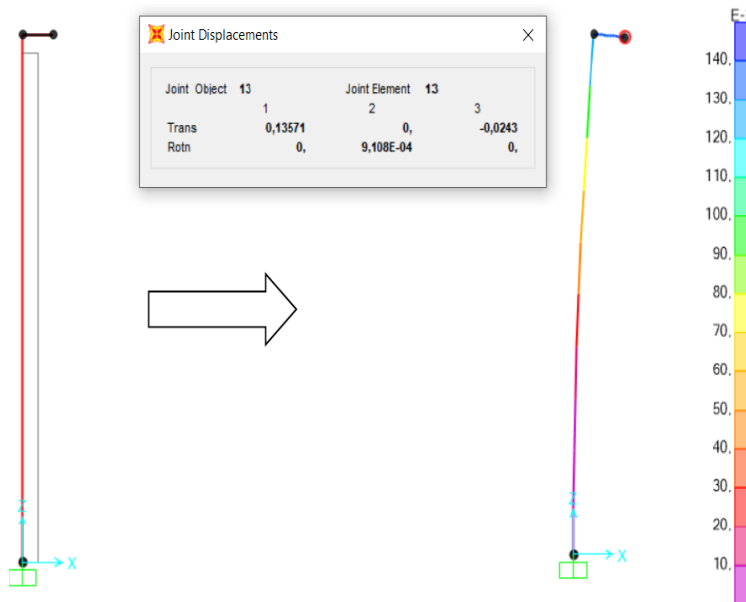
Na primeira análise, para a obtenção de uma seção indeformável axialmente, estipulou-se uma área extremamente elevada (1^{10}), momentos de inércias na mesma ordem de grandeza, massa do elemento nula e as demais dimensões extremamente pequenas para não alterar o carregamento. Visando validar os resultados obtidos, aplicou-se uma carga de 50 kN no nó externo da barra rígida resultando nos deslocamentos da figura 41.

O modelo foi reproduzido no *Ftools* (TECGRAF/PUC-RIO, 2018) e *MASTAN2* (W. GALLAGHER R., 2006), os quais resultaram nos mesmos valores de deslocamento e esforços. Quanto à segunda solução apresentada, utilizou-se do modelo proposto por Cook et al. (2001), o qual está integrado ao programa *SAP2000* (CSI, 2006). Assim, definiu-se a distância da aplicação da carga ao nó como uma região de *offset* rígido, o que resultou na configuração a seguir.

Figura 41 – Excentricidade de pilares com barras rígidas



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Figura 42 – Excentricidade de pilares com *offset* rígido

Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Uma vez que os resultados foram equivalentes, utilizou-se do segundo método de discretização.

3.1.4 Modelo inicial do pilar-parede

Para a representação do pilar-parede adotou-se uma abordagem mais prática que tentasse reproduzir todos os efeitos essenciais apresentados na revisão bibliográfica. Dessa maneira, barras com a inclusão de um GDL por nó seria a melhor alternativa. Todavia, por necessitar a alteração da formulação do software no qual se desenvolve o modelo, tal método é impraticável em programas convencionais de análise presentes em escritórios de projetos estruturais.

Portanto, optou-se por uma discretização usual do núcleo em 3 elementos de barras (cada uma representa uma face do pilar-parede) conectadas entre si por barras rígidas.

3.1.5 Modelo inicial das lajes

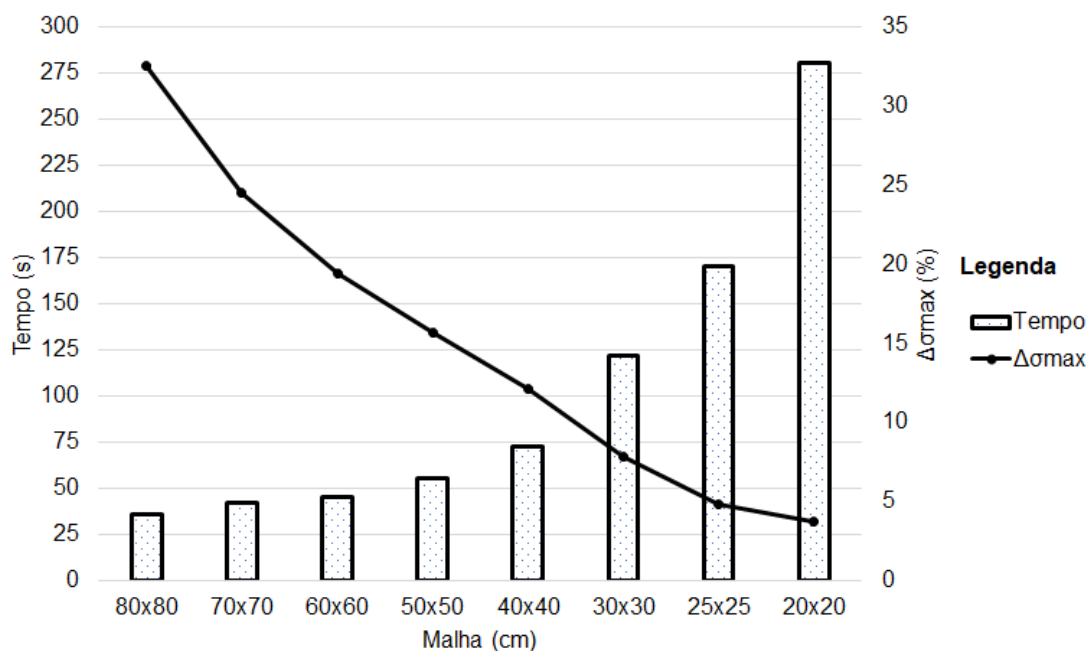
Em uma primeira abordagem, devido à difusão da representação desse modelo nos programas convencionais de cálculo estrutural, representou-se a laje pela analogia de grelha. Para determinar o refinamento da malha necessário, discretizou-se as lajes no *Eberick* (ALTOQI, 2019) com diferentes dimensões considerando $J/I=2,50$ e aplicou-se cargas horizontais nos pilares da cobertura de 100 kN na face esquerda da edificação.

Como critério de convergência, optou-se por uma análise de custo x benefício que associa a variação das tensões ($\Delta\sigma_{máx}$) entre as malhas com refinamentos consecutivos e o tempo computacional (processamento gráfico e análise estrutural) necessário para cada modelo. Como há a variação da posição das barras da grelha conforme o tamanho da malha, utilizou-se do valor médio no local de controle. Tem-se assim:

Tabela 20 – Discretização do modelo pré-dimensionado

Malha	Tempo (s)	$\Delta\sigma_{máx}$ (%)
80x80	35,83	29,96
70x70	41,99	26,39
60x60	45,05	20,28
50x50	55,82	16,96
40x40	72,85	13,65
30x30	121,80	9,58
25x25	170,03	4,80
20x20	280,48	3,75
15x15	746,65	-

Figura 43 – Discretização da Grelha



Uma vez que o resultado apresentado pela malha de 20x20 cm não reduziu significativamente a diferença entre as tensões analisadas e incrementou razoavelmente o tempo de processamento, optou-se então pela discretização da grelha com dimensões máximas de 25x25 cm.

3.1.6 Rigidez equivalente

Para a distribuição dos esforços entre os elementos resistentes, de acordo com Süsserkind (1987), pode-se aplicar forças unitárias apenas no último pavimento do modelo para então obter os deslocamentos e conseqüentemente determinar os coeficientes de mola de cada sistema sismo-resistente (o autor denomina em sua obra de sistema de contraventamento, mas deixa claro que o princípio é válido tanto para esforço de vento como de sismo, desde que analisado através de forças horizontais equivalentes).

Portanto, efetuou-se uma série de testes para compreender a correta aplicação e a adequada modelagem. Primeiramente, adotou-se um pórtico simples com dois pilares conectados por uma viga, com cargas que não atingissem a fissuração do modelo para validar os deslocamentos entre os programas: *Ftools* (TECGRAF/PUC-RIO, 2018), *Eberick* (ALTOQI, 2019) e *SAP2000* (CSI, 2006).

Em seguida, acresceu-se mais um pilar e uma viga, aumentando as dimensões do pórtico e comparando com o modelo anterior, o qual resultou na redução dos deslocamentos em 50% e validou a linearidade do sistema. Posteriormente, adotou-se uma abordagem

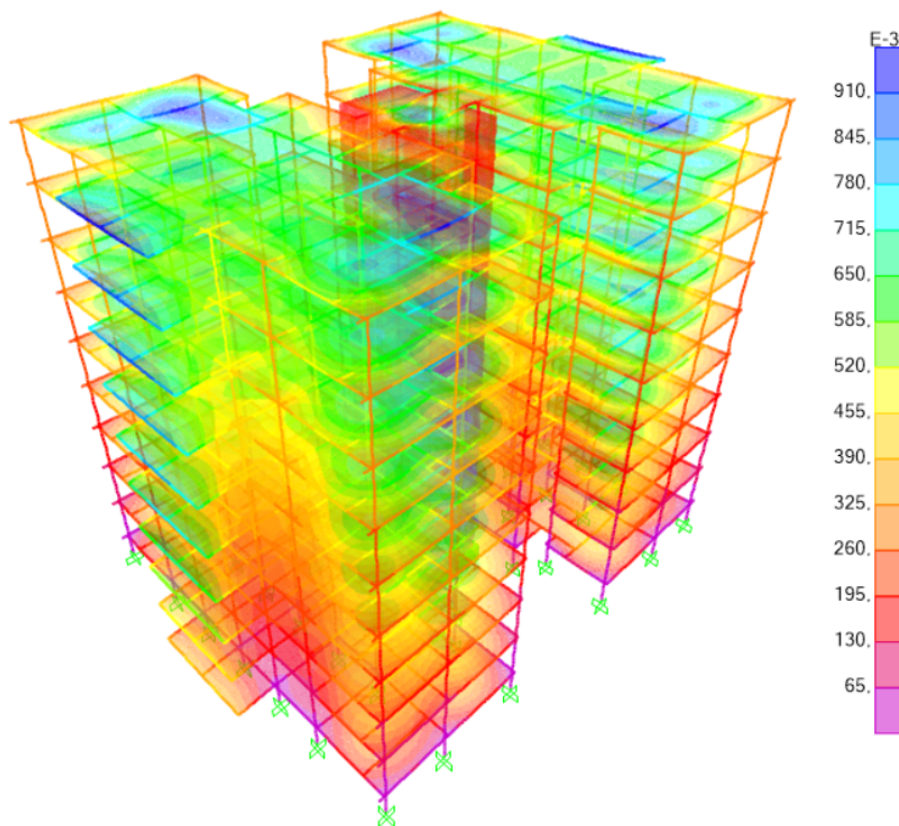
fissurada do problema, alterando apenas as propriedades do material ao incluir o módulo secante e os coeficientes de não linearidades nos elementos estruturais.

Finalizando os testes prévios, realizou-se um modelo tridimensional no *Eberick* (ALTOQI, 2019) e outro no *SAP2000* (CSI, 2006) para a comparação de dois pontos principais: a correta distribuição da rigidez equivalente entre os pórticos, a necessidade de aplicação das forças diretamente nos elementos, e a simultaneidade da solicitação, isto é, se a carga unitária deve ser aplicada de maneira isolada em cada um dos sistemas resistentes.

Após uma série de comparações, constatou-se que a aplicação das forças horizontais deve ocorrer em todos os centro de massas dos elementos resistentes com combinações isoladas (sem simultaneidade), pois os demais casos não conseguem representar a real distribuição de rigidez do pórtico tridimensional.

Uma vez definido a abordagem, aplicou-se forças concentradas de 10 kN nos nós superiores dos pilares do último pavimento de maneira isolada para a determinação da rigidez equivalente (k_{eq}) dos pórticos resistentes. Para facilitar a visualização, o modelo deformado possui uma amplificação de 50 vezes:

Figura 44 – Rigidez equivalente do pilar A-1



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Realizando o mesmo processo para os demais pilares:

Tabela 21 – Rigidez equivalente do eixo X - Modelo pré-dimensionado

Elemento	Deslocamento (cm)	Keq (kN/cm)	%
A1	0,1117	89,53	1,8%
C1	0,0545	183,49	3,6%
E1	0,0347	288,18	5,7%
G1	0,0276	362,32	7,2%
I1	0,0347	288,18	5,7%
K1	0,0545	183,49	3,6%
M1	0,1117	89,53	1,8%
A9	0,1106	90,42	1,8%
B9	0,0618	161,81	3,2%
D8	0,0503	198,81	3,9%
F8	0,0283	353,36	7,0%
H8	0,0283	353,36	7,0%
J8	0,0503	198,81	3,9%
L9	0,0618	161,81	3,2%
M9	0,1106	90,42	1,8%
PS5	0,0297	336,70	6,6%
PS6	0,0320	312,50	6,2%
PS7	0,0297	336,70	6,6%
PI5	0,0297	336,70	6,6%
PI6	0,0320	312,50	6,2%
PI7	0,0297	336,70	6,6%
TOTAL	-	5065,30	100,0%

Tabela 22 – Rigidez equivalente do eixo Y - Modelo pré-dimensionado

Elemento	Deslocamento (cm)	Keq (kN/cm)	%
M1	0,1351	74,02	3,4%
M2	0,0884	113,12	5,2%
M3	0,0596	167,79	7,7%
L4	0,0555	180,18	8,3%
L8	0,0555	180,18	8,3%
M9	0,0596	167,79	7,7%
M10	0,0884	113,12	5,2%
M11	0,1351	74,02	3,4%
PS5	0,0542	184,50	8,4%
PS6	0,0552	181,16	8,3%

Tabela 22 - Continuação

PS7	0,0542	184,50	8,4%
PI5	0,0542	184,50	8,4%
PI6	0,0514	194,55	8,9%
PI7	0,0542	184,50	8,4%
TOTAL	-	2183,93	100,0%

3.1.7 Limitação de deslocamentos e efeitos de segunda ordem

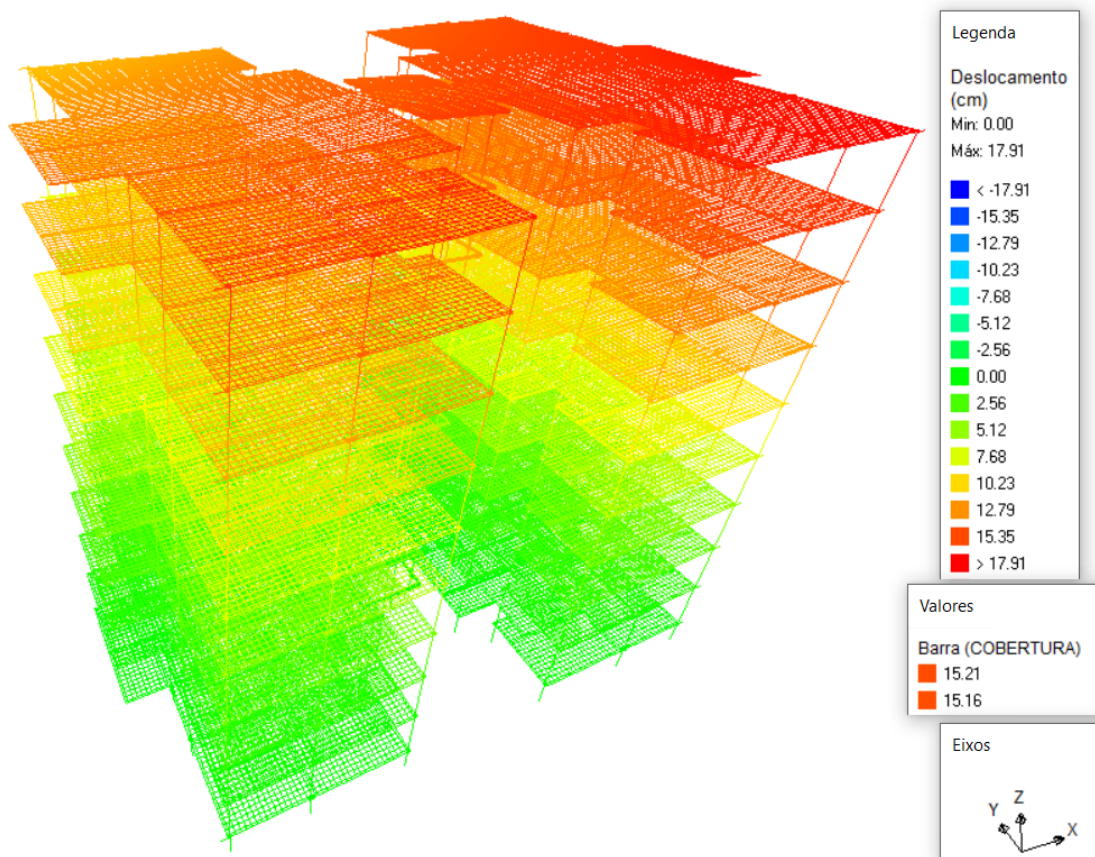
Verifica-se também o critério da NBR 15421 (ABNT, 2006) quanto ao deslocamento máximo relativo e absoluto do modelo computacional. De acordo com a tabela 12, o valor de deslocamento máximo permitido entre pavimentos é de 5,76 cm em todo o modelo, uma vez que a distância vertical entre pavimentos é constante (2,88 m).

Para que facilite o procedimento no caso de haver a necessidade de redimensionamento, optou-se por utilizar o programa Eberick (ALTOQI, 2019) para a verificação dos deslocamentos e efeitos de segunda ordem.

Assim, através da equação 2.26, verificou-se os deslocamentos críticos de cada pavimento obtidos pela análise computacional em duas combinações críticas, mensurando os deslocamentos críticos em X quando a força sísmica nessa direção é máxima $(1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 0,5 \cdot Mta + 1,0 \cdot F_x + 0,3 \cdot F_y)$. O mesmo se aplica para o eixo Y $(1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 0,5 \cdot Mta + 0,3 \cdot F_x + 1,0 \cdot F_y)$.

Já para a determinação do Θ , utilizou-se a ponderação de cargas unitária, como exige a NBR 15421 (ABNT, 2006) para solicitações verticais $(1,0 \cdot \sum_{i=1}^n G + 1,0 \cdot Q + 0,5 \cdot Mta + +1,0 \cdot F_x + 0,3 \cdot F_y)$ e $(1,0 \cdot \sum_{i=1}^n G + 1,0 \cdot Q + 0,5 \cdot Mta + 0,3 \cdot F_x + 1,0 \cdot F_y)$. Logo, obtém-se a seguinte configuração ampliada 10 vezes:

Figura 45 – Modelo pré-dimensionado com carga 100% no eixo X - Deformação



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

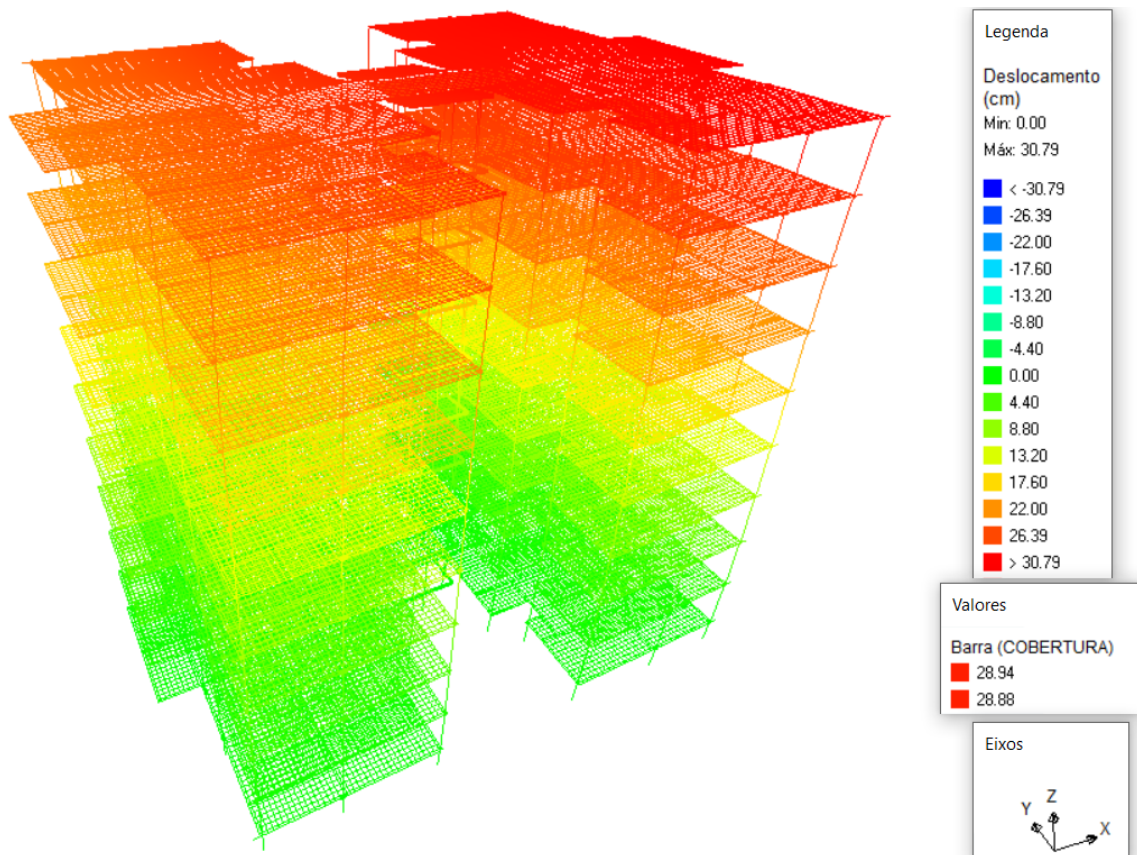
Da qual é possível determinar os deslocamentos relativos:

Tabela 23 – Modelo pré-dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo X

Pavimento	δ_{xe} (cm)	δ_x (cm)	Δ_x	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	0,87	3,48	3,48	4565,47	201,64	0,068
Tipo 2	2,08	8,32	4,84	4565,47	411,74	0,047
Tipo 3	3,70	14,80	6,48	4565,47	625,18	0,041
Tipo 4	5,44	21,76	6,96	4565,47	840,79	0,033
Tipo 5	7,41	29,64	7,88	4565,47	1058,05	0,030
Tipo 6	9,39	37,56	7,92	4565,47	1276,62	0,025
Tipo 7	11,39	45,56	8,00	4565,47	1496,30	0,021
Tipo 8	13,33	53,32	7,76	4565,47	1716,92	0,018
Cobertura	15,21	60,84	7,52	4018,16	1706,00	0,015

Para o outro eixo, tem-se:

Figura 46 – Modelo pré-dimensionado com carga 100% no eixo Y - Deformação



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Tabela 24 – Modelo pré-dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo Y

Pavimento	δ_{ye} (cm)	δ_y (cm)	Δ_y	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	1,85	7,40	7,40	4565,47	201,64	0,145
Tipo 2	4,48	17,92	10,52	4565,47	411,74	0,101
Tipo 3	7,75	31,00	13,08	4565,47	625,18	0,083
Tipo 4	11,36	45,44	14,44	4565,47	840,79	0,068
Tipo 5	15,09	60,36	14,92	4565,47	1058,05	0,056
Tipo 6	18,78	75,12	14,76	4565,47	1276,62	0,046
Tipo 7	22,32	89,28	14,16	4565,47	1496,30	0,038
Tipo 8	25,69	102,76	13,48	4565,47	1716,92	0,031
Cobertura	28,94	115,76	13,00	4018,16	1706,00	0,027

Como o valor de Θ é superior ao limite apresentado pela NBR 15421 (ABNT, 2006) e os deslocamentos relativos entre os pavimentos obtidos estão acima do permitido, é necessário redimensionar a edificação.

Nota-se também que as deformações apresentadas não sugerem uma interferência significativa da torção acidental nos deslocamentos globais do modelo. Assim, para avaliar melhor a sua influência, retirou-se os momentos aplicados em cada pavimento e comparou os deslocamentos obtidos com o modelo prévio, o qual os deslocamentos não divergiram 5% do atual.

Portanto, optou-se por adotar o modelo com a torção acidental apenas para a adequação ao ELU da NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.2 ADEQUAÇÃO AO ELU DA NBR 6118:2014

Por conseguinte, adequou-se os elementos estruturais que não apresentaram os requisitos mínimos prescritos quanto ao ELU pelas norma brasileira vigente. Para isso, utilizou-se dos critérios apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014) para a verificações dos componentes resistentes e caso necessário, seu redimensionamento.

Reforça-se entretanto que o presente trabalho tem como objetivo o estudo dos critérios de modelagem. Logo, optou-se por apresentar o procedimento de adequação ao ELU da NBR 6118 (ABNT, 2014) de maneira sucinta no apêndice B.

Quanto às hipóteses de dimensionamento, utilizou-se do modelo de analogia de grelhas com o limite superior da redução de torção superior apresentada por Coelho (2000) ($J/I=2,50$). Ainda a respeito da laje, considerou-se a existência de continuidade com a laje adjacente, o que configuraria do ponto de vista prático uma representação simplificada de engaste, para tentar representar melhor a deformação axial do elemento.

Desse modo, realizou-se o redimensionamento dos elementos necessários com a premissa de alterar o mínimo possível a estrutura, sendo respeitada alguns critérios como a manutenção da arquitetura e a não alteração da posição e dimensão do fosso do elevador.

Vale ressaltar que a alteração dos componentes do sistema estrutural resultam na modificação das cargas horizontais e redistribuição dos esforços atuantes. Optou-se portanto por priorizar os elementos críticos, isto é, aqueles que não incrementem consideravelmente o volume de concreto em função do ganho de rigidez no modelo. Essa adequação ocorreu de maneira contínua e simétrica para tentar alterar o manter, dentro do possível, a distribuição da rigidez equivalente.

Como se adotou a classe de agressividade como III, as condições mínimas exigidas de cobertura são: 4 cm para elementos em contato com o solo, vigas, pilares e 3,5 cm para lajes. A resistência mínima do concreto é de 30 MPa.

Já quanto às ações, com a condição de solicitação excepcional no estado limite último, utilizou-se $\gamma_c = 1,2$ para o concreto e $\gamma_s = 1,0$ para o aço.

3.2.1 Dimensionamento das lajes

O cálculo de verificação dos critérios para as lajes utilizou dos esforços obtidos pela analogia de grelhas no eixo X e Y, os quais são determinados através de uma envoltória das combinações últimas apresentadas previamente.

Uma vez definidos os valores solicitantes de projeto e estipulada a seção (altura de 16 cm, maciça), realizou-se as etapas de cálculo do ELU com avaliações se há o atendimento dos critérios normativos e da aceitabilidade executiva. Um exemplo de dimensionamento será apresentado no apêndice B.

3.2.2 Dimensionamento dos pilares

Elementos críticos na análise e responsáveis pelo melhor custo x benefício (ganho de rigidez com menor incremento do peso efetivo), nos pilares houve as maiores alterações na configuração estrutural. Com a aplicação de esforços horizontais de grande intensidade, o esforço cisalhante atuante na seção exigiu um aumento das seções de maneira significativa. Além disso, buscou-se através do redimensionamento dos pilares o enrijecimento necessário do pórtico, pois o critério dos deslocamentos relativos máximos entre pavimentos apresentados na NBR 15421 (ABNT, 2006) não estavam sendo atendidos.

Dessa maneira, realizou-se o incremento das seções com as faces externas fixas até atender as exigências mínimas normativas. Essa etapa foi extremamente custosa para atender a todos os requisitos, exigindo diversas iterações uma vez que o procedimento alterava também as excentricidades com as vigas e por como consequência, os esforços solicitantes. Novamente, será apresentado o cálculo mais detalhado no apêndice B, com as soluções utilizadas.

3.2.3 Dimensionamento das vigas

Com a deformabilidade do diafragma, as vigas apresentaram cargas axiais relevantes, o que exigiu o dimensionamento à flexão composta. Partindo dessa premissa, realizou-se o procedimento de cálculo exposto no apêndice C em cada uma das verificações.

Novamente, a verificação dos elementos críticos com as considerações e formulações expostas foram um processo iterativo. Quanto às solicitações, utilizou-se dos esforços obtidos pela análise do Eberick (ALTOQI, 2019).

Dessa maneira, chegou-se à planta de formas apresentada no apêndice C.

3.3 ADEQUAÇÃO À NBR 15421:2006

Mantendo os critérios para dimensionamento apresentados previamente e a estrutura dimensionada, calculou-se as etapas da verificação sísmica mais uma vez:

Tabela 25 – Cargas permanente por pavimento do modelo dimensionado

Pavimento Elemento	Térreo e Tipo (8x)			Cobertura		
	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	Peso (kN)	V (m ³)	ρ (kN/m ³)	Peso (kN)
Contrapiso (3 cm)	14,79	21	310,59	15,26	21	320,46
Forro (3 cm)	13,26	12,5	165,75	-	-	-
Impermeabilização (2 cm)	-	-	-	10,17	13	132,21
Lajes	70,74	25	1768,5	73,04	25	1826,00
Paredes	95,64	13	1243,32	-	-	-
Pilares	45,39	25	1134,75	-	-	-
Vigas	23,93	25	598,25	23,93	25	598,25

Assim, pode-se determinar o peso efetivo do modelo dimensionado:

Tabela 26 – Peso efetivo do modelo dimensionado

Tipo da carga	Peso total (kN)
Permanente	50340,68
Acidental	24,38
W	50365,06

Retornando ao item h da marcha de cálculo da NBR 15421 (ABNT, 2006):

Tabela 27 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo dimensionado

Pavimento	h_x (m)	W_x (kN)	k	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	H_x (kN)
Térreo	0,00	3920,66	1,03	0,00	0,000	0,00
Tipo 1	2,88	5221,16	1,03	15521,77	0,022	227,78
Tipo 2	5,76	5221,16	1,03	31695,83	0,044	465,12
Tipo 3	8,64	5221,16	1,03	48125,60	0,067	706,22
Tipo 4	11,52	5221,16	1,03	64723,66	0,090	949,79
Tipo 5	14,40	5221,16	1,03	81447,99	0,113	1195,21
Tipo 6	17,28	5221,16	1,03	98273,64	0,136	1442,12
Tipo 7	20,16	5221,16	1,03	115184,02	0,160	1690,27
Tipo 8	23,04	5221,16	1,03	132167,28	0,183	1939,49
Cobertura	25,92	4675,12	1,03	133609,19	0,185	1960,65
Somatório	-	50365,06	-	720748,98	1,000	10576,65

Por conseguinte, avaliou-se a redistribuição da rigidez equivalente:

Tabela 28 – Rigidez equivalente do eixo X - Modelo dimensionado

Elemento	Deslocamento (cm)	Keq (kN/cm)	%
A1	0,0512	195,31	2,22%
C1	0,0284	352,11	4,00%

Tabela 28 - Continuação

E1	0,0208	480,77	5,47%
G1	0,0181	552,49	6,28%
I1	0,0208	480,77	5,47%
K1	0,0284	352,11	4,00%
M1	0,0512	195,31	2,22%
A9	0,0485	206,19	2,35%
B9	0,0312	320,51	3,65%
D8	0,0256	390,63	4,44%
F8	0,0184	543,48	6,18%
H8	0,0184	543,48	6,18%
J8	0,0256	390,63	4,44%
L9	0,0312	320,51	3,65%
M9	0,0485	206,19	2,35%
PS5	0,0182	549,45	6,25%
PS6	0,0188	531,91	6,05%
PS7	0,0182	549,45	6,25%
PI5	0,0182	549,45	6,25%
PI6	0,0188	531,91	6,05%
PI7	0,0182	549,45	6,25%
TOTAL	-	8792,11	100,0%

De maneira análoga no eixo Y:

Tabela 29 – Rigidez equivalente do eixo Y - Modelo dimensionado

Elemento	Deslocamento (cm)	Keq (kN/cm)	%
M1	0,0421	237,53	3,67%
M2	0,0266	375,94	5,81%
M3	0,0208	480,77	7,43%
L4	0,0196	510,20	7,88%
L8	0,0196	510,20	7,88%
M9	0,0208	480,77	7,43%
M10	0,0266	375,94	5,81%
M11	0,0421	237,53	3,67%
PS5	0,0186	537,63	8,31%
PS6	0,0180	555,56	8,59%
PS7	0,0186	537,63	8,31%
PI5	0,0186	537,63	8,31%

Tabela 29 - Continuação

PI6	0,0180	555,56	8,59%
PI7	0,0186	537,63	8,31%
TOTAL	-	6470,52	100,0%

Quanto à torção accidental, adotou-se a mesma abordagem utilizada para o modelo pré-dimensionado:

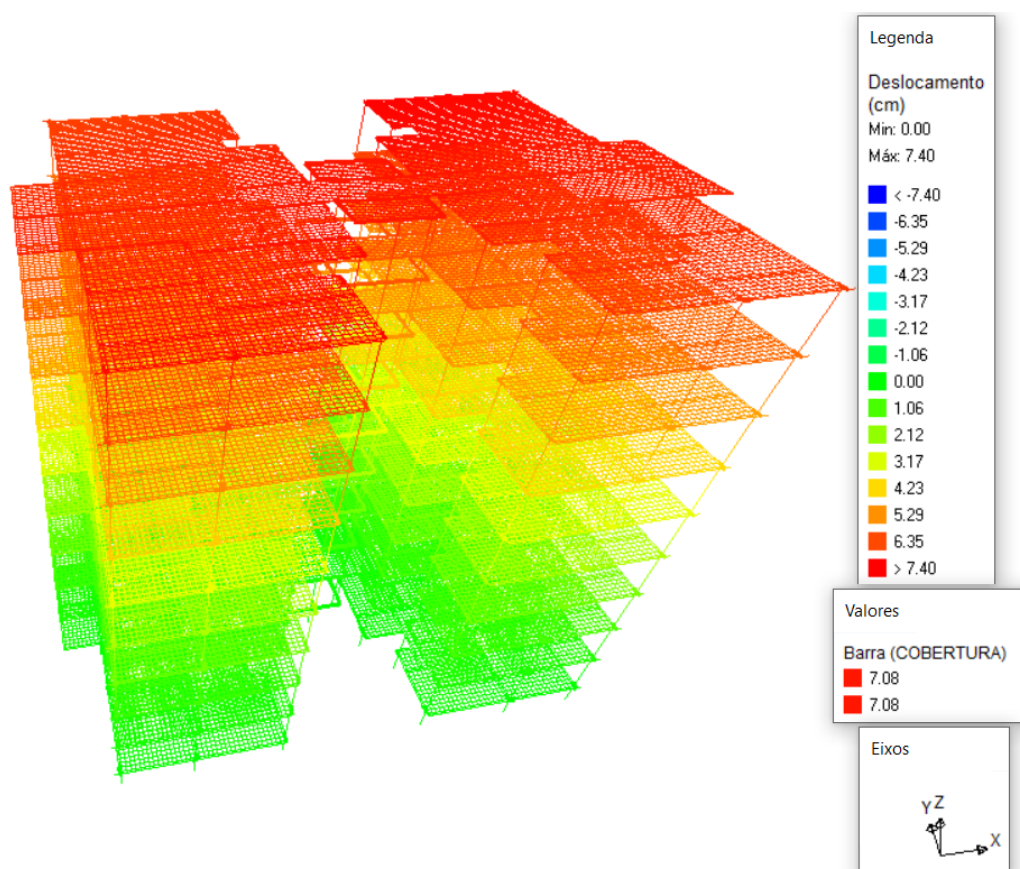
Tabela 30 – Momento torçor accidental - Modelo Dimensionado

Pavimento	M_{ta} (kN.m)
Térreo	0,00
Tipo 1	356,58
Tipo 2	728,18
Tipo 3	1105,59
Tipo 4	1486,90
Tipo 5	1871,10
Tipo 6	2257,64
Tipo 7	2646,12
Tipo 8	3036,28
Cobertura	3069,40

Reforça-se que essa solicitação será apenas inclusa na verificação dos critérios de ELU da NBR 6118 (ABNT, 2014), uma vez que o modelo é bi-simétrico e não possui irregularidades torcionais, os efeitos nos deslocamentos relativos entre pavimentos (critério crítico de projeto da NBR 15421 no caso avaliado) não são significativos para a sua inclusão.

Portanto, com as combinações $1, 2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0, 5 \cdot Q + 1, 0 \cdot F_x + 0, 3 \cdot F_y$ para o eixo X e $1, 2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0, 5 \cdot Q + 0, 3 \cdot F_x + 1, 0 \cdot F_y$ para o eixo Y, tem-se:

Figura 47 – Modelo dimensionado com carga 100% no eixo X - Deformação



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

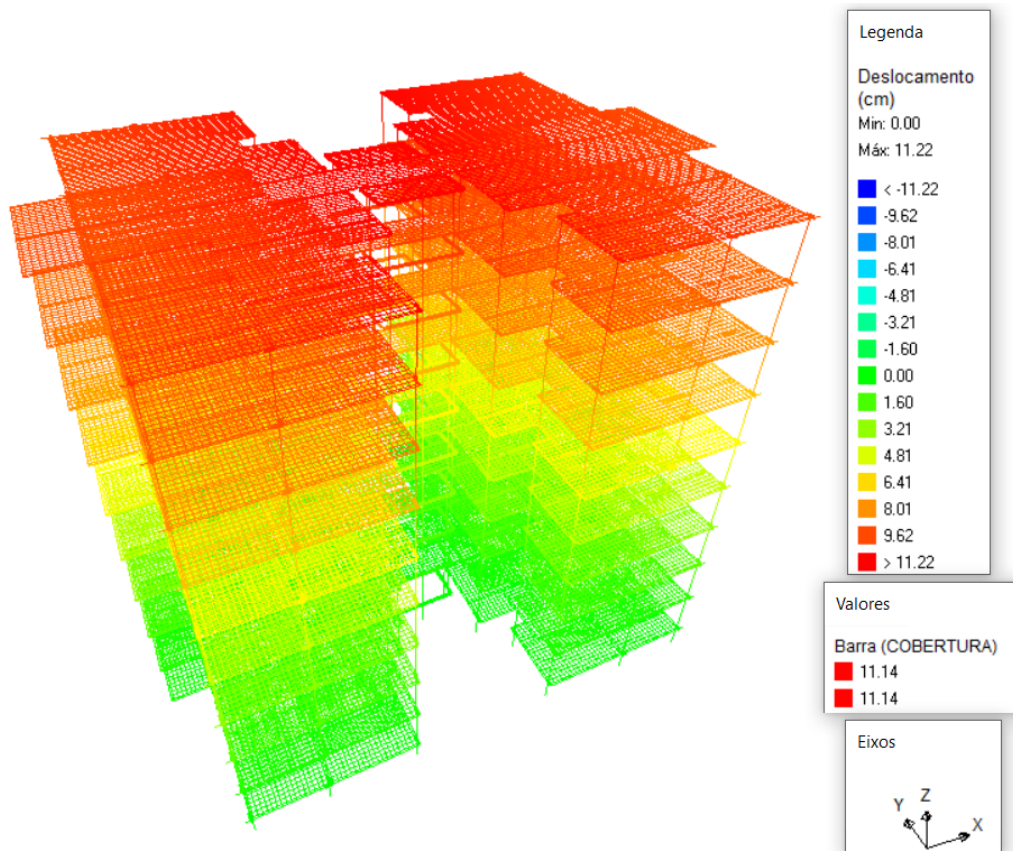
Do qual se calcula:

Tabela 31 – Modelo dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo X

Pavimento	δ_{xe} (cm)	δ_x (cm)	Δ_x	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	0,41	1,64	1,64	5221,16	227,77	0,033
Tipo 2	0,95	3,80	2,16	5221,16	465,12	0,021
Tipo 3	1,67	6,68	2,88	5221,16	706,22	0,018
Tipo 4	2,49	9,96	3,38	5221,16	949,79	0,016
Tipo 5	3,39	13,56	3,60	5221,16	1195,21	0,014
Tipo 6	4,32	17,28	3,72	5221,16	1442,12	0,012
Tipo 7	5,25	21,00	3,72	5221,16	1690,27	0,010
Tipo 8	6,17	24,68	3,68	5221,16	1939,49	0,009
Cobertura	7,08	28,32	3,64	4675,12	1960,65	0,008

Assim como no modelo pré-dimensionado, para a determinação do Θ utilizou-se do coeficiente de ponderação de cargas unitário, como exige a NBR 15421 (ABNT, 2006).

Figura 48 – Modelo dimensionado com carga 100% no eixo Y - Deformação



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Semelhantemente para Y:

Tabela 32 – Modelo dimensionado - Deslocamentos com carga 100% no eixo Y

Pavimento	δ_{ye} (cm)	δ_y (cm)	Δ_y	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	0,70	2,80	2,80	5221,16	227,77	0,056
Tipo 2	1,69	6,76	3,96	5221,16	465,12	0,039
Tipo 3	2,94	11,76	5,00	5221,16	706,22	0,032
Tipo 4	4,33	17,32	5,56	5221,16	949,79	0,027
Tipo 5	5,76	23,04	5,72	5221,16	1195,21	0,022
Tipo 6	7,19	28,76	5,72	5221,16	1442,12	0,018
Tipo 7	8,57	34,28	5,52	5221,16	1690,27	0,015
Tipo 8	9,88	39,52	5,24	5221,16	1939,49	0,012
Cobertura	11,14	44,56	5,04	4675,12	1960,55	0,010

Portanto, o modelo adotado atende ao critério de deslocamento relativo entre pavimentos apresentado previamente (limitado a 5,76 cm com as considerações realizadas) e não é necessário realizar uma análise considerando os efeitos de segunda ordem pois apresenta $\Theta < 0,1$.

Destaca-se ainda que, uma vez que o deslocamento relativo máximo foi o fator limitante para o projeto, necessitou-se redistribuir as tensões atuantes, isto é, o redimensionamento partiu da premissa da uniformização das solicitações no plano para uma melhor distribuição dos esforços.

Desse modo, a utilização de pilares em L nas extremidades da planta (o que na prática seria equivalente à localização dos apartamentos) se mostrou altamente eficiente além de ter um baixo custo-benefício quando comparados o ganho de rigidez com o aumento do peso da estrutura. Portanto, para projetos que apresentarem deslocamentos excessivos, recomenda-se avaliar tal proposta.

3.4 ESTUDOS DE CASOS

Para mensurar quantitativamente os efeitos de cada consideração realizada durante a modelagem convencional, fez-se comparações de deslocamentos e tensões em abordagens diversas que validaram ou não as premissas adotadas.

Optou-se desse modo por utilizar um software único para que não ocorra divergências de resultados decorrente do processo de cálculo interno. Pela maior gama de elementos para a discretização, o *SAP2000* (CSI, 2006) se mostrou mais viável para essa etapa do trabalho.

3.4.1 Lajes

Na avaliação dos modelos de lajes, utilizou-se primordialmente duas abordagens distintas: a discretização em elementos apenas resistentes à flexão e a determinação dos esforços com a inclusão da deformação axial do elemento.

Por ser altamente difundido entre os programas comerciais, optou-se por uma representação das lajes através da analogia de grelha e como solução mais formal, a utilização de elementos finitos. Em ambas as opções se realizou uma discretização na qual almejou a convergência dos valores obtidos sem penalizar excessivamente o tempo de processamento, isto é, os esforços obtidos nas malhas adotadas (anterior e conseguinte) possuam a menor divergência possível sem que ocorra acréscimos exorbitantes no tempo de análise computacional.

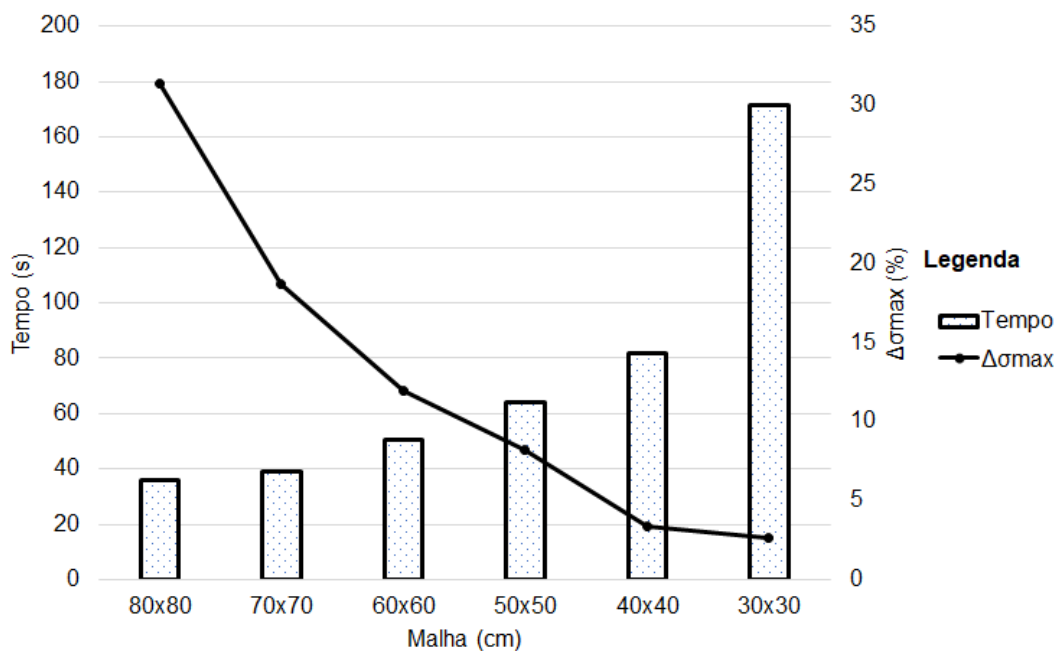
A avaliação da discretização da analogia de grelhas para o modelo com irregularidades no plano foi apresentada na tabela 33, que resultou na malha de 25x25 cm. Apesar do redimensionamento, optou-se por manter a o espaçamento da malha.

Já para a abordagem pelo método de elementos finitos (MEF), adotou-se o modelo dimensionado para a avaliação da convergência; para as conexões entre os elementos de diferentes alinhamentos (devido à arquitetura) e dos elementos de cascas com os elementos reticulados, utilizou-se de elementos triangulares com dimensões compatíveis à malha analisada. Resultou-se assim na seguinte configuração:

Tabela 33 – Discretização do modelo dimensionado

Malha	Tempo (s)	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ (%)
80x80	35,92	31,36%
70x70	38,88	18,67%
60x60	50,45	11,92%
50x50	60,55	8,21%
40x40	77,72	3,40%
30x30	171,29	2,68%
25x25	351,17	-

Figura 49 – Discretização pelo MEF



Adotou-se portanto elementos com área máxima de 1600 cm^2 (40x40 cm) como base para as análises a seguir.

- a) Avaliação da descontinuidade do diafragma: sabe-se que, se devidamente discretizadas e modeladas, em lajes retangulares sem excentricidades e irregularidades no plano, a hipótese que o efeito de diafragma é infinitamente rígido no seu eixo axial é válida (considera-se que a deformação nesse eixo é desprezível) sem grandes divergências nos resultados quando compara-se às soluções mais precisas (SÜSSEKIND, 1987).

Assim, para avaliar o impacto de grandes aberturas no sistema resistente criou-se um modelo simétrico, com um pavimento, sistemas resistentes paralelos e com lajes contínuas (sem aberturas). Por conseguinte, adotou-se seis eixos de pilares no eixo X e cinco no eixo Y, todos com dimensões de 20x20 cm e com altura de 288 cm. As vigas possuem dimensões de 20x30 cm e as lajes, maciças com 10 cm de espessura.

Em seguida, inseriu-se uma abertura de modo que atendesse aos critérios da NSR (2010 apud PEÑA, 2012) para ser considerada como uma irregularidade no plano. As propriedades do materiais são as mesmas especificadas previamente.

Uma vez definidas as características físicas e geométricas, discretizou-se as lajes com a analogia de grelha em uma malha de 25x25 cm. Quanto a rigidez à torção, adotou-se o limite superior apresentado por Coelho (2000): o momento de inércia polar é igual a duas vezes e meia o seu momento de inércia.

Para a consideração da laje infinitamente rígida no seu eixo axial, fundamentou-se na proposta apresentada por Fontes (2005) que sugere a adoção de um nó mestre que ditará o comportamento dos demais. Assim, associou-se os deslocamentos no plano e rotação no plano transversal ao nó no qual está sendo aplicada a carga, além das barras terem rigidez apenas à flexão e torção, desconsiderando a contribuição axial.

Já para o segundo modelo de analogia de grelhas, avaliou-se a capacidade de representar os efeitos de membrana com a consideração da deformação axial no elemento ao atribuir a rigidez representativa por ele sem fatores de redução. Por fim, a discretização pelo MEF representou as lajes em elementos de cascas com a adoção da rigidez completa do elemento (à flexão e axial), com elementos de dimensões máximas 40x40 cm.

Quanto às solicitações, aplicou-se uma carga concentrada no eixo X de 100 kN no pilar de extremidade de análise. Logo, obteve-se os seguintes deslocamentos:

Figura 50 – Analogia de grelhas - Laje indeformável axialmente de 10 cm

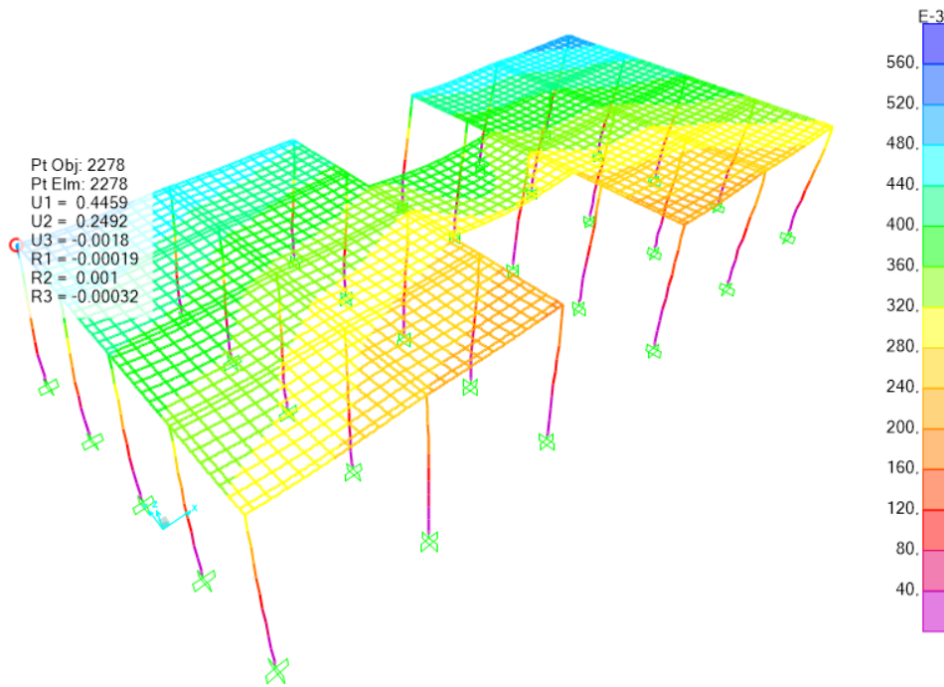
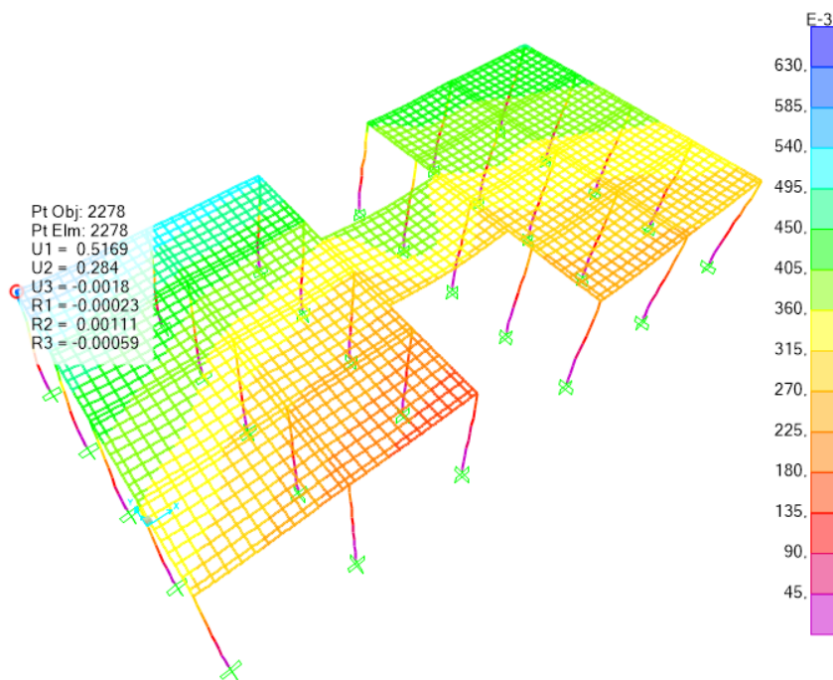
Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Figura 51 – Analogia de grelhas - Laje deformável de 10 cm

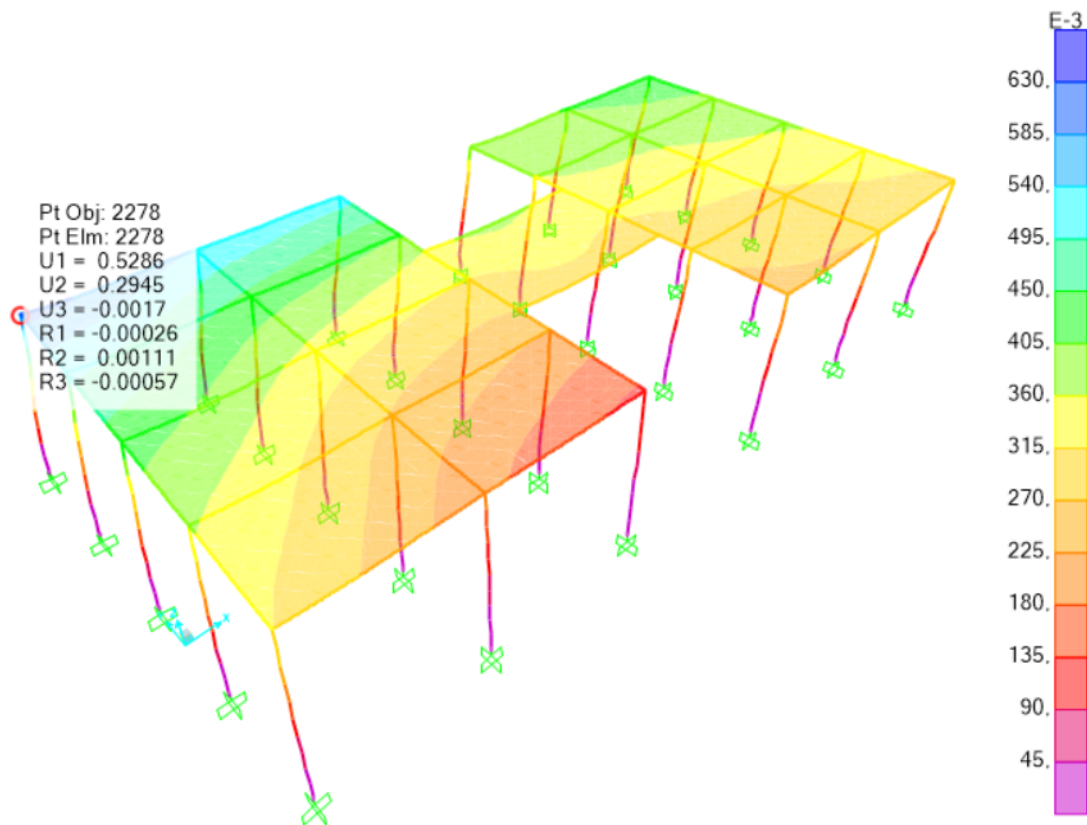
Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Comparando ambos os modelos de analogia de grelha, evidencia-se a divergência contra a segurança de 15,92% entre os deslocamentos no eixo X e de 12,15% no eixo Y da representação indeformável.

Valida-se assim as bibliografias apresentadas que exigem a consideração do deslocamento axial quando há grandes aberturas nas lajes, como preconiza a norma NBR 15421 (ABNT, 2006). Portanto, uma consideração simplificada na qual é comum em escritórios de cálculo para esforços usuais pode acarretar em grandes divergências na análise do modelo.

Para também avaliar a representatividade da analogia de grelha do efeito de membrana, modelou-se pelo MEF:

Figura 52 – MEF - Laje de 10 cm



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Apesar da analogia de grelhas com deformação axial ser uma redução considerável no complexidade do problema, os deslocamentos em X divergiram apenas 2,26% e em Y 1,82%, valores aceitáveis do ponto de vista prático. Assim, a despeito dos deslocamentos, pode-se utilizar dessa abordagem sem divergências considerativas da solução elástica apresentada pela discretização mais refinada.

Já para as tensões atuantes nos elementos, comparou-se os resultados encontrados no ponto crítico (localizado na união da laje central com a aba da esquerda), configurando a seguinte tabela:

Tabela 34 – Tensões máximas - Lajes de 10 cm

Modelo	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m ²)
Analogia de grelhas - Diafragma rígido	630,02
Analogia de grelhas - Diafragma deformável	1561,80
Método dos Elementos Finitos	1481,53

Verificou-se a validação da análise prévia a qual pressupunha a inviabilidade da utilização da premissa de diafragma indeformável axialmente, uma vez que a diferença dos resultados foi de 135,11 % inferior à abordagem com elementos finitos, caracterizando um comportamento contra a segurança.

Por sua vez, a grelha com a rigidez axiforme do próprio elemento resultou em um aumento de 5,42%, o que viabilizou um estudo mais aprofundado de tal representação.

- b) Avaliação da espessura do diafragma: mantendo a geometria do modelo anterior, variou-se a dimensão das lajes para compreender o comportamento do modelo quanto à distribuição dos esforços.

Como as solicitações sísmicas são extremamente elevadas, a norma preza pela garantia do efeito de diafragma, isto é, que os esforços horizontais sejam preponderantemente transferidos aos elementos resistente verticais. Para tentar garantir tal propriedade, é usual a apresentação em bibliografias da solução de enrijecer a laje a ponto de torná-la o mais próxima de indeformável possível.

Assim, aumentou-se a espessura para 16 cm para avaliar se a discretização como diafragma indeformável continua não sendo válida. Os resultados obtidos são:

Figura 53 – Analogia de grelhas - Laje indeformável axialmente de 16 cm

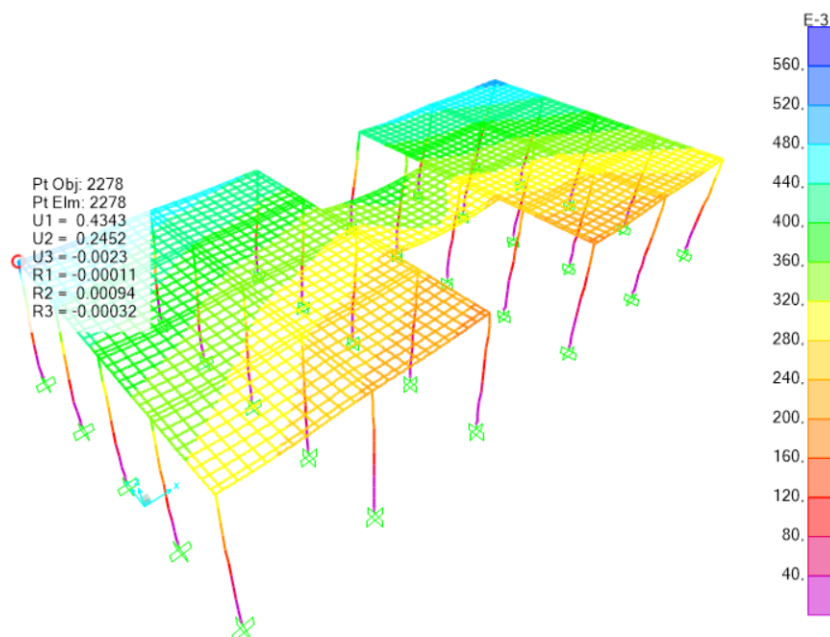
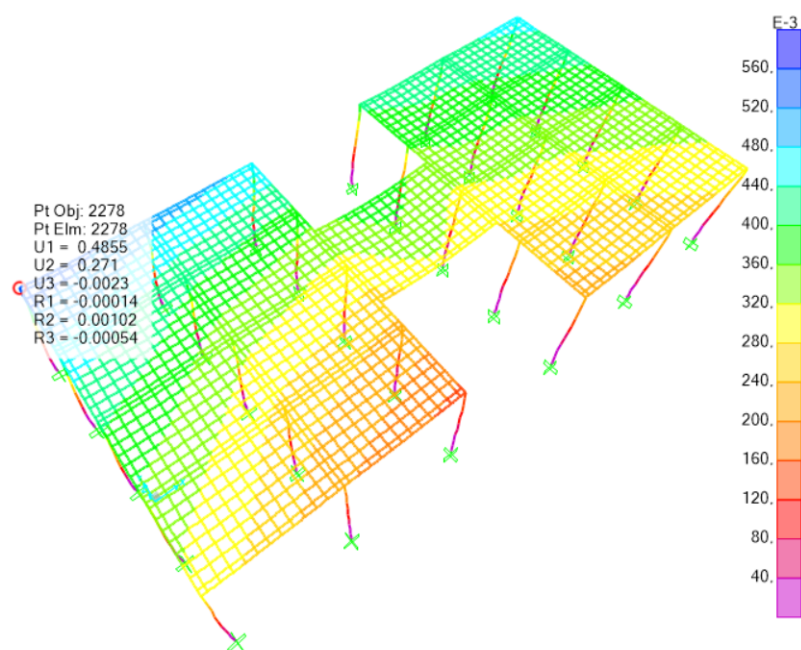
Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

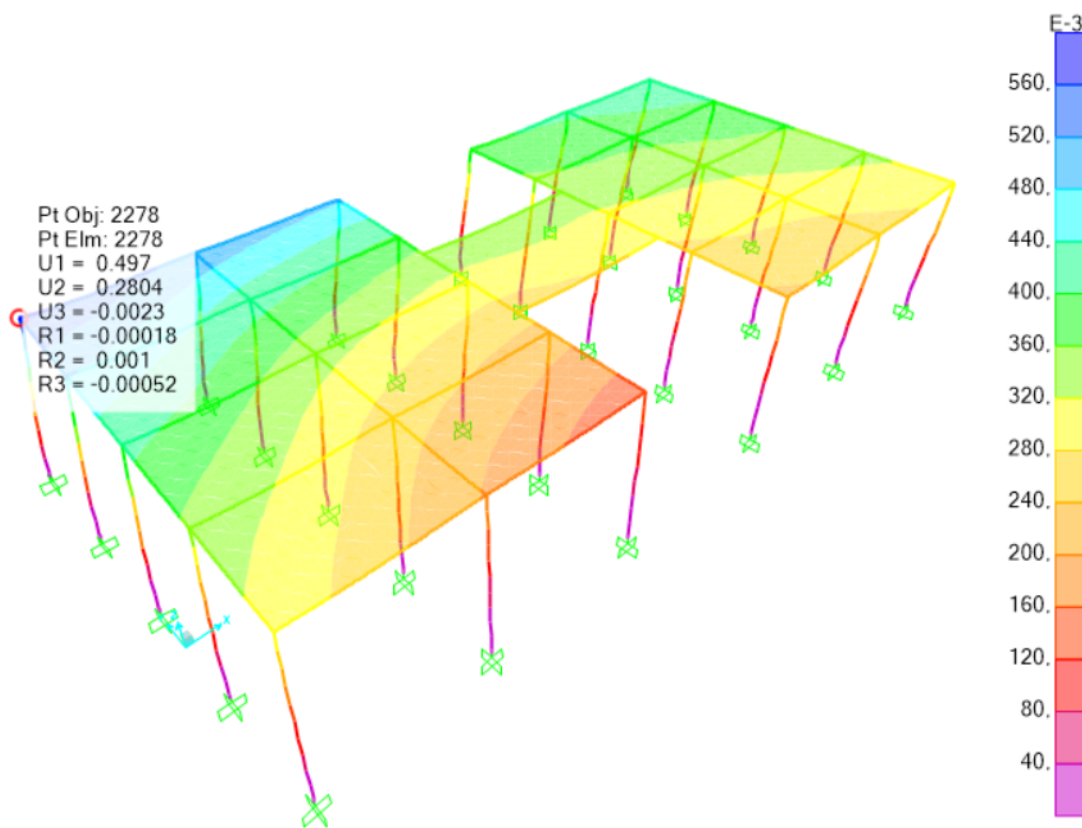
Figura 54 – Analogia de grelhas - Laje deformável de 16 cm

Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

A diferença entre os deslocamentos reduziu um pouco, resultando no eixo X em 11,79% e 10,52% no eixo Y. Apesar da espessura caracterizar um aumento de rigidez considerável, a pressuposição de um comportamento indeformável prévio e a discretização como diafragma infinitamente rígido continua sendo uma consideração contra a segurança, pois resulta em deslocamentos inferiores.

Para validar os modelos proposto de grelha com deformabilidade axial, utilizou-se novamente o resultado obtido pela discretização do MEF:

Figura 55 – MEF - Laje de 16 cm



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Notou-se que a divergência da solução de analogia de grelha com deformabilidade no seu eixo axoide para a solução do MEF mantém-se muito pequena, 2,37% nos deslocamentos do eixo X e para 3,35% no eixo Y, assegurando a equivalência das abordagens quanto a esse critério.

Novamente comparando a tensão crítica em ambos os modelos, tem-se:

Tabela 35 – Tensões máximas - Lajes de 16 cm

Modelo	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m ²)
Analogia de grelhas - Diafragma rígado	703,42
Analogia de grelhas - Diafragma deformável	1500,60
Método dos Elementos Finitos	1417,13

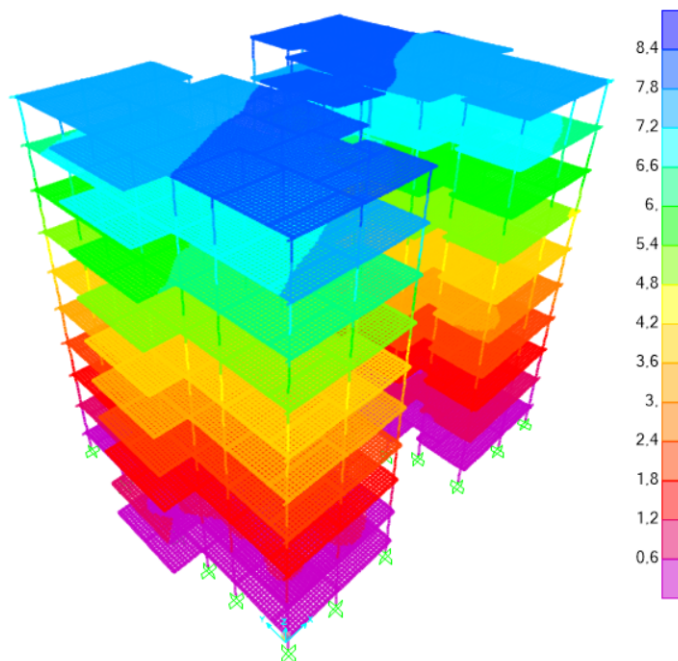
Mais uma vez a discretização com a analogia de grelha rígada apresentou critérios contra a segurança. Quando compara-se ao modelo com a abordagem do MEF, essa variação chegou a 101,46%, enquanto a utilização da sua rigidez axial (modelo de grelha deformável no seu eixo axial) destoou apenas 5,89%.

Dessa maneira, é imprescindível a adoção de modelos que representem o efeito de membrana de maneira adequada com a utilização do MEF.

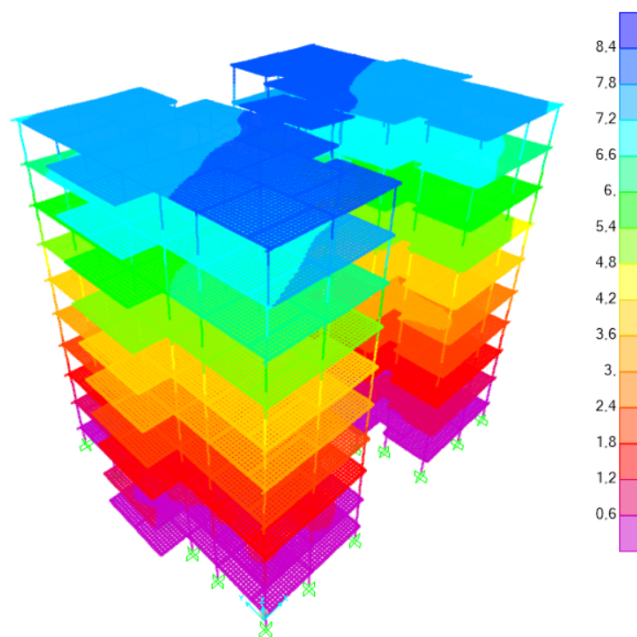
- c) Redução do momento de inércia polar: com o intuito de avaliar a influência do momento de inércia polar das barras da analogia de grelha com deformação axial, fixou-se o valor de $G_c = \frac{E}{2,4}$ e comparou-se os deslocamentos obtidos pelos modelos com diferentes relações entre o momento de inércia polar e o momento de inércia.

Com a utilização da formulação apresentada na equação 2.14, para uma malha de 25x25 cm o valor do momento de inércia polar deve ser reduzido em 17% para que se tenha a relação de 2,0. Já para a relação de 2,5 não é necessário realizar reduções.

Figura 56 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X (J/I=2,0)



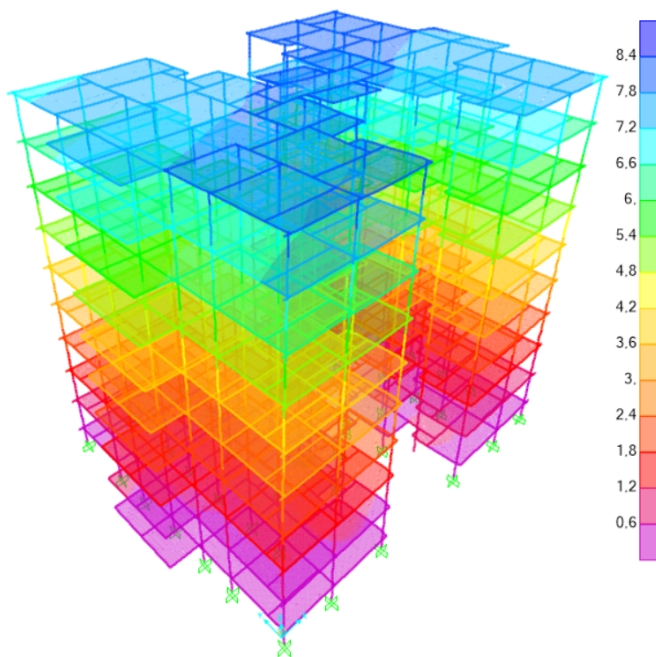
Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Figura 57 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X ($J/I=2,5$)

Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Já para o modelo com elementos finitos, resulta-se:

Figura 58 – Deslocamentos sob carregamento máximo em X - MEF



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Como os modelos possuem a mesma geometria, comparou-se o deslocamento e esforço de cada um dos nós, com destaque para nove divergências críticas sob solicitação no eixo X e oito para o eixo Y. Em seguida, o modelos de analogia de grelha foi comparado à solução do MEF, resultando na tabela a seguir:

Tabela 36 – Deslocamentos dos nós críticos - Solicitação máxima no eixo X

Nó	J/I=2,00 (cm)	J/I=2,50 (cm)	MEF (cm)	Posição X (cm)	Posição Y (cm)	Posição Z (cm)
1	3,565948	3,557850	3,568824	945,40	2147,85	1440,00
2	7,113076	7,090778	7,157997	1102,00	986,90	2592,00
3	7,067588	7,045712	7,105734	1352,94	839,93	2592,00
4	7,071122	7,049359	7,105744	1378,06	944,18	2592,00
5	7,544621	7,515579	7,619989	895,00	7,00	2592,00
6	7,085871	7,064035	7,13088	1102,00	1035,40	2592,00
7	7,290894	7,268313	7,343345	1626,00	1646,80	2592,00
8	7,136186	7,113495	7,181033	1105,00	945,70	2592,00
9	7,544253	7,515211	7,619312	948,80	7,00	2592,00

A maior diferença entre os deslocamentos das analogias de grelha foi de 0,029042 cm, o que equivale a 0,39% do deslocamento no ponto de controle. Quando compara-se os deslocamentos com o modelo mais refinado, a maior divergência para J/I=2,00 foi de 0,99%, enquanto para J/I=2,50 chegou a 1,37%. Já para o eixo Y:

Tabela 37 – Deslocamentos dos nós críticos - Solicitação máxima no eixo Y

Nó	J/I=2,00 (cm)	J/I=2,50 (cm)	MEF (cm)	Posição X (cm)	Posição Y (cm)	Posição Z (cm)
1	4,618547	4,588806	4,623300	945,40	2172,06	1152,00
2	11,558323	11,458133	11,599259	1102,00	986,90	2592,00
3	11,660586	11,559625	11,683005	1352,94	839,93	2592,00
4	11,659642	11,558585	11,679966	1378,06	944,18	2592,00
5	11,134840	11,039423	11,149835	844,60	7,00	2592,00
6	11,558323	11,458133	11,599259	1102,00	1035,40	2592,00
7	11,547996	11,445389	11,587092	1626,00	1646,80	2592,00
8	11,559194	11,458993	11,599259	1102,41	1023,17	2592,00

Nesse caso, o maior diferencial dos deslocamentos entre as abordagens pela analogia de grelha foi de 0,101057 cm, equivalente a 0,87% do deslocamento do ponto. Analogamente ao eixo anterior, comparou-se com o modelo base, resultando em uma diferença máxima de 0,35% para J/I=2,00 e 1,22% para J/I=2,50.

Logo, pode-se afirmar que quanto aos deslocamentos apresentados os modelos são equivalentes. Quando comparados à solução do MEF, os valores ficam extremamente próximos, com uma pequena vantagem do modelo no qual se considera o momento de inércia polar igual a 2 vezes o momento de inércia.

Já para os esforços, comparou-se os elementos reticulados das vigas e as representações das lajes da cobertura para as combinações críticas. Como os modelos possuem tamanhos de barras diferentes com localizações diferentes (a discretização das lajes com elementos de cascas atingiu a convergência com elementos menores), optou-se por realizar a comparação avaliando as solicitações de cada elemento na posição crítica obtida pelo modelo mais refinado. Em todas as comparações a configuração estrutural (direção dos esforços e formato dos diagramas) manteve-se a mesma, modificando apenas os seus valores.

Reforça-se ainda que, para a análise das divergências das vigas se utilizou dos valores no intervalo entre os seus *offsets* rígidos (em caso de excentricidade com o pilar). Assim, formulou-se a tabela 38.

Tabela 38 – Esforços das vigas - Combinação crítica no eixo X

Viga	J/I=2,00			J/I=2,50			MEF		
	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)
	V1	-25,7070	-31,6853	34,0240	-25,7540	-32,2164	35,5300	-28,7090	-33,0058
V3	-0,8350	6,3900	7,2640	-0,8430	6,2827	7,0000	-1,0700	6,1166	6,4470
V7	-16,3690	-20,6846	27,8740	-16,3500	-20,5123	27,4780	-18,2430	-19,8703	23,4580
V8	-20,4160	-73,0782	111,1860	-20,5830	-73,6131	114,4260	-29,6800	-63,4445	70,7790
V11	-18,2800	-33,6227	18,9950	-18,2980	-34,0993	19,9320	-20,9980	-23,6391	12,6950
V13	-1,8100	13,1358	-9,9990	-1,8310	13,5449	-10,1030	-1,9380	11,6387	-10,7250
V15	9,9520	-16,9671	12,8150	10,0030	-16,8000	12,7410	11,0510	-19,3503	11,1300
V16	-53,3070	-71,9918	66,3350	-53,4540	-71,9445	66,6310	-46,5900	-61,1394	60,1610
V19	490,2100	-98,1375	214,9440	488,4740	-97,9033	214,1240	470,3860	-99,7226	188,2780
V20	-22,7120	-62,2056	97,1930	-22,9330	-60,4161	94,6710	-29,4660	-46,8609	74,1630
V22	-25,7800	-64,3078	62,3780	-25,5420	-64,4616	55,9250	-25,9080	-58,1914	70,1310
V23	27,5860	23,1677	18,5160	27,9040	22,8836	17,7520	20,2890	23,8780	20,3330
V48	-1,3200	3,6282	-6,0950	-1,3250	3,6433	-6,1950	-0,7130	3,8140	-5,0960
V52	-11,4340	-30,7974	37,9200	-11,6090	-30,7524	38,3330	-11,0370	-27,5226	27,7100
V54	-31,8700	-72,5539	88,0640	-31,5650	-72,8020	86,5230	-38,0980	-67,1205	65,0300
V55	18,7170	-46,2586	63,3910	18,5800	-46,5627	63,9800	23,1310	-47,1162	76,3420
V60	-24,3180	-20,0793	-29,7580	-24,4060	-19,6935	-29,3890	-30,3810	-19,0616	-25,6350
V62	5,9410	-2,5012	-2,6180	5,9710	-2,4801	-2,6910	4,0620	-2,5058	-3,9890
V63	12,4930	-36,5815	33,9340	11,3360	-36,5873	34,2690	15,2210	-30,6050	26,4720
V65	-18,5180	-31,9863	-31,1010	-18,4820	-32,1795	-31,4750	-14,6250	-31,4921	-29,1930

Na maioria das vigas, o efeito axial foi responsável pelas maiores variações na representação da laje pela analogia de grelhas, chegando a valores incrementais percentuais de 85,13% na viga 48 para a relação $J/I=2,00$ e a 85,83% para $J/I=2,50$; já as reduções críticas ocorreram na ordem de 31,21% para o primeiro modelo e a 30,65% para segundo (viga 8).

Os momentos fletores por sua vez, possuem dois valores incrementais sobressalentes: 42,23% e 44,25% para a viga 11; 32,75% e 28,93% para a viga 20 analisados sob a consideração de $J/I=2,00$ e $J/I=2,50$, respectivamente.

Com relação aos esforços de cisalhamentos, as variações encontradas foram consideráveis quando comparadas aos casos anteriores, com um superdimensionamento nos modelos simplificados.

Quanto à variação do momento de inércia polar, houve uma discrepância máxima entre as grelhas de 10,21% para os esforços normais, 2,96% para os momentos fletores e 11,54% para os esforços de cisalhamento, com uma melhor representatividade quando se adotou $J/I=2,50$ se comparado à discretização pelo MEF sob a combinação crítica do eixo X.

Prosseguindo a comparação para o eixo Y, de acordo com a tabela 39, apresentou-se maior redução nos esforços axiais, com diferenças críticas na viga 62 de 34,69% e 35,00% para as considerações de $J/I=2,00$ e $J/I=2,50$ respectivamente. Os momentos por sua vez apresentaram um incremento mais uniforme, com valores máximos de 32,18% para o primeiro modelo e 31,86% no segundo (viga 7).

A respeito do cisalhamento, o comportamento foi mais regular que os casos apresentados previamente (salvo as vigas 3, 23 e 62), com um valor médio de 14,57% para a primeira abordagem de discretização da analogia de grelhas e 14,45% para a segunda, apesar dos valores mais elevados das vigas 7 e 16 que destoaram da tendência de comportamento.

Por fim, quando se comparou os resultados obtidos em Y por ambos os modelos simplificados, as discordâncias máximas foram de 6,28% na viga 62, a qual teve melhor representatividade pela abordagem que utiliza $J/I=2,50$.

Tabela 39 – Esforços das vigas - Combinação crítica no eixo Y

Viga	J/I=2,00			J/I=2,50			MEF		
	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)
V1	-18,9600	-23,8270	-17,2960	-18,3350	-22,9198	-17,2130	-20,4390	-18,4535	-14,8590
V3	-0,9780	7,1750	9,6210	-0,9610	6,8756	9,2340	-1,2350	7,6381	9,8520
V7	-9,0990	-17,1881	-22,7930	-9,0770	-17,1471	-22,5010	-12,7720	-13,0037	-21,2530
V8	-37,2240	-79,1990	128,6150	-37,4410	-79,5035	131,1540	-49,4630	-69,4890	89,7850
V11	-40,8690	-9,7473	-14,3270	-40,9550	-9,6839	-14,6170	-33,7890	-11,9034	-13,8340
V13	8,3270	24,0520	20,0470	8,3130	23,4258	19,8230	9,9980	25,7028	17,9530
V15	-5,4310	-14,9380	11,0050	-5,3680	-14,6582	10,9190	-4,5320	-15,0960	9,6220
V16	-10,6660	-38,3635	43,4860	-10,7760	-38,3246	44,2690	-12,3650	-29,3612	37,6790
V19	1371,6430	-73,4051	53,7420	1361,6470	-72,6459	55,7920	1380,5780	-64,4878	44,7180
V20	-31,3090	-127,2487	299,7130	-31,3800	-124,4364	297,8920	-43,1800	-102,2950	258,8450
V22	1,8560	-59,8849	49,2670	1,8430	-60,2258	49,2740	1,8421	-53,1519	39,0340
V23	11,5330	12,5790	-18,9940	11,6660	12,5064	-18,7340	12,6570	12,1109	-22,3600
V48	-1,5290	2,9370	-5,4290	-1,5300	2,9830	-5,1960	-1,0900	3,3029	-4,5510
V52	-23,4400	-58,7194	58,1820	-23,1430	-58,1348	58,1160	-35,2320	-54,3795	43,9570
V54	-72,1450	-178,6048	174,1320	-71,4880	-176,7641	172,3290	-83,9970	-170,3711	125,5350
V55	-63,4460	-125,0624	118,4450	-62,9440	-126,1912	119,4760	-73,2040	-124,4002	113,8780
V60	-92,4640	-33,5198	43,9790	-92,8440	-33,3389	44,4320	-105,1240	-32,0468	42,2740
V62	-13,5390	-5,7610	-6,3944	-13,4740	-5,8603	-6,8230	-20,7290	-5,6248	-8,9610
V63	-28,2600	-92,2342	96,3260	-28,4040	-90,5451	93,0830	-27,9180	-83,8741	66,0920
V65	-84,6260	-92,6302	97,8160	-85,0180	-91,5659	98,4940	-71,2520	-91,1460	82,1290

Assim, preponderantemente os esforços axiais das vigas apresentaram uma redução considerativa (apesar de ser mais evidente na solicitação máxima do eixo Y) na representação da laje pela analogia de grelha, enquanto os momentos fletores tiveram incrementos de modo a atingir o equilíbrio.

Notou-se também que, por distribuir as cargas verticais de uma maneira mais concentrada, os esforços cisalhantes obtidos pela analogia de grelha apresentaram uma maior quantia de picos de tensões quando comparados à discretização pelo MEF.

Quanto aos pilares, analisou-se os esforços atuantes nos elementos do pavimento térreo por ser a situação com valores mais elevados, o que facilitou a evidência de diferenças entre os modelos.

Como há a comparação entre uma grande quantia de esforços (seis esforços para cada um dos três modelos), optou-se por expor os dados no apêndice D. Novamente, a analogia de grelhas com solicitação máxima no eixo X apresentou poucas divergências nos deslocamentos, não ultrapassando 4%, salvo o pilar 37 que obteve uma discrepância de 12%.

Já na análise dos esforços, os pilares 22, 41, 44 e 50 resultaram valores que diferiram consideravelmente em F_y , M_z , F_x e M_x , respectivamente. Contudo, como a ordem de grande dos valores atuantes era extremamente baixa e pouco relevante para o comportamento do elemento, acredita-se que essa variação não invalida o método.

Quando comparado com o modelo do MEF, a abordagem utilizando $J/I=2,00$ apresentou um superdimensionamento de até 44,45% no pilar 17 e uma média quanto ao esforço normal de valores 11,94% superiores ao encontrados no modelo mais refinado.

Analogamente para a discretização $J/I=2,50$, os valores divergiram semelhantemente ao modelo anterior, apresentando um acréscimo de 46,29% no pilar 17 e a média do esforço normal 11,78% superior quando se compara com o modelo discretizado pelo MEF.

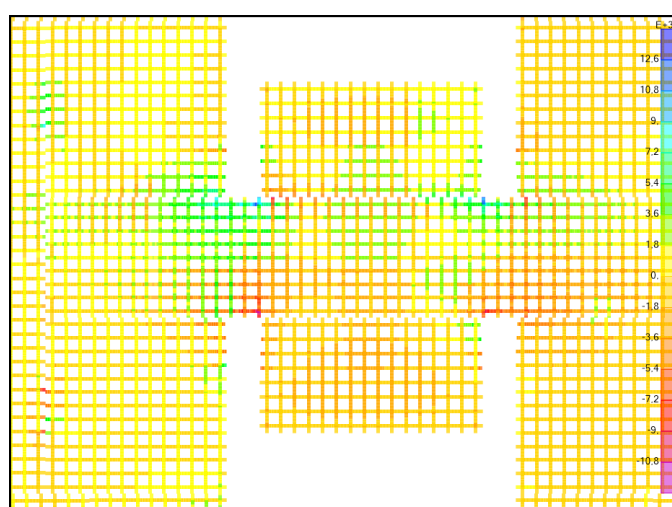
Para o eixo Y por sua vez, as diferentes considerações do momento de inércia polar nas grelhas resultou no destoamento de 3% entre os esforços encontrados. Mais uma vez ocorreu divergências acentuadas em comparações de valores baixos, como é o caso dos pilares 48 e 49.

Realizando a avaliação frente à solução obtida pelo modelo mais refinado, a representação adotando $J/I=2,00$ apresentou valores superiores nos esforços axiais de até 50,08% no pilar 50. Já para $J/I=2,50$, esse valor acresce para 53,20% no mesmo pilar.

Pode-se concluir então que, para esforços atuantes nos pilares, a representação da grelha com $J/I=2,00$ consegue representar melhor o comportamento estrutural, apesar de não substituir uma discretização com elementos de cascas.

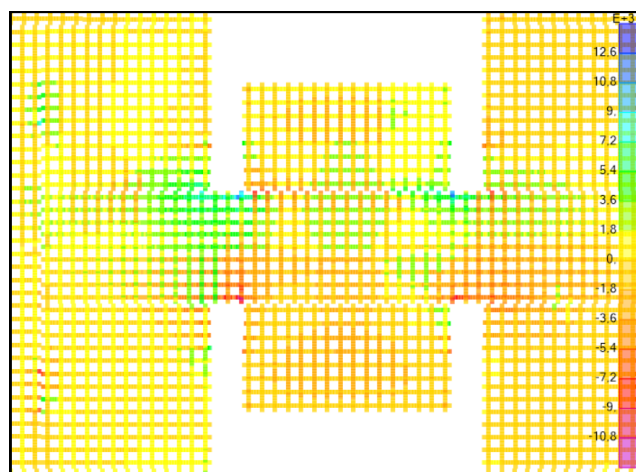
Já para inferir a representatividade das lajes, optou-se por utilizar as tensões máximas encontradas para contrastar os diferentes modelos. Uma vez que a discretização apresenta muitos nós não coincidentes, mensurou-se os resultados nas posições críticas em cada eixo separadas em função da zona de avaliação (borda, região central e conexão com elementos reticulados).

Figura 59 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X ($J/I=2,00$)



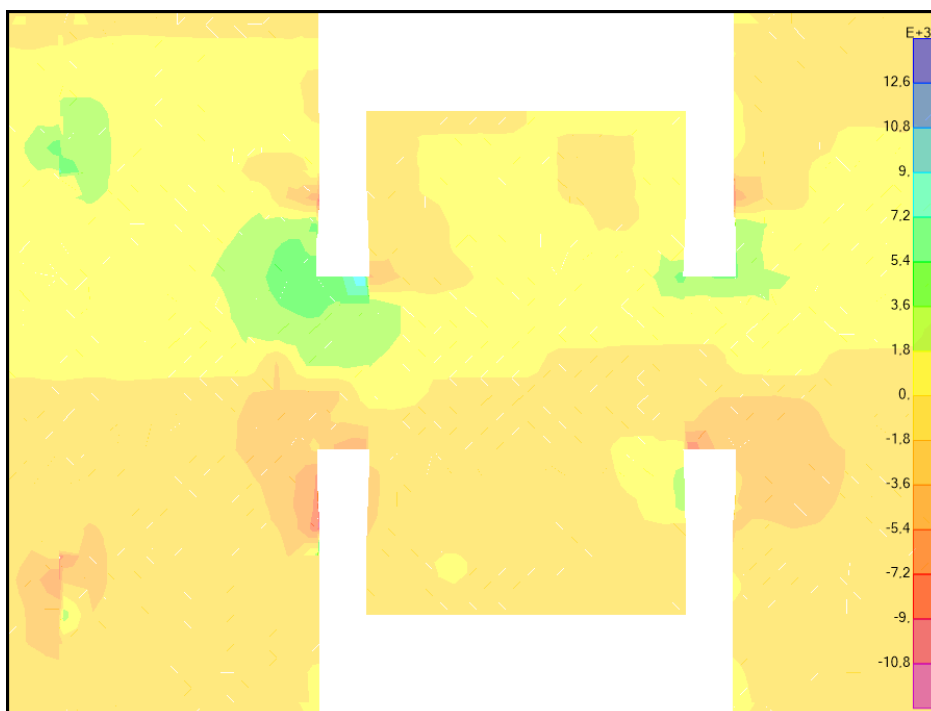
Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Figura 60 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X ($J/I=2,50$)



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Figura 61 – Tensões na laje central - Combinação crítica do eixo X (MEF)



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Dentre as comparações, as maiores diferenças se localizaram na região central da laje do último pavimento. Adotou-se assim como nó de controle as quatro conexões da laje com os pilares-parede.

Já para a representatividade das regiões de borda, a região crítica se deu no ponto central entre as vigas 64, 65, 66 e 67 e os pilares 31, 18, 32 e 20.

Por fim, na região central optou-se pelo centro de massa das laje 23 e 24, a localização média entre os pilares 24 e 30 e algum outro ponto que seja crítico na avaliação. Assim, para a combinação crítica do eixo X, as tensões nas lajes são apresentadas na tabela 40.

Tabela 40 – Tensões nos modelos de lajes - Combinação crítica do eixo X

Região interna			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
1-X	1113,76	1264,73	1112,07
2-X	1467,62	1450,77	1323,31
3-X	320,60	339,43	289,33
4-X	1727,83	1735,97	1678,94
Região de borda			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
5-X	9953,11	10328,14	6520,77
6-X	8145,57	8187,38	7704,04
7-X	-1323,12	-1380,45	-852,50
8-X	-4171,42	-4114,11	-3872,59
Conexão com elemento reticulado			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
9-X	10340,27	10314,13	9042,40
10-X	9126,40	9147,81	4993,63
11-X	-11643,05	-11611,16	-5137,98
12-X	-10603,50	-10778,29	-6412,69

Notou-se que as diferenças encontradas nas tensões na região central da laje possui um valor máximo de 17,32% (nó 3-X). Uma vez que os valores analisados são as divergências críticas, pode-se afirmar que há uma representatividade aceitável nesse eixo, apesar da majoração presente.

Contudo, quando se comparou a região de bordas da laje e as conexões com elementos reticulados, houve diferenças consideráveis nos elementos, com percentuais máximos nas tensões de 61,93% e 126,61% respectivamente (nó 7-X e 11-X). Assim, apesar da melhor representatividade geral do modelo com J/I=2,50 entre as diferentes possibilidades da analogia de grelha, a utilização do método resultará uma majoração de esforços considerável. Analogamente para o eixo Y, as tensões nas lajes são apresentadas na tabela 41.

Tabela 41 – Tensões nos modelos de lajes - Combinação crítica do eixo Y

Região interna			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
1-Y	2211,30	2180,06	7962,09
2-Y	675,56	631,36	437,63
3-Y	433,07	437,97	432,02
4-Y	718,42	700,32	701,49
Região de borda			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
5-Y	16547,43	16305,70	10285,21
6-Y	17154,61	17030,83	9395,26
7-Y	-10950,96	-10848,14	-8575,70
8-Y	-15343,85	-15264,76	-9453,42
Conexão com elemento reticulado			
Nó	J/I=2,00 (kN/m^2)	J/I=2,50 (kN/m^2)	MEF (kN/m^2)
9-Y	32063,86	31810,34	21062,28
10-Y	33241,01	33026,97	21297,40
11-Y	-32864,31	-32728,93	-15036,83
12-Y	-31357,89	-31218,59	-14967,27

Diferentemente do comportamento do outro eixo, a região interna apresentou o ponto central com tensões consideravelmente mais elevadas no modelo discretizado com elementos finitos quando comparados à analogia de grelha. Notou-se que nessa região a influência dos esforços axiais é maior, os quais o modelo simplificado não conseguiu uma representatividade adequada.

Na região das bordas, aumentou-se a disparidade quando se comparou ao resultado do eixo anterior, uma vez que as diferenças percentuais chegaram a 82,59% e 81,27% no nó 6-Y e 118% para os modelos de J/I=2,00 e J/I=2,50, respectivamente. Por fim, para os locais das conexões da laje com os elementos reticulados, a desigualdade atingiu valores de 118,56 % para a primeira consideração da relação entre os momentos de inércia e 117,66% para a segundo.

Portanto, caso seja do interesse do projetista fazer uma análise dos deslocamentos da estrutura, a adoção da discretização da laje com elementos de casca é a solução mais vantajosa com as condições impostas, uma vez que o tempo computacional frente à precisão alcançada (relação custo x benefício) é menor que a do modelo discretizado com a analogia de grelha.

Vale ressaltar que para a representatividade dos esforços se deve atentar quanto ao elemento analisado. As vigas de um modo geral apresentaram resultados a favor da segurança se utilizadas as considerações apresentadas, com uma tendência de incremento nos momentos fletores e reduções nos esforços axiais, além dos esforços cisalhantes consideravelmente superiores.

Já para as lajes, notou-se uma tendência de superdimensionamento em situações nas quais o esforço axial não fosse preponderante para a análise, enquanto em casos de relevância, a falta da capacidade de representação acarretou no subdimensionamento da estrutura. Salienta-se ainda que, plantas com excentricidades salientes dos pilares, como é o caso do objeto de estudo, a modelagem com elementos triangulares além de melhorar a representação dos picos das tensões (o incremento foi gradual), reduziu significativamente o tempo de processamento.

- d) Continuidade: para avaliar o impacto na resposta devido ao tipo de conexão entre as lajes, modelou-se a estrutura de duas maneiras distintas: as barras da grelha com continuidade em lajes adjacentes (equivalente a um engaste) e a discretização em malhas representando lajes independentes (simplesmente apoiadas).

Em ambas abordagens adotou-se os valores das propriedades dos materiais apresentados previamente e a relação de $J/I=2,50$, uma vez que apresentou maior proximidade à solução por elementos finitos quanto aos deslocamentos. A laje representada tem 16 cm de espessura e foi discretizada em uma malha com dimensão máxima de 25x25 cm.

Para simular a condição de apoio da laje na viga, isto é, permitir a sua rotação independentemente da viga, as barras foram criadas de pontos iniciais em cada elemento, resultando assim em pontos distintos na viga.

O modelo contínuo por sua vez realizou-se a discretização de modo que ocorresse a coincidências dos nós na viga. Para isso, fez-se ajustes no espaçamento da malha para garantir o encontro dos nós, uma vez que devido à arquitetura ou à excentricidade, isso se tornou algo trabalhoso.

Uma vez determinado a modelagem, utilizou-se da abordagem prévia de comparação nodal para avaliar os deslocamentos. Logo, para a combinação com a maior solicitação no eixo X, tem-se:

Tabela 42 – Análise da continuidade - Carregamento máximo no eixo X

Nó	Modelo apoiado (cm)	Modelo contínuo (cm)
1	7,360994	7,074548
2	7,361423	7,074877
3	7,397431	7,113076
4	3,638048	3,52691
5	4,533459	4,392182
6	7,90917	7,564938
7	7,369106	7,085871
8	7,357711	7,075008
9	7,421492	7,136186

A maior diferença entre os deslocamentos foi de 0,344232 cm, o que equivale a 4,55% do seu valor absoluto. Já para o eixo Y, elencou-se outros seis nós críticos para a comparação:

Tabela 43 – Análise da continuidade - Carregamento máximo no eixo Y

Nó	Modelo apoiado (cm)	Modelo contínuo (cm)
1	12,598999	11,658262
2	12,292174	11,345853
3	12,601408	11,659183
4	11,561096	10,75112
5	6,419405	5,986409
6	12,515846	11,559553

A diferença entre os deslocamentos acentua-se, resultando em valores de 0,956293 cm, o que equivale a 8,27% do deslocamento. Uma vez que os deslocamentos relativos entre os pavimentos foi um fator preponderante na adequação do projeto à NBR 15421 (ABNT, 2006), uma diferença nessa ordem de grandeza pode ser responsável por não atender aos critérios e conseqüentemente o redimensionamento da estrutura. Soma-se a isso o fato de que a adoção da solidarização das barras adjacentes acarreta em uma solução mais próxima da resposta elástica encontrada na discretização pelo MEF (COELHO, 2000).

Portanto, frente às solicitações axiais e às irregularidades no plano presentes, a solução contínua (engaste) apresenta melhor representatividade e resultados, sendo assim a solução recomendável.

3.4.2 Núcleo rígido

De maneira análoga às comparações das lajes, utilizou-se de um modelo simplificado para avaliar as principais abordagens para representar o núcleo rígido no modelo estrutural.

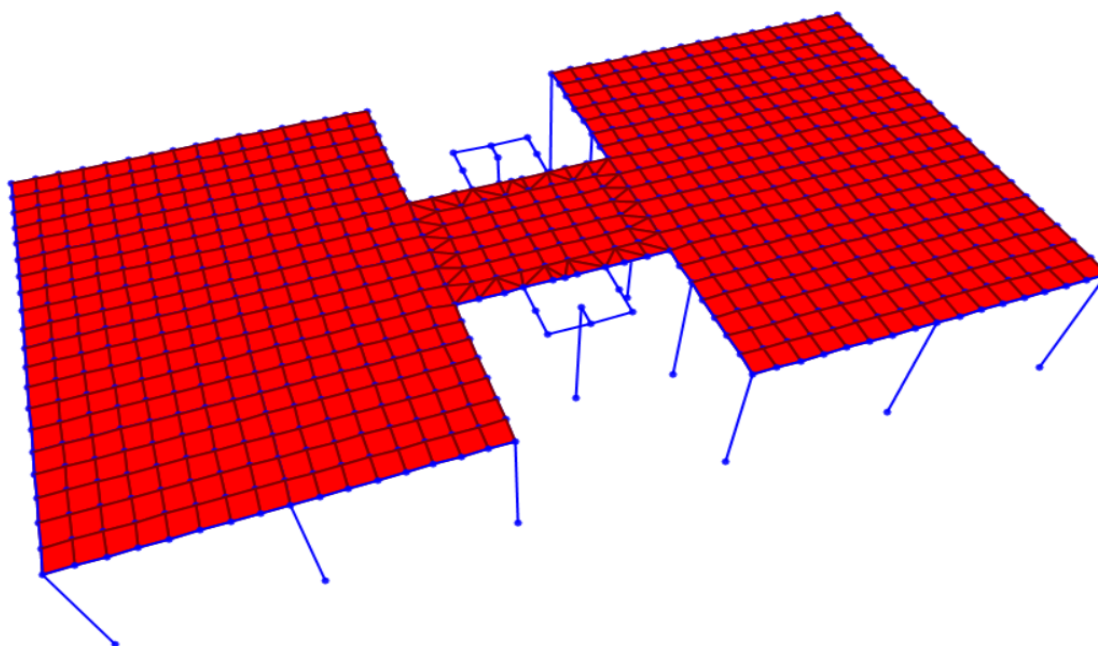
Assim, adotou-se a estrutura das comparações prévias com a laje discretizada em elementos de cascas (malha de 40x40 cm), uma vez que foi a abordagem com melhores resultados. Inseriu-se então dois núcleos rígidos com formato em C na região central, com paredes de 12 cm de espessura e dimensões de 120x144x120 cm.

Para ser mais representativa, replica-se a geometria em 9 pavimentos e a solicitação adotada é de 10 kN distribuída igualmente nos pórticos resistentes de cada eixo e nos centros de massa das abas dos pilares-parede; no eixo X, devido a descontinuidade do diafragma, dividiu-se a solicitação em duas parcelas como apresentado na análise do formato H.

Quanto à definição dos modelos utilizados, buscou-se comparar os modelos usuais em escritórios de cálculo com discretizações mais refinadas. Elenca-se assim as seguintes abordagens:

- a) Elemento de barra única: a representação do pilar-parede por um único elemento consiste em discretizá-lo como uma barra equivalente localizada no seu centro de gravidade e as conexões com os demais elementos da estrutura são feitas com barras rígidas. Tal abordagem é utilizada em projetos devido à facilidade para a determinação dos esforços do dimensionamento. Assim, utilizou-se da proposta com a inclusão das cargas horizontais aplicadas nos centros de massa de cada aba. Como as paredes laterais são inexistentes nessa simplificação, criou-se um nó de controle no centro da barra rígida tanto para aplicação da solicitação como para mensurar os deslocamentos.

Figura 62 – Núcleo rígido discretizado como elemento único

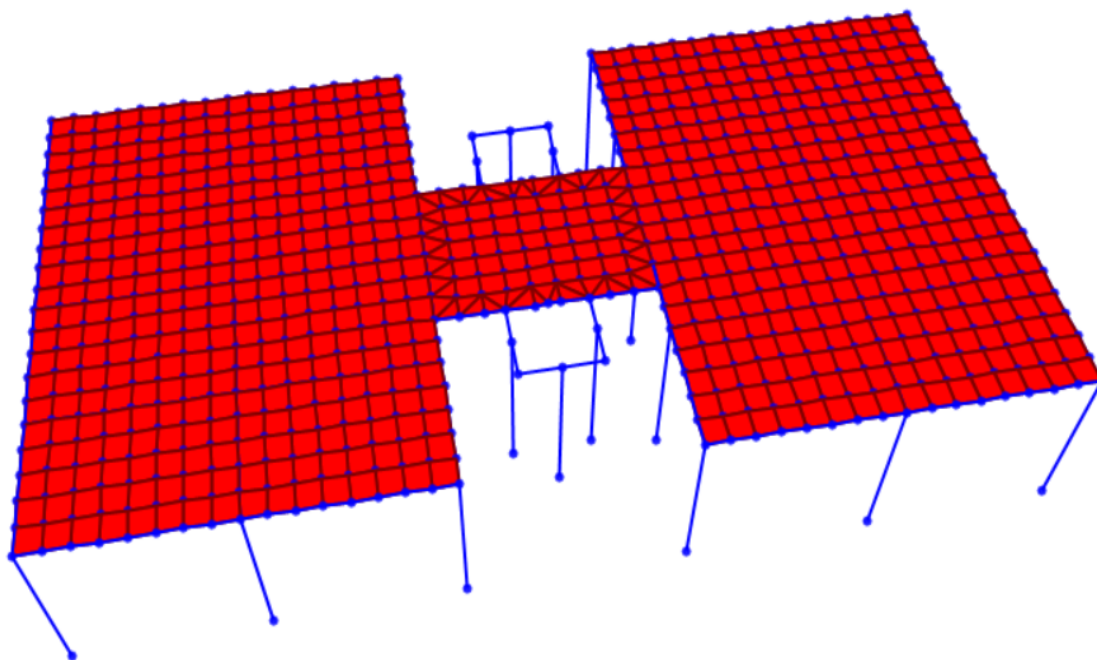


Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

- b) Elementos retangulares (ER): usualmente utiliza-se por conseguir dividir o pilar em áreas de comportamentos distintos, a adoção de no mínimo três elementos retangulares conectados entre si por elementos rígidos possibilita uma maior liberdade de deformação do modelo quando comparado à discretização anterior, uma vez que há a distinção dos esforços de tração e compressão nas abas no caso de atuação de forças horizontais em uma das faces, o que não é possível pelo método anterior;

Consegue-se portanto uma melhor representatividade dos deslocamentos e esforços atuantes no elemento e, para realizar a comparação com o modelo prévio, criou-se os nós de controles na mesma posição que a discretização anterior.

Figura 63 – Núcleo rígido discretizado com 3 elementos retangulares



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Para determinar o número de elementos retangulares adequado, avaliou-se modelos com diferentes quantias elementos reticulados conectados entre si por barras rígidas. Desse modo, testou-se os pilares-paredes com 9, 12, 18 e 72 elementos cada. Entretanto, a ausência de elementos transversais para a transmissão dos esforços com o aumento da esbeltez das barras (o refinamento da discretização reduz a área representativa de cada elemento) flexibiliza de maneira exagerada o modelo, o qual resultou em tensões axiais atuantes aceitáveis, mas os deslocamentos diferiram-se até 30% quando comparados aos modelos mais precisos que serão expostos a seguir.

Por esse motivo, para um refinamento alternativo aos modelos com elementos finitos, adotou-se a discretização com a analogia de grelha.

- c) Analogia de grelha: analogamente ao processo demonstrado para lajes, discretizou-se o núcleo rígido por uma grelha equivalente com a relação de $J/I=2,50$. Como o pilar possui dimensões mais limitadas que a laje, as malhas adotadas na avaliação da convergência partiram da premissa que o incremento deveria gerar algum aumento na quantia de elementos da grelha.

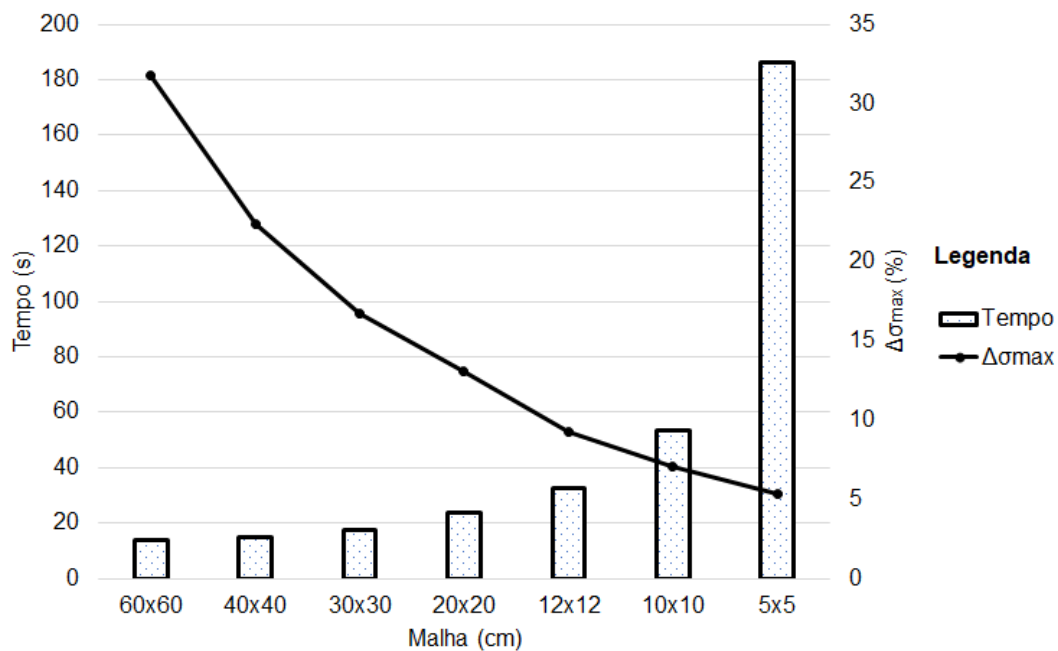
Novamente, definiu-se como critério de convergência que a variação entre os esforços das malhas pré e pós refinamento seja pequena frente ao custo computacional para

o incremento da malha; para facilitar a avaliação, utilizou-se das tensões máximas como critério comparativo, o que resultou:

Tabela 44 – Discretização do núcleo rígido por analogia de grelha

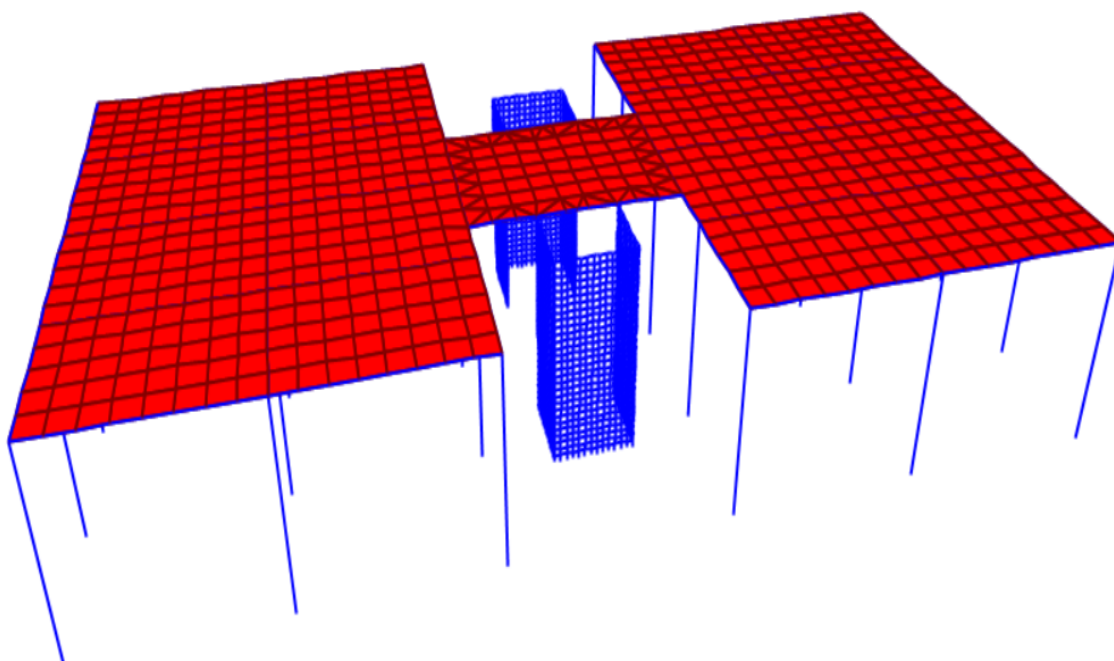
Malha	Tempo total (s)	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ (%)
60	13,61	31,73
40	14,68	28,31
30	17,55	16,74
20	23,56	13,12
12	32,57	7,90
10	53,33	7,04
5	186,24	5,37
3	482,41	-

Figura 64 – Discretização do núcleo rígido por analogia de grelha



Como a partir da malha 10x10 cm o tempo necessário para análise incrementou-se consideravelmente frente à redução da divergência entre os valores de tensão, considerou-se que a discretização é aceitável.

Figura 65 – Pavimento com núcleo rígido discretizado com grelha de 10x10 cm



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

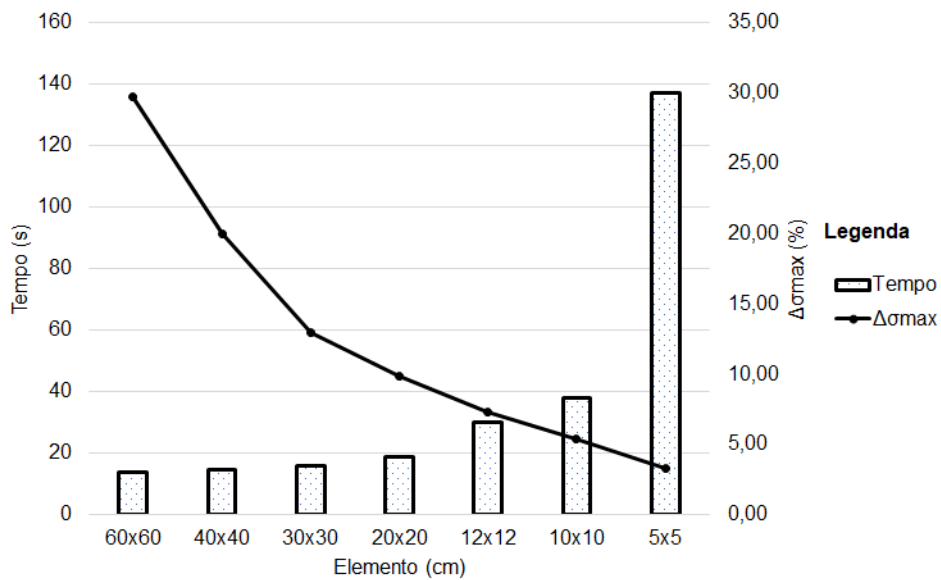
- d) Modelo com elementos finitos: para finalizar a comparação entre os elementos, adotou-se como base para as comparações a solução elástica apresentada pelo núcleo rígido discretizado como elemento de cascas. Para a correta modelagem, atentou-se à alguns critérios como a união dos pavimentos e a aplicação das solicitações.

Com o intuito de evitar a não-coincidência nodal do pilar-parede com os pavimentos, discretizou-se o núcleo em um pavimento com a permanência do nó central de controle de cada aba e replicou-se para os demais andares. Já a aplicação das cargas horizontais, considerou-se a distribuição uniforme entre os nós no nível do pavimento, abordagem sugerida também por Pereira (2000). Resultou-se assim na seguinte configuração:

Tabela 45 – Discretização do núcleo rígido pelo MEF

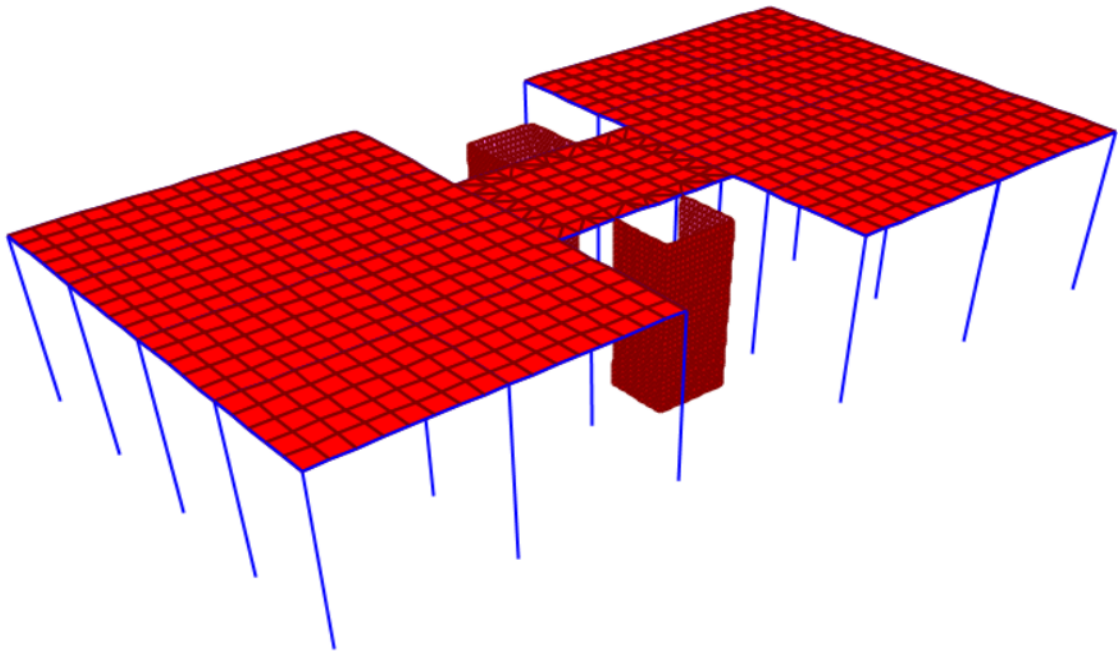
Malha (cm)	Tempo total (s)	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x}$ (%)
60	13,89	29,69
40	14,61	19,99
30	15,78	12,92
20	18,80	9,82
12	29,92	7,27
10	38,13	5,40
5	137,00	3,28
5	540,00	-

Figura 66 – Discretização do núcleo rígido pelo MEF



Logo, adotou-se que a dimensão máxima dos elementos deve ser de 10x10 cm.

Figura 67 – Pavimento discretizado pelo MEF com elementos do núcleo de 10x10 cm



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

- e) Análise dos modelos do núcleo rígido: com o intuito de avaliar os diferentes resultados obtidos por cada modelo, comparou-se os deslocamentos no último pavimento (nono) através de seis nós de controles, localizados nos centros de massa de cada aba do núcleo rígido e identificados da esquerda para a direita, iniciando no pilar superior. Na comparação dos esforços, utilizou-se da tensão média no núcleo rígido inteiro, pois não há a separação das abas na análise da representação como elemento único e, para incluir as tensões cisalhantes, optou-se por comparar as tensões máximas obtidas pelo círculo de Mohr, como apresentado por Colombo (2011). Resultou-se assim nas seguintes tabelas:

Tabela 46 – Deslocamentos - Modelos de núcleo rígido solicitado no eixo X

Nó	Barra única (cm)	ER (cm)	Analogia de grelha (cm)	MEF (cm)
1	11,3726	11,5184	12,6005	12,6353
2	11,3812	11,5238	12,7591	12,7965
3	11,3726	11,5184	12,6005	12,6353
4	11,3699	11,5184	12,6005	12,6327
5	11,3777	11,5238	12,7591	12,7929
6	11,3699	11,5184	12,6005	12,6327

Comparando com o modelo de elementos finitos, a adoção de um elemento único resultou em uma diferença máxima de 12,44% no nó 5 e uma média de 11,55%. Já para a discretização em três elementos retangulares, a divergência máxima reduziu-se a 11,04% no nó 2 e o valor médio das diferenças é de 10,13%. Por fim, a representação por analogia de grelhas apresentou valores muito próximos, com a discrepância de apenas 0,29% no nó 2 e uma média de 0,27%.

Tabela 47 – Deslocamentos - Modelos de núcleo rígido solicitado no eixo Y

Nó	Barra única (cm)	ER (cm)	Analogia de grelha (cm)	MEF (cm)
1	12,5297	12,0609	12,5311	13,2848
2	12,5301	12,0609	12,5426	13,2948
3	12,5305	12,0609	12,5311	13,2848
4	12,5298	12,0609	12,5311	13,2848
5	12,5301	12,0609	12,5426	13,2948
6	12,5305	12,0609	12,5311	13,2848

Já para o eixo Y a variação foi mais uniforme, com o modelo de barra única apresentando variação máxima de 6,10%, 10,23% para os três elementos retangulares e 6,01% na discretização com elementos de grelha. As diferenças médias percentuais foram de 6,05%, 10,18% e 6,01% respectivamente. Quanto às tensões:

Tabela 48 – Tensões médias no núcleo rígido - Pavimento térreo

Modelo	Solicitação no eixo X		Solicitação no eixo Y	
	PS (kN/m^2)	PI (kN/m^2)	PS (kN/m^2)	PI (kN/m^2)
Barra única	18428,35	18414,93	26934,55	16302,37
ER	18470,80	18470,78	19369,13	18456,36
Analogia de Grelha	10488,88	10485,52	6532,73	6233,41
MEF	6333,90	6374,52	4807,56	4269,40

Nota-se que apesar dos modelos resultarem em comportamentos semelhantes (os pilares superiores e inferiores terem tensões próximas quando solicitados em X e distintas quando em Y, com o inferior mais solicitado), a ordem de grandeza das abordagens simplificadas distou-se consideravelmente dos resultados mais refinados. Dentre eles, o modelo de barra única foi o que apresentou a maior variação quando se compara aos resultados da abordagem com elementos finitos, reforçado pelo fato de ter cargas aplicadas no núcleo, pois a ausência de uma representação adequada da geometria acarreta em excentricidades que não ocorrem em modelos mais completos. O mesmo comportamento é verificado quando se adotou os três elementos retangulares que apesar de conseguirem melhor representar as abas, os resultados médios diferem-se a ponto de inviabilizar a sua utilização.

Por fim, dentro os modelos simplificados a analogia de grelha obteve resultados bem mais representativos da solicitação. Com a distribuição das cargas de maneira mais uniforme e uma maior flexibilidade nas abas devido a sua divisão, acredita-se que se houver estudos para a calibração dos coeficientes e rigidez dos elementos da grelha, pode-se aproximar ainda mais da solução do MEF.

3.4.3 Modelo final

Uma vez definido os elementos e parâmetros da discretização das lajes e do núcleo rígido, comparou-se o desempenho do modelo simplificado para verificar a estrutura à solicitação sísmica com a abordagem mais representativa, isto é, a laje e o núcleo rígido representados em elementos de casca.

Para isso, recorreu-se aos critérios já utilizados: nos elementos em que ambos os modelos há apenas discretização reticulada, utilizou-se dos esforços normais, momentos fletores e esforços cortantes máximos enquanto a laje e o núcleo rígido as tensões atuantes no modelo.

Por fim, por ser um critério de extrema relevância na adequação do projeto à NBR 15421 (ABNT, 2006), fez-se uma análise dos deslocamentos relativos entre as discretizações nos nós críticos apresentados nas tabelas 36 e 37.

- a) Deslocamentos: utilizou-se dos mesmos pontos de controle adotados na comparação dos modelos de lajes. Desse modo, para a solicitação máxima no eixo X, tem-se:

Tabela 49 – Deslocamentos críticos - Comparação final em X

Nó	J/I=2,50 (cm)	Modelo Final (cm)	Posição X (cm)	Posição Y (cm)	Posição Z (cm)
1	3,557850	4,526060	945,40	2147,85	1440,00
2	7,090778	8,279560	1102,00	986,90	2592,00
3	7,045712	8,121599	1352,94	839,93	2592,00
4	7,049359	8,121259	1378,06	944,18	2592,00
5	7,515579	8,918583	895,00	7,00	2592,00
6	7,064035	8,096525	1102,00	1035,40	2592,00
7	7,268313	8,540285	1626,00	1646,80	2592,00
8	7,113495	8,311306	1105,00	945,70	2592,00
9	7,515211	8,918238	948,80	7,00	2592,00

Analogamente ao comportamento visto nas comparações entre os núcleos rígidos, a discretização em elementos finitos resultou em um maior deslocamento do modelo como um todo, fato reforçado pela presença de barras rígidas na abordagem simplificada conectando os elementos dos pilares-parede centrais

(foi utilizado três elementos retangulares, as quais enrijeciam toda a estrutura de uma maneira não representativa).

Desse modo, comparando os resultados diferenciais na combinação crítica do eixo X, o maior valor ocorreu no nó 1 que apresentou um deslocamento 27,21% superior ao resultado da analogia de grelha.

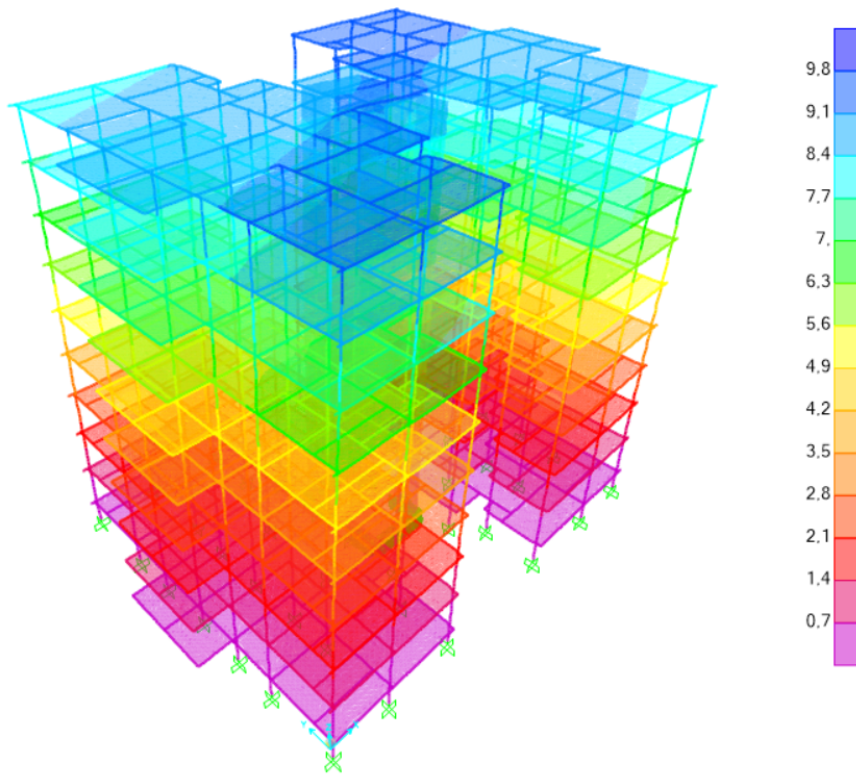
Já nos demais casos, houve a discrepância de 14,62% até 18,67%, com um valor médio de 17,86% o que novamente fica próximo dos resultados encontrados na análise das representações do núcleo rígido. Já para o eixo Y, os deslocamentos críticos são:

Tabela 50 – Deslocamentos críticos - Comparação final em Y

Nó	J/I=2,50 (cm)	Modelo Final (cm)	Posição X (cm)	Posição Y (cm)	Posição Z (cm)
1	4,588806	5,229010	945,40	2172,06	1152,00
2	11,458133	13,026369	1102,00	986,90	2592,00
3	11,559625	13,174908	1352,94	839,93	2592,00
4	11,558585	13,171116	1378,06	944,18	2592,00
5	11,039423	12,423834	844,60	7,00	2592,00
6	11,458133	13,026369	1102,00	1035,40	2592,00
7	11,445389	13,015422	1626,00	1646,80	2592,00
8	11,458993	13,026369	1102,41	1023,17	2592,00

Nota-se que a diferença entre os deslocamentos dos pontos aumentou-se quando comparada à análise nos modelos de lajes, com uma diferença percentual de 13,97% no nó 3 e uma média de 13,65% de disparidades entre as soluções.

Figura 68 – Modelo Final - Deslocamentos na solicitação máxima em X



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

- b) Núcleo rígido e pilares: os pilares-parede consolidaram os resultados apresentados no modelo simplificado. Como em ambas abordagens há a separação das abas, fez-se uma comparação entre as tensões médias obtidas pelo círculo de Mohr de cada seção e o valor médio do elemento inteiro, chegando nos seguintes resultados para a combinação em X ($1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 1,0 \cdot F_x + 0,3 \cdot F_y$):

Tabela 51 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar superior - Eixo X

Elemento	Aba			Média (kN/m^2)
	Esquerda (kN/m^2)	Central (kN/m^2)	Direita (kN/m^2)	
ER	30363,21	12742,85	39,81	14381,96
Modelo Final	14197,89	3364,91	-3812,69	4583,37

Tabela 52 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar inferior - Eixo X

Elemento	Aba			Média (kN/m^2)
	Esquerda (kN/m^2)	Central (kN/m^2)	Direita (kN/m^2)	
ER	26111,15	20680,37	54,84	15615,45
Modelo Final	10380,34	6073,88	-4547,02	3969,07

De maneira mais evidente com a avaliação individual das abas do núcleo, o modelo de barra que representou o pilar-parede por seções retangulares conectadas com barras rígidas quando solicitadas a esforços transversais atuantes no elemento, além de resultarem em esforços de dimensionamento mais elevados que o modelo do MEF, não conseguem representar adequadamente os deslocamentos devido a falta de flexibilidade de deformação gerada pela conexão rígida com as lajes do pavimento.

Por sua vez, para $1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 0,3 \cdot F_x + 1,0 \cdot F_y$, tem-se:

Tabela 53 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar superior - Eixo Y

Elemento	Aba			Média (kN/m ²)
	Esquerda (kN/m ²)	Central (kN/m ²)	Direita (kN/m ²)	
ER	33049,40	260,35	22926,16	18745,30
Modelo Final	10832,91	-1275,60	3402,03	4319,78

Tabela 54 – Tensões médias no núcleo rígido - Pilar inferior - Eixo Y

Elemento	Aba			Média (kN/m ²)
	Esquerda (kN/m ²)	Central (kN/m ²)	Direita (kN/m ²)	
ER	20236,61	21545,83	10423,68	17402,04
Modelo Final	2533,72	7638,90	-1526,20	2882,14

Para a solicitação máxima nesse eixo, as diferenças supracitadas ficam ainda mais evidentes. Como a força atuante gerou tensões de compressão e tração em duas regiões extremas da aba, a barra localizada na região central não consegue representar essa variação de maneira satisfatória. Assim, recomenda-se fortemente que em análises nas quais necessita-se aplicar forças horizontais nos elementos utilize-se o núcleo rígido modelado em elementos de cascas, pois resultará em uma maior representatividade na análise estrutural sem um custo computacional absurdo se os parâmetros forem definidos de maneira devida.

Nos demais pilares do pavimento térreo o comportamento foi semelhante ao apresentado dentro da subseção de comparações das lajes. Com diferenças mais elevadas quando as solicitações atuantes são baixas, o modelo que se adotou para o dimensionamento com a consideração de $J/I=2,50$ resultou em valores médios de esforços normais 11,32% superiores ao que se obtém com elementos finitos.

Alguns pilares apresentaram diferenças percentuais contra a segurança no modelo de analogia de grelhas (esforços axiais inferiores ao modelo do MEF): P13 (8,73%), P18 (8,70%), P23 (5,24%) e P39 (48,72%), reforçando assim a viabilidade de um modelo mais refinado na discretização do núcleo.

Já para o eixo Y, novamente ocorreram divergências em valores com baixa relevância nas tensões finais do elemento (esforços baixos) e os valores resultaram em média 11,21% superiores no modelo com elementos finitos, com destaque para os pilares 13 e 14 os quais foram consideravelmente solicitados e destoaram em até 17,39% e 17,89%, respectivamente.

Assim, uma vez que as cargas atuantes são consideráveis e é fundamental a correta análise nos esforços dos pilares, a utilização de um modelo com a representação da laje e do núcleo em elementos que consigam representar o efeito de membrana corretamente é altamente recomendável.

- c) Vigas: semelhantemente à comparação dos deslocamentos nodais, utilizou-se das vigas com esforços críticos determinadas na subseção da avaliação dos modelos das lajes para a validação da discretização utilizada para o dimensionamento. Tem-se assim para a contexto de maior solicitação no eixo X, tem-se:

Tabela 55 – Esforços das vigas - Comparação final no eixo X

Viga	J/I=2,50			Modelo Final		
	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)
V1	-25,7540	-32,2164	35,5300	-33,1350	-26,1253	20,0600
V3	-0,8430	6,2827	7,0000	-2,5310	6,0494	6,5630
V7	-16,3500	-20,5123	27,4780	-23,1620	6,6840	20,7080
V8	-20,5830	-73,6131	114,4260	-26,3280	-59,1771	67,8380
V11	-18,2980	-34,0993	19,9320	-24,4470	-18,4189	10,4740
V13	-1,8310	13,5449	-10,1030	-2,5550	11,1313	-8,0460
V15	10,0030	-16,8000	12,7410	7,2260	-18,5177	1,4880
V16	-53,4540	-71,9445	66,6310	-62,7830	-69,3894	50,8940
V19	488,4740	-97,9033	214,1240	339,8830	-94,6324	189,9820
V20	-22,9330	-60,4161	94,6710	-32,5258	-39,5885	60,2350
V22	-25,5420	-64,4616	55,9250	-44,5470	-54,5981	39,5790
V23	27,9040	22,8836	17,7520	23,3080	21,1161	19,5020
V48	-1,3250	3,6433	-6,1950	-0,5530	3,6437	-4,7840
V52	-11,6090	-30,7524	38,3330	-10,9110	-36,7173	35,8130
V54	-31,5650	-72,8020	86,5230	-44,1980	-73,8466	66,8460
V55	18,5800	-46,5627	63,9800	23,3470	-51,4248	75,0950
V60	-24,4060	-19,6935	-29,3890	-36,5290	-18,5288	-25,0470
V62	5,9710	-2,4801	-2,6910	13,5070	-2,5212	-3,9790
V63	11,3360	-36,5873	34,2690	13,3640	-32,1257	27,9510
V65	-18,4820	-32,1795	-31,4750	-21,4900	-39,5757	-28,4900

Notou-se que a viga mais solicitada, localizada na região em contato com o núcleo rígido, devido à melhor modelagem das conexões com a laje e a coluna reduziu consideravelmente o esforço axial atuante (43,72% a menos no modelo final).

Já para as demais, o comportamento estrutural variou pouco quando comparados às conclusões obtidas na seção de diferentes discretizações das lajes (a diferença da V20 com o modelo final divergiu 29,49% para os esforços axiais). Entretanto, os momentos fletores resultaram em valores 85,13% superiores no modelo da analogia de grelhas quando avaliados a viga 11, garantindo assim um superdimensionamento nesse quesito.

Por fim, as solicitações cisalhantes continuaram à favor da segurança, com discrepâncias médias de 25,17% (salvo a viga 15, a qual apresentou valores razoavelmente superiores). Semelhantemente para o eixo Y, pode-se determinar os seguintes esforços:

Tabela 56 – Esforços das vigas - Comparação final no eixo Y

Viga	J/I=2,50			Modelo Final		
	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kN.m)	V_{Sd} (kN)
V1	-18,3350	-22,9198	-17,2130	-23,9510	-22,2788	-14,2910
V3	-0,9610	6,8756	9,2340	-1,3180	7,5921	8,5850
V7	-9,0770	-17,1471	-22,5010	-16,3060	-16,6755	-23,7170
V8	-37,4410	-79,5035	131,1540	-51,2330	-70,8473	92,8220
V11	-40,9550	-9,6839	-14,6170	-39,0710	-12,9377	-16,3530
V13	8,3130	23,4258	19,8230	11,3880	28,1138	13,6740
V15	-5,3680	-14,6582	10,9190	-2,3500	-14,2891	9,1460
V16	-10,7760	-38,3246	44,2690	-14,1740	-30,9376	38,5950
V19	1361,6470	-72,6459	55,7920	1358,5960	-88,9822	44,7440
V20	-31,3800	-124,4364	297,8920	-63,0410	-81,5874	29,5280
V22	1,8430	-60,2258	49,2740	3,2980	-50,8402	35,6940
V23	11,6660	12,5064	-18,7340	2,1114	12,3482	-24,6950
V48	-1,5300	2,9830	-5,1960	-1,1940	2,7733	-3,9030
V52	-23,1430	-58,1348	58,1160	-33,0640	-52,9222	57,7720
V54	-71,4880	-176,7641	172,3290	-93,2200	-77,4713	132,9580
V55	-62,9440	-126,1912	119,4760	-89,6900	-130,6224	116,1500
V60	-92,8440	-33,3389	44,4320	-109,9090	-33,8196	45,1290
V62	-13,4740	-5,8603	-6,8230	-18,1130	-6,1437	-8,3670
V63	-28,4040	-90,5451	93,0830	-29,1780	-90,4311	70,9790
V65	-85,0180	-91,5659	98,4940	-88,6610	-100,2254	90,4450

Contrastando com o outro eixo, a viga com maior solicitação apresentou um esforço axial com uma diferença irrisória de 0,22%. O momento fletor, apesar de resultar em esforços 18,36% inferiores, pode-se concluir que por não ser a ação preponderante no elemento, o modelo simplificado está adequado para os parâmetros citados. Já o cisalhamento resultante da grelha superdimensionou a estrutura em 24,69%, comportamento coerente com as análises apresentadas previamente.

Mais uma vez, nos demais casos as vigas apresentaram uma compensação da falta de representatividade dos esforços axiais da analogia de grelha pela majoração dos momentos fletores quando se compara ao modelo final.

- d) Lajes: para comparar as diferenças entre as tensões nas lajes do modelo do dimensionamento e o definido após as comparações (final), separou-se as mesmas regiões utilizadas na subseção do estudo das lajes para a comparação, resultando na seguinte configuração para a combinação de maior solicitação no eixo X:

Tabela 57 – Tensões na laje central - Comparação final no eixo X

Região interna		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
1-X	1264,73	1025,32
2-X	1450,77	1336,75
3-X	339,43	257,77
4-X	1735,97	1706,83
Região de borda		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
5-X	10328,14	4078,94
6-X	8187,38	4010,69
7-X	-1380,45	-485,22
8-X	-4114,11	-2130,07
Conexão com pilares		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
9-X	10314,13	6319,87
10-X	9147,81	3896,35
11-X	-11611,16	-1114,70
12-X	-10778,29	-3123,72

Evidenciou-se que a modelagem pelo MEF resulta em diferenças entre as abordagens até mesmo na região interna, a qual teve diferenças entre as tensões de até 31,68%, o que amplificou-se com flexibilidade proporcionada pelo elemento

de casca.

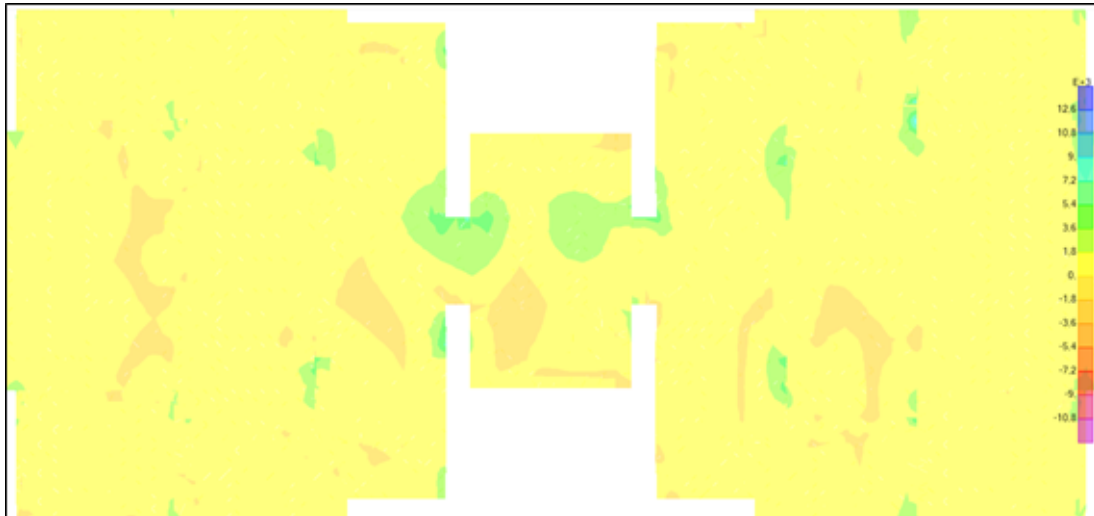
Vale ressaltar também a melhor representação da conexão entre os elementos estruturais, uma vez que as tensões localizadas na conexão do pilar-parede com laje do hall se distribuem de maneira mais gradativa (não houve um pico excessivo, como no caso da analogia de grelhas). Prosseguindo à comparação no eixo ortogonal, tem-se:

Tabela 58 – Tensões na laje central - Comparação final no eixo Y

Região interna		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
1-Y	2180,06	9212,15
2-Y	631,36	483,37
3-Y	437,97	272,38
4-Y	700,32	626,73
Região de borda		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
5-Y	16305,70	13426,71
6-Y	17030,83	13642,51
7-Y	-10848,14	-5481,18
8-Y	-15264,76	-5621,42
Conexão com pilares		
Nó	J/I=2,50 (kN/m ²)	Modelo Final (kN/m ²)
9-Y	31810,34	14332,50
10-Y	33026,97	15846,96
11-Y	-32728,93	-13303,98
12-Y	-31218,59	-13673,08

Novamente, os critérios supracitados são validados, com acréscimos nos valores das divergências percentualmente. Reforça-se que nesse eixo fica evidente que a analogia de grelha não consegue representar adequadamente o efeito de membrana que ocorre nas lajes que se deseja considerar a deformabilidade axial. Portanto, recomenda-se à projetistas a utilização das considerações realizadas no modelo final.

Figura 69 – Tensão nas lajes - Modelo Final - Solicitação máxima no eixo X



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

- e) Dimensionamento final: com o acréscimo dos deslocamentos no modelo final, alterou-se o modelo estrutural a fim de atender aos critérios da NBR 15421 (ABNT, 2006) citados previamente.

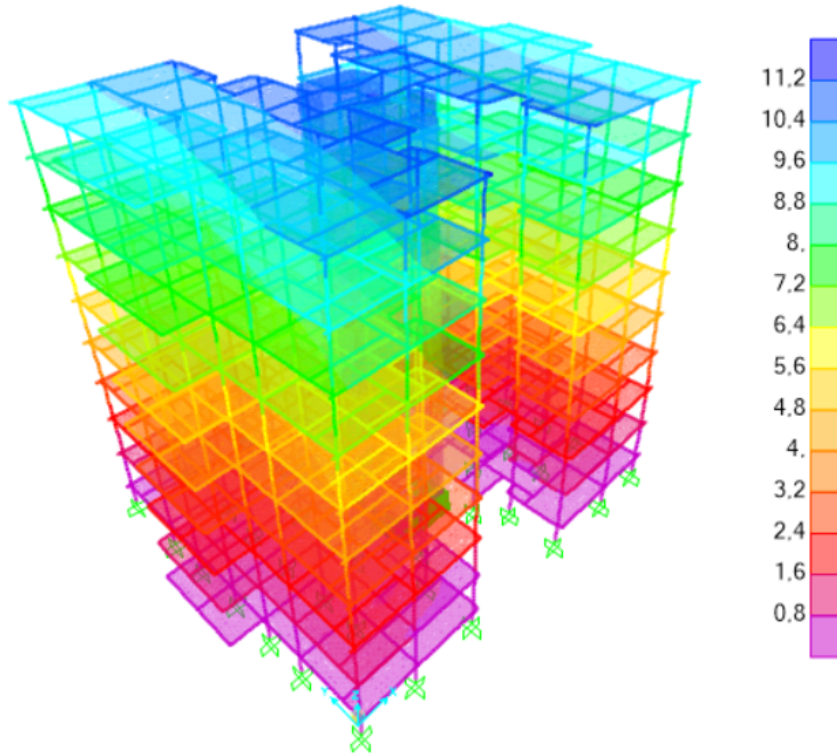
Com o intuito de não alterar a distribuição das cargas e seu valor, optou-se por modificar as dimensões dos pilares em L, pois foram os elementos que apresentaram o melhor custo x benefício para o enrijecimento do pórtico. Uma vez que os deslocamentos críticos ocorrem na solicitação máxima no eixo Y, acresceu-se 15 cm na sua aba paralela a esse eixo, incrementando $0,336 m^3$ no volume total de concreto dos pilares, que resulta nas seguintes cargas horizontais:

Tabela 59 – Distribuição vertical dos esforços - Modelo final

Pavimento	h_x (m)	$W_x(kN)$	k	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	$H_x (kN)$
Térreo	0,00	3920,66	1,03	0,00	0,000	0,00
Tipo 1	2,88	5245,35	1,03	15593,69	0,022	228,74
Tipo 2	5,76	5245,35	1,03	31842,69	0,044	467,09
Tipo 3	8,64	5245,35	1,03	48348,59	0,067	709,20
Tipo 4	11,52	5245,35	1,03	65023,55	0,090	953,80
Tipo 5	14,40	5245,35	1,03	81825,38	0,113	1200,26
Tipo 6	17,28	5245,35	1,03	98728,99	0,136	1448,21
Tipo 7	20,16	5245,35	1,03	115717,72	0,160	1697,41
Tipo 8	23,04	5245,35	1,03	132779,67	0,183	1947,68
Cobertura	25,92	4699,31	1,03	134300,57	0,185	1969,99
Somatório	-	50582,78	-	724160,85	1,000	10622,38

Por conseguinte, aplicou-se no modelo final as cargas atualizadas com os pilares redimensionados, o qual apresentou os seguintes deslocamentos para o eixo crítico (Y):

Figura 70 – Deslocamentos em Y - Modelo final redimensionado



Fonte: *SAP* (CSI, 2006).

Verificando os critérios de deslocamentos limites da NBR 15421 (ABNT, 2006):

Tabela 60 – Modelo final redimensionado - Deslocamentos com carga 100% em X

Pavimento	δ_{ye} (cm)	δ_y (cm)	Δ_y	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	0,57	2,29	2,29	5245,35	228,74	0,046
Tipo 2	1,24	4,97	2,68	5245,35	467,09	0,026
Tipo 3	2,03	8,11	3,14	5245,35	709,20	0,020
Tipo 4	2,89	11,55	3,45	5245,35	953,80	0,016
Tipo 5	3,80	15,19	3,64	5245,35	1200,26	0,014
Tipo 6	4,72	18,87	3,68	5245,35	1448,21	0,012
Tipo 7	5,60	22,38	3,51	5245,35	1697,41	0,009
Tipo 8	6,37	25,47	3,08	5245,35	1947,68	0,007
Cobertura	6,96	27,83	2,36	4699,31	1969,99	0,005

Tabela 61 – Modelo final redimensionado - Deslocamentos com carga 100% em Y

Pavimento	δ_{ye} (cm)	δ_y (cm)	Δ_y	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Θ
Tipo 1	0,72	2,89	2,89	5245,35	228,74	0,058
Tipo 2	1,72	6,87	3,98	5245,35	467,09	0,039
Tipo 3	2,96	11,83	4,96	5245,35	709,20	0,032
Tipo 4	4,33	17,32	5,49	5245,35	953,80	0,026
Tipo 5	5,75	23,01	5,68	5245,35	1200,26	0,022
Tipo 6	7,15	28,62	5,61	5245,35	1448,21	0,018
Tipo 7	8,50	33,99	5,37	5245,35	1697,41	0,014
Tipo 8	9,76	39,05	5,06	5245,35	1947,68	0,012
Cobertura	10,88	43,53	4,48	4699,31	1969,99	0,009

Novamente, além de atender os critérios de deslocamento máximo relativo entre os pavimentos, não é necessário a análise dos efeitos de segunda ordem. Desse modo, o modelo com o ajuste proposto apresentado no apêndice E atende aos critérios analisados independentemente do modelo utilizado.

Capítulo 4

CONCLUSÃO

4.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através das verificações realizadas foi possível concluir que, para solicitações elevadas como o caso de estudo, dificilmente um modelo pré-dimensionado às solicitações normais irá atender adequadamente às exigências da NBR 15421 (ABNT, 2006). Tais divergências acentuam-se no que diz respeito aos limites de deslocamentos entre pavimentos e critérios da verificação de cisalhamento, pois as forças horizontais utilizadas além de elevadas, se distribuem de maneira concentrada, resultando em tensões consideráveis em elementos específicos.

Reforça-se ainda que, em edificações muito altas, haverá um ponto de inflexão em função do número de pavimentos no qual o esforço de vento irá ser a solicitação preponderante, especialmente nos casos de estruturas esbeltas que possuem menor peso efetivo. Nesses casos, o desempenho sísmico pode se mostrar adequado com o dimensionamento às cargas usuais.

Quanto às discretizações das lajes, o modelo final proposto se mostrou eficaz em resolver problemas recorrentes em escritórios de projeto. A capacidade de representação dos esforços atuantes nas lajes, frente ao menor custo computacional, viabiliza o uso de elementos de casca se devidamente modeladas as conexões com os elementos reticulados.

Notou-se também que a analogia de grelhas reduz consideravelmente sua representatividade com a tentativa de simular o efeito de membrana utilizando elementos de barras, mesmo com a utilização de um modelo integrado das lajes com o pórtico. Tal comportamento se intensificou com as excentricidades das vigas em relação aos pilares, pois dificultou a discretização da grelhas além de resultar em locais com picos de tensões extremamente elevados e pouco representativos.

Já a proposta de modelagem do núcleo rígido, além de reduzir o comportamento não realista nos encontros dos pilares com a laje, conseguiu-se melhor caracterizar as deformações em cada uma das suas abas, um dos critérios em que as abordagens simplifi-

cadascas se mostraram incapazes de representar satisfatoriamente com a aplicação de forças diretamente no elemento resistente.

Além disso, a maior flexibilidade no modelo mais refinado (sem as barras rígidas) resultou em diferenças de deslocamentos a ponto de necessitar um redimensionamento para conformar a estrutura ao requisitos da NBR 15421, comprovando assim a necessidade de uma discretização adequada.

Por ser uma alternativa encontrada no meio comercial, comparou-se também a utilização da analogia de grelhas nos pilares-parede, a qual obteve resultados mais próximos do modelo final quando comparada com os demais casos propostos. Contudo, as forças atuantes diretamente no elemento exigiram a adoção de uma malha pequena para a convergência, o que acarretou no acréscimo considerável do tempo de análise. Dessa maneira, o modelo com elemento de cascas é a opção mais viável.

A despeito das configurações estruturais adotadas, vale ressaltar que a melhor distribuição da rigidez equivalente entre os pórticos ocorreu com o emprego de pilares em L, uma solução que se mostrou extremamente eficaz para o controle dos deslocamentos.

Além disso, devido à arquitetura, a união do núcleo rígido com a viga central resultou em valores de tração extremamente elevados na peça. Assim, para evitar tal inconveniência, recomenda-se que o pilar parede seja feito em toda a região do hall e as suas abas se associem às lajes adjacentes, removendo a reentrância na qual os esforços foram exorbitantes.

Quanto ao dimensionamento, os esforços axiais preponderaram em algumas situações (como o caso do lintel), tornando imprescindível a consideração da deformabilidade axiforme das lajes, o que se comprovou também nas seções de comparações dos modelos de lajes.

Desse modo, os objetivos almejados para o trabalho foram alcançados e espera-se que as soluções aqui apresentadas consigam possibilitar uma maior gama de alternativas ao projetistas.

4.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o intuito de avaliar critérios que não foram inclusos no presente trabalho, sugere-se:

- a) Implementar no modelo o confinamento do concreto armado;
- b) Considerar os efeitos das excentricidades das lajes com as vigas;
- c) Incorporar a consideração dos efeitos das paredes sem função estrutural (vedação);
- d) Realizar as análises com a inclusão dos efeitos de não-linearidade de maneira mais formal.

Referências

- ABNT. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, 1980.
- ABNT. NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, p. 18, 2003.
- ABNT. NBR 15421 - Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimentos. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, p. 26, 2006.
- ABNT. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, p. 238, 2014.
- ALTOQI. *Eberick*. Florianópolis: [s.n.], 2019.
- ARAÚJO, J. M. de. *Curso de concreto armado - Volume 4*. 3. ed. Rio Grande, RS: Editora DUNAS, 2010. 334 p.
- ASCE. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: [s.n.], 2005. 419 p. ISSN 0036-8075. ISBN 9780784412916.
- Atlas Schindler. *Manual de Transporte Vertical em Edifícios*. 2008.
- BARBOZA, A. d. S. R. *Contribuição à análise estrutural de sistemas lajes-vigas de concreto armado mediante analogia de grelha*. Dissertação (Mestrado) — USP, 1992.
- BELES, A. A.; IFRIM, M. D.; YAGÜE, A. G. *Elementos de ingeniería sísmica*. Barcelona, Espanha: Ediciones Omega, S. A., 1975. 539 p. ISBN 84-282-0416-0.
- BERNARDI, D. F. *Um modelo computacional para análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais*. 135 p. Dissertação (Mestrado) — UFRGS, 2010.
- BOZZO, L. M.; BARBAT, A. H. *Diseño Sismorresistente de Edificios - Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona, Espanha: Editorial Reverté, 2000. 396 p. ISBN 84-291-2011-4.
- BRANZ. *Seismic Resilience*. 2019. <<http://www.seismicresilience.org.nz/topics/superstructure/seismic-design-concepts/braced-frames/>>, Acessado em: 14/01/2019.
- CBMSC. *Instrução Normativa 03 – Carga de Incêndio*. Florianópolis, 2014.
- CBMSC. *Instrução Normativa 07 – Sistema Hidráulico Preventivo*. Florianópolis, 2014.
- CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures*. 4. ed. Berkeley, California: Prentice Hall, 2012. 980 p. ISBN 9780132858038.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. 3. ed. Berkeley, California: Computers & Structures, 2003. 752 p. ISSN 1098-6596. ISBN 9781848210639.
- COELHO, J. D. *Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha*. 220 p. Dissertação (Mestrado) — UFSC, 2000.

- COLOMBO, A. B. *Aplicação do modelo de campo distorcido de tensões na análise de peças de concreto armado via método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado) — USP, 2011.
- COOK, R. D. et al. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. 4. ed. Madison, Wisconsin: John Wiley & Sons, Ltd., 2001. 719 p.
- CORLEY, W. G. Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v. 92, n. 5, p. 121–146, 1966.
- CORRÊA, M. R. S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. 331 p. Tese (Doutorado) — USP, 1991.
- CORRÊA, M. R. S.; VENTURINI, W. S. Trechos rígidos em estruturas reticuladas - Análise linear e não-linear geométrica. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, v. 12, p. 57–66, 2010.
- CSI. *SAP2000*. 2006.
- CUBAS, M. V. L. T. *Análise Numérica do Comportamento de Pavimentos Constituídos de Lajes Lisas de Concreto Protendido*. Dissertação (Mestrado) — PUC-Rio, 2012.
- De Mendonça Figuerôa, S. F. Brazilian geology for Brazilian students: The general geology textbook published by John Casper Branner in 1906. *Earth Sciences History*, History of the Earth Sciences Society, v. 35, n. 2, p. 375–386, jan 2016. ISSN 0736-623X.
- DEFILTRO, V. F. *Dimensionamento de um edifício sismo resistente*. 2018. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil), UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina), Florianópolis, Brasil.
- DELGADO, R.; ARÊDE, A. Análise de estruturas de edifícios sob acções horizontais. 2000.
- DHAKAL, R.; FENWICK, C.; ELMENSHAWI, A. Detailing of Plastic Hinges in Seismic Design of Concrete Structures. Paper by Rajesh-2009.pdf. *Aci Structural Journal*, n. September-October, p. 742–745, 2008.
- DOWRICK, D. J. *Earthquake Resistant Design and Risk Reduction*. 2. ed. Tauraga, New Zealand: John Wiley & Sons, Ltd., 2009. 549 p. ISBN 978-0-470-77815-9.
- FALCONÍ, R. A. *Análisis sísmico de edificios*. 1. ed. Quito, Ecuador: [s.n.], 2008. 96–100 p. ISBN 9789587201178.
- FEMA. *Designing for Earthquakes: A Manual for Architects*. Oakland, California: FEMA, 2006. 394 p.
- FEMA. *Earthquake - Resistant Design Concepts*. Washington, DC: FEMA P-749, 2010. 110 p.
- FONTES, F. F. *ANÁLISE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS LINEARES SEGUNDO A NBR 6118 : 2003*. Dissertação (Mestrado) — USP, 2005.
- GERE, J. M.; WEAVER, W. J. *Matrix Analysis of Framed Structures*. 3. ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1990. 557 p. ISBN 9781468474893.

GOEL, R. K.; CHOPRA, A. K. Seismic Code Analysis of Buildings without Locating Centers of Rigidity. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 119, n. 10, p. 3039–3055, 1993. ISSN 0733-9445.

GUILARDI, S. L. M. *Sobre os problemas inerentes aos processos discretos na análise de núcleos estruturais*. 180 p. Dissertação (Mestrado) — UNICAMP, 1999.

GUTENBERG, B.; RICHTER, C. F. Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration (Second paper). *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 46, n. 2, p. 105–145, 1956. ISSN 1943-3573.

HAMBLY, E. C. *Bridge Deck Behaviour*. 2. ed. New York: E & FN SPON, 1991. 313 p. ISBN 0442314248.

JUNIOR, E. S. *Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos*. 130 p. Tese (Doutorado) — ISP, 2001.

LINDEBURG, M. R.; BARADAR, M. *Seismic Design of Building Structures: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details*. 8. ed. Belmont, California: Professional Publications, Inc., 2001. 272 p. ISSN 1750-1229. ISBN 1-888577-52-5.

LOPES, A. E. d. V.; NUNES, L. C. Intensidades sísmicas de terremotos : formulação de cenários sísmicos no Brasil. *Revista USP*, São Paulo - SP, p. 90–103, nov 2011.

MANCINI, E. *Associação contínua tridimensional de pórticos e paredes*. 108 p. Dissertação (Mestrado) — USP, 1972.

MARCUS, H. D.-I. *Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten*. 2. ed. Berlin: [s.n.], 1929. ISBN 13:978-3-642-90076-1.

MIRANDA, P. d. S. T. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira*. 133 p. Dissertação (Mestrado), 2010.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, Á. G.; CABRÉ, F. M. *Hormigón Armado*. 14. ed. Barcelona, Espanha: Gustavo Gili, SA, 2000. 846 p.

Município de Florianópolis. *Código de Obras de Florianópolis*. 2000. Disponível em: <<https://leismunicipais.com.br/codigo-de-obras-florianopolis-sc>>.

NAEIM, F. *The Seismic Design Handbook*. 2. ed. New York: Springer US, 2001. 830 p. ISSN 1879-3150. ISBN 978-0-7923-7301-8.

NEWMARK, N. M.; HALL, W. J. *Earthquake spectra and design*. 1. ed. Berkeley, California: EEERI, 1982. 103 p.

NSR. *NSR 10 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, Colombia: [s.n.], 2010. 130 p.

OBRUCHEV, V. A. Osnovnye cherty kinetiki i plastiki neotektonik. *Akad. Nauk. Izv. Serv. Geol.*, p. 13–24, 1948.

OMAR, R.; DANTAS, D. E. O. *Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes*. 201 p. Dissertação (Mestrado) — UFRN, 2013.

- PARISENTI, R. *Estudo de Análise Dinâmica e Metodológica da NBR 14421 Para Projetos de Edifícios Submetidos a Sismos*. 219 p. Dissertação (Mestrado), 2011.
- PARK, R.; KENT, D. C.; SAMPSON, R. A. Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading. *Aci Structural Journal*, ASCE, v. 98, n. 7, p. 1341–1360, 1972.
- PARK, R.; PRIESTLEY, M.; D. Gill, W. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 108, p. 929–950, apr 1982.
- PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, Ltd., 1992. 768 p.
- PEÑA, L. A. *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. 194 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Brasília, 2012.
- PENDER, M. J. Earthquake resistant design of foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, v. 29, n. 3, p. 155–171, 1996. ISSN 0110-0718.
- PEREIRA, A. C. d. O. *Estudo Da Influência Da Modelagem Estrutural Do Núcleo Nos Painéis De Contraventamento De Edifícios Altos*. Tese (Doutorado), 2000.
- PEREIRA, G. S. *Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado*. 97 p. Dissertação (Mestrado) — USP, 1997.
- PLUMIER, A. et al. *Guidelines for Seismic Vulnerability Reduction in the Urban Environment*. Pavia, Itália, 2007. 333 p.
- POWELL, G. H. Displacement-Based Seismic Design of Structures. *Earthquake Spectra*, v. 24, n. 2, p. 555–557, 2008. ISSN 8755-2930.
- PRADO, J. F. M. d. A. *Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais*. Dissertação (Mestrado) — USP, 1995.
- PREVE, W. S.; VALDATI, J. Abalos sísmicos moderados no Brasil: Um levantamento dos eventos registrados nos séculos XX e XXI e a difusão de medidas preventivas. n. c, p. 3928–3940, 2017.
- RODRIGUES, L. C. d. S. *Metodologias Simplificadas de Avaliação Sísmica de Edifícios de BA*. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Aveiro, 2009.
- SAADI, A. et al. *Map and Database of Quaternary Faults and Lineaments in BRazil*. Denver, Colorado, 2002. 63 p.
- SERRA, J. L. F. d. A. *Contribuição ao estudo de núcleos resistentes de concreto armado*. 142 p. Tese (Doutorado) — USP, 1994.
- SINHA, B. P.; GERSTLE, K. H.; TULIN, L. G. Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading. *Aci Structural Journal*, v. 61, n. 2, 1964.
- SMITH, B. S.; COULL, A. *Tall building structures: analysis and design*. 1. ed. [S.l.]: John Wiley & Sons, Ltd., 1991. 537 p. ISBN 0471512370.

- SMITH, B. S.; GIRGIS, A. M.; ABATE, A. Analogous frames for the analysis of tall shear wall structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, v. 8, n. 2, p. 179–185, jun 1981. ISSN 0315-1468.
- STAMATO, M. C. *Associação contínua de painéis de contraventamento*. São Paulo: USP, 1972.
- STRAMANDINOLI, J. S. B. *Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha*. 199 p. Dissertação (Mestrado) — UFSC, 2003.
- SUGUIO, K.; MARTIN, L. *The role of neotectonics in the evolution of the brazilian coast*. [S.l.], 1996. v. 4, n. 2, 45–53 p.
- SÜSSEKIND, J. C. *Curso de Concreto - Volume 2*. 3. ed. São Paulo - SP: Globo, 1987. 280 p.
- TARANATH, B. S. R. *The torsional behaviour of open section shear wall structures*. Tese (Doutorado) — University of Southampton, 1968.
- TECGRAF/PUC-RIO. *Ftool 4.00.04*. 2018.
- TEIXEIRA, W. et al. *Decifrando a terra*. 2. ed. São Paulo - SP: Oficina de Textos, 2003. 568 p. ISBN 8504014398.
- UANG, C. Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, v. 117, n. 1, p. 19–28, 1991. ISSN 0733-9445.
- UBC. Structural Design Requirements. *Uniform Building Code*, v. 2, p. 545, 1997.
- VARUM, A.; SALAZAR, H. *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. 1 – 508 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade de Aveiro, 2003.
- VLASSOV, B. Z. *Pièces longues en voiles minces*. Paris: Eyrolles, 1962. 655 p.
- W. GALLAGHER R., Z. R. M. *MASTAN2 3.0.7*. 2006.
- WHITTAKER, A. S.; UANG, C.-M.; BERTRERO, V. V. *Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure*. Berkeley, California, 1987. 425 p.
- WICANDER, R.; MONROE, J. S. *Fundamentos de Geologia*. 1. ed. [S.l.]: Cengage Learning, 2009. 528 p.
- YAGUI, T. *Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais*. Tese (Doutorado) — USP, 1971.
- ZÁRATE, G.; AYALA, A. G.; GARCÍA, O. Método sísmico estático para edificios asimétricos: revisión de enfoques. *Revista de Ingeniería Sísmica*, p. 1–21, 2003.
- ZIENKIEWICZ, O. C.; PAREKH, C. J.; TEPLY, B. Three-Dimensional Analysis of Buildings Composed of Floor and Wall Panels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v. 49, n. 3, p. 319–332, 1971.

Apêndice A

PLANTA DE FORMAS - Modelo PRÉ-DIMENSIONADO

Apêndice B

ADEQUAÇÃO AO ELU DA NBR 6118:2014

Como o intuito do trabalho é a análise entre modelos, a adequação à NBR 6118 (ABNT, 2014) será apresentada de maneira sucinta, expondo apenas o procedimento de cálculo para o ELU com o auxílio de um exemplo para cada elemento estrutural.

Portanto, inicialmente se verifica a condição de equilíbrio estabelecida no item 10.3 da normativa citada previamente, a qual exige que a estrutura quando considerada como um corpo rígido satisfaça a condição de $M_{Rd} \geq M_{Sd}$.

Para isso, utilizou-se das forças horizontais da tabela 25 para a determinação do momento solicitante, o qual se calcula pela seguinte relação: $\sum(F_{px} \cdot h_n)$; resultou-se então no seguinte momento solicitante de projeto:

$$M_{Sd} = 192090,99 \text{ kN.m}$$

Já para o momento resistente, utilizou-se a menor dimensão em planta do prédio que é de 22,88 m e foi considerado que a carga permanente (apresentada na tabela 26) atua no centro do pavimento. Tem-se assim:

$$M_{Rd} = 50340,68 \cdot \frac{22,88}{2} = 575897,38 \text{ kN.m}$$

Logo, a condição de equilíbrio é atendida. Já para o cálculo dos demais elementos, por ser um caso de irregularidade que é obrigatório a consideração da deformação axial das lajes, a inclusão dos esforços de tal hipótese é imprescindível, sendo portanto necessário a abordagem da flexão composta.

De acordo com Montoya, Meseguer & Cabré (2000), tais problemas em seções retangulares de concreto armado restringem-se à determinação da altura da peça e das suas armaduras, uma vez que é usual já estar definido o esforço axial de cálculo (N_{Sd}), a sua excentricidade e a dimensão de sua base.

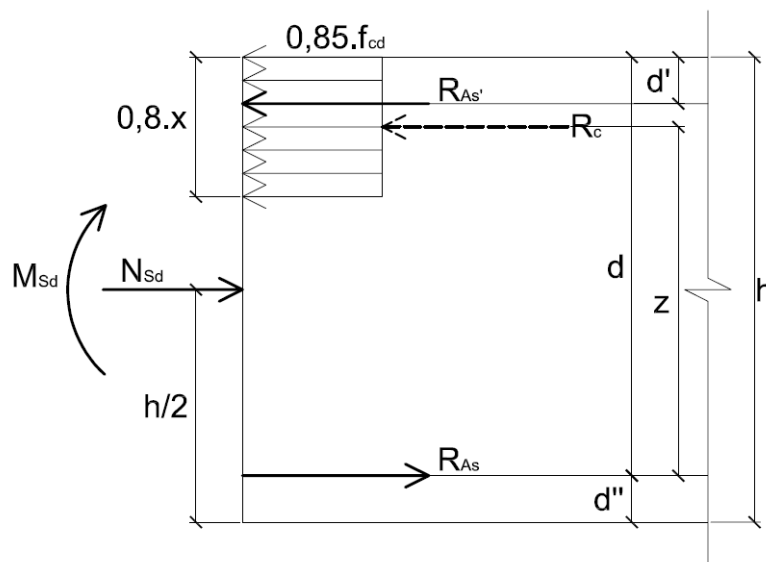
O autor apresenta ainda o teorema de Ehlers, o qual prediz que todo problema de flexão composta pode ser reduzido a um de flexão simples com a utilização de um momento equivalente, o qual se determina com a multiplicação do esforço axial solicitante pela distância até a posição da armadura (excentricidade). Assim, quanto à essa grandeza, pode-se subdividir a flexão composta reta em dois grupos:

- a) Grandes excentricidades ($e > d$): devido à curvatura do elemento, que no estágio 3 garante que a linha neutra se encontre na seção da peça, ocorre a deformação das suas fibras na direção oposta ao carregamento, garantindo duas zonas distintas, uma tracionada e outra comprimida, o que caracteriza por manter o elemento nos domínios 2, 3 e 4.

Como o problema pode se simplificar frente à premissa de Ehlers, sugere-se realizar os dimensionamentos com foco na alteração da altura, uma vez que será mais eficiente no aumento da resistência (MONTROYA; MESEGUER; CABRÉ, 2000). Desse modo, o cálculo da armadura se realiza de maneira usual em função da taxa mecânica da armadura e dos esforços reduzidos (coeficientes adimensionais) (ARAÚJO, 2010).

Contudo, para dispensar a utilização de ábacos, uma solução analítica simplificada é facilmente deduzível através do equilíbrio das forças horizontais atuantes. Assim, pode-se discretizar a seção na seguinte configuração:

Figura 71 – Seção submetida à flexão composta



Considerando o equilíbrio estático quanto ao somatório de forças horizontais:

$$N_{Sd} + R_{As} - R_{As'} - R_c = 0 \quad (\text{B.1})$$

Com o intuito de representar as reações do concreto e do aço em função das áreas de aço e tensões atuantes, tem-se:

$$N_{Sd} + A_s \cdot \sigma_s - A_{s'} \cdot \sigma_{s'} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x = 0$$

$$N_{Sd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x - A_s \cdot \sigma_s + A_{s'} \cdot \sigma_{s'} \quad (\text{B.2})$$

Já para o equilíbrio do somatório dos momentos na altura da armadura inferior, deduz-se que:

$$-N_{Sd} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'' \right) - M_{Sd} + R_{As'} \cdot (d - d') + R_c \cdot z = 0 \quad (\text{B.3})$$

Definindo que o momento atuante na armadura tracionada é dado por $M_{d,As} = N_{Sd} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'' \right) + M_{Sd}$ e $z = \left(d - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$, é possível chegar a seguinte equação de equilíbrio:

$$M_{d,As} = A_{s'} \cdot \sigma_{s'} \cdot (d - d') + (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x) \left(d - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right) \quad (\text{B.4})$$

Considerando que o concreto utilizado será inferior à 50 MPa, a NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que para um comportamento dúctil a peça deve obedecer a relação $x \leq 0,45 \cdot d$, onde:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{d,As}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}}}{0,8} \quad (\text{B.5})$$

Definindo que $M_{d,As,lim} = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot 0,45 \cdot d) \left(d - \frac{0,8 \cdot 0,45 \cdot d}{2} \right)$ é o momento limite para atender ao critério de ductilidade e que há armadura de compressão, tem-se:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot 0,45 \cdot d + A_{s'} \cdot \sigma_{s'} - N_{Sd}}{f_{yd}} \quad (\text{B.6})$$

$$A_{s'} = \frac{M_{d,As} - M_{d,As,lim}}{\sigma_{s'} \cdot (d - d')} \quad (\text{B.7})$$

As tensões são determinadas pressupondo um comportamento onde a lei de Hooke é válida. Logo, calcula-se a tensão atuante no aço comprimido pela seguinte formulação:

$$\sigma_{s'} = E_s \cdot \varepsilon_{s'} \quad (\text{B.8})$$

Admitindo que o aço na peça é apenas CA-50, determina-se:

$$\varepsilon_{s'} = \frac{0,0035 \cdot (0,45 \cdot d - d')}{0,45 \cdot d} \quad (\text{B.9})$$

Em situações nas quais a armadura de compressão é inexistente, com as demais considerações, chega-se a seguinte formulação para a área de aço:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x - N_{Sd}}{f_{yd}} \quad (\text{B.10})$$

Onde:

- A_s é a área de aço inferior;
- $A_{s'}$ é a área de aço superior;
- b_w é a largura da base;
- d é a altura útil;
- d' é a distância entre a armadura superior e a face superior da seção;
- d'' é a distância entre a armadura inferior e a face inferior da seção;
- E_s é o módulo de elasticidade do aço passivo. No item 8.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) há a recomendação da adoção do valor de 210 GPa na ausência de dados de ensaios;
- f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;
- f_{yd} é a resistência de cálculo à tração do aço;
- h é a altura da peça;
- M_{d,A_s} é o momento de cálculo na armadura inferior;
- N_{Sd} é o esforço axial solicitante. Seu valor é positivo no caso de compressão e negativo quando tração;
- R_{A_s} é a força resultante da armadura inferior;
- $R_{A_{s'}}$ é a força resultante da armadura superior;
- R_c é a força resultante do concreto;
- x é a altura da linha neutra;
- z é a distância do centro de aplicação da força resultante do concreto até a armadura tracionada.
- $\varepsilon_{s'}$ é a deformação da armadura superior;
- σ_s é a tensão na armadura tracionada;
- $\sigma_{s'}$ é a tensão na armadura comprimida;

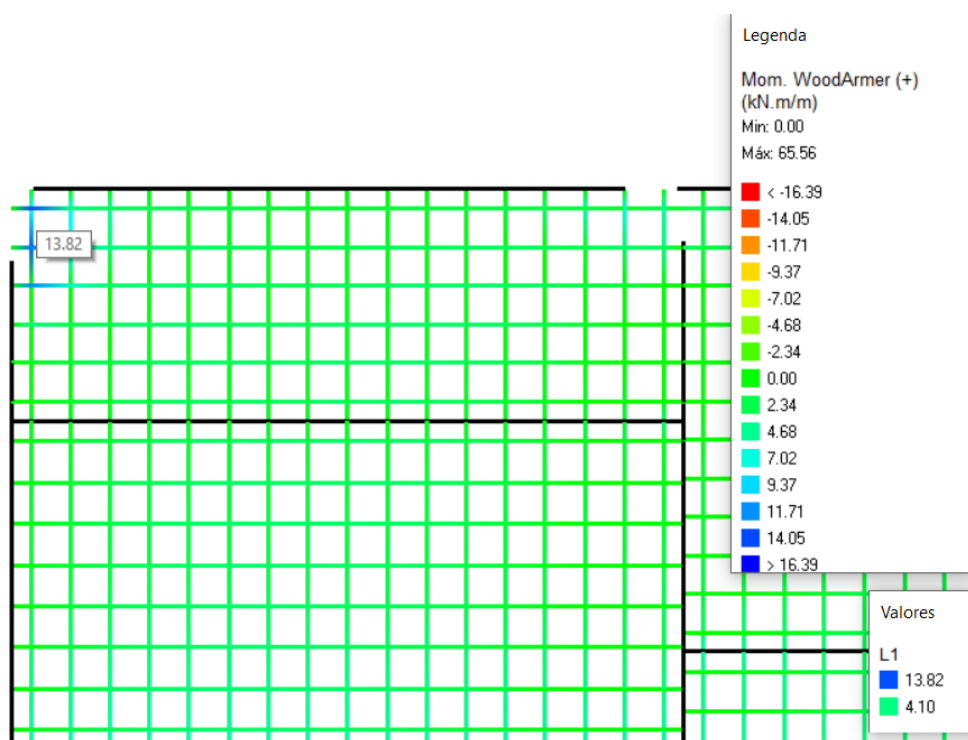
- b) Pequenas excentricidades ($e \leq d$): são casos nos quais a seção terá armaduras com esforços simultâneos, isto é, as fibras da peça inteira sofrerão encurtamento ou alongamento.

Tais situações recaem nos domínios 1 ou 5 e recomenda-se a adoção de armaduras simétricas, as quais podem ser facilmente determinadas através de ábacos de iteração disponíveis nas bibliografias (MONTROYA; MESEGUER; CABRÉ, 2000).

Assim, uma vez determinadas as equações, separou-se nos seguintes elementos:

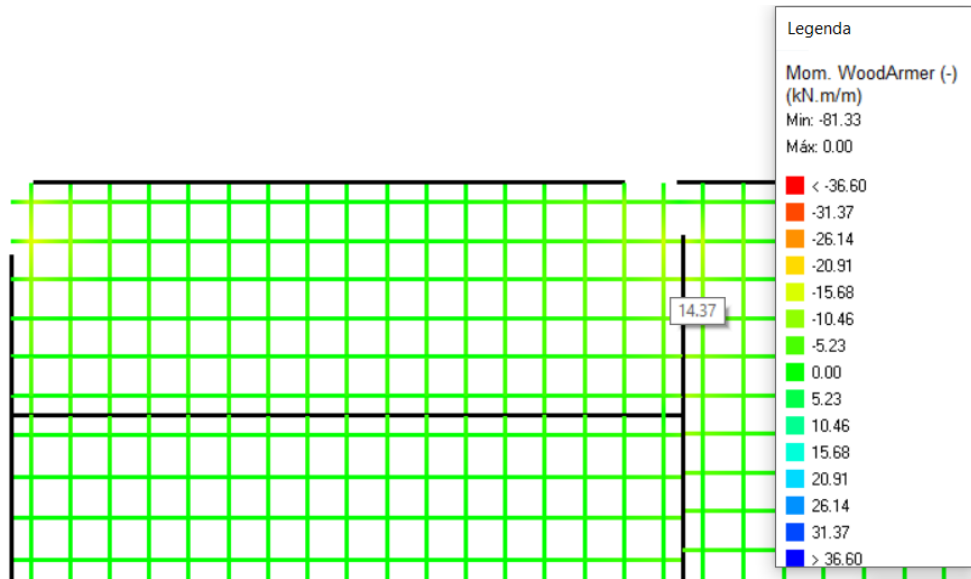
- a) Lajes: para a verificação das lajes, utilizou-se da envoltória dos esforços obtidos pela analogia de grelhas no eixo X e Y das combinações definidas no escopo do trabalho. Com a consideração da deformabilidade axial, o procedimento de cálculo utilizou as formulações de flexão composta. Assim, para a laje 1 da cobertura, tem-se:

Figura 72 – Momento fletor máximo - Envoltória dos esforços



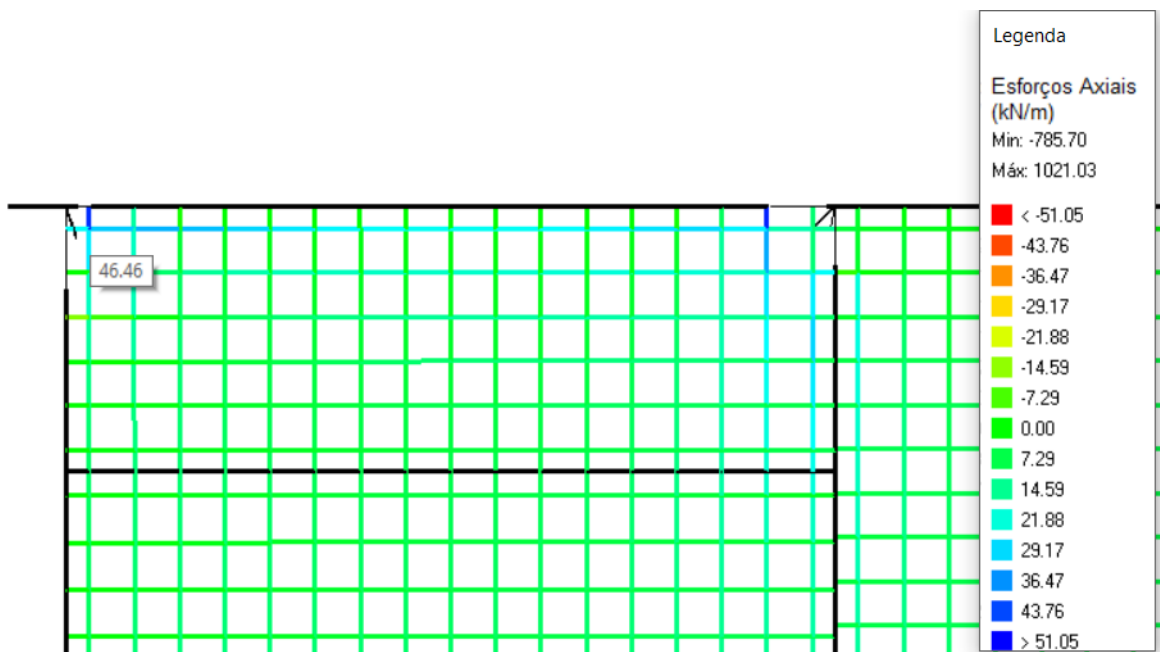
Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Figura 73 – Momento fletor mínimo - Envoltória dos esforços



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Figura 74 – Esforço axial máximo - Envoltória dos esforços



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Como as solicitações apresentadas ocorrem em locais específicos, optou-se por fazer uma verificação inicial com tais carregamentos e caso resulte em uma armadura

elevada, adotar-se-á uma malha base com armaduras complementares nas regiões necessárias.

Assim, calculou-se previamente a armadura mínima. Considerando o $f_{ck} = 30$ MPa, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estipula que a taxa de armadura mínima (ρ_{min}) seja igual a 0,150% de seção de concreto (A_c); determina-se então que:

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 16$$

$$A_{s,min} = 2,4 \text{ cm}^2/m.$$

Como $\gamma_s = 1,0$ e $\gamma_c = 1,2$ para solicitações excepcionais, f_{cd} e f_{yd} são dados por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,2} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

Por localizar-se em uma região classificada como classe de agressividade III, o cobrimento nominal em cm para a laje do pavimento da cobertura é de 3,5 cm. Já a resistência característica mínima do concreto dessa classe de agressividade ambiental é de 30 MPa, o que também se atende.

Desse modo, realizou-se o cálculo da altura útil pressupondo uma armadura com bitola de $\phi = 8,0\text{mm}$ (devido à armadura mínima), o que resultou na seguinte configuração:

$$d = h - c - \phi = 16 - 3,5 - 0,8$$

$$d = 11,7 \text{ cm}.$$

Por conseguinte, estimou-se a altura da linha neutra para o momento positivo no eixo X utilizando a formulação apresentada na equação B.5:

$$x = \frac{0,117 - \sqrt{0,117^2 - \frac{2 \cdot M_{d,As}}{0,85 \cdot 25000 \cdot 1}}}{0,8}$$

Definiu-se previamente que $M_{d,As} = N_{Sd} \cdot (\frac{h}{2} - d'') + M_{Sd}$. Contudo, devido às irregularidades no plano, o item 8.4 da NBR 15421 (ABNT, 2006) exige a utilização de um coeficiente de majoração de efeitos para os esforços horizontais. Desse modo, definiu-se os esforços solicitantes de projeto:

$$N_{Sd,x^+} = 2,50 \cdot 46,46 = 116,15 \text{ kN/m}$$

$$M_{d,As,x^+} = 116,15 \cdot \left(\frac{0,16}{2} - 0,043 \right) + 13,82$$

$$M_{d,As,x^+} = 18,12 \text{ kN.m/m}$$

Calculou-se então a altura da linha neutra:

$$x = \frac{0,117 - \sqrt{0,117^2 - \frac{2 \cdot 18,12}{0,85 \cdot 25000 \cdot 1}}}{0,8} \cdot 10^2 = 0,94 \text{ cm}$$

Por conseguinte, foi possível determinar a área de aço para o momento máximo positivo na direção X pela equação B.10.

$$A_{s,x^+} = \frac{0,85 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0094 - 116,15}{500000} \cdot 10^4 = 0,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como é inferior à armadura mínima, adotou-se $A_s = 2,4 \text{ cm}^2$. Analogamente para a armadura negativa, obteve-se:

$$N_{Sd,x^-} = 2,50 \cdot 29,55 = 73,88 \text{ kN/m}$$

$$M_{d,As,x^-} = 73,88 \cdot \left(\frac{0,16}{2} - 0,043 \right) + 14,37 = 17,10 \text{ kN.m/m}$$

Recalculando a altura da linha neutra para essa seção:

$$x = \frac{0,117 - \sqrt{0,117^2 - \frac{2 \cdot 17,10}{0,85 \cdot 25000 \cdot 1}}}{0,8} \cdot 10^2 = 0,89 \text{ cm}$$

Por fim, a área de aço necessária:

$$A_{s,x^-} = \frac{0,85 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0089 - 73,88}{500000} \cdot 10^4 = 1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotou-se portanto novamente o valor da armadura mínima. Como as solicitações no eixo Y são inferiores, detalhou-se a armadura mínima nesse eixo também. Assim, utiliza-se para a armadura longitudinal $\phi_l = 8,0 \text{ c}/20$ em ambas as direções.

Quanto à sua ancoragem, o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que com a utilização de ganchos a 90° , $\alpha = 0,7$; calculou-se portanto com a seguinte formulação:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Onde:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi$$

Sendo:

$$l_{b,min} \leq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo, considerando que $A_{s,calc} = A_{s,ef}$, determina-se o valor de $l_{b,nec} = 14 \text{ cm}$, o que é facilmente executável.

Calculou-se ainda a armadura de borda, a qual possuiu um gancho de $25 \cdot \phi = 20 \text{ cm}$ e se estende até 15% da menor extensão da laje, aproximadamente 20 cm nesse caso. Por fim, como não se utilizou a economia de ponta no detalhamento, a norma prescinde a armadura de canto.

Já para a dispensar a utilização da armadura de cisalhamento, a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 19.4.1 estabelece que a seguinte condição deve ser respeitada:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k_1 \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Para classes de concreto até 50 MPa, tem-se:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd,inf} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,004375 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,42 \text{ MPa}.$$

Como não há economia de pontas, $k_1 = (1,6 - d) \geq 1 = (1,6 - 0,117) = 1,483$, $\rho_1 = \frac{A_{s,ef}}{b_w \cdot d} = 0,002$ (verificada a condição que $\rho_1 \leq 0,02$) e, com a ausência de protensão ($\sigma_{cp} = 0$), pode-se calcular que:

$$V_{Rd1} = [420 \cdot 1,483 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,002)] \cdot 1 \cdot 0,117 = 93,28 \text{ kN/m}$$

Como o valor solicitante de projeto é igual a 61,14 kN/m, valida-se que não é necessário utilizar armadura de cisalhamento. Por último, verificou-se a biela da seção pelo modelo de cálculo I ($\Theta = 45^\circ$), o qual é apresentado nos itens 17.4.2.2 e 17.5.1.5 pelas seguintes condições:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Sd}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h \cdot \text{sen}(2\Theta)$$

Uma vez que $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/250)$:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,117 = 789,75 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,50 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 0,16 \cdot 0,16 \cdot \text{sen}(90) = 281,60 \text{ kN.m/m}$$

Sendo a torção solicitante de 12,90 kN.m/m, determina-se:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd2}} = \frac{61,14}{789,75} + \frac{12,90}{281,60} = 0,12 \leq 1$$

Logo, a laje atende aos critérios do estado limite último.

- b) Vigas: para o dimensionamento optou-se por apresentar a viga 19 que devido a sua elevada solicitação axial exigiu um procedimento de cálculo que se diferenciou das demais. Desse modo, recalculou-se os coeficientes utilizados para adequá-los aos critérios para vigas, resultando nos seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot 20 \cdot 60 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}; \\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,2} = 25 \text{ MPa}; \\ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}; \\ d = h - c - \phi_l - \phi_t = 60 - 4 - 2,5 - 0,8 = 52,7 \text{ cm}; \end{array} \right.$$

Como apresentado previamente nas tabelas 38 e 39, os esforços solicitantes considerando a majoração dos efeitos horizontais de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006) são:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Sd} = 2,5 \cdot 1361,6470 = 3404,12 \text{ kN/m (Tração)} \\ M_{Sd} = -72,6459 \text{ kN.m/m} \\ V_{Sd} = 214,124 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Uma vez que a peça está possui um esforço axial de tração elevado, preferiu-se considerar que a solicitação será resistida apenas pela armadura. Desse modo, calculou-se a parcela da força axial solicitante oriunda do momento fletor para determinar a área de aço necessária:

$$N_{Sd} = 3404,12 + \frac{72,6459}{0,3 - 0,073} = 3724,14 \text{ kN/m}$$

$$A_s = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{3724,14}{500} = 74,48 \text{ cm}^2$$

Nesse caso específico, para a distribuição da armadura se considerou uma parcela da laje de acordo com o item 14.6.2.2, o qual permite incluir a contribuição de até 97 cm da laje à viga na situação apresentada; optou-se pela utilização de 80 cm, o que caracteriza a seção com uma área de concreto igual a 2160 cm^2 e uma taxa de armadura de 3,45%, atendendo ao critério da taxa de armadura máxima das vigas. Quanto à ancoragem, utilizou-se o conceito de resistência de aderência de cálculo, dada por:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Considerando que é uma região de má aderência, a barra possui uma alta aderência (CA-50), $f_{ck=30} \text{ MPa}$ e $\phi = 25 \text{ mm}$, tem-se que:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,15 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,28 \text{ MPa}$$

Com a utilização de 16 barras de $\phi_l = 25 \text{ mm}$, presumiu-se simplificadamente que cada uma delas terá atuando em si uma força de 232,76 kN. Para obter a tensão de aderência solicitante de cada barra, dividiu-se então o esforço axial pela região em contato com o concreto ($\Pi\phi l_b$). Como a incógnita é o comprimento mínimo teórico de ancoragem para atender ao critério de tensão máxima, estima-se:

$$l_{b,min,teórico} = \frac{232,76}{\Pi \cdot 0,025 \cdot 2280} = 1,30 \text{ m}$$

Para facilidade construtiva, definiu-se que o detalhamento inclui as barra de 12 metros centradas no meio do vão da viga e ancoradas nas lajes adjacentes, com ganchos de 90 graus dobrados até o cobrimento da laje. Portanto, a seção pode ser definida com 14 barras na região superior e 2 barras na região inferior.

Considerando que o prédio foi dimensionado para brita 1 (dimensão máxima até 19 mm), de acordo com o item 18.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o espaçamento mínimo horizontal nesse caso é limitado pelo diâmetro da barra longitudinal que é igual a 2,5 cm, o que se verifica na distribuição proposta.

Já para a armadura transversal, utilizou-se do modelo de cálculo I novamente, resultando:

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

Sendo um elemento sob tração, a norma exige que $V_c = 0$. Já para V_{sw} , apresenta a seguinte formulação:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

Uma vez que os estribos serão posicionados a 90 graus ($\alpha = 90$) e se deseja determinar a área de aço necessária por metro:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot 0,527 \cdot 500000 \cdot 1 = 237150 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \geq 214,124$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 9,03 \text{ cm}^2/m$$

Verificando a armadura mínima de acordo com o item 17.4.1.1.1 para as condições apresentadas previamente, a armadura mínima é de $2,32 \text{ cm}^2$, o que foi satisfeito.

Desse modo, utilizando o ramo de 8,0 mm ($1 \text{ cm}^2/m$), o espaçamento mínimo necessário é de 11,13 cm. Adota-se portanto $\phi_t = 8,0 \text{ mm } c/10$, o que atende aos critérios de espaçamento máximo (como a sollicitação é menor que 67% do esforço resistente, o espaçamento máximo é de 30 cm) e mínimo, limitado pela garantia da passagem do vibrador.

Por fim, verificando as bielas da viga:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,527 = 3130,38 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,50 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 0,216 \cdot 0,60 \cdot \text{sen}(90) = 1425,60 \text{ kN.m/m}$$

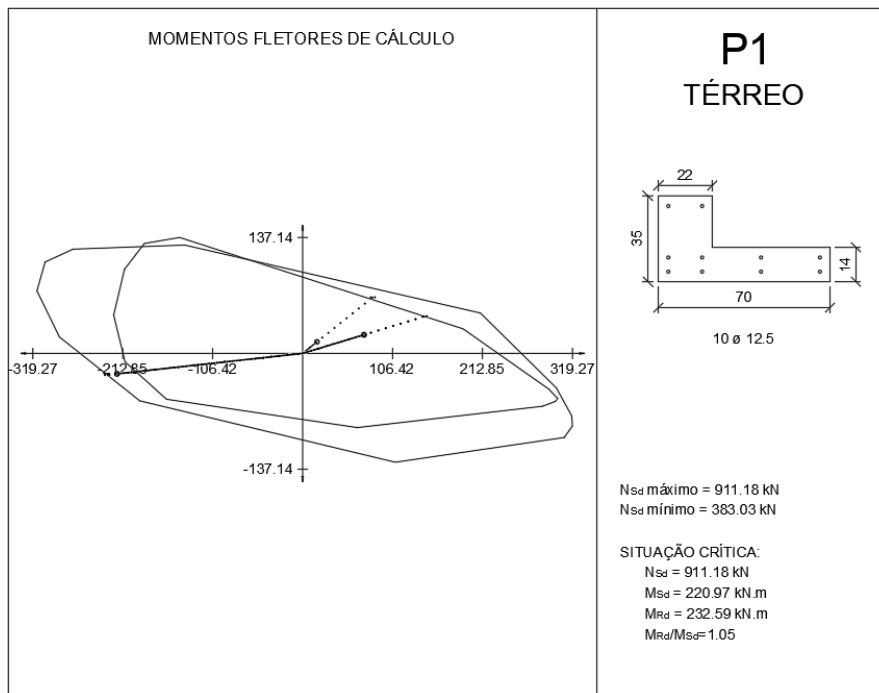
Com uma torção sollicitante de 11,12 kN.m/m, tem-se:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd2}} = \frac{214,124}{3130,38} + \frac{11,12}{1425,60} = 0,08 \leq 1$$

Logo, todos os critérios do ELU foram atendidos.

- c) Pilares: para o cálculo dos pilares, utilizou-se do *Eberick* para gerar as iterações utilizando o método da curvatura aproximada como permite o item 15.8.3.3.4 da normativa; obtém-se assim os valores a seguir.

Figura 75 – Dimensionamento do P1 - Pavimento térreo



Fonte: Eberick (ALTOQI, 2019).

Para as verificações dos esforços de cisalhamento e torção, separou-se a análise na direção da base (b_w) e da altura (h), como é demonstrado a seguir:

- Verificações das solicitações atuantes na base (b_w): da análise estrutural, obtém-se que $V_{Sd} = 32,57 \cdot 2,5 = 81,42 \text{ kN}$. Já o esforço de torção é igual a $0,24 \text{ kN.m}$. O cobrimento nominal de acordo com a norma é o mesmo utilizado para as vigas. Logo, calcula-se:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,0474 = 281,56 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,50 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 0,1442 \cdot 0,14 \cdot \text{sen}(90) = 222,07 \text{ kN.m/m}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd2}} = \frac{81,42}{281,56} + \frac{0,24}{222,07} = 0,29 \leq 1$$

As tensões limites atuantes foram atendidas. Quanto à armadura de cisalhamento:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 86,13 \text{ kN e } k_1 = 1,81$$

∴

$$V_c = 155,90 \text{ kN}$$

Somente a contribuição do concreto é suficiente para resistir ao esforço solicitante. O cálculo da armadura mínima resulta em uma área de aço de $2,55 \text{ cm}^2/\text{m}$, o que é facilmente atendido com $\phi_t = 6,3 \text{ mm c}/20$.

- Verificações das solicitações atuantes na altura (h): de maneira análoga, $V_{Sd} = 13,25 \cdot 2,5 = 33,12 \text{ kN}$.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 1 \cdot 0,1274 = 756,76 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,50 \cdot 0,88 \cdot 25000 \cdot 0,1442 \cdot 0,22 \cdot \text{sen}(90) = 348,96 \text{ kN.m/m}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd2}} = \frac{33,12}{756,76} + \frac{0,24}{348,96} = 0,04 \leq 1$$

Novamente verificando a necessidade de armadura:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 231,50 \text{ kN e } k_1 = 1,76$$

∴

$$V_c = 407,44 \text{ kN}$$

Como a armadura necessária é a mínima mais uma vez, adotou-se $\phi_t = 6,3 \text{ mm c}/20$.

Apêndice C

PLANTA DE FORMAS - MODELO DIMENSIONADO

Apêndice D

ESFORÇOS NOS PILARES

Como apresentado nas comparações das lajes, utilizando da convenção de eixos alinhadas com os eixos principais da estrutura (esforço axial positivo indica tração), obtém-se os seguintes esforços nos pilares do pavimento térreo para a combinação crítica no eixo X ($1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 1,0 \cdot F_x + 0,3 \cdot F_y$):

Tabela 62 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo J/I=2,00

Pilar	F _x (kN)	F _y (kN)	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
P1	13,17	32,57	-383,99	-81,21	37,51	-0,04
P2	37,85	36,97	-1426,07	-10,70	93,47	-0,10
P3	28,58	27,12	-949,96	-94,27	44,20	-0,33
P4	4,72	24,84	-609,99	-90,09	28,15	0,40
P5	48,28	59,27	-1299,88	-102,08	118,06	0,15
P6	18,14	21,98	-898,58	-35,83	17,35	0,09
P7	40,93	24,44	-888,10	-93,58	49,46	-0,23
P8	-8,85	17,42	-683,93	-87,74	23,08	0,43
P9	0,14	36,05	-786,31	-144,00	11,26	-0,04
P10	15,86	37,82	-1802,30	-135,49	18,94	-0,01
P11	11,11	34,06	-1470,11	-128,97	15,70	0,21
P12	20,29	38,54	-1244,47	-138,69	20,15	0,19
P13	22,03	37,66	-585,43	-174,07	31,96	-0,16
P14	7,64	38,09	-1032,38	-172,22	23,53	0,38
P15	29,52	35,28	-342,20	-92,78	38,36	0,00
P16	54,48	79,87	-853,06	-260,12	109,10	-0,04
P17	28,98	35,95	-415,45	-115,92	40,70	0,32
P18	42,99	75,57	-1108,85	-224,62	101,81	0,22
P19	20,39	33,40	-1141,96	-147,03	29,34	0,20
P21	13,15	31,57	-1463,59	-142,04	25,31	0,59

Tabela 62 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P22	59,67	0,32	3642,95	-167,04	51,01	1,25
P23	33,47	62,01	-3143,44	-176,92	38,11	1,73
P24	72,44	10,61	-785,12	-10,34	85,61	-0,12
P25	34,40	3,31	-1008,63	-3,90	40,88	-0,06
P26	41,89	3,16	-591,16	-3,72	44,56	0,05
P27	18,52	9,94	-1458,23	-9,68	63,91	0,08
P28	49,38	57,76	2151,06	-177,90	45,57	-2,10
P30	43,49	-5,30	-4624,34	-163,87	43,27	-1,04
P31	19,85	42,66	-1214,72	-148,80	28,13	-0,73
P32	13,54	41,73	-1536,10	-144,80	26,19	-0,19
P33	39,51	59,37	-855,32	-231,20	102,53	-0,27
P34	39,75	45,65	-2038,51	-129,75	42,59	-0,40
P35	42,56	82,87	-1584,15	-254,53	103,11	0,01
P36	33,36	12,96	-1613,64	-79,34	40,91	-0,02
P37	21,31	29,60	-75,49	-172,34	29,39	-0,50
P38	8,06	27,89	-523,02	-170,22	25,38	0,12
P39	-1,63	56,98	-248,32	-152,36	9,04	-0,26
P40	14,57	84,93	-957,14	-147,95	16,97	-0,28
P41	12,02	82,46	-642,45	-141,09	17,13	-0,01
P42	21,73	48,32	-714,09	-138,39	21,85	0,02
P43	33,18	21,21	-998,54	-91,07	41,59	-0,54
P44	-1,70	27,07	-793,78	-93,17	29,56	0,11
P45	3,62	3,52	-86,79	-33,44	8,31	-0,09
P46	34,69	3,58	-824,02	-82,50	113,03	-0,19
P47	24,59	14,32	-570,80	-88,76	35,98	-0,49
P48	7,83	15,66	-232,23	-89,28	34,25	0,19
P49	49,58	-20,34	-700,64	10,98	94,20	0,06
P50	26,44	11,57	-601,07	-70,37	43,43	0,00

Tabela 63 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo J/I=2,50

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	13,00	32,77	-383,03	-81,09	37,36	-0,04
P2	38,18	36,98	-1425,80	-10,65	93,54	-0,10
P3	28,95	27,46	-954,28	-94,13	44,33	-0,33
P4	4,47	25,16	-610,20	-89,92	28,04	0,39

Tabela 63 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P5	48,57	59,29	-1297,45	-101,88	118,11	0,15
P6	18,57	22,09	-902,04	-35,61	17,61	0,09
P7	40,94	24,44	-896,03	-93,34	49,43	-0,23
P8	-8,51	17,40	-686,81	-87,46	23,23	0,43
P9	0,28	36,09	-787,07	-143,54	11,31	-0,04
P10	15,82	38,27	-1797,20	-135,18	18,91	-0,01
P11	11,23	34,36	-1463,85	-128,46	15,75	0,21
P12	20,24	38,49	-1249,10	-137,95	20,12	0,19
P13	22,23	37,85	-580,14	-173,58	32,03	-0,16
P14	7,70	38,27	-1043,72	-171,71	23,55	0,38
P15	29,40	35,34	-338,92	-92,32	38,36	0,00
P16	54,72	79,75	-860,78	-259,40	109,03	-0,04
P17	29,10	35,77	-420,74	-115,11	40,84	0,32
P18	43,26	75,53	-1110,56	-223,71	101,70	0,22
P19	20,66	33,79	-1130,73	-146,71	29,44	0,20
P21	13,28	32,07	-1464,32	-141,65	25,36	0,59
P22	59,63	0,70	3631,01	-166,56	50,97	1,25
P23	33,63	62,63	-3135,67	-176,46	38,17	1,72
P24	72,40	10,69	-785,87	-10,36	85,53	-0,12
P25	34,54	3,37	-996,60	-3,92	40,91	-0,06
P26	41,85	3,21	-595,65	-3,73	44,52	0,04
P27	18,66	10,00	-1453,00	-9,68	63,90	0,08
P28	49,49	57,86	2144,62	-177,42	45,59	-2,09
P30	43,50	-5,49	-4610,21	-163,21	43,25	-1,04
P31	20,17	43,09	-1219,17	-148,51	28,26	-0,73
P32	13,62	41,94	-1552,20	-144,31	26,20	-0,19
P33	39,39	59,51	-854,12	-230,62	102,29	-0,27
P34	39,98	45,98	-2032,46	-129,30	42,75	-0,40
P35	42,65	83,07	-1573,16	-253,64	102,91	0,01
P36	33,63	12,99	-1616,16	-78,66	41,12	-0,02
P37	21,53	30,07	-67,39	-171,95	29,48	-0,50
P38	8,09	28,30	-531,76	-169,70	25,36	0,12
P39	-1,49	57,13	-247,72	-151,91	9,10	-0,26
P40	14,54	84,78	-959,06	-147,50	16,95	-0,28
P41	12,12	82,25	-643,68	-140,47	17,16	-0,01
P42	21,67	48,36	-718,17	-137,70	21,80	0,02

Tabela 63 - Continuação

Pilar	F _x (kN)	F _y (kN)	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
P43	33,04	21,65	-991,93	-90,98	41,50	-0,54
P44	-1,23	27,49	-782,27	-93,00	29,73	0,11
P45	3,46	3,38	-85,54	-33,21	8,26	-0,09
P46	35,03	3,63	-823,89	-82,34	113,07	-0,19
P47	24,95	14,18	-574,24	-88,48	36,15	-0,49
P48	7,56	15,51	-231,98	-88,92	34,05	0,19
P49	49,78	-20,34	-699,13	11,07	94,16	0,06
P50	26,81	11,44	-604,35	-70,02	43,50	0,00

Tabela 64 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo de Cascas

Pilar	F _x (kN)	F _y (kN)	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
P1	13,69	28,92	-348,50	-78,41	37,49	-0,04
P2	37,46	30,90	-1283,57	-7,08	93,32	-0,09
P3	27,26	25,49	-899,28	-92,06	43,42	-0,43
P4	5,39	23,52	-559,14	-90,62	27,52	0,48
P5	44,62	55,30	-1185,31	-100,87	114,62	0,13
P6	15,69	21,42	-838,24	-38,49	15,04	0,15
P7	36,46	22,81	-766,02	-90,94	46,83	0,43
P8	-7,22	17,88	-591,93	-88,78	23,14	0,39
P9	0,98	33,46	-710,12	-140,07	11,54	-0,09
P10	13,28	32,32	-1619,26	-129,80	17,58	-0,03
P11	12,06	38,36	-1347,78	-135,31	15,86	0,29
P12	17,20	39,74	-1122,14	-145,24	18,25	0,09
P13	22,41	37,91	-589,48	-171,52	32,04	-0,24
P14	7,38	36,20	-948,29	-172,81	23,02	0,43
P15	29,97	34,45	-284,30	-91,16	37,77	0,12
P16	47,07	74,44	-645,58	-252,66	104,32	-0,25
P17	28,98	43,40	-287,61	-126,27	38,38	0,16
P18	34,72	73,55	-991,99	-229,90	98,19	0,39
P19	19,60	29,59	-1006,24	-141,97	28,75	0,06
P21	14,38	33,73	-1331,44	-146,01	25,58	0,55
P22	59,08	-0,88	3702,46	-164,56	50,60	1,18
P23	35,01	60,19	-3152,15	-177,74	38,70	1,77
P24	63,01	10,00	-670,75	-9,93	79,53	-0,12
P25	32,34	3,02	-961,95	-3,70	39,08	-0,06

Tabela 64 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P26	38,69	3,04	-480,90	-3,72	42,33	0,06
P27	18,20	10,08	-1362,80	-10,00	61,90	0,12
P28	48,92	57,95	2273,98	-176,64	45,27	-2,04
P30	45,21	-2,92	-4583,68	-164,11	44,07	-0,88
P31	18,94	42,55	-1017,84	-147,97	27,51	-0,60
P32	15,05	38,68	-1342,54	-145,00	26,86	0,02
P33	39,38	54,54	-744,10	-224,83	100,51	-0,39
P34	33,07	45,27	-1845,27	-128,62	39,12	-0,17
P35	43,10	77,02	-1492,08	-257,19	104,03	0,27
P36	25,27	16,07	-1457,25	-88,28	35,09	-0,12
P37	20,97	26,38	-86,45	-170,28	29,14	-0,44
P38	8,86	28,29	-443,92	-169,60	26,00	0,27
P39	-0,65	53,80	-218,49	-148,45	9,41	-0,24
P40	12,25	84,37	-790,52	-147,00	15,76	-0,27
P41	13,13	78,99	-514,46	-142,99	17,74	0,02
P42	18,86	48,16	-628,10	-145,39	20,42	0,25
P43	29,59	20,28	-923,82	-90,49	39,41	-1,29
P44	-0,28	25,35	-749,36	-93,12	30,73	0,50
P45	4,82	5,03	-63,96	-32,95	9,21	-0,13
P46	34,25	7,79	-703,86	-83,85	112,61	-0,22
P47	22,83	14,60	-535,08	-88,23	35,11	-0,40
P48	9,91	16,69	-193,38	-90,13	36,04	0,36
P49	48,01	-16,43	-602,64	9,68	95,78	0,19
P50	24,69	12,79	-553,33	-73,79	43,66	0,03

Tabela 65 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo X - Modelo Final

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	17,93	32,39	-324,20	-91,83	47,36	-0,09
P2	45,15	32,57	-1320,65	1,81	124,58	-0,09
P3	30,55	27,28	-942,66	-104,37	54,59	-0,42
P4	9,71	28,50	-553,02	-104,97	40,17	0,37
P5	55,90	59,22	-1203,82	-123,20	155,16	0,09
P6	20,55	19,46	-885,04	-33,53	24,09	0,09
P7	38,27	25,86	-768,59	-103,91	57,06	0,09
P8	-5,17	21,98	-568,33	-102,68	34,24	0,01

Tabela 65 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P9	2,47	34,53	-559,42	-153,66	15,71	-0,07
P10	15,86	42,62	-1683,23	-148,96	22,22	-0,13
P11	15,29	41,55	-1368,98	-148,33	21,06	0,15
P12	19,44	35,44	-955,00	-153,99	23,02	0,06
P13	23,05	43,91	-630,78	-199,92	38,47	-0,31
P14	8,78	47,08	-982,98	-203,50	30,29	0,26
P15	33,25	28,79	-326,18	-81,91	53,42	-0,14
P16	51,99	85,70	-612,00	-298,79	127,21	-0,14
P17	33,63	44,72	-208,31	-122,64	55,55	0,17
P18	38,79	68,13	-1207,20	-264,04	121,61	0,15
P19	19,70	37,46	-1012,03	-164,37	34,01	-0,18
P21	15,07	37,94	-1334,51	-164,86	31,42	0,24
P22	61,06	8,49	3773,20	-197,97	56,35	-0,10
P23	35,87	73,42	-3299,87	-208,08	44,15	0,41
P24	66,65	6,72	-605,23	-8,78	97,58	-0,09
P25	39,00	3,37	-1001,19	-4,13	49,28	-0,05
P26	45,65	3,37	-438,74	-4,13	52,75	0,05
P27	23,36	6,73	-1425,33	-8,80	80,75	0,09
P28	49,59	72,51	2322,46	-207,97	50,52	-0,64
P30	47,35	7,58	-4751,05	-197,89	49,99	0,34
P31	19,46	46,86	-1018,28	-167,24	33,18	-0,29
P32	15,32	46,39	-1340,06	-166,93	32,26	0,24
P33	43,53	48,16	-549,44	-259,52	124,04	-0,15
P34	37,33	46,97	-1926,52	-125,93	55,83	-0,19
P35	48,32	88,10	-1523,56	-302,58	127,05	0,16
P36	28,50	8,93	-1433,31	-77,90	50,90	0,14
P37	22,24	37,61	-61,27	-201,54	36,26	-0,27
P38	9,61	34,46	-412,63	-197,98	32,53	0,33
P39	1,54	49,37	-368,42	-157,97	14,12	-0,21
P40	15,40	87,75	-767,50	-160,54	20,88	-0,13
P41	15,76	88,95	-451,44	-161,51	22,41	0,12
P42	20,37	48,59	-764,11	-158,14	24,62	0,22
P43	31,52	24,49	-947,55	-104,62	50,33	-0,91
P44	1,61	28,38	-747,04	-105,92	41,01	0,82
P45	9,56	3,20	-16,39	-28,39	18,07	-0,06
P46	45,25	11,69	-684,27	-106,18	152,74	-0,19

Tabela 65 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P47	27,03	19,68	-540,56	-102,81	47,59	-0,29
P48	13,25	18,48	-150,41	-102,28	47,24	0,35
P49	55,86	-14,93	-566,42	18,79	127,14	0,18
P50	28,95	16,19	-577,17	-86,92	53,47	0,07

Para o eixo Y ($1,2 \cdot \sum_{i=1}^n G + 0,5 \cdot Q + 0,3 \cdot F_x + 1,0 \cdot F_y$) por sua vez, tem-se:

Tabela 66 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo J/I=2,00

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	13,52	70,94	-910,33	-199,18	52,68	-0,21
P2	11,88	91,70	-2084,49	-150,16	-1,76	-0,48
P3	21,74	74,18	-1272,96	-303,66	28,91	-1,37
P4	-11,54	73,31	-1171,46	-301,70	-6,73	1,35
P5	14,42	98,09	-2047,64	-177,22	66,21	0,48
P6	-3,84	67,21	-1065,09	-183,85	-35,57	0,24
P7	38,77	74,61	-688,83	-304,25	33,50	-1,26
P8	-29,00	72,28	-627,95	-301,77	-11,42	1,28
P9	-4,88	145,10	-1575,15	-487,39	2,96	-0,46
P10	8,01	178,74	-2669,95	-462,00	9,23	-0,44
P11	0,17	176,31	-2568,87	-457,40	1,29	0,48
P12	11,09	144,52	-1712,63	-481,93	6,59	0,49
P13	12,57	115,17	-1336,51	-571,71	15,69	-1,05
P14	-3,59	115,07	-1471,19	-570,43	1,12	1,08
P15	-7,28	159,33	-10,25	-516,09	-85,19	-0,43
P16	42,51	210,00	687,24	-662,25	134,16	-0,67
P17	-17,18	195,37	817,00	-615,08	-88,33	0,75
P18	29,00	170,13	-240,06	-551,70	126,66	0,46
P19	9,32	120,52	-1169,47	-487,15	11,69	-0,74
P21	0,80	119,39	-1266,40	-483,90	4,80	0,95
P22	38,87	88,50	2993,24	-567,12	26,08	-0,86
P23	-10,82	106,79	955,25	-569,33	0,76	1,72
P24	40,66	35,08	-1020,58	-34,19	33,32	-0,39
P25	7,71	10,95	-861,92	-12,89	10,99	-0,20
P26	15,21	10,84	-738,43	-12,76	14,68	0,19
P27	-13,33	34,61	-1223,08	-33,73	11,60	0,36
P28	5,11	102,23	-1944,24	-569,78	8,24	-2,07

Tabela 66 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P30	22,72	83,05	-3977,44	-564,81	18,38	1,10
P31	7,51	130,07	-1411,76	-489,35	7,66	-1,07
P32	2,48	129,23	-1508,86	-486,40	8,58	0,76
P33	25,51	153,10	-1720,84	-555,23	126,87	-0,50
P34	-6,24	204,11	-3265,41	-626,06	-85,85	-0,81
P35	30,71	213,89	-3129,47	-659,68	128,78	0,65
P36	-3,55	137,85	-1948,93	-505,62	-83,15	0,42
P37	10,09	105,92	363,22	-570,26	7,08	-1,18
P38	-1,34	105,17	229,03	-568,90	9,22	1,03
P39	-10,77	162,04	217,27	-492,67	-4,44	-0,54
P40	3,68	226,25	137,84	-474,41	2,64	-0,53
P41	4,23	224,22	230,20	-469,70	7,48	0,43
P42	16,74	158,11	77,41	-484,60	13,61	0,45
P43	13,05	75,83	-1055,54	-305,04	7,27	-1,33
P44	-3,73	77,36	-993,81	-304,95	13,81	1,15
P45	-18,13	48,25	80,04	-180,11	-44,09	-0,24
P46	1,04	42,05	-77,74	-157,39	61,99	-0,50
P47	8,43	62,35	-9,56	-300,28	1,46	-1,38
P48	1,12	62,56	92,59	-299,74	19,19	1,25
P49	23,85	34,55	-39,76	-128,91	-0,64	0,45
P50	26,89	50,12	-73,99	-189,50	58,99	0,18

Tabela 67 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo J/I=2,50

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	13,25	71,19	-911,18	-198,63	52,37	-0,21
P2	11,97	91,79	-2083,34	-149,80	-1,70	-0,47
P3	22,07	74,75	-1276,80	-303,01	28,99	-1,36
P4	-11,81	73,83	-1173,60	-300,89	-6,74	1,33
P5	14,59	98,12	-2044,98	-176,73	66,33	0,47
P6	-3,44	67,33	-1067,16	-182,96	-35,11	0,24
P7	38,83	75,11	-712,01	-303,60	33,49	-1,25
P8	-28,93	72,72	-649,51	-300,96	-11,32	1,26
P9	-4,77	145,34	-1578,89	-485,78	3,00	-0,46
P10	7,94	179,49	-2657,65	-460,74	9,18	-0,44
P11	0,29	176,79	-2555,14	-455,58	1,37	0,48

Tabela 67 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P12	11,02	144,50	-1716,65	-479,53	6,58	0,48
P13	12,64	116,11	-1340,18	-570,19	15,70	-1,05
P14	-3,57	115,94	-1479,67	-568,70	1,17	1,07
P15	-7,45	159,58	-6,64	-514,26	-84,86	-0,43
P16	42,64	210,13	660,10	-660,15	133,80	-0,66
P17	-17,15	195,23	788,13	-612,23	-87,79	0,74
P18	29,20	170,13	-239,19	-549,00	126,18	0,46
P19	9,40	121,89	-1144,48	-486,07	11,71	-0,73
P21	0,84	120,67	-1245,14	-482,44	4,84	0,94
P22	38,63	89,52	2981,62	-565,53	25,96	-0,85
P23	-10,54	107,81	948,46	-567,52	0,90	1,71
P24	40,58	35,35	-1019,20	-34,26	33,27	-0,39
P25	7,82	11,12	-855,56	-12,95	11,03	-0,20
P26	15,13	10,99	-737,47	-12,80	14,64	0,19
P27	-13,22	34,82	-1220,00	-33,74	11,62	0,36
P28	5,34	102,78	-1936,82	-568,13	8,34	-2,06
P30	22,53	83,44	-3962,95	-562,88	18,27	1,08
P31	7,74	131,35	-1438,29	-488,26	7,77	-1,06
P32	2,37	130,34	-1538,89	-484,89	8,50	0,75
P33	25,34	153,43	-1723,05	-553,40	126,36	-0,50
P34	-6,15	204,68	-3237,57	-624,10	-85,41	-0,81
P35	30,66	214,15	-3100,56	-656,86	128,17	0,64
P36	-3,32	137,92	-1951,14	-503,02	-82,52	0,41
P37	10,26	107,12	368,58	-568,80	7,17	-1,17
P38	-1,44	106,28	229,14	-567,20	9,12	1,02
P39	-10,67	162,38	217,84	-491,08	-4,38	-0,54
P40	3,63	226,43	129,10	-473,01	2,63	-0,53
P41	4,28	224,14	220,08	-467,75	7,48	0,42
P42	16,64	158,19	75,65	-482,24	13,53	0,44
P43	12,62	76,78	-1030,21	-304,53	7,10	-1,32
P44	-3,23	78,25	-967,11	-304,25	13,95	1,13
P45	-18,36	48,19	79,98	-179,44	-44,02	-0,23
P46	1,22	42,15	-77,26	-157,00	61,99	-0,50
P47	8,75	62,44	-10,74	-299,48	1,67	-1,37
P48	0,79	62,61	92,07	-298,75	18,90	1,23
P49	23,77	34,57	-39,78	-128,46	-0,79	0,44

Tabela 67 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P50	27,13	49,97	-75,53	-188,48	58,82	0,18

Tabela 68 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo de Cascas

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	13,86	66,14	-851,83	-194,83	52,29	-0,27
P2	12,58	84,74	-1926,16	-146,05	-1,60	-0,47
P3	21,04	71,78	-1205,21	-301,72	28,42	-1,42
P4	-11,25	71,19	-1103,31	-301,30	-7,14	1,44
P5	12,05	92,06	-1896,84	-174,19	63,99	0,48
P6	-5,05	63,89	-998,75	-182,85	-36,53	0,32
P7	34,24	71,42	-522,00	-301,70	31,08	-0,97
P8	-25,47	69,95	-469,85	-301,07	-10,09	1,21
P9	-3,45	137,85	-1429,34	-479,52	3,63	-0,49
P10	5,64	170,94	-2492,29	-455,27	8,04	-0,47
P11	1,97	172,75	-2410,21	-456,93	2,00	0,55
P12	8,91	139,73	-1553,06	-481,07	5,31	0,49
P13	13,66	112,82	-1314,62	-570,83	16,17	-1,10
P14	-4,73	112,33	-1422,80	-571,25	0,35	1,16
P15	-3,62	152,28	5,06	-509,53	-83,20	-0,40
P16	36,87	203,61	881,95	-654,18	130,63	-0,71
P17	-14,05	194,29	992,12	-616,27	-87,82	0,71
P18	23,03	164,01	-206,87	-551,15	124,00	0,53
P19	8,46	115,39	-1111,72	-482,15	11,19	-0,80
P21	1,74	116,61	-1209,41	-483,37	5,12	0,98
P22	37,92	87,42	2867,96	-567,56	25,54	-0,87
P23	-9,70	105,74	812,15	-571,54	1,25	1,75
P24	34,65	33,44	-912,84	-33,19	30,03	-0,40
P25	7,48	10,09	-792,10	-12,36	10,58	-0,20
P26	13,82	10,09	-650,26	-12,37	13,84	0,20
P27	-10,28	33,47	-1122,29	-33,21	12,40	0,40
P28	3,99	103,13	-1899,51	-570,99	7,71	-2,03
P30	24,24	84,88	-3956,68	-567,26	19,09	1,15
P31	6,25	125,45	-1148,90	-485,95	7,01	-1,04
P32	3,95	124,30	-1246,37	-485,08	9,30	0,86
P33	27,82	145,27	-1532,03	-546,82	126,43	-0,53

Tabela 68 - Continuação

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P34	-9,97	196,45	-3124,35	-619,86	-87,32	-0,71
P35	32,82	205,96	-3018,61	-658,44	130,27	0,72
P36	-8,42	133,72	-1746,18	-505,86	-85,75	0,40
P37	8,78	101,83	365,09	-569,66	6,41	-1,18
P38	0,17	102,42	257,92	-569,48	10,13	1,13
P39	-8,92	153,92	213,00	-485,12	-3,53	-0,62
P40	2,16	218,99	275,73	-469,54	1,89	-0,53
P41	5,46	217,37	358,86	-468,34	8,16	0,46
P42	14,38	152,23	90,37	-484,20	12,48	0,62
P43	11,24	72,44	-1047,72	-303,85	6,13	-1,95
P44	-2,45	73,96	-995,37	-304,65	14,91	1,72
P45	-15,87	47,38	97,45	-177,62	-42,42	-0,30
P46	1,65	44,50	9,94	-157,49	62,15	-0,58
P47	6,16	62,04	10,87	-300,01	0,46	-1,34
P48	3,66	62,67	113,48	-300,60	20,88	1,33
P49	23,02	37,24	40,55	-129,44	0,36	0,57
P50	24,72	49,71	-49,30	-189,87	58,28	0,24

Tabela 69 – Esforços dos pilares do térreo - Eixo Y - Modelo Final

Pilar	Fx (kN)	Fy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
P1	14,26	69,49	-879,35	-211,66	56,53	0,25
P2	9,64	93,60	-2021,58	-163,66	-6,11	0,41
P3	20,55	82,64	-1274,95	-345,91	29,60	1,25
P4	-8,47	83,01	-1158,23	-346,08	-1,17	-1,24
P5	20,68	101,59	-1986,73	-201,16	90,04	-0,41
P6	-2,71	65,61	-1047,59	-194,16	-35,09	-0,28
P7	34,51	83,22	-490,42	-346,40	32,93	0,99
P8	-24,59	82,06	-430,42	-346,03	-5,54	-1,01
P9	-4,11	132,79	-920,83	-517,25	4,01	0,40
P10	5,49	194,37	-2640,86	-509,67	8,62	0,45
P11	3,86	194,04	-2545,88	-509,47	4,36	-0,46
P12	10,68	133,06	-1039,49	-517,34	7,61	-0,39
P13	12,82	140,49	-1428,91	-669,36	16,95	0,96
P14	-3,28	141,46	-1535,10	-670,45	3,68	-0,95
P15	-3,93	132,32	-37,51	-543,98	-90,26	0,48

Tabela 69 - Continuação

Pilar	F _x (kN)	F _y (kN)	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
P16	39,12	226,13	1063,10	-732,43	146,45	0,54
P17	-13,43	213,82	1187,31	-679,57	-91,62	-0,56
P18	25,54	144,13	-639,37	-598,62	142,77	-0,46
P19	7,77	136,03	-1116,07	-551,41	12,07	0,75
P21	2,66	136,14	-1212,93	-551,55	7,57	-0,77
P22	40,27	126,02	2884,70	-675,12	27,86	1,08
P23	-11,19	145,49	763,59	-678,16	2,29	-1,17
P24	35,18	22,39	-892,14	-29,29	35,14	0,31
P25	9,36	11,24	-803,27	-13,76	13,55	0,16
P26	16,03	11,24	-637,13	-13,77	17,06	-0,16
P27	-8,18	22,39	-1140,04	-29,29	18,36	-0,31
P28	2,02	144,04	-1953,60	-678,54	8,39	1,40
P30	27,07	124,56	-4075,69	-675,53	21,76	-1,31
P31	6,98	145,01	-1135,19	-554,25	9,28	0,81
P32	3,45	144,86	-1231,81	-554,16	10,35	-0,80
P33	30,36	124,22	-1119,24	-594,23	145,20	0,46
P34	-9,75	216,18	-3319,74	-683,56	-91,52	0,56
P35	35,44	228,50	-3199,13	-736,55	146,38	-0,54
P36	-8,74	112,43	-1384,44	-539,73	-92,71	-0,49
P37	10,08	131,36	471,92	-669,34	9,60	0,96
P38	-0,53	130,42	366,58	-668,28	11,04	-0,98
P39	-7,19	146,93	-283,92	-521,60	-1,28	0,53
P40	3,97	240,27	412,24	-522,20	4,18	0,44
P41	5,38	240,63	507,42	-522,48	8,81	-0,43
P42	13,77	146,69	-402,53	-521,64	12,90	-0,53
P43	12,00	84,63	-1087,09	-348,93	10,53	1,74
P44	-2,06	85,79	-1026,93	-349,32	16,87	-1,72
P45	-13,62	49,17	147,19	-189,08	-41,10	0,25
P46	10,00	53,95	100,14	-184,37	87,87	0,50
P47	8,83	73,94	65,76	-344,92	6,30	1,14
P48	3,25	73,57	182,93	-344,77	22,15	-1,16
P49	20,33	45,97	135,77	-146,88	-3,91	-0,50
P50	25,18	53,06	-20,97	-206,64	62,56	-0,23

Apêndice E

PLANTA DE FORMAS - MODELO FINAL

