



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Walter Francisco Hurtares Orrala

**AVALIAÇÃO DE PROCEDIMENTOS NÃO LINEARES ESTÁTICOS COM
CARREGAMENTO LATERAL PROGRESSIVO**



UFRJ

Walter Francisco Hurtares Orrala

AVALIAÇÃO DE PROCEDIMENTOS NÃO LINEARES ESTÁTICOS COM
CARREGAMENTO LATERAL PROGRESSIVO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2017

Orrala, Walter Francisco Hurtares

Avaliação de Procedimentos Não Lineares Estáticos com Carregamento Lateral Progressivo / Walter Francisco Hurtares Orrala – 2017.

127.; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2017.

Orientadores: Silvio de Souza Lima e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

1. Análise sísmica, 2. Análise não linear, 3. Análise Pushover. I. Lima, Silvio de Souza e Santos, Sergio Hampshire de Carvalho. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

AVALIAÇÃO DE PROCEDIMENTOS NÃO LINEARES ESTÁTICOS COM
CARREGAMENTO LATERAL PROGRESSIVO

Walter Francisco Hurtares Orrala

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc., POLI/ UFRJ

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., POLI/ UFRJ

Prof. Webe João Mansur, Ph. D., COPPE/UFRJ

Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing., POLI/ UFRJ

Rio de Janeiro
2017

AGRADECIMENTOS

A Jeová, por ter me dado sempre a força necessária para continuar.

Aos meus pais e à minha família, pelo apoio espiritual recebido desde o Equador, e por serem a minha companhia mesmo estando tão longe de mim.

Aos meus amigos de Guayaquil, que sempre me deram motivos para querer crescer e melhorar a cada dia.

Aos meus amigos do Rio de Janeiro, os quais fizeram que esta cidade fosse realmente maravilhosa.

Quero agradecer enormemente aos meus colegas e amigos do Escritório Técnico Universitário da UFRJ que, de alguma ou outra maneira, contribuíram no meu diário aperfeiçoamento profissional, especialmente à Fabiana, ao Cérix, ao Vitor, ao Marco Túlio e ao Francisco.

Com relação ao Departamento de Estruturas quero agradecer à Luzia. Aos meus orientadores, ao Professor Sergio por ter conduzido com sucesso a minha dissertação, e especialmente ao Professor Silvio por ter participado ativa e generosamente no meu aperfeiçoamento acadêmico.

RESUMO

ORRALA, Walter Francisco Hurtares. **Avaliação de Procedimentos Não Lineares Estáticos com Carregamento Lateral Progressivo**. Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

Esta Dissertação apresenta uma avaliação dos Procedimentos Não Lineares Estáticos com Carregamento Lateral Progressivo, que na literatura técnica internacional são conhecidos como “*Pushover Analyses*” e que neste texto também são referidos como *Análises Pushover*. Tais análises estão presentes, entre outros, nos códigos: *Applied Technology Council (ATC-40)* e *Eurocode 8 (EC-8)*. A avaliação consiste em comparar os resultados das duas abordagens dos procedimentos acima mencionados com os obtidos com os conhecidos Procedimentos Lineares Estáticos das Forças Horizontais Equivalentes e com a Análise Espectral Multimodal. Faz-se também uma análise paramétrica variando a rotação máxima que cada viga pode sofrer. O modelo de análise é o prédio padronizado, de uso corrente em estudos no Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da UFRJ, chamado de “*Model Building*”. Admite-se neste trabalho, que o prédio está situado na República do Equador, em uma região de alto risco sísmico. Ao modelo, o sismo é aplicado de forma independente, em duas direções horizontais perpendiculares.

Palavras - chave: análise sísmica; análise não linear; análise *pushover*.

ABSTRACT

ORRALA, Walter Francisco Hurtares. **Assessment of Non-linear Static Procedures.** Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

This thesis presents an assessment of the Non-linear Static Procedures designated as Pushover Analyses. These procedures are established, among others, in the codes: Applied Technology Council (ATC-40) and Eurocode 8 (EC-8). The assessment consists of carrying out a comparison of results obtained with the two methods above mentioned, with the ones obtained with the well-known Linear Static Procedures of Lateral Equivalent Forces and the Multimodal Response Spectrum Analysis. Simultaneously, a parametric analysis varying the maximal rotations that each beam can be subjected is done. The analytical structural model is a standard structure of frequent use in studies at the Structural Department of Polytechnic School of the UFRJ, called “Model Building”. It is supposed that the structure is located in the Republic of Ecuador, in a high seismic hazard area. Regarding the model, the earthquake is applied independently in both orthogonal horizontal directions.

Keywords: seismic analysis, non-linear analysis, pushover analysis.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. História.....	2
1.3. Objetivos	3
1.4. Estrutura da dissertação	4
2. MÉTODOS LINEARES - TEORIA	5
2.1. Procedimento Linear Estático das Forças Horizontais Equivalentes.....	5
2.2. Análise Espectral Multimodal	7
3. ANÁLISES PUSHOVER - TEORIA	14
3.1. Modelo Estrutural	14
3.2. Carga Lateral.....	18
3.3. Curva de Capacidade	21
3.4. Curva de Demanda Linear	27
3.5. Curva de Demanda Não Linear: Método da ATC-40.....	28
3.6. Curva de Demanda Não Linear: Método do EC-8	40
4. ESTUDO DE CASO	49
4.1. Localização	49
4.2. Características geotécnicas	49
4.3. Espectro Linear de Projeto.....	51
4.4. Características estruturais e dinâmicas	54
4.5. Cargas consideradas.....	71
5. PROCESSAMENTO	73
5.1. Procedimento Linear Estático das Forças Horizontais Equivalentes.....	74
5.2. Análise Linear Espectral Multimodal	78
5.3. Procedimento Não Linear <i>Pushover</i> ATC-40 e EC-8	84

6. RESULTADOS	93
6.1. Força Cortante X.....	95
6.2. Força Cortante Y.....	96
6.3. Deslocamentos X	97
6.4. Deslocamentos Y	98
6.5. Distorção X.....	99
6.6. Distorção Y	100
7. CONCLUSÕES.....	101
7.1. Observações e conclusões sobre os resultados	101
7.2. Observações e conclusões gerais	102
7.3. Recomendações para o uso do método	103
7.4. Prosseguimento do estudo	103
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
9. SÍTIOS DA INTERNET	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Classificação dos Procedimentos para análise e dimensionamento sísmo-resistente de estruturas.....	1
Figura 2-1. Esboço do Espectro de Resposta, linear e não linear.....	5
Figura 3-1. Processo de formação de uma rótula plástica, adaptada de TIMOSHENKO & GERE (1984).....	15
Figura 3-2. Diagramas Momento-Curvatura, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	16
Figura 3-3. Comprimento de rótula plástica na extremidade do elemento, TIMOSHENKO & GERE (1984).	16
Figura 3-4. Diagramas Momento-Rotação, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	16
Figura 3-5. Disposição das ligações rígido-plásticas, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	17
Figura 3-6. Esquema de uma relação Momento-Rotação.....	18
Figura 3-7. Carregamento Progressivo por Força Lateral, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	19
Figura 3-8. Carregamento Progressivo por Deslocamento Lateral, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	20
Figura 3-9. Representação do SMGL e do SUGL, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	21
Figura 3-10. Curvas Pushover do SUGL (a) linear e (b) não linear, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	22
Figura 3-11. Curvas de Capacidade do SUGL (a) Linear e (b) Não Linear, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).	25

Figura 3-12. Conversão do Espectro em formato $Sa - T$ ao formato $Sa - Sd$, adaptada de ATC (1996).....	28
Figura 3-13. SMGL e SUGL Linear Superamortecido, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	29
Figura 3-14. Dissipação histerética de energia E_D , adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	31
Figura 3-15. Curva de Capacidade original, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	33
Figura 3-16. Curva de Capacidade bilinearizada, adaptada de SOFiSTiK AG (2014)..	33
Figura 3-17. Dissipação histerética de energia E_D e energia de deformação E_S , adaptada de SOFiSTiK AG (2014).....	34
Figura 3-18. Redução do Espectro de Resposta.	36
Figura 3-19. Redução do Espectro de Resposta, formato $Sa - T$	37
Figura 3-20. Redução do Espectro de Resposta, formato $Sa - Sd$	37
Figura 3-21. Determinação do PP.	38
Figura 3-22. Fluxograma do SOFiSTiK, ATC-40.....	39
Figura 3-23. SMGL e o SUGL Não Linear, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	40
Figura 3-24. Sistema não linear (O-PY-PP) e sistema linear (O-PE), adaptada de SOFiSTiK AG (2014).....	42
Figura 3-25. Diagrama de Capacidade original, adaptada de SOFiSTiK AG (2014). ...	43
Figura 3-26. Curva de Capacidade bilinearizada, adaptada de SOFiSTiK AG (2014)..	43
Figura 3-27. Espectro $Ry - \mu - T$ do EC-8, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	45
Figura 3-28. Trecho de períodos curtos $T < T_c$, adaptada de SOFiSTiK AG (2014)...	47
Figura 3-29. Trecho de períodos médios e longos $T > T_c$, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).	47

Figura 3-30. Fluxograma do SOFiSTiK, EC-8.	48
Figura 4-1. Zonas sísmicas do Equador e local da edificação, adaptado de MIDUVI (2014c).....	50
Figura 4-2. Esquema do perfil geotécnico do local.	51
Figura 4-3. Espectro Linear de Projeto, da NEC-SE-DS, expresso como fração do PGA, para um amortecimento relativo de 5%.....	53
Figura 4-4. Espectro Linear de Projeto, da NEC-SE-DS, em unidades absolutas, para um amortecimento relativo de 5%.....	54
Figura 4-5. Modelo matemático do edifício junto com as lajes.	55
Figura 4-6. Vista lateral do prédio, dimensões em metros.	56
Figura 4-7. Planta baixa do pavimento tipo, dimensões em metros.....	56
Figura 4-8. Relação Tensão-Deformação do Concreto.	58
Figura 4-9. Relação Tensão-Deformação do Aço.	58
Figura 4-10. Esquema padrão da curva Momento-Rotação para flexão.	61
Figura 4-11. Esquema de dimensionamento do aço superior.....	64
Figura 4-12. Detalhamento da viga mais solicitada, dimensões em milímetros.	66
Figura 4-13. Curva Momento-Rotação para torção.....	68
Figura 4-14. Porcentagem de massa ativada na direção X.....	69
Figura 4-15. Porcentagem de massa ativada na direção Y.....	69
Figura 4-16. Deformada do primeiro modo de vibração da estrutura.	70
Figura 4-17. Deformada do segundo modo de vibração da estrutura.....	70
Figura 5-1. Planta esquemática dos pavimentos com diafragmas.	73

Figura 5-2. Espectros de Resposta, linear com 5% de amortecimento crítico e não linear da NEC-SE-DS, em unidades absolutas.	79
Figura 5-3. Curva Pushover para os cinco casos de θ^* para o sismo na direção X.	87
Figura 5-4. Curva Pushover para os cinco casos de θ^* para o sismo na direção Y.	87
Figura 5-5. PP - Sismo X para os cinco casos segundo ATC-40.	88
Figura 5-6. PP - Sismo na direção X para os cinco casos segundo EC-8.	89
Figura 5-7. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos segundo ATC-40.	90
Figura 5-8. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos segundo EC-8.	91
Figura 6-1. Força Cortante na base em kN , direção X.	95
Figura 6-2. Força Cortante na base em kN , direção Y.	96
Figura 6-3. Perfil deformado, direção X.	97
Figura 6-4. Perfil deformado, direção Y.	98
Figura 6-5. Distorção, direção X.	99
Figura 6-6. Distorção, direção Y.	100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1. Valores do fator de modificação de amortecimento κ	35
Tabela 3.2. Valores mínimos admissíveis para SRa e SRv	38
Tabela 4.1. Valores da distorção máxima permitida pela NBR-15421	57
Tabela 4.2. Numeração das ligações nas vigas na direção X	59
Tabela 4.3. Numeração das ligações nas vigas na direção Y	60
Tabela 4.4. Numeração das ligações nos pilares	61
Tabela 4.5. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para as vigas na direção X.....	62
Tabela 4.6. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para as vigas na direção Y.....	63
Tabela 4.7. Características Consideradas	64
Tabela 4.8. Avaliação da resistência nas extremidades.....	65
Tabela 4.9. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para os pilares...	67
Tabela 5.1. Cálculo das forças na direção X em cada andar com base na Equação (2.3)	75
Tabela 5.2. Deslocamentos horizontais na direção X.....	76
Tabela 5.3. Cálculo das forças na direção Y em cada andar com base na Equação (2.3)	77
Tabela 5.4. Deslocamentos horizontais na direção Y	78
Tabela 5.5. Propriedades dinâmicas	80
Tabela 5.6. Análise espectral para o Sismo na direção X.....	81

Tabela 5.7. Análise espectral para o Sismo na direção Y.....	82
Tabela 5.8. Deslocamentos horizontais na direção X.....	83
Tabela 5.9. Deslocamentos horizontais na direção Y.....	83
Tabela 5.10. Fatores de escala α e cargas definitivas.....	84
Tabela 5.11. Fatores de ponderação para a Combinação Última Excepcional do ELU (ABNT, 2014).....	85
Tabela 5.12. Carregamentos criados para as curvas Pushover.....	86
Tabela 5.13. PP - Sismo na direção X para os cinco casos de θ^* segundo ATC-40.....	88
Tabela 5.14. PP - Sismo na direção X para os cinco casos de θ^* segundo EC-8.....	89
Tabela 5.15. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos de θ^* segundo ATC-40.....	90
Tabela 5.16. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos de θ^* segundo EC-8.....	91
Tabela 5.17. Deslocamentos horizontais na direção X.....	92
Tabela 5.18. Deslocamentos horizontais na direção Y.....	92
Tabela 6.1. Cortante na base e Deslocamento no topo na direção X.....	93
Tabela 6.2. Cortante na base e Deslocamento no topo na direção Y.....	93

SIMBOLOGIA

Letras Latinas Minúsculas

b	Medida da base das vigas.
c_s	Cobrimento estrutural.
d	Medida da altura útil das vigas.
f	Frequência, força.
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto.
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto.
f_{yk}	Resistência ao escoamento característica do aço.
f_{yd}	Resistência ao escoamento de cálculo do aço.
f_I	Força de inércia.
f_D	Força de dissipação.
f_S	Força elástica.
g	Aceleração da gravidade terrestre.
h	Medida da altura das vigas.
i	Contador, vetor unitário de direção da força sísmica.
j	Contador.
k	Expoente relativo ao período da estrutura na NBR-6118.
k_{md}	Parâmetro adimensional relativo ao dimensionamento.
k_x	Parâmetro adimensional relativo ao dimensionamento.
k_z	Parâmetro adimensional relativo ao dimensionamento.
m	Massa de pavimento ou do prédio.
n	Número de modo de vibração.
p	Carga <i>Pushover</i> .
q	Função modal para deslocamentos.
\dot{q}	Função modal para velocidades.
\ddot{q}	Função modal para acelerações.
r	Fator de localização geográfica da NEC-SE-DS.
t	Tempo.
u	Deslocamento relativo aos apoios da estrutura.
\dot{u}	Velocidade.
\ddot{u}	Aceleração.
\tilde{u}	Deslocamento obtido de uma análise linear.

\hat{u}	Deslocamento do SUGL.
u_c	Deslocamento do nó de controle do SMGL.
\ddot{u}_B	Aceleração do solo no nível da base do prédio.
w	Peso de pavimento ou do prédio.
x	Altura comprimida em seções de concreto armado.
z	Distância da fibra mais comprimida à armadura de aço.

Letras Latinas Maiúsculas

A	Aceleração.
A_s	Área de armadura nas peças de concreto armado.
\hat{C}	Parâmetro modal de amortecimento.
C_d	Fator de amplificação de resposta.
D	Deslocamento.
E	Módulo de elasticidade.
E_D	Energia dissipada em um ciclo de deformação.
E_S	Energia de deformação elástica, da linha equivalente.
E_b	Energia de deformação inelástica, da curva bilinearizada de ATC-40.
E_c	Energia de deformação inelástica, da curva <i>Pushover</i> .
E_m	Energia de deformação inelástica, da curva bilinearizada de EC-8.
F	Força por pavimento.
F_a	Coefficiente de amplificação do tipo de solo da NEC-SE-DS.
F_d	Coefficiente de amplificação do tipo de solo da NEC-SE-DS.
F_s	Coefficiente de amplificação do tipo de solo da NEC-SE-DS.
H	Espessura de camada de solo.
I	Fator de Importância, Inércia de área.
K	Rigidez.
\hat{K}	Parâmetro modal de rigidez.
L	Comprimento de vão de viga, altura do andar.
\hat{L}	Parâmetro modal de força.
L_p	Comprimento de rótula plástica.
M	Massa real da estrutura.
\hat{M}	Parâmetro modal da massa.
M_{rd}	Momento fletor resistente de cálculo na peça estrutural.
M_{sd}	Momento fletor solicitante de cálculo na peça estrutural.

M_y	Momento fletor no escoamento.
N	Número de pavimentos, camadas de solo e de modos de vibração.
\bar{N}	Número de golpes do “ <i>Standard Penetration Test</i> ”.
R	Coefficiente de modificação de resposta estipulado na NBR-6118.
R_y	Fator de redução de resistência.
R_{cd}	Resistência característica do concreto.
R_{sd}	Resistência característica do aço.
S_d	Deslocamento espectral.
S_a	Aceleração espectral.
SR	Fator de redução espectral.
T	Período de vibração.
V	Força Cortante.
V_B	Força Cortante na base do SMGL.
\hat{V}_B	Força Cortante na base do SUGL.
X	Eixo horizontal longitudinal da estrutura.
Y	Eixo horizontal transversal da estrutura.
Z	Aceleração máxima em rocha, esperada para o sismo de projeto, expressa como fração da aceleração da gravidade. Eixo vertical da estrutura.

Letras Gregas Minúsculas

α	Fator de escala <i>Pushover</i> .
γ_{ca}	Peso específico do concreto armado.
γ_c	Fator de redução de resistência do concreto.
γ_s	Fator de redução de resistência do aço.
ϵ	Deformação Unitária Longitudinal.
η	Fator de amplificação espectral da NEC-SE-DS.
θ	Ângulo de rotação.
θ^*	Ângulo de rotação limite.
κ	Curvatura, fator de modificação de amortecimento.
λ	Autovalor de modo de vibração.
μ	Fator de ductilidade.
ν	Coefficiente de Poisson do concreto armado.
ξ	Fator de amortecimento relativo inerente à estrutura.
ξ_0	Fator de amortecimento relativo, viscoso, equivalente ao histerético.
π	Constante matemática: 3,1415...

σ_{sk}	Tensão característica do aço.
σ_{sd}	Tensão de cálculo do aço.
ϕ	Modo de vibração, diâmetro da bitola de aço no concreto armado.
ϕ_E	Fator de penalização devido a irregularidade em elevação.
ϕ_P	Fator de penalização devido à irregularidade em planta.
ψ	Perfil de deformação escolhido na Análise <i>Pushover</i> .
ω	Frequência circular natural.

Letras Gregas Maiúsculas

Γ	Fator de participação modal.
Δ	Deslocamento relativo (deriva) no andar.
Λ	Matriz de autovalores.
Σ	Somatório.
Φ	Matriz modal.

Símbolos

	Contém a magnitude de um vetor ou de uma resultante de vetores.
{ }	Contém um vetor coluna.
[]	Contém uma matriz ou representa unidade de medida.

Siglas e Definições

AEM	Análise Espectral Multimodal.
ATC	<i>Applied Technology Council</i> .
CQC	<i>Complete Quadratic Combination</i> .
EC	<i>Eurocode</i> .
ELU	Estado Limite Último.
FHE	Forças Horizontais Equivalentes.
NBR	Norma brasileira.
NEC	Norma equatoriana.
PP	Ponto de Performance.
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i> , na base da estrutura.
SBT	<i>Structural Behavior Type</i> .
SMGL	Sistema de múltiplos graus de liberdade.
SUGL	Sistema de um grau de liberdade.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

A Engenharia Sísmica é uma especialização da Engenharia Civil, que abrange um conjunto de conhecimentos e especialidades como Geologia, Mecânica dos solos, Mecânica das Estruturas, Estatística, etc.

A finalidade da Engenharia Sísmica é, associando conhecimentos de diversas especialidades, desenvolver tecnologias que aplicadas às construções, minimizem os efeitos destrutivos dos terremotos sobre elas, salvando vidas humanas e diminuindo o impacto econômico na sociedade. Portanto, no projeto de estruturas, a procura por métodos de análise mais eficientes e factíveis de serem utilizados, está sempre na pauta as pesquisas, assim como a comparação de resultados entre esses diferentes métodos.

Existem vários tipos de procedimentos para a análise e dimensionamento sísmico de prédios, na Figura 1-1 é mostrada uma classificação proposta pelo autor.

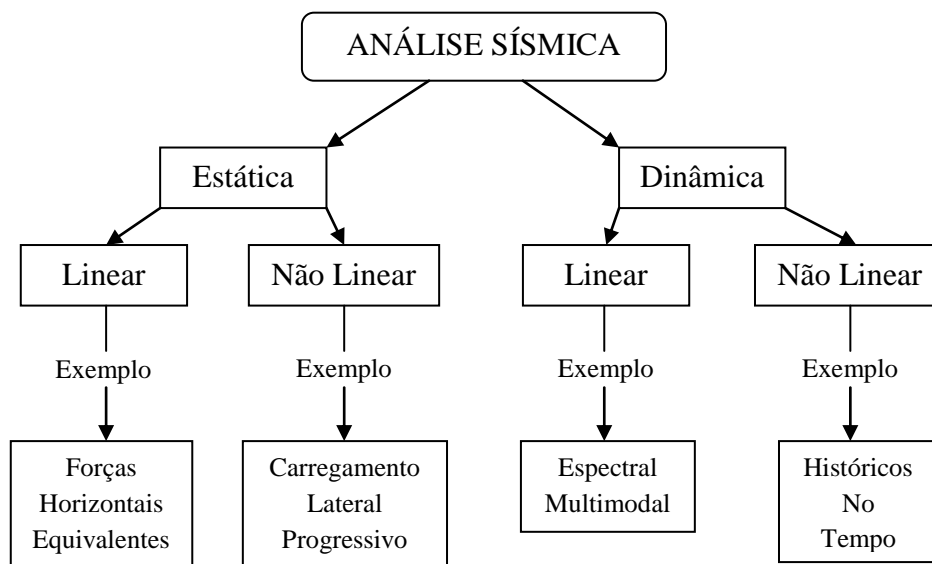


Figura 1-1. Classificação dos Procedimentos para análise e dimensionamento sismo-resistente de estruturas.

1.2. História

Os métodos clássicos de Análise Dinâmica são a Análise por Históricos no Tempo e a Análise Espectral Multimodal. Do ponto de vista do dimensionamento, a Análise Não Linear por Históricos no Tempo pode fornecer resultados mais consistentes, mas a custo de um considerável esforço de processamento. A Análise Espectral Multimodal é uma Análise Linear que considera o uso de fatores estabelecidos nas normas ou códigos com o propósito de compensar a não consideração da não linearidade física dos materiais. Tais fatores afetam os resultados obtidos na análise, reduzindo alguns e aumentando outros, como forças internas e deslocamentos, respectivamente.

Devido a que antigamente, as análises acima mencionadas representavam uma enorme demanda computacional, em favor da praticidade, vários países resolveram acolher algum dos Procedimentos Lineares Estáticos em suas Normas de Projeto.

O Método das Forças Horizontais Equivalentes é um Procedimento Linear Estático, talvez o mais simplificado. Neste método, da mesma forma como nos demais métodos lineares, devem ser aplicados aos seus resultados fatores que considerem de forma indireta o efeito da não linearidade física.

Muitas normas ou códigos como a NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c) e a NBR-6118 (ABNT, 2014), traçam as diretrizes para a aplicação dos métodos aqui mencionados.

Com o desenvolvimento de novos métodos de análise, juntamente com o aumento da capacidade de processamento dos computadores, apareceram os Procedimentos Não Lineares Estáticos, dentre eles, o do Carregamento Lateral Progressivo (*Pushover*), que interage a capacidade resistente da estrutura com as demandas externas. Este método apresenta uma representação da não linearidade física através de curvas de capacidade estrutural e de curvas de demanda. A interseção entre a curva de capacidade e a curva de demanda é o chamado de Ponto de Performance (PP).

Diferentes formulações para Procedimentos Não Lineares Estáticos estão disponíveis, estando entre os mais difundidos o CSM (*Capacity Spectrum Method*) apresentado pelo ATC-40 (ATC, 1996) e o método N2 (*Non-linear 2-model*) apresentado pelo *Eurocode 8* (CEN, 1998b).

Um estudo muito importante desta última década é o de PINHO *et. al.* (2013). Nele, os autores mostram um estudo comparativo de várias estruturas analisadas para vários métodos não lineares, dentre eles o CSM e o N2. Os resultados dos métodos encontrados para Força Cortante e Deslocamento no Topo das estruturas foram similares. Este estudo confirmou a aceitabilidade da utilização dos Procedimentos Não Lineares Estáticos.

1.3. Objetivos

A apresentação dos métodos não lineares será o primeiro alvo da dissertação. Será apresentada a fundamentação matemática do método e todas as hipóteses supostas para o cálculo. Após isso, algoritmos de cálculo, que facilitem o procedimento, serão apresentados.

Esta dissertação tem como objetivo principal realizar uma aplicação das Análises Pushover a um prédio de doze andares de uso frequente nas pesquisas realizadas no Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, chamado de “*Model Building*” e, comparar os resultados com os obtidos dos Procedimentos Lineares Estáticos como o das Forças Horizontais Equivalentes e o da Análise Espectral Multimodal.

O terceiro objetivo deste trabalho é a verificação dos resultados dos Procedimentos Não Lineares Estáticos através da comparação com os resultados dos Procedimentos Lineares Estáticos (Análise *Pushover*) considerados neste trabalho.

O objetivo final deste estudo é a avaliação, a través da aplicação e da comparação de resultados, da idoneidade, confiança e praticidade da Análise *Pushover*.

Deve-se deixar claro, que esta dissertação se concentra na avaliação de um prédio submetido exclusivamente a excitações sísmicas que acontecem nas duas direções horizontais ortogonais. Ou seja, qualquer componente vertical que aja na estrutura, não será abordada neste estudo.

1.4. Estrutura da dissertação

Esta dissertação se desenvolve em nove capítulos cujo conteúdo é descrito brevemente a seguir.

No capítulo 1, são definidos os objetivos traçados e apresentadas uma breve resenha histórica da análise sísmica não linear e a estrutura do trabalho.

Nos capítulos 2 e 3 é apresentada a base teórica dos métodos a serem tratados nesta dissertação, ou seja, os Métodos Lineares e Não Lineares.

O capítulo 4 mostra as informações do prédio a ser analisado, tais como dimensões e materiais. Também apresenta o modelo computacional tridimensional a ser utilizado, bem como os parâmetros adotados na análise.

O capítulo 5 põe em prática a base teórica antes apresentada ao modelo tridimensional. Para isto, é usado o programa comercial de análise estrutural SOFiSTiK.

O capítulo 6 fornece os resultados, de forma esquemática, das análises definidas no capítulo anterior.

No capítulo 7, são apresentadas as conclusões relativas aos resultados obtidos e aos métodos utilizados. Também são apresentadas recomendações sobre os métodos aplicáveis e sugestões para o prosseguimento do estudo

Os capítulos 8 e 9 indicam as fontes bibliográficas consultadas e as fontes visitadas na internet, respectivamente.

2. MÉTODOS LINEARES - TEORIA

Esta dissertação estuda dois métodos lineares a serem considerados como balizamento para o estudo da Análise Pushover; relembrando que não será analisada a componente vertical da excitação sísmica. Estes métodos lineares são descritos a seguir.

2.1. Procedimento Linear Estático das Forças Horizontais Equivalentes

Para a obtenção das forças horizontais equivalentes, são necessários os Espectros de Projeto Lineares ou Não Lineares (exemplos destes são mostrados na Figura 2-1).

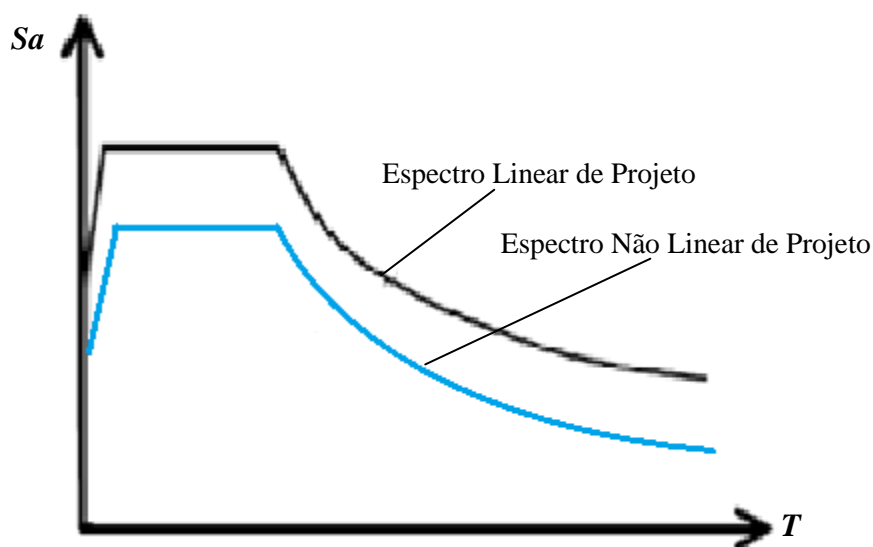


Figura 2-1. Esboço do Espectro de Resposta, linear e não linear.

O Espectro de Resposta de Projeto de acelerações define, de forma conservadora, de acordo com as diferentes normas de projeto, as máximas acelerações que uma estrutura, assimilada a um sistema de um grau de liberdade, pode experimentar considerando as condições locais de sismicidade. Tais acelerações são representadas por uma curva que é função do período de vibração da estrutura. A Figura 2-1 exemplifica espectros de resposta linear e não linear (está considerando que as estruturas reais terão comportamento em regime elasto-plástico quando submetidas ao sismo de projeto).

Em uma próxima etapa, é avaliada a força horizontal total agindo na base do edifício. Para isto, é considerada a expressão clássica do método:

$$V_B = w_{Total} \cdot \widetilde{S}a \quad (2.1)$$

em que w_{Total} é, em geral definido como o peso próprio total do prédio e $\widetilde{S}a$ é a aceleração obtida do espectro não linear expressa como fração da aceleração da gravidade.

Este trabalho considerará a expressão clássica do método das Forças Horizontais Equivalentes para o cálculo da Aceleração Espectral Não Linear, expressão (2.2). Como se deseja analisar uma estrutura situada na República do Equador, esta expressão é formulada em sua forma mais geral definida na Norma Equatoriana NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c):

$$\widetilde{S}a = \frac{\overline{S}a}{(R/I) \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \quad (2.2)$$

$\overline{S}a$ é a aceleração obtida do Espectro de Resposta Linear de acelerações como mostrado na Figura 2-1. Ela deve estar expressa como fração da aceleração da gravidade. R é o coeficiente de modificação de resposta estabelecido pela NBR-15421; I é o fator de importância da utilização do prédio definido na NBR-15421 (ABNT, 2006). Os fatores ϕ_P e ϕ_E são os coeficientes de penalização por irregularidade no plano e na vertical (ou em elevação), respectivamente, estabelecidos na NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c).

Esta dissertação considerará a partir daqui de forma exclusiva a Norma Brasileira NBR15421 (ABNT, 2006). Nesta norma, as Forças Horizontais Equivalentes (FHE) em cada pavimento são definidas pela distribuição expressa a seguir:

$$F_j = \frac{w_j \cdot h_j^k}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot h_i^k} V_B \quad (2.3)$$

Os subscritos i e j são os números dos pavimentos; N é a quantidade total de pavimentos e w_i e w_j são os pesos de cada andar localizado às alturas respectivas h_i e h_j . A Equação (2.3) pode ser reescrita com as massas dos pavimentos, ficando da seguinte forma:

$$F_j = \frac{m_j \cdot h_j^k}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot h_i^k} V_B \quad (2.4)$$

O expoente k é obtido segundo a NBR-15421 (ABNT, 2006), por meio da seguinte expressão:

$$k = \begin{cases} T \leq 0,5 & \rightarrow 1 \\ 0,5 < T \leq 2,5 & \rightarrow 0,75 + 0,50 \cdot T \\ T > 2,0 & \rightarrow 2 \end{cases} \quad (2.5)$$

T é o período de vibração fundamental na direção considerada, expresso em segundos.

Os deslocamentos horizontais \check{u} obtidos pela ação das forças sísmicas obtidas com a Equação (2.4) não representam sua magnitude efetiva no regime não linear. As forças aplicadas são reduzidas para representar a não linearidade, mas a análise estrutural não deixou de ser linear. Por este motivo, os deslocamentos devem ser majorados. A norma brasileira NBR-15421 (ABNT, 2006) define coeficientes de amplificação de deslocamentos C_d que, multiplicados pelos deslocamentos elasticamente determinados e divididos pelo fator de importância I , estimam os deslocamentos não lineares. Assim, tem-se:

$$u = \frac{\check{u} \cdot C_d}{I} \quad (2.6)$$

2.2. Análise Espectral Multimodal

Neste método, a resposta é obtida pela superposição das contribuições dos modos de vibração considerados, determinadas com o uso do espectro de resposta compatível com a sismicidade do local.

As equações do movimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade sujeito a uma aceleração na sua base podem ser escritas como:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{i\} \ddot{u}_B(t) \quad (2.7)$$

$[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez da estrutura, respectivamente; $\{u(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ e $\{\ddot{u}(t)\}$ representam os deslocamentos, velocidades e acelerações, relativas à base, em função do tempo; $\{i\}$ é o vetor unitário que exprime a direção a aceleração da base $\ddot{u}_B(t)$.

Define-se:

$$\{f_I(t)\} = [M]\{\ddot{u}(t)\} \quad (2.8)$$

$$\{f_D(t)\} = [C]\{\dot{u}(t)\} \quad (2.9)$$

$$\{f_S(t)\} = [K]\{u(t)\} \quad (2.10)$$

$\{f_I(t)\}$, $\{f_D(t)\}$ e $\{f_S(t)\}$ são as forças de inércia, de dissipação e elásticas (ou reativas) da estrutura, respectivamente, que são funções do tempo.

No caso de uma análise linear, os vetores de deslocamentos, velocidades e acelerações podem ser expressos como segue:

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{q(t)\} \quad (2.11)$$

$$\{\dot{u}(t)\} = [\Phi]\{\dot{q}(t)\} \quad (2.12)$$

$$\{\ddot{u}(t)\} = [\Phi]\{\ddot{q}(t)\} \quad (2.13)$$

$\{q(t)\}$, $\{\dot{q}(t)\}$ e $\{\ddot{q}(t)\}$ são vetores que contém as funções modais e as suas derivadas primeira e segunda em relação ao tempo; $[\Phi]$ é a matriz modal da estrutura, a contendo os autovetores $\{\phi\}$. Os autovetores (ver SOUZA LIMA & SANTOS, 2008) são vetores cujos elementos conformam o perfil de deformação de cada modo de vibração:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \cdots & \phi_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix} = \left[\left\{ \begin{matrix} \phi_{11} \\ \vdots \\ \phi_{N1} \end{matrix} \right\} \cdots \left\{ \begin{matrix} \phi_{1N} \\ \vdots \\ \phi_{NN} \end{matrix} \right\} \right] = [\{\phi_1\} \cdots \{\phi_N\}] \quad (2.14)$$

N é o número total de modos de vibração da estrutura. Os subscritos indicam o modo de vibração da estrutura a que cada autovetor corresponde.

Da análise modal, definem-se os autovalores, como mostrado a seguir em representação matricial.

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \lambda_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

ω_n é a frequência circular natural de vibração de cada modo n .

As Equações (2.11), (2.12) e (2.13) podem ser expressas de forma genérica para cada modo de vibração:

$$\{u_n(t)\} = \{\phi_n\} q_n(t) \quad (2.16)$$

$$\{\dot{u}_n(t)\} = \{\phi_n\} \dot{q}_n(t) \quad (2.17)$$

$$\{\ddot{u}_n(t)\} = \{\phi_n\} \ddot{q}_n(t) \quad (2.18)$$

$\{u_n(t)\}$, $\{\dot{u}_n(t)\}$ e $\{\ddot{u}_n(t)\}$ são as contribuições por parte do modo n aos deslocamentos (relativos à base da estrutura), velocidades e acelerações de cada grau de liberdade da estrutura. Já $q_n(t)$, $\dot{q}_n(t)$ e $\ddot{q}_n(t)$ são funções modais associadas a cada modo de vibração n .

Combinando a Equação (2.7) com as Equações (2.11), (2.12) e (2.13), obtém-se:

$$[\Phi^T][M][\Phi]\{\ddot{q}(t)\} + [\Phi^T][C][\Phi]\{\dot{q}(t)\} + [\Phi^T][K][\Phi]\{q(t)\} = -[\Phi^T][M]\{i\} \ddot{u}_B(t) \quad (2.19)$$

Define-se o fator modal \hat{L}_n como:

$$\hat{L}_n = -\{\phi_n\}^T [M]\{i\} = -\left(\sum_{i=1}^N M_i \cdot \phi_i \right) \quad (2.20)$$

N é o número de graus de liberdade e n é o número do modo de vibração analisado.

Definem-se as matrizes diagonais a seguir:

$$[\hat{M}] = [\Phi]^T [M][\Phi] \quad (2.21)$$

$$[\hat{C}] = [\Phi]^T [C][\Phi] \quad (2.22)$$

$$[\hat{K}] = [\Phi]^T [K][\Phi] \quad (2.23)$$

em que os valores diagonais para cada modo são:

$$\hat{M}_n = \{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\} \quad (2.24)$$

$$\hat{C}_n = \{\phi_n\}^T [C]\{\phi_n\} \quad (2.25)$$

$$\hat{K}_n = \{\phi_n\}^T [K] \{\phi_n\} \quad (2.26)$$

Relacionando as Equações (2.19), (2.20), (2.21), (2.22) e (2.23), obtém-se:

$$[\hat{M}]\{\ddot{q}(t)\} + [\hat{C}]\{\dot{q}(t)\} + [\hat{K}]\{q(t)\} = \{\hat{L}\} \ddot{u}_B(t) \quad (2.27)$$

Para o modo de vibração n , a Equação (2.27) se transforma na seguinte:

$$\hat{M}_n \cdot \ddot{q}_n(t) + \hat{C}_n \cdot \dot{q}_n(t) + \hat{K}_n \cdot q_n(t) = \hat{L}_n \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (2.28)$$

Ou:

$$\ddot{q}_n + \frac{\hat{C}_n}{\hat{M}_n} \dot{q}_n(t) + \frac{\hat{K}_n}{\hat{M}_n} q_n(t) = \frac{\hat{L}_n}{\hat{M}_n} \ddot{u}_B(t) \quad (2.29)$$

Fazendo analogia com um Sistema de Um Grau de Liberdade – SUGL (CHOPRA, 2012), escreve-se:

$$\hat{C}_n / \hat{M}_n = 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \quad (2.30)$$

$$\hat{K}_n / \hat{M}_n = \omega_n^2 \quad (2.31)$$

ω_n é a frequência circular de cada modo de vibração n , relacionada ao período de vibração T_n como:

$$\omega_n = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \quad (2.32)$$

Define-se a seguir o fator Γ_n que pode ser chamado de fator de participação modal:

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi_n\}^T [M] \{i\}}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} = \frac{\hat{L}_n}{\hat{M}_n} \quad (2.33)$$

$\{\phi_n\}$ é o modo de vibração não normalizado de ordem n .

Finalmente a equação desacoplada fica:

$$\ddot{q}_n(t) + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 \cdot q_n(t) = \Gamma_n \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (2.34)$$

Os Espectros de Resposta podem ser de deslocamentos, de velocidades ou de acelerações. Mas daqui em diante, o termo Espectro de Resposta indicará exclusivamente os de acelerações.

O Espectro de Resposta Linear é obtido de acordo com a norma usada no projeto da estrutura analisada. O Espectro de Resposta Não Linear é definido por uma redução adequada das ordenadas do Espectro de Resposta Linear. Existem diferentes critérios para realizar tal diminuição; a forma mais simplificada é a divisão de todas as ordenadas do Espectro Linear por um conjunto de fatores, a saber: $(R/I)\phi_P\phi_E$. Assim, o Espectro de Resposta Não Linear será definido pela Equação (2.2).

Na Figura 2-1, mostram-se as formas dos Espectros de Resposta Linear e Não Linear, em unidades absolutas.

A relação entre o deslocamento e a aceleração obtidas do Espectro de Resposta Não Linear é mostrada a seguir:

$$\widetilde{Sd}_n = \frac{\widetilde{Sa}_n}{\omega_n^2} \quad (2.35)$$

\widetilde{Sd}_n e \widetilde{Sa}_n são, respectivamente, o deslocamento espectral não linear (ou inelástico) e a aceleração espectral não linear (ou inelástica), correspondentes ao o modo de vibração n .

As funções modais são definidas na sequência em função do fator de participação modal e das respostas espectrais:

$$q_n = \Gamma_n \cdot \widetilde{Sd}_n \quad (2.36)$$

$$\dot{q}_n = \Gamma_n \cdot \omega_n \cdot \widetilde{Sd}_n \quad (2.37)$$

$$\ddot{q}_n = \Gamma_n \cdot \omega_n^2 \cdot \widetilde{Sd}_n = \Gamma_n \cdot \widetilde{Sa}_n \quad (2.38)$$

Γ_n foi definido na Equação (2.33).

Desta forma, as coordenadas modais e suas derivadas, primeira e segunda, se tornam independentes do tempo e passam a ser função dos fatores de participação modal e das respostas obtidas no Espectro de Resposta Linear.

Para se calcular os deslocamentos nodais devidos ao modo n , multiplica-se cada parcela da Equação (2.36) pelo autovetor do modo n , obtendo-se:

$$\{\phi_n\} q_n = \{\phi_n\} \Gamma_n \cdot \widetilde{S}d_n \quad (2.39)$$

Combinando as Equações (2.16) e (2.39), tem-se:

$$\{u_n\} = \{\phi_n\} \Gamma_n \frac{\widetilde{S}a_n}{\omega_n^2} \quad (2.40)$$

Assim, as forças reativas nodais são dadas por:

$$\{f_{Sn}\} = [K]\{u_n\} \quad (2.41)$$

As forças nodais devidas ao modo n são calculadas da seguinte forma: multiplica-se cada parcela da Equação (2.30) pela matriz de rigidez $[K]$, obtendo o seguinte:

$$[K]\{u_n\} = [K]\{\phi_n\} \Gamma_n \frac{\widetilde{S}a_n}{\omega_n^2} \quad (2.42)$$

A matriz $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura.

As forças na estrutura, correspondentes ao modo n , são obtidas como:

$$\{f_{Sn}\} = [K]\{\phi_n\} \Gamma_n \frac{\widetilde{S}a_n}{\omega_n^2} \quad (2.43)$$

Combinando as Equações (2.26), (2.42) e (2.43):

$$\{f_{Sn}\} = \{\phi_n\}^T \widehat{K}_n \cdot \Gamma_n \frac{\widetilde{S}a_n}{\omega_n^2} \quad (2.44)$$

A partir da Equação (2.31), tem-se que:

$$\widehat{K}_n = \omega_n^2 \cdot \widehat{M}_n \quad (2.45)$$

Substituindo a Equação (2.45) na Equação (2.43):

$$\{f_{Sn}\} = \{\phi_n\}^T \omega_n^2 \cdot \widehat{M}_n \cdot \Gamma_n \frac{\widetilde{S}a_n}{\omega_n^2} \quad (2.46)$$

Simplificando e combinando as Equações (2.38) e (2.46):

$$\{f_{Sn}\} = \{\phi_n\}^T \widehat{M}_n \ddot{q}_n \quad (2.47)$$

que combinada com a Equação (2.24) fornece:

$$\{f_{Sn}\} = [M]\{\phi_n\} \ddot{q}_n \quad (2.48)$$

Finalmente, juntando as Equações (2.18) e (2.48), tem-se:

$$\{f_{Sn}\} = [M]\{\ddot{u}_n\} \quad (2.49)$$

Na Análise Espectral Multimodal, para a avaliação da força horizontal total na base, são calculados os vetores de forças nodais para cada modo n e, na sequência, realiza-se a combinação dos resultados modais. O método de combinação dos resultados modais utilizado nesta dissertação é o moderno método CQC (*Complete Quadratic Combination*), como mostrado por WILSON, DER KIUREGHIAN & BAYO (1981).

Para a avaliação dos deslocamentos $\{u\}_n$ obtidos da Análise Espectral Linear, o tratamento deve ser similar. O método CQC poderá ser utilizado na combinação dos perfis de deslocamentos, fornecendo o vetor de deslocamentos já combinados $\{\tilde{u}\}$.

Os deslocamentos $\{\tilde{u}\}$ não representam a condição não linear de comportamento da estrutura, pois provêm de uma Análise Linear. Por este motivo, os deslocamentos devem ser majorados pelo coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d e reduzidos pelo fator de Importância I conforme definido na Norma NBR-15421 (ABNT, 2006), de acordo com a Equação (2.6).

3. ANÁLISES PUSHOVER - TEORIA

Os Procedimentos Não Lineares Estáticos com Carregamento Lateral Progressivo (*Pushover*) tem como base dois conceitos primordiais: a capacidade e a demanda. A primeira pode ser entendida como uma característica própria da estrutura, que depende de fatores como a geometria dos elementos, a capacidade de plastificação das seções resistentes e as propriedades dos materiais (basicamente curvas tensão-deformação). A demanda é definida como a solicitação sísmica de projeto, representada através de um Espectro de Projeto.

3.1. Modelo Estrutural

O modelo estrutural usualmente utilizado é tridimensional e composto por elementos finitos de barra e de casca.

O comportamento não linear pode se configurar de duas formas:

- Inelasticidades concentradas: se definem ligações rígido-plásticas ou elasto-plásticas nos pontos de escoamento esperado. Assim, são definidas relações força-deslocamento, força-distorção ou momento-rotação nos graus de liberdade definidos como de comportamento não linear. No caso em estudo, a ser apresentado no capítulo 4, as ligações são supostas nas extremidades das peças.
- Inelasticidade dos elementos: se define a não linearidade dos materiais ao longo dos elementos estruturais, em todas suas seções. Este tipo de modelagem fornece uma descrição mais precisa do comportamento não linear, mas a custo de um muito maior esforço computacional (ELNASHAI & DI SARNO, 2008).

Para a obtenção das curvas de capacidade, devem-se aplicar cargas laterais monotônicas, de forma incremental, até que a estrutura entre em colapso ou que as curvas de capacidade e de demanda se interceptem. Definem-se as cargas laterais como monotônicas devido ao fato do perfil de distribuição de cargas não variar com a alteração ou com a degradação progressiva das propriedades resistentes da estrutura. No caso de prédios, usualmente se constrói uma curva que exprime a relação entre a força horizontal total na base e o deslocamento na cobertura do edifício.

À medida que a carga vai sendo incrementada, a deformação e a capacidade resistente da estrutura também se alteram, pela variação no comportamento dos materiais e pela variação na geometria original da estrutura, o que exigiria uma análise não linear.

Na consideração da não linearidade do material, sob a hipótese de material perfeitamente elasto-plástico, é usual que a plastificação aconteça concentrada com a formação de rótulas plásticas, embora procedimentos mais elaborados possam considerar a plastificação distribuída como ilustrado na Figura 3-1 (TIMOSHENKO & GERE, 1984).

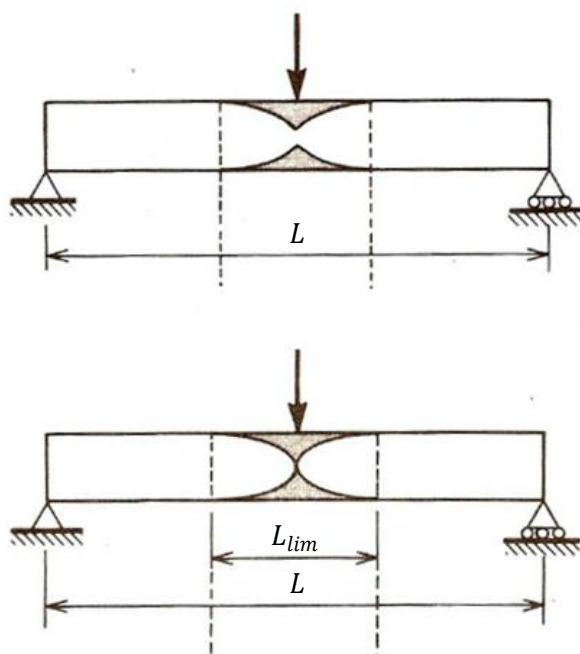


Figura 3-1. Processo de formação de uma rótula plástica, adaptada de TIMOSHENKO & GERE (1984).

Os momentos fletores, quando atingem um determinado valor, podem produzir o escoamento da peça, traduzido em um comportamento plástico. Este comportamento pode ser representado por curvas momento – curvatura, como ilustrado na Figura 3-2.

Na Figura 3-3, é definido o comprimento de rótula plástica L_p . Este comprimento é aquele no qual as fibras da peça já se comportam plasticamente. Adota-se a hipótese de que a curvatura κ é constante ao longo do comprimento de rótula plástica L_p . Portanto, a rotação θ na extremidade pode ser calculada como:

$$\theta \approx \kappa \cdot L_p \quad (3.1)$$

Em estruturas de concreto armado, L_p pode ser estimado como sendo aproximadamente igual à metade da altura útil da seção transversal (SUCUOĞLU & AKKAR, 2014). Desta forma pode se desenhar a relação Momento-Rotação ilustrada na Figura 3-4.

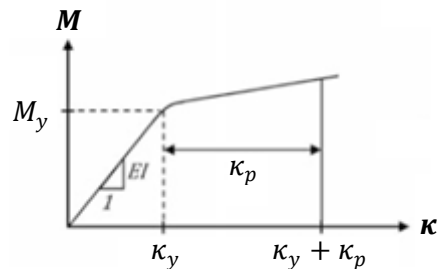


Figura 3-2. Diagramas Momento-Curvatura, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

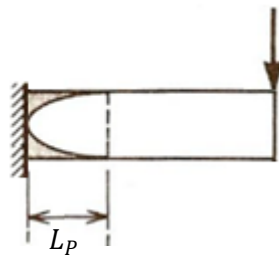


Figura 3-3. Comprimento de rótula plástica na extremidade do elemento, TIMOSHENKO & GERE (1984).

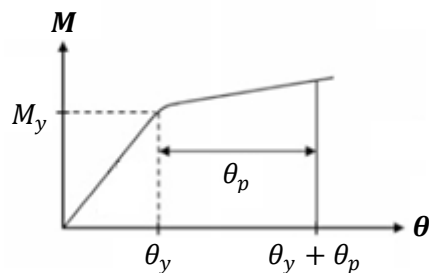


Figura 3-4. Diagramas Momento-Rotação, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

Nas Figuras 3-2 e 3-4 os subscritos y e p indicam escoamento e plastificação respectivamente.

Nos modelos matemáticos, deveriam se definir relações Força-Deslocamento para forças normais e cortantes, e relações Momento-Rotação para Momentos Fletores e de Torção para cada extremidade, no caso de estruturas reticulares. Porém na prática, usualmente só se definem relações Momento-Rotação para vigas e Momento – Força Normal – Rotação no caso de pilares, e nos nós da estrutura onde se supõe que haverá plastificação, como ilustrado na Figura 3-5.

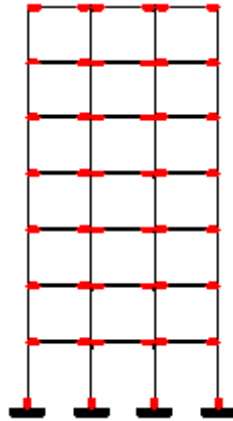


Figura 3-5. Disposição das ligações rígido-plásticas, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Os programas modernos de análise estrutural permitem definir o modelo da estrutura e atribuir ligações com comportamento rígido-plástico perfeito, com comprimento igual a zero. Estes programas fazem uma análise linear da estrutura, mas, no decorrer da análise, as propriedades do material vão sendo alteradas em função dos níveis de tensões e deformações. Também durante a análise, a rigidez da estrutura pode variar, sendo ela função da rigidez das ligações (atribuídas nas extremidades das vigas e nos pilares da base) que são dependentes da magnitude dos esforços. A Figura 3-6 mostra um esquema típico da relação Momento-Rotação de um material com comportamento rígido-plástico perfeito.

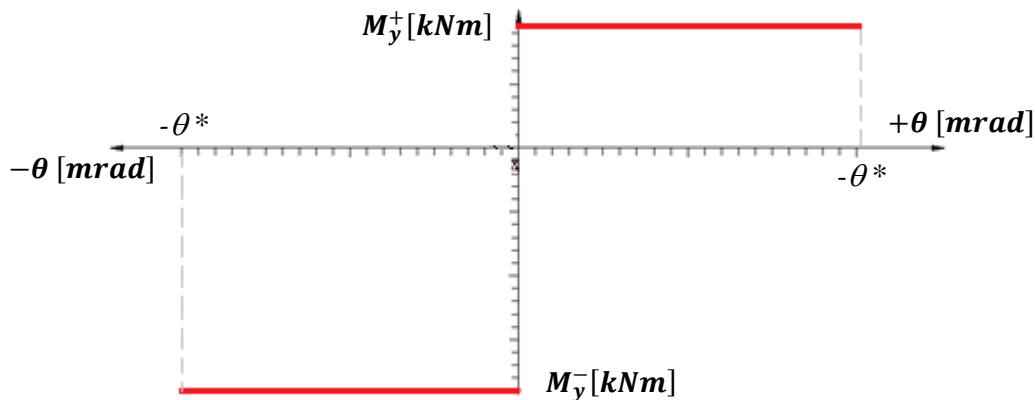


Figura 3-6. Esquema de uma relação Momento-Rotação.

À medida que a carga aumenta, a estrutura vai se plastificando e as seções que atingem o esforço resistente máximo perdem sua capacidade de resistir aos acréscimos de forças. No caso do momento fletor, estas seções formam rótulas que permitem o movimento de rotação, mas submetidas ao esforço que leva a seção à plastificação total.

No presente estudo, considera-se uma estrutura tridimensional em que devem ser definidas as ligações elasto-plásticas nos graus de liberdade adequados nos elementos susceptíveis à plastificação.

Outra condição do modelo não linear é que quando da aplicação da carga lateral, materiais como o concreto armado sofrem perda de rigidez em função da fissuração em suas regiões tracionadas. As normas de projeto preconizam uma diminuição porcentual na rigidez em função do tipo de elemento estrutural, como vigas, pilares, lajes, etc.

3.2. Carga Lateral

O próximo passo da análise é a definição do valor do carregamento lateral progressivo. A escolha do perfil de distribuição das cargas é um ponto importante no Procedimento Não Linear Estático escolhido, já que estas forças laterais devem ser capazes de representar as forças inerciais a que a estrutura estará experimentando quando sujeita à ação sísmica.

O perfil de carga é usualmente tomado como proporcional a um perfil de deslocamentos $\{\psi\}$ escolhido. O perfil de carga pode ser, por exemplo, tomado como proporcional ao autovetor fundamental da estrutura (SUCUOĞLU & AKKAR, 2014), como mostrado na Figura 3-7. Porém, outro perfil de deslocamentos $\{\psi\}$ razoável ou a média de vários perfis podem ser usados desde que a Norma utilizada o permita.

Exemplos de perfis de forças são: perfil de forças uniformemente distribuídas, perfil de forças triangularmente distribuídas ou perfis arbitrários.

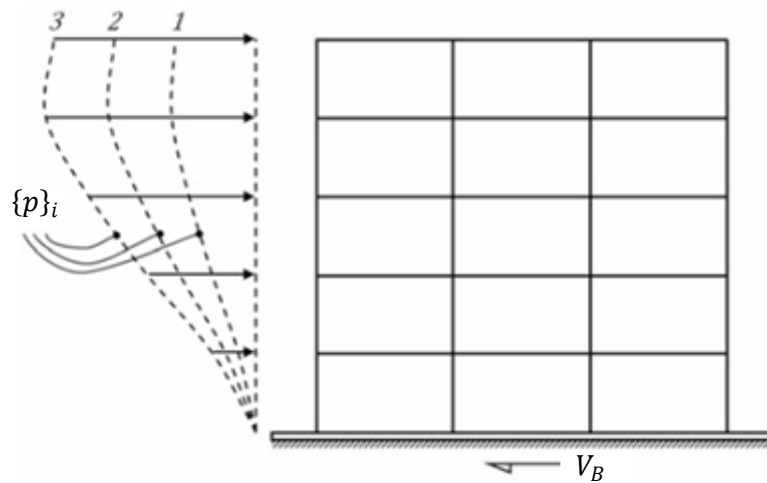


Figura 3-7. Carregamento Progressivo por Força Lateral, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

Na Figura 3-7: $\{p\}_i$ é o vetor de forças aplicado em cada caso de carga ou carregamento e V_B é a Força Cortante na base do prédio.

O perfil de carga lateral $\{p\}$ é definido pela seguinte expressão:

$$\{p\} = [M]\{\psi\} \alpha \quad (3.2)$$

$[M]$ é a matriz de massa da estrutura e $\{\psi\}$ é o vetor com o perfil de deslocamentos escolhido. Como $[M]$ e $\{\psi\}$ não produzem unidades de força quando multiplicadas, prefere-se utilizar apenas os seus valores numéricos e desconsiderar as suas unidades. O α é o fator de escala que dota à carga $\{p\}$ de unidades de força que no caso desta dissertação é $[kN]$; também provê de uma magnitude inicial adequada à carga de modo que seja eficiente na hora de fazer a análise de carga lateral progressiva (*Pushover*). A interação entre a magnitude inicial da carga lateral e a quantidade e o

valor numérico dos incrementos de carga definem o número de carregamentos, que pela sua vez geram o mesmo número de deslocamentos no nó de controle. Desta forma, entende-se por eficiente que tal interação gere, por meio dos pares ordenados força-deslocamento, uma curva de capacidade suficientemente extensa que possa interceptar a curva de demanda inelástica.

Outra forma de excitação para a estrutura é em forma de deslocamentos nodais como mostrado na Figura 3-8, que podem ter os mesmos tipos de perfis previamente mencionados para forças laterais. Ou seja, em vez de aplicar cargas, impõem-se deslocamentos.

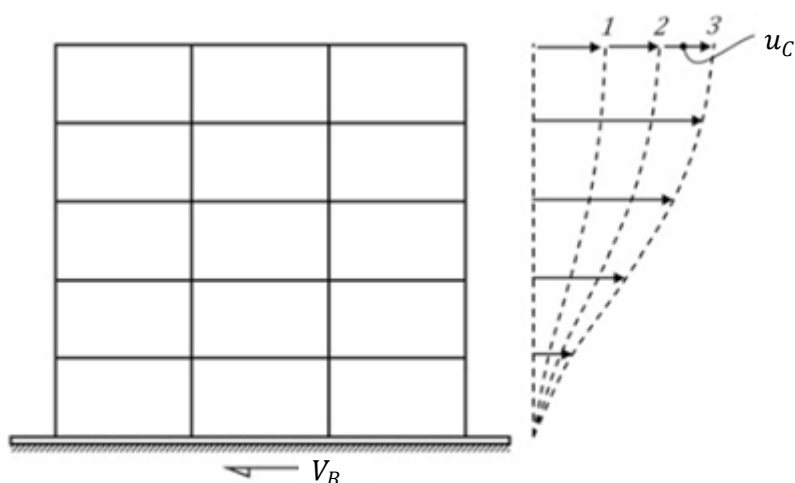


Figura 3-8. Carregamento Progressivo por Deslocamento Lateral, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

Na Figura 3-8, u_C é o deslocamento do nó de controle no centro de gravidade do último piso.

Cada incremento de carga, ou deslocamento, gerará na prática um carregamento ou caso de carga único. Os incrementos de carga não necessitam ser necessariamente do mesmo valor. Como dito anteriormente, o importante é que tais incrementos façam que a curva intercepte a curva de demanda. Neste trabalho foram considerados 20 incrementos de forças de magnitude constante

3.3. Curva de Capacidade

Na análise de Carregamento Lateral Progressivo, a estrutura tridimensional original, Sistema de Múltiplos Graus de Liberdade (SMGL), é analisada através de uma estrutura equivalente de um Sistema de Um Grau de Liberdade (SUGL), como se observa na Figura 3-9.

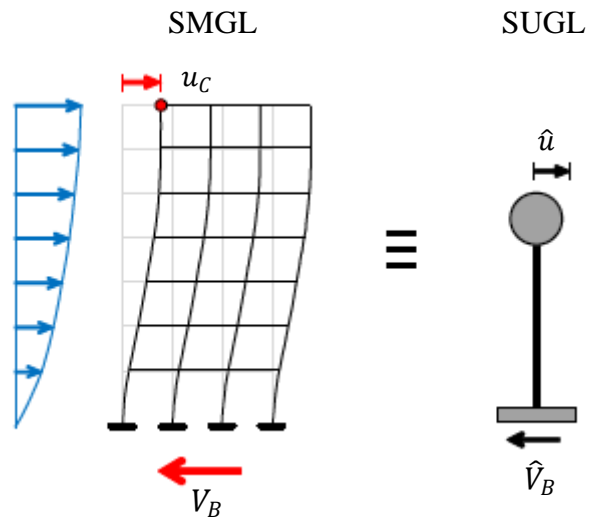


Figura 3-9. Representação do SMGL e do SUGL, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Primeiramente são escolhidas as grandezas características do SMGL que, no caso de edifícios, são o cortante de base V_B e o deslocamento do centro de massa do nível mais elevado, chamado de “nó de controle”, u_C . As grandezas características do SUGL são o cortante \hat{V}_B e o deslocamento do sistema \hat{u} .

Na Figura 3-10 se mostram as curvas de carregamento lateral progressivo (*Pushover*) típicas para um SUGL Linear e para um SUGL Não Linear no formato $V_B - u_C$. Destacam-se os pontos que formam as curvas *Pushover*.

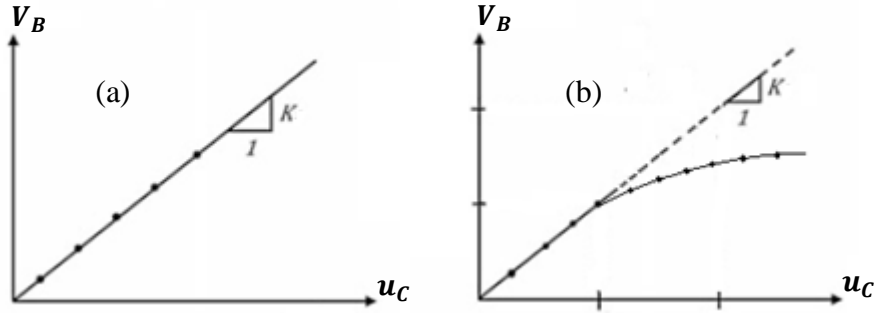


Figura 3-10. Curvas *Pushover* do SUGL (a) linear e (b) não linear, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

Partindo da equação do movimento do SMGL não linear:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{f_s\{u(t)\}\} = -[M]\{i\} \ddot{u}_B(t) \quad (3.3)$$

$\{u(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ e $\{\ddot{u}(t)\}$, são os vetores de deslocamentos, velocidades e acelerações, relativos à base, respectivamente; $[M]$ e $[C]$ são as matrizes de massa e amortecimento do SMGL. O vetor $\{f_s\{u(t)\}\}$ representa as forças não lineares reativas da estrutura. O lado direito da equação denota as forças efetivas devidas ao sismo em que $\{i\}$ é o vetor unitário da direção do sismo e $\ddot{u}_B(t)$ é a aceleração da base.

Quando considerada uma análise linear, a Equação (2.11) pode ser sempre aplicada, pois os perfis de deformação (autovetores) mantêm a sua forma independentemente da magnitude da carga aplicada ou do nível de deformação. Já no caso de uma análise real, considerando o comportamento não linear da estrutura, a deformadas devidas às cargas horizontais não seguem mais estritamente o perfil de deformação dos autovetores devido ao aparecimento das rótulas plásticas que produzem uma redistribuição de esforços e deformações na estrutura. Isto faz com que os deslocamentos em função do tempo sejam definidos, agora aproximadamente, como:

$$\{u(t)\} \approx [\Phi]\{q(t)\} \quad (3.4)$$

onde $\{q(t)\}$ denota o vetor das coordenadas modais em função do tempo.

Porém, na Análise *Pushover*, a Relação (3.4) é considerada, de forma aproximada, da mesma maneira que a Equação (2.11), como uma igualdade.

Uma hipótese básica na formulação do SUGL é que o perfil deformado permanece constante durante todo o evento sísmico a pesar do nível de deformação, o que permite escrever:

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{q(t)\} \quad (3.5)$$

$$\{\dot{u}(t)\} = [\Phi]\{\dot{q}(t)\} \quad (3.6)$$

$$\{\ddot{u}(t)\} = [\Phi]\{\ddot{q}(t)\} \quad (3.7)$$

$\{q(t)\}$, $\{\dot{q}(t)\}$ e $\{\ddot{q}(t)\}$ denotam o vetor de coordenadas modais, e as suas derivadas primeira e segunda em relação ao tempo.

Substituindo as Equações (3.5) e (3.6) em (3.3), tem-se:

$$[M][\Phi]\{\ddot{q}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{q}(t)\} + \{f_S(u(t))\} = -[M]\{i\} \ddot{u}_B(t) \quad (3.8)$$

Pré-multiplicando os termos por $\{\phi_n\}^T$:

$$\{\phi_n\}^T [M][\Phi]\{\ddot{q}(t)\} + \{\phi_n\}^T [C][\Phi]\{\dot{q}(t)\} + \{\phi_n\}^T \{f_S(q(t))\} = -\{\phi_n\}^T [M]\{i\} \ddot{u}_B(t) \quad (3.9)$$

Considerando os autovetores como ortogonais (SOUZA LIMA & SANTOS, 2008) e combinando as Equações (2.20), (2.24), (2.25) e (3.9), obtém-se a equação do movimento desacoplada para o modo n :

$$\hat{M}_n \cdot \ddot{q}_n(t) + \hat{C}_n \cdot \dot{q}_n(t) + \{\phi_n\}^T f_S(q_n(t)) = \hat{L}_n \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (3.10)$$

Por simplicidade, o subscrito n do modo de vibração será omitido daqui em diante. Sendo assim, o SUGL fica definido pela equação de movimento a seguir:

$$\hat{M} \cdot \ddot{q}(t) + \hat{C} \cdot \dot{q}(t) + \{\phi\}^T f_S(q(t)) = \hat{L} \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (3.11)$$

em que \hat{M} e \hat{C} são usualmente conhecidas como massa modal generalizada e amortecimento modal generalizado, respectivamente.

Para o cálculo das funções modais dependentes do tempo, são introduzidas as seguintes relações:

$$q(t) = \Gamma \cdot D(t) \quad (3.12)$$

$$\dot{q}(t) = \Gamma \cdot \dot{D}(t) \quad (3.13)$$

$$\ddot{q}(t) = \Gamma \cdot \ddot{D}(t) \quad (3.14)$$

Γ foi definido pela Equação (2.33) e é chamado de fator de participação modal, mas essa terminologia será evitada devido a que ela depende de como os autovetores sejam normalizados (CHOPRA, 2012). $D(t)$ e as suas derivadas primeira e segunda, representam respectivamente o deslocamento, a velocidade e a aceleração de um SUGL. Em seguida, combinam-se as Equações (3.11), (3.13) e (3.14), fornecendo:

$$\hat{M} \cdot \Gamma \cdot \ddot{D}(t) + \hat{C} \cdot \Gamma \cdot \dot{D}(t) + \{\phi\}^T f_S(q(t)) = \hat{L} \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (3.15)$$

Combinando (2.33) e (3.15), tem-se:

$$\hat{L} \cdot \ddot{D}(t) + \hat{C} \cdot \Gamma \cdot \dot{D}(t) + \hat{f}_S(D(t)) = \hat{L} \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (3.16)$$

$\hat{f}_S(D(t))$ é definido como:

$$\hat{f}_S(D(t)) = \{\phi\}^T \cdot f_S(q(t)) \quad (3.17)$$

Representando a força reativa do SUGL, $\hat{f}_S(D(t))$, pelo produto da sua massa e a sua aceleração:

$$\{\hat{f}_S(D(t))\} = -[M]\{i\} \cdot A(D(t)) \quad (3.18)$$

Multiplicando ambos os lados da Equação (3.18) por $\{\phi\}^T$ e combinando com as Equações (2.20) e (3.17), obtém-se:

$$\hat{f}_S(D(t)) = \hat{L} \cdot A(D(t)) \quad (3.19)$$

Combinando as Equações (2.33), (3.16), (3.19) e dividindo-se por \hat{L} , obtém-se:

$$\ddot{D}(t) + \frac{\hat{C}}{\hat{M}} \cdot \dot{D}(t) + A(D(t)) = \ddot{u}_B(t) \quad (3.20)$$

Combinam-se as Equações (2.30) e (3.20) para chegar à expressão:

$$\ddot{D}(t) + 2 \cdot \hat{\xi} \cdot \hat{\omega} \cdot \dot{D}(t) + A(D(t)) = \ddot{u}_B(t) \quad (3.21)$$

em que $\hat{\xi}$ e $\hat{\omega}$ são o fator de amortecimento equivalente e a frequência circular natural de vibração equivalente, respectivamente, para o SUGL.

Considerando-se a utilização do Espectro de Resposta, obtêm-se os valores máximos das respostas como mostrado a seguir:

$$D_{m\acute{a}x} = Sd(T) \quad (3.22)$$

$$A_{m\acute{a}x} = Sa(T) \quad (3.23)$$

$Sd(T)$ é um deslocamento espectral e $Sa(T)$ é uma aceleração espectral (pseudo), ambas, funções da variável T .

Assim como a Curva *Pushover*, a Curva de Capacidade pode ser definida para o SUGL, associando a força ao deslocamento do SUGL no formato $Sa - Sd$. Na Figura 3-11 são mostrados exemplos das curvas de capacidade para um SUGL com comportamentos linear e não linear.

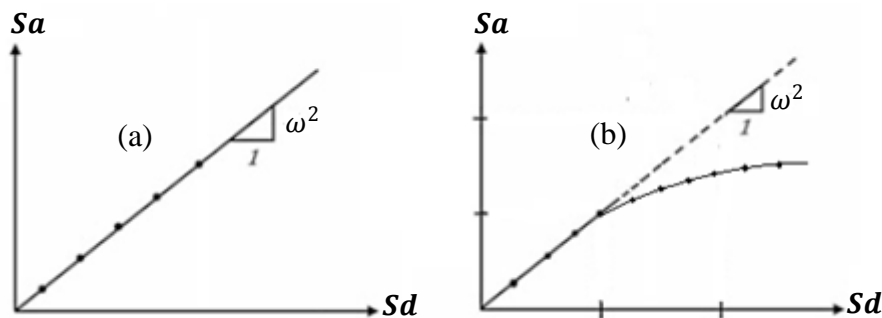


Figura 3-11. Curvas de Capacidade do SUGL (a) Linear e (b) Não Linear, adaptada de SUCUOĞLU & AKKAR (2014).

Em resumo, em princípio a força do SUGL é dependente do tempo como mostrado na Equação (3.19) e a força nesse SUGL passa a ser dependente do deslocamento espectral.

$$\hat{f}_S(Sd) = \hat{L} \cdot Sa(Sd) \quad (3.24)$$

Levando em conta as Equações (3.4), (3.12) e (3.22), o deslocamento do nó de controle u_C do SMGL se relaciona ao deslocamento espectral Sd como mostrado a seguir:

$$u_c = \phi_c \cdot \Gamma \cdot Sd(T) \quad (3.25)$$

ϕ_c é o elemento do vetor do perfil de deslocamentos correspondentes ao nó de controle.

Rearranjando a Equação (3.25), obtém-se a expressão do deslocamento espectral equivalente $Sd(T)$ em função do deslocamento absoluto máximo do nó de controle u_c :

$$Sd(T) = \frac{u_c}{\phi_c \cdot \Gamma} \quad (3.26)$$

Da expressão anterior, define-se o deslocamento do SUGL como:

$$\hat{u} = \frac{u_c}{\Gamma} \quad (3.27)$$

Em seguida, a força cortante na base V_B do SMGL e a aceleração espectral Sa serão relacionadas. Isto pode ser conseguido se, na Equação (3.2) for considerado que seja qual for o perfil de carga $\{\psi\}$ escolhido, este se aproxima ao modo de vibração $\{\phi\}$ do SUGL. Utilizando a Equação (2.20), a força cortante será:

$$V_B = \sum_{i=1}^N p_i = - \left(\sum_{i=1}^N M_i \cdot \phi_i \right) \cdot \alpha = -\{\phi\}^T [M] \{i\} \cdot \alpha = \hat{L} \cdot \alpha \quad (3.28)$$

Admitindo que $\{\phi\}$ é aproximadamente igual a $\{\psi\}$ e que $|p|$ é igual a f_s e substituindo a Equação (3.2) em (3.17), têm-se a seguinte expressão:

$$\hat{f}_s = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \cdot \alpha = \hat{M} \cdot \alpha \quad (3.29)$$

Combinando as Equações (2.33) e (3.29), tem-se:

$$\hat{f}_s = \frac{\hat{L} \cdot \alpha}{\Gamma} \quad (3.30)$$

Para o SUGL, a seguinte expressão pode ser escrita:

$$\hat{V}_B = \sum \hat{f}_{s_i} = \hat{f}_s \quad (3.31)$$

Combinando as Equações (3.28), (3.30) e (3.31), obtém-se a força cortante no SUGL:

$$\hat{V}_B = \frac{V_B}{\Gamma} \quad (3.32)$$

Rearranjando a Equação (3.24), pode-se escrever:

$$Sa(Sd) = \frac{\hat{f}_S(Sd)}{\hat{L}} = \frac{\hat{V}_B}{\hat{L}} \quad (3.33)$$

Portanto ao combinar as Equações (2.33) e (3.32) e (3.33), obtém-se:

$$Sa(Sd) = \frac{V_B}{\Gamma^2 \cdot \hat{M}} \quad (3.34)$$

As Equações (3.26) e (3.34) permitem transformar a curva *Pushover* no formato $V_B - u_c$ na curva de Capacidade no formato $Sa - Sd$. Tais equações se encarregam de transformar cada par ordenado (Sd, Sa) nos pontos correspondentes que traçam a curva *Pushover*.

3.4. Curva de Demanda Linear

A demanda sísmica, como manifestado anteriormente, é representada por um Espectro de Resposta Linear de Projeto de acelerações, compatível com a localização geográfica da estrutura. Este espectro é usualmente representado no formato $Sa - T$. Porém, pode ser levado ao formato $Sa - Sd$ da mesma maneira que a transformação da Curva *Pushover* em Curva de Capacidade. Assim, para a transformação, utiliza-se a Equação (2.35), reescrita a seguir de forma geral:

$$\overline{Sd} = \frac{\overline{Sa}}{\omega^2} = \overline{Sa} \left(\frac{1}{\omega} \right)^2 \quad (3.35)$$

\overline{Sd}_n e \overline{Sa}_n são, respectivamente, o deslocamento espectral linear (ou elástico) e a aceleração espectral linear (ou elástica), para qualquer modo de vibração.

Substituindo a Equação (2.32) em (3.35), obtém-se a expressão de transformação:

$$\bar{Sd} = \bar{Sa} \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 \quad (3.36)$$

Ou seja, no formato $Sa - Sd$, cada par ordenado pertencente ao Espectro será (Sa, Sd) em que Sd será dependente do Sa segundo a Equação (3.36). A Figura 3-12 mostra a mudança de formato do Espectro Linear de Projeto. No formato $Sa - Sd$, as linhas radiais a partir da origem têm períodos constantes.

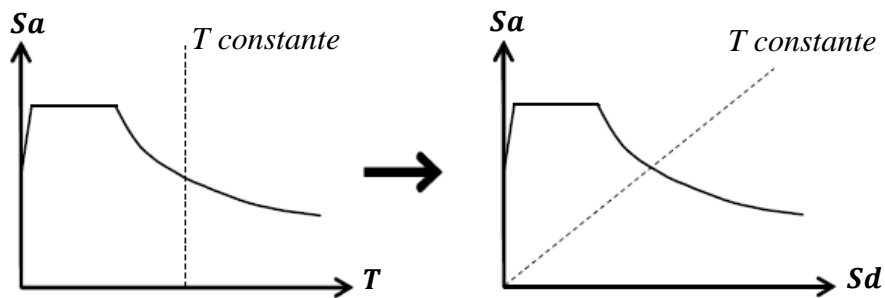


Figura 3-12. Conversão do Espectro em formato $Sa - T$ ao formato $Sa - Sd$, adaptada de ATC (1996).

Agora, tanto a Curva de Capacidade quanto a Curva de Demanda podem ser traçadas no mesmo gráfico, dando passo ao cálculo da Demanda real.

3.5. Curva de Demanda Não Linear: Método da ATC-40

Este método também é conhecido como o “*Capacity Spectrum Method*”. O método é baseado no Espectro de Resposta Linear Superamortecido (Espectro de Demanda) e um SUGL Linear Superamortecido com ξ_{ef} e T_{ef} efetivos, em que ξ_{ef} e ω_{ef} são o amortecimento viscoso efetivo e a frequência circular natural efetiva do SUGL Linear Superamortecido, respectivamente (ATC, 1996).

As propriedades do SUGL Linear Superamortecido são obtidas do SUGL Não Linear cujas propriedades provêm do SMGL original (ver Figura 3-13).

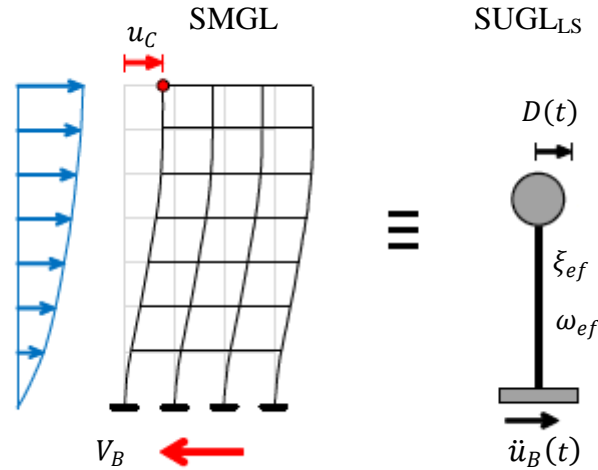


Figura 3-13. SMGL e SUGL Linear Superamortecido, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Na Figura 3-13, u_C é o deslocamento do nó de controle da estrutura (SMGL) e V_B a força cortante na base do prédio (SMGL). Para SUGL Linear Superamortecido, $D(t)$ é o deslocamento e $\ddot{u}_B(t)$ é a aceleração na base da estrutura (SUGL).

Primeiramente, determina-se o SUGL Não Linear definido pela Equação (3.21) através do SUGL Linear Superamortecido, ou seja, com uma mudança de variáveis:

$$\ddot{D}(t) + 2 \cdot \xi_{ef} \cdot \omega_{ef} \cdot \dot{D}(t) + \omega_{ef}^2 \cdot D(t) = -\ddot{u}_B(t) \quad (3.37)$$

Desta forma, aproxima-se o comportamento hysterético não linear de $\hat{f}_S(D(t))$, pelo comportamento linear superamortecido dado por $\hat{L} \cdot \omega_{ef}^2 D(t)$.

A solução da Equação (3.37) pode ser obtida do Espectro Linear de Demanda Superamortecido, o qual representa a máxima resposta do SUGL Elástico, como mostrado nas seguintes expressões:

$$D_{máx} = \overline{Sd}'(T_{ef}) = Sd_P \quad (3.38)$$

$$A_{máx} = \overline{Sa}'(T_{ef}) = Sa_P \quad (3.39)$$

Nas Equações (3.38) e (3.39), $\overline{Sd}'(T)$ é o Espectro de Resposta Linear Superamortecido de deslocamentos avaliado em T_{ef} , e $\overline{Sa}'(T)$ é o Espectro de Resposta Linear Superamortecido de acelerações avaliado em T_{ef} . Já Sd_p e Sa_p são as coordenadas do Ponto de Performance (PP) no sistema de coordenadas $Sa - Sd$. O PP é a situação em que a demanda máxima externa é atendida pela capacidade máxima interna da estrutura.

Com o propósito de determinar o PP, o amortecimento efetivo ξ_{ef} e o período viscoso T_{ef} do SUGL Elástico devem ser relacionados às coordenadas do PP: Sd_p e Sa_p .

Reescrevendo a Equação (2.35), porém, para um SUGL Linear Superamortecido, é obtido:

$$\overline{Sa}'(T_{ef}) = \omega_{ef}^2 \cdot \overline{Sd}'(T_{ef}) \quad (3.40)$$

ω_{ef} foi definido na Equação (2.32).

Rearranjando a Equação (3.40) e combinando as Equações (3.38) e (3.39), a seguinte expressão é válida:

$$\frac{Sa_p}{Sd_p} = \frac{\omega_{ef}^2}{1} \quad (3.41)$$

Combinando as Equações (2.32) e (3.41), obtém-se o período efetivo para um PP de coordenadas conhecidas:

$$T_{ef} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{Sd_p}{Sa_p}} \quad (3.42)$$

O amortecimento total do SUGL Não Linear é composto do amortecimento viscoso inerente na estrutura ξ , e do amortecimento que é proporcional à energia dissipada como resultado do comportamento histerético não linear de $\hat{f}_S(D(t))$. Com o objetivo de tornar linear a equação de movimento do SUGL Não Linear, tal amortecimento histerético pode ser estimado através de um amortecimento viscoso ξ_0 equivalentepertencente ao SUGL Linear Superamortecido.

O amortecimento efetivo resulta em:

$$\xi_{ef} = \xi + \kappa \cdot \xi_0 \quad (3.43)$$

Na Equação (3.43), κ é chamado de fator de modificação de amortecimento cujo significado será mostrado mais adiante.

A maneira mais usual de se determinar o amortecimento viscoso ξ_0 , equivalente ao amortecimento histerético, é igualar a energia dissipada em um ciclo de vibração do SUGL Não Linear à energia dissipada pelo SUGL Linear Superamortecido:

$$E_D = E_d \quad (3.44)$$

E_D é a energia dissipada pelo SUGL Não Linear em um ciclo de deformação. Esta é a energia contida por um “ciclo” de histerese (ver Figura 3-14). E_d é a energia dissipada, em um “ciclo” de vibração harmônica, pelo SUGL Linear Superamortecido.

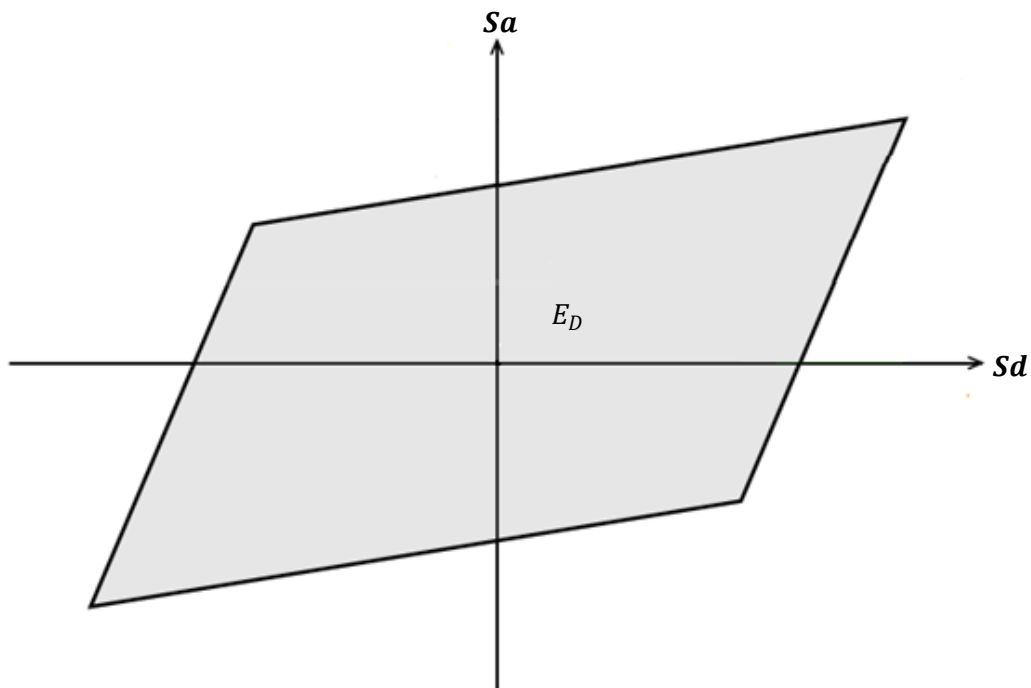


Figura 3-14. Dissipação histerética de energia E_D , adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Segundo CHOPRA (2012), tem-se:

$$E_d = 2 \pi \cdot \xi_0 \frac{\bar{\omega}}{\omega_{ef}} k_{ef} \cdot Sd_p^2 \quad (3.45)$$

$\bar{\omega}$ é a frequência circular de uma excitação periódica, k_{ef} é a rigidez do SUGL Linear Superamortecido e ξ_0 é o amortecimento viscoso apresentado na Equação (3.43). Definindo-se a energia de deformação do SUGL Linear Superamortecido como:

$$E_S = \frac{k_{ef} \cdot Sd_p^2}{2} \quad (3.46)$$

Multiplicando ambos os lados da Equação (3.45) por $1 = \frac{2}{1} \cdot \frac{1}{2}$, obtém-se:

$$E_D = \left(\frac{2}{1}\right) 2 \cdot \pi \cdot \xi_0 \frac{\bar{\omega}}{\omega_{ef}} \left(\frac{k_{ef} \cdot Sd_p^2}{2}\right) \quad (3.47)$$

Combinando as Equações (3.46) e (3.47), resulta:

$$E_D = 4 \cdot \pi \cdot \xi_0 \frac{\bar{\omega}}{\omega_{ef}} E_S \quad (3.48)$$

Assumindo $\bar{\omega} = \omega$, o sistema entra em ressonância o que produz os máximos deslocamentos e assim o sistema se torna mais sensível ao amortecimento. Logo:

$$\xi_0 = \frac{1}{4 \cdot \pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (3.49)$$

A energia histerética E_D pode ser determinada com o Diagrama de Capacidade, mostrado na Figura 3-15, por meio do procedimento seguinte.

Primeiro, a representação bilinear do Diagrama de Capacidade, mostrada na Figura 3-16, pode ser estabelecida igualando a área E_c com a área E_b . Considera-se que E_c é a área sob a curva $Sa(Sd)$, e que E_b é a área sob a representação bilinear.

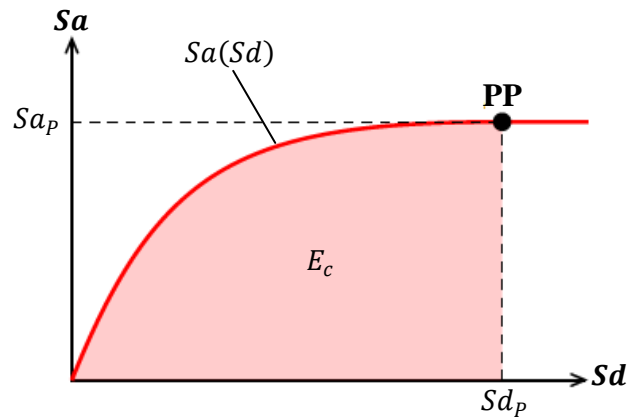


Figura 3-15. Curva de Capacidade original, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

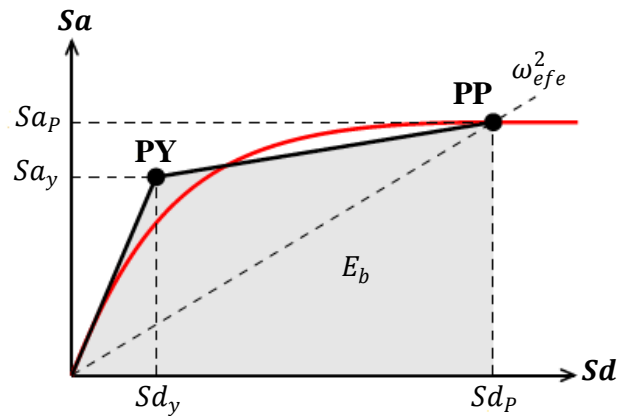


Figura 3-16. Curva de Capacidade bilinearizada, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Ou seja:

$$E_b = E_c = \int_0^{Sd_p} Sa(Sd) \cdot dSd \quad (3.50)$$

em que E_b e E_c são energias de deformação do SUGL Não Linear.

Toma-se o trecho inicial da bilinearização na direção da tangente à Curva de Capacidade no ponto inicial, ou seja, na origem de coordenadas (ATC-40, 1996), como mostrado na Figura 3-17.

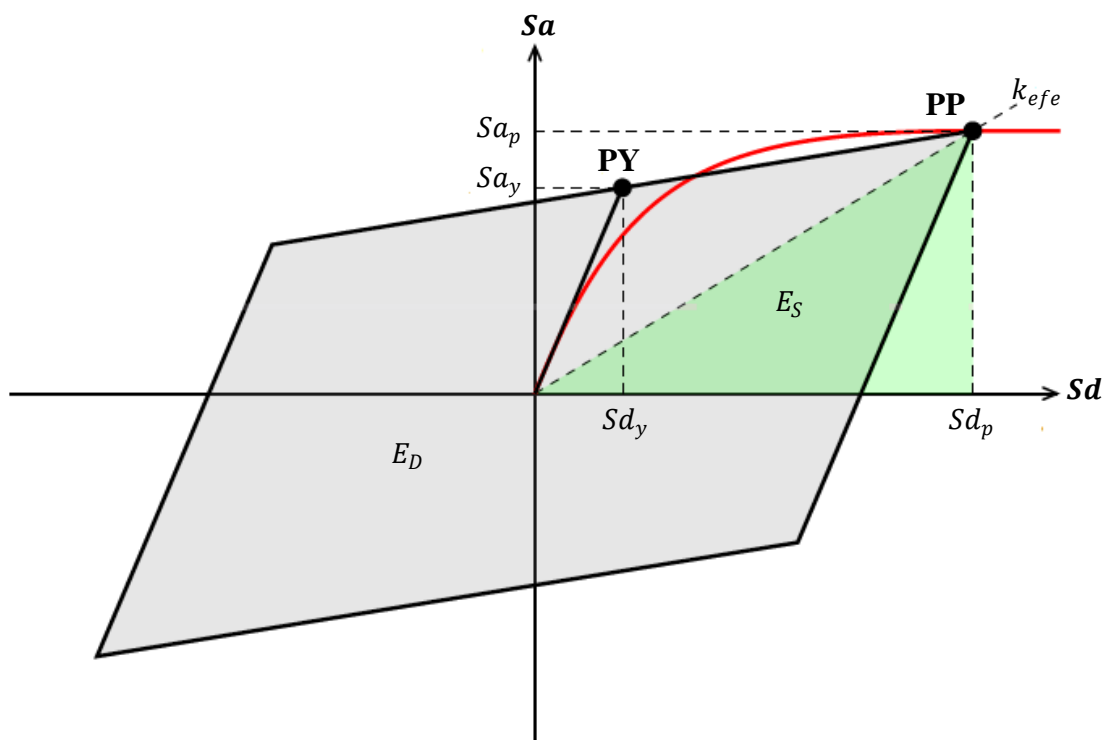


Figura 3-17. Dissipação histerética de energia E_D e energia de deformação E_S , adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Considerando a Figura 3-17, a bilinearização da Curva de Capacidade não é mais necessária para o cálculo de E_D , desde que demonstrado que E_D depende somente de E_c e das coordenadas do PP, isto é:

$$E_c - E_S = \frac{E_D}{8} \quad (3.51)$$

Isolando E_D , obtém-se:

$$E_D = 4 \cdot (2E_c - 2E_S) \quad (3.52)$$

Da Figura 3-17 é extraída também a seguinte expressão:

$$E_S = \frac{Sd_p \cdot Sa_p}{2} \quad (3.53)$$

Combinando as Equações (3.52) e (3.53), tem-se:

$$E_D = 4 \cdot (2E_c - Sd_p \cdot Sa_p) \quad (3.54)$$

E_S é a máxima energia de deformação do SUGL Linear Superamortecido no deslocamento Sd_p , possuindo rigidez efetiva $k_{ef} = \omega_{ef}^2$ como mostrado na Figura 3-16.

Uma vez obtidos os valores de E_D pela Equação (3.54) e E_S pela Equação (3.46), pode-se determinar ξ_0 e ξ_{ef} através das Equações (3.49) e (3.43) respectivamente.

O fator de modificação de amortecimento κ (Tabela 3.1, adaptada da Tabela 8-1 do ATC-40) é a medida de dimensão para a qual o comportamento histerético verdadeiro pode ser representado pelo paralelogramo da Figura 3-17. Portanto, é considerado o Tipo de Comportamento Estrutural (SBT), do ponto de vista do amortecimento histerético, classificado e mostrado a seguir de maneira resumida:

- Tipo A (SBTA) representa ciclos histeréticos estáveis (tipicamente, edifícios novos).
- Tipo B (SBTB) representa uma redução moderada da área dos ciclos (edifícios antigos com projeto razoavelmente de acordo com as normas atuais).
- Tipo C (SBTC) representa um pobre comportamento histerético com uma substancial redução da área dos ciclos (edifícios antigos com projeto essencialmente em desacordo com as normas atuais).

Tabela 3.1. Valores do fator de modificação de amortecimento κ

SBT	ξ_0 [%]	κ
A	$\leq 16,25$	1
	$> 16,25$	$1,13 - 0,51 (\xi_0 \cdot \pi/2)$
B	≤ 25	0,67
	> 25	$0,845 - 0,446 (\xi_0 \cdot \pi/2)$
C	Para todos	0,33

Segundo o ATC-40, a escolha do SBT (*Structural Behavior Type*) depende da capacidade de comportamento histerético dos elementos principais que compõem o sistema sismo-resistente. Deve-se levar em conta os efeitos de degradação cíclica tais como a degradação da rigidez e da resistência e os efeitos de empenamento.

Com as propriedades T_{ef} e ξ_{ef} conhecidas, o Espectro de Resposta Linear Superamortecido pode ser estabelecido como explicado a seguir.

Admite-se que usualmente para prédios, o amortecimento inerente à estrutura ξ é 5%. Em vista disso e como observado na Equação (3.43), o Espectro de Resposta Linear Superamortecido $\overline{S_a}'(T)$ pode ser obtido reduzindo o Espectro de Resposta Linear $\overline{S_a}(T)$, como mostrado na Figura 3-18.

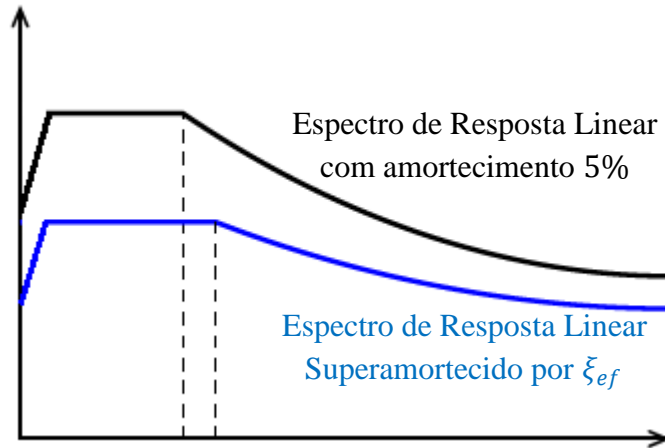


Figura 3-18. Redução do Espectro de Resposta.

Para realizar tal redução, é utilizado o Fator de Redução Espectral SR como segue:

$$\overline{S_a}'(T) = SR \cdot \overline{S_a}(T) \quad (3.55)$$

Define-se a seguir o Fator de Redução Espectral SR para as diferentes regiões do Espectro de Resposta.

$$SR = \begin{cases} SR_a & \leftarrow T \leq T'_c \\ SR_v & \leftarrow T > T'_c \end{cases} \quad (3.56)$$

$$T'_c = T_c \sqrt[r]{\frac{SR_v}{SR_a}} \quad (3.57)$$

Nas Equações (3.56) e (3.57), SR_a é o Fator de Redução Espectral para a região de aceleração constante do espectro e SR_v é o Fator de Redução Espectral para a região de velocidade constante. O período T'_c marca a transição entre as regiões de aceleração

constante e de velocidade constante do Espectro de Resposta Linear Superamortecido. Na Figura 3-19 se visualizam melhor o T'_c . O expoente r é um parâmetro fornecido pela norma ou código de cada país.

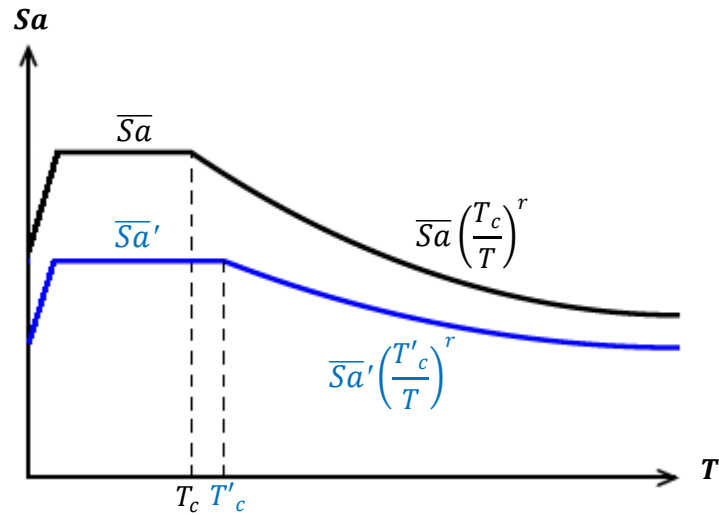


Figura 3-19. Redução do Espectro de Resposta, formato $Sa - T$.

A Figura 3-20 mostra os Espectros $\bar{S}a(T)$ e $\bar{S}a'(T)$ expressos no formato $Sa - Sd$.

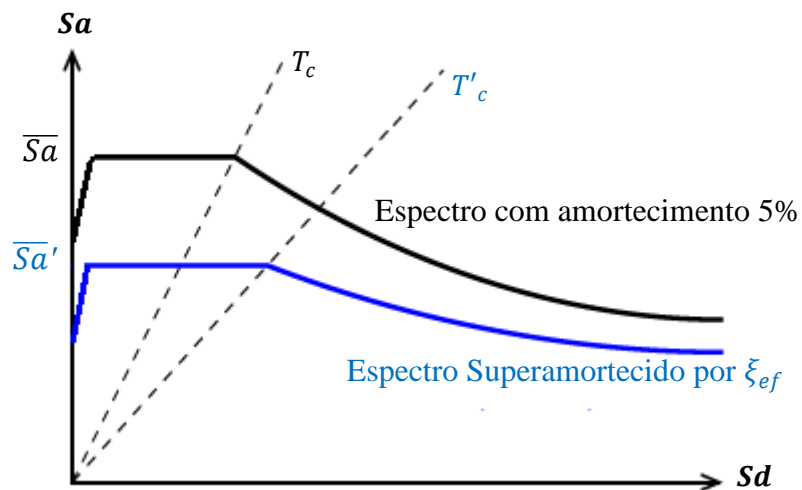


Figura 3-20. Redução do Espectro de Resposta, formato $Sa - Sd$.

Os Fatores de Redução Espectral podem ser estimados a partir do amortecimento viscoso efetivo ξ_{ef} usando as expressões (NEWMARK & HALL, 1982) a seguir.

$$SR_a \approx \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln(\xi_{ef})}{2,12} \geq SR_{a,mín} \quad (3.58)$$

$$SR_v \approx \frac{3,21 - 0,41 \cdot \ln(\xi_{ef})}{1,65} \geq SR_{v,mín} \quad (3.59)$$

Os valores admissíveis mínimos dos Fatores de Redução Espectral $SR_{a,mín}$ e $SR_{v,mín}$ dependem do Tipo de Comportamento Estrutural SBT (*Structural Behavior Type*) e são dados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Valores mínimos admissíveis para SR_a e SR_v

SBT	$SR_{a,mín}$	$SR_{v,mín}$
A	0,33	0,50
B	0,44	0,56
C	0,56	0,67

A Figura 3-21 mostra a localização esquemática do PP, que é definido na interseção entre as curvas de demanda e de capacidade.

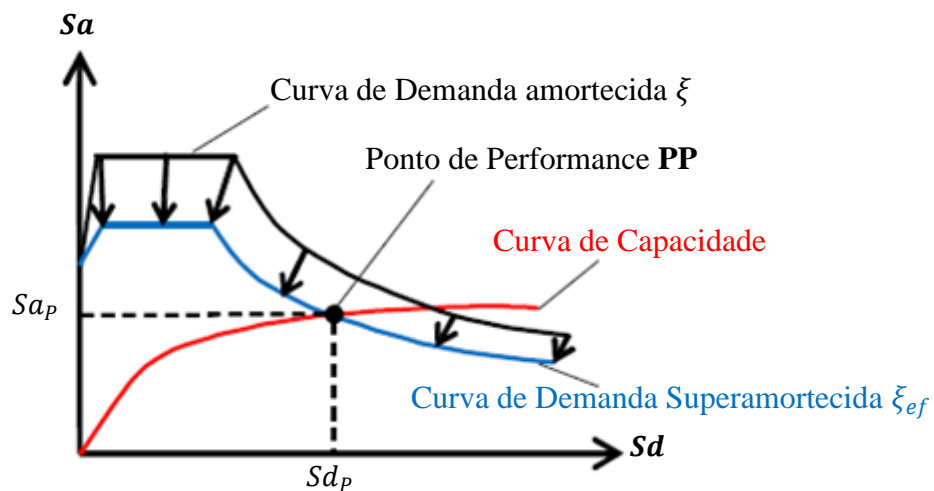


Figura 3-21. Determinação do PP.

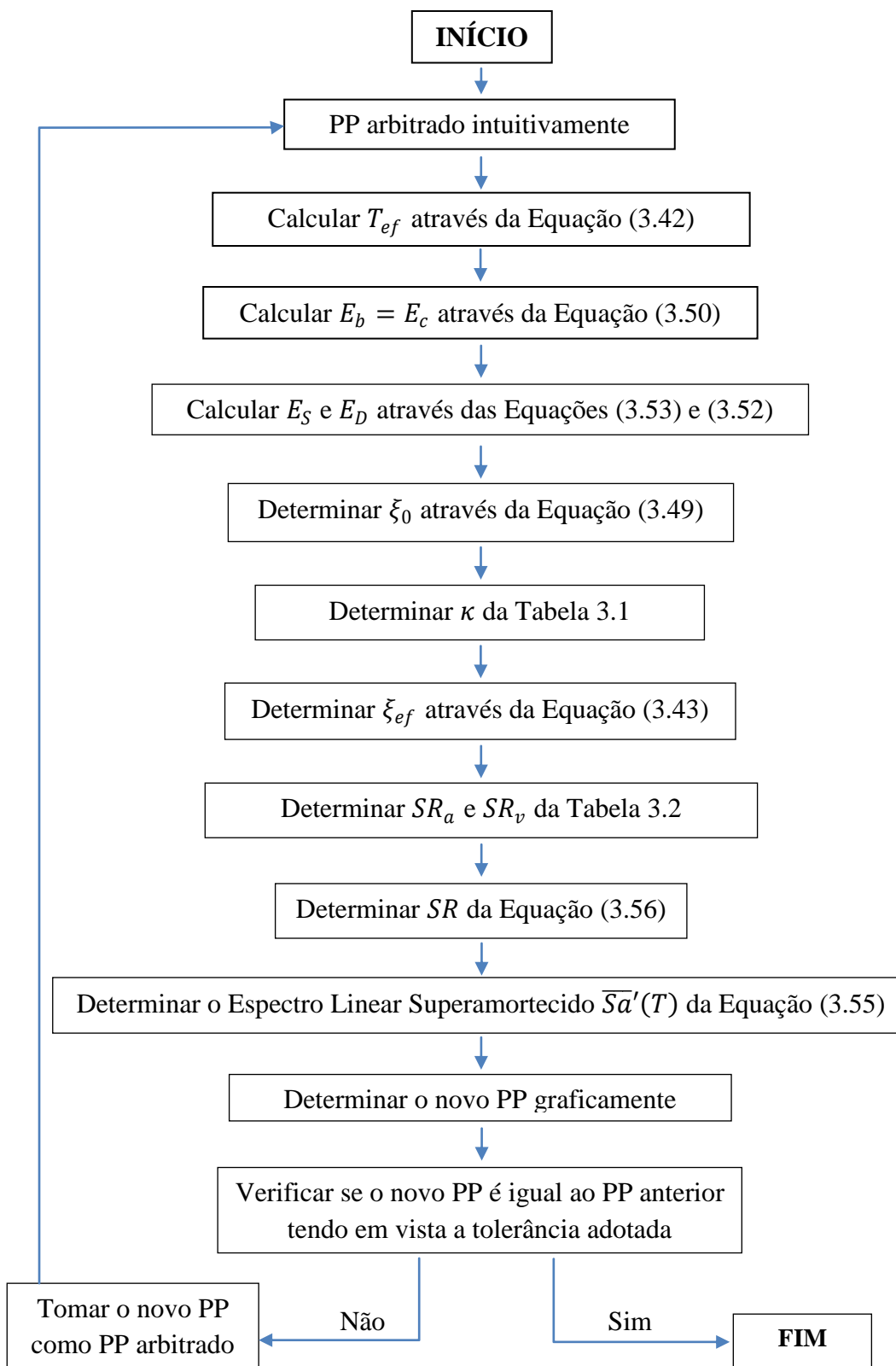


Figura 3-22. Fluxograma do SOFiSTiK, ATC-40.

Como apresentado anteriormente, para o cálculo da Aceleração Espectral Superamortecida, é necessário conhecer ξ_{ef} que, pela sua vez, requer dos valores das energias E_D e E_S . Para o cálculo das energias, por outro lado, necessita-se das coordenadas dos Pontos de Performance (PP), de modo que o procedimento precisa ser resolvido por uma estimativa inicial e sucessivas iterações que convergirão no PP, em concordância com as energias e com o amortecimento efetivo.

Na Figura 3-22 é mostrado o fluxograma utilizado pelo programa SOFiSTiK para o cálculo do PP, considerando a proposta do ATC-40.

3.6. Curva de Demanda Não Linear: Método do EC-8

Este método também é conhecido como o “*N2 Method*” (FAJFAR & GAŠPERŠIČ, 1996). A ideia principal do método é a solução do SUGL Não Linear com o auxílio do Espectro de Resposta Não Linear (Espectro de Demanda). As propriedades do SUGL são obtidas do SMGL (ver Figura 3-22) cujo comportamento não linear é descrito pela Curva de Carregamento Lateral Progressivo (*Pushover*).

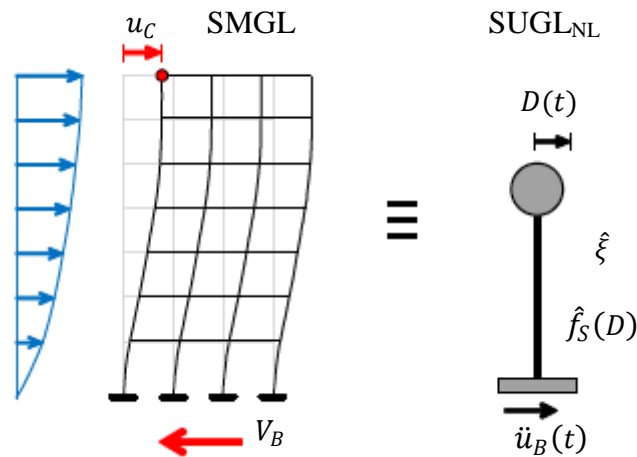


Figura 3-23. SMGL e o SUGL Não Linear, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Na Figura 3-23, u_c é o deslocamento do nó de controle e V_B é a força cortante na base, ambos para o SMGL; $\hat{\xi}$ e $\hat{f}_S(t)$ são o amortecimento histerético e a força inelástica do SUGL Não Linear, respectivamente. Ainda para o SUGL Não Linear, $D(t)$ é o deslocamento e $\ddot{u}_B(t)$ é a aceleração no solo.

Como já mencionado, o método é baseado na solução da equação do movimento do SUGL Não Linear a qual foi já expressa na Equação (3.16), e é reescrita a seguir.

$$\hat{L} \cdot \ddot{D}(t) + \hat{C} \cdot \Gamma \cdot \dot{D}(t) + \hat{f}_S(D(t)) = \hat{L} \cdot \ddot{u}_B(t) \quad (3.60)$$

Revedo a Equação (3.19), tem-se:

$$\hat{f}_S(D(t)) = \hat{L} \cdot A(D(t)) \approx \hat{L} \cdot (\ddot{D}(t) + \ddot{u}_B(t)) \quad (3.61)$$

que é a força reativa não linear da curva *Pushover*.

Combinando as Equações (3.60) e (3.61) na forma mais simplificada e análoga à Equação (3.21):

$$\ddot{D}(t) + 2 \cdot \hat{\xi} \cdot \hat{\omega} \cdot \dot{D}(t) + A(D(t)) = \ddot{u}_B(t) \quad (3.62)$$

em que $\hat{\omega}$ é a frequência circular natural do SUGL Não Linear.

A solução da equação (3.62) pode ser conseguida por meio do Espectro de Resposta Não Linear, avaliando a máxima resposta do SUGL Não Linear para o seu período de vibração \hat{T} , como segue:

$$D_{máx} = \widetilde{Sd}(\hat{T}) = Sd_p \quad (3.63)$$

$$A_{máx} = \widetilde{Sa}(\hat{T}) = Sa_p \quad (3.64)$$

$\widetilde{Sd}(T)$ e $\widetilde{Sa}(T)$ são, respectivamente, o deslocamento e aceleração espectrais Não Lineares.

Como mostrado anteriormente, a força reativa $\hat{f}_S(D(t))$ do SUGL Não Linear, que é dependente do tempo, pode ser caracterizada pela força reativa não linear, máxima e independente do tempo $\hat{f}_S(Sd)$ do SUGL Não Linear usada na solução por Espectro de Resposta, como expressa a Equação (3.24)

A aproximação mais comum para se resolver a equação (3.62) é representar a relação entre a força reativa não linear máxima e o máximo deslocamento, $\hat{f}_S(Sd)$, pelo modelo bilinear com rigidez inicial $\hat{k} = \hat{\omega}^2$ e a resistência ao escoamento limite \hat{f}_{Sy} . A Equação (3.24) pode ser especializada para a aceleração linear e a aceleração de escoamento, devido a que ambos os pontos se encontram no trecho linear O-PE (ver Figura 3-24), de modo que:

$$Sa_L = \frac{\hat{f}_{SL}}{\hat{L}} \quad (3.65)$$

$$Sa_y = \frac{\hat{f}_{Sy}}{\hat{L}} \quad (3.66)$$

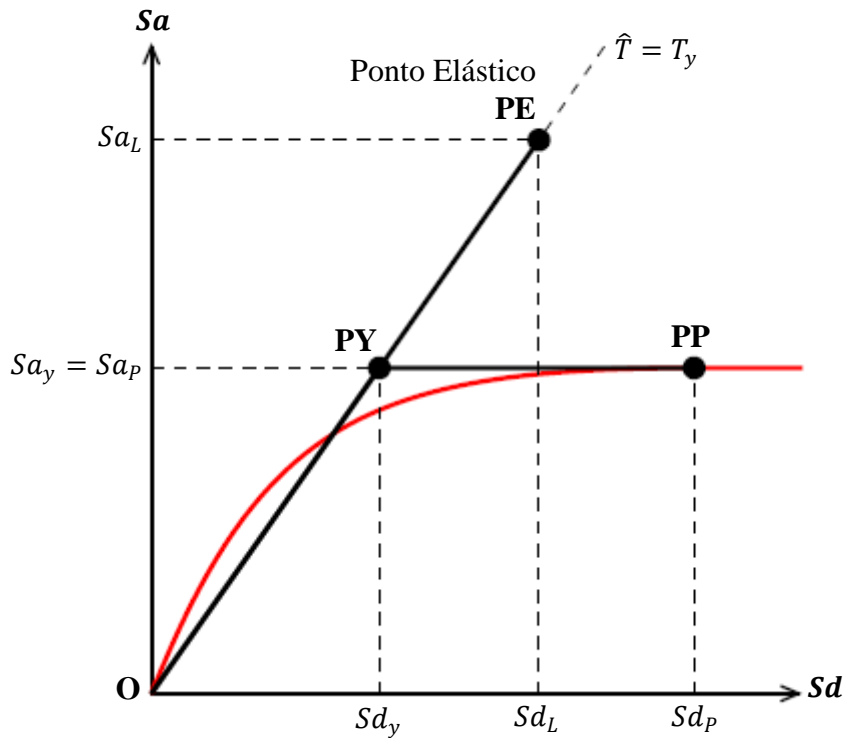


Figura 3-24. Sistema não linear (O-PY-PP) e sistema linear (O-PE), adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

A bilinearização da Curva de Capacidade (ver Figura 3-25) conforme o *Eurocode* 8 (CEN, 1998a) é uma função elasto-plástica perfeita (ver Figura 3-26). PY é o ponto de escoamento sísmico com coordenadas (Sd_y, Sa_y) .

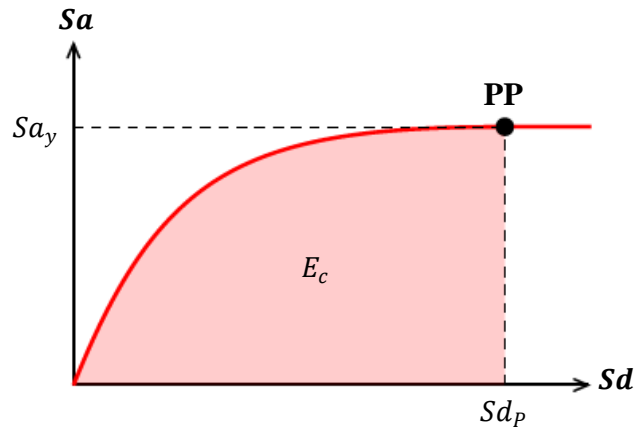


Figura 3-25. Diagrama de Capacidade original, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

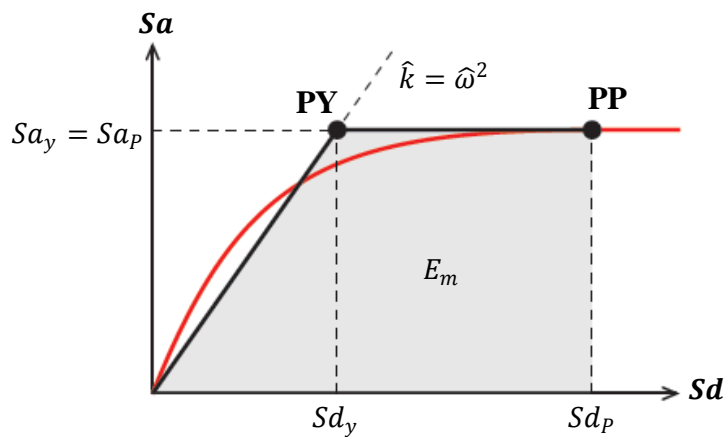


Figura 3-26. Curva de Capacidade bilinearizada, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Portanto, para um PP de coordenadas conhecidas e igualando-se as áreas abaixo da Curva de Capacidade E_c e da curva bilinear E_m , tem-se:

$$E_m = E_c = \int_0^{Sd_p} \frac{\hat{f}_S(Sd)}{\hat{L}} dSd \quad (3.67)$$

$$E_m = Sd_p \cdot Sa_p - \frac{Sd_y \cdot Sa_y}{2} \quad (3.68)$$

Logo, o deslocamento espectral de escoamento Sd_y do SUGL Não Linear pode ser calculado a partir das áreas da Figura 3-26:

$$Sd_y = 2 \cdot \left(Sd_p - \frac{E_m}{Sa_p} \right) \quad (3.69)$$

A frequência angular $\hat{\omega}$ com base na Figura 3-26 pode ser calculada:

$$\hat{\omega}^2 = \frac{Sa_y}{Sd_y} \quad (3.70)$$

O período \hat{T} do SUGL Não Linear pode ser obtido por:

$$\hat{T} = T_y = \frac{2 \cdot \pi}{\hat{\omega}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{Sd_y}{Sa_y}} \quad (3.71)$$

O cálculo da resposta espectral do SUGL Não Linear (PP) a partir da resposta espectral do SUGL Elástico (PE) é baseado em duas grandezas bem conhecidas, a saber: o fator de ductilidade μ , e o fator de redução de resistência R_y .

Define-se o fator de ductilidade μ como a razão entre o deslocamento máximo (ou último) Sd_p e o deslocamento de escoamento Sd_y do SUGL Não Linear.

$$\mu = \frac{Sd_p}{Sd_y} \quad (3.72)$$

Define-se o fator de redução de Resistência R_y como a razão da demanda de resistência elástica \hat{f}_{SL} pela demanda de resistência inelástica \hat{f}_{Sy} .

$$R_y = \frac{\hat{f}_{SL}}{\hat{f}_{Sy}} \quad (3.73)$$

Dividindo o numerador e o denominador do segundo membro da Equação (3.73) por \hat{L} e combinando com as Equações (3.65) e (3.66), pode-se escrever:

$$R_y = \frac{\overline{Sa}(\hat{T})}{\widetilde{Sa}(\hat{T})} = \frac{Sa_L}{Sa_y} = \frac{Sd_L}{Sd_y} \quad (3.74)$$

em que $\overline{Sa}(T)$ e $\widetilde{Sa}(T)$ são as acelerações nos Espectros de Resposta de acelerações, Linear e Não Linear, respectivamente avaliados em \hat{T} ; \hat{T} é o período de vibração do SUGL Não Linear.

O fator de redução de resistência R_y e o fator de ductilidade μ são dependentes entre si. As expressões apresentadas no *Eurocode 8* (CEN, 1998a) são:

$$R_y = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \leftarrow T < T_c \\ \mu & \leftarrow T \geq T_c \end{cases} \quad (3.75)$$

Na expressão anterior, T_c representa o período que marca a transição entre as regiões de aceleração constante e de velocidade constante do Espectro de Resposta Linear de acelerações. A equação (3.75) define o Espectro bilinear $R_y - \mu - T$ desenhado na Figura 3-27.

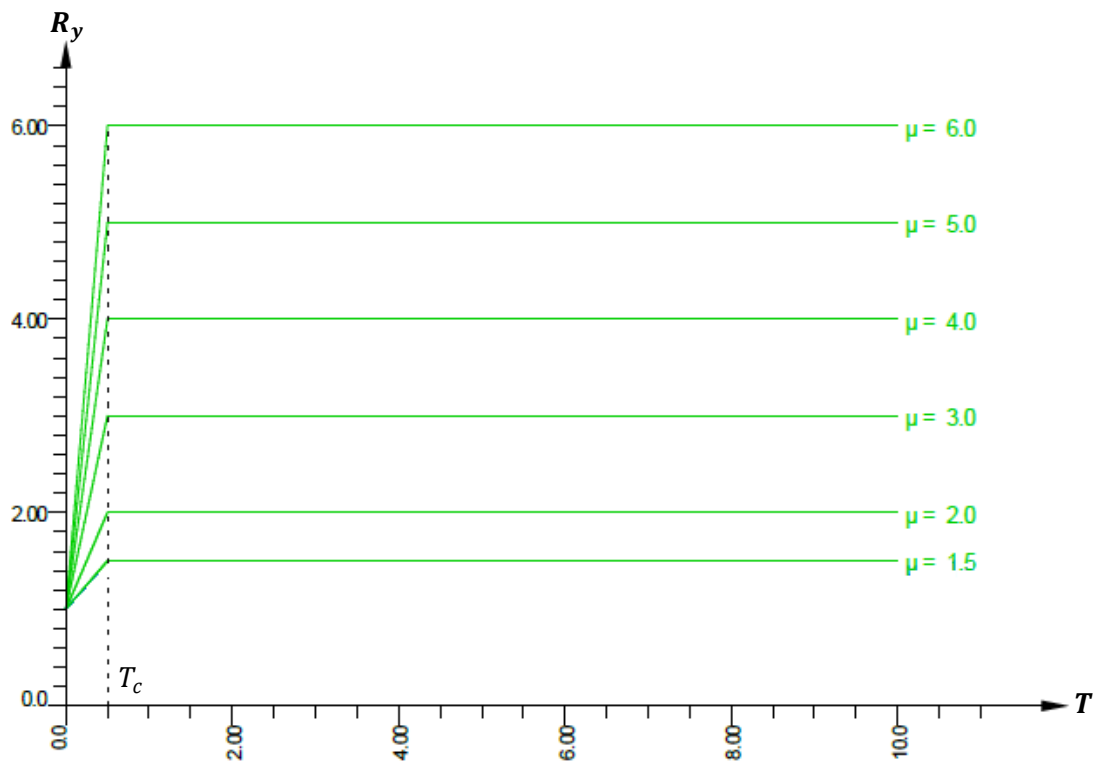


Figura 3-27. Espectro $R_y - \mu - T$ do EC-8, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

Invertendo a Equação (3.75), a ductilidade μ pode ser expressa em termos do fator de redução de resistência R_y e do período de vibração T :

$$\mu = \begin{cases} (R_y - 1) \frac{T_c}{T} + 1 & \leftarrow T < T_c \\ R_y & \leftarrow T \geq T_c \end{cases} \quad (3.76)$$

Substituindo as Equações (3.72) e (3.74) nas Equações (3.64) e (3.63), obtém-se:

$$\widetilde{Sd}(\hat{T}) = Sd_p = \mu \cdot Sd_y = \mu \frac{Sd_L}{R_y} \quad (3.77)$$

$$\widetilde{Sa}(\hat{T}) = Sa_p = Sa_y = \frac{Sa_L}{R_y} \quad (3.78)$$

As Equações (3.77) e (3.78), ficam:

$$Sd_p = \mu \frac{Sd_L}{R_y} \quad (3.79)$$

$$Sa_p = \frac{Sa_L}{R_y} \quad (3.80)$$

As Equações (3.79) e (3.80) tornam possível a determinação do Ponto de Performance a partir do Ponto Elástico (PE) de resposta, este procedimento é ilustrado na Figura 3-28 e na Figura 3-29, mostradas a seguir.

Como apresentado anteriormente, para o cálculo da Aceleração Espectral Não Linear, é necessário conhecer R_y e μ , os quais requerem por sua vez os valores das energias E_m e E_c . Para o cálculo de tais energias, por outro lado, são necessárias as coordenadas do Ponto de Performance (PP), de modo que o procedimento precisa ser desenvolvido a partir de uma estimativa inicial e sucessivas iterações, que convergirão para o Ponto de Performance, compatibilizando as energias e os parâmetros de não linearidade.

Na Figura 3-30 é mostrado o fluxograma usado pelo programa SOFiSTiK para o cálculo do PP considerando a proposta do EC-8.

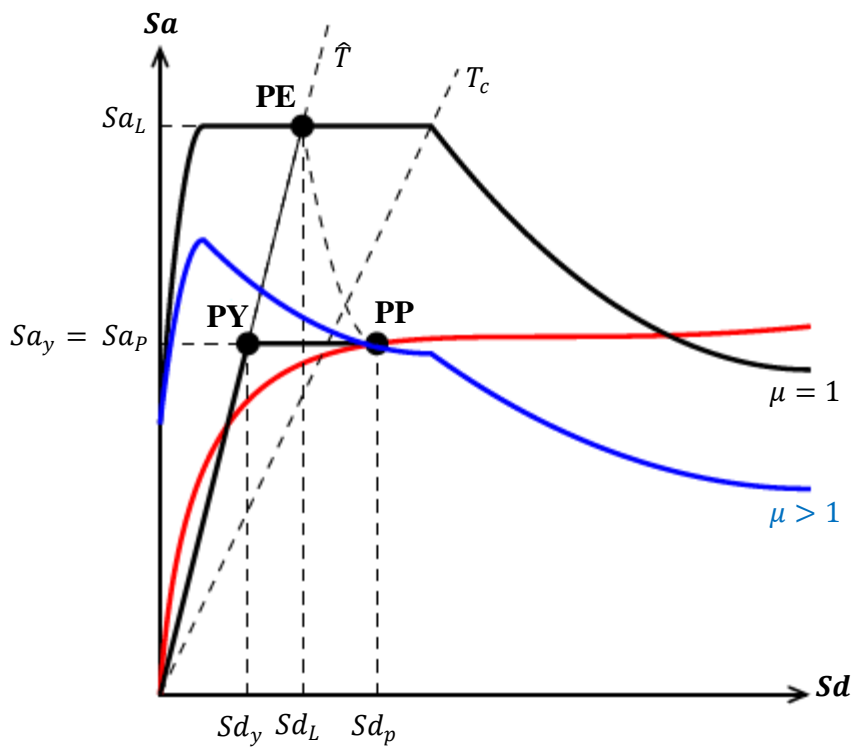


Figura 3-28. Trecho de períodos curtos $\hat{T} < T_c$, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

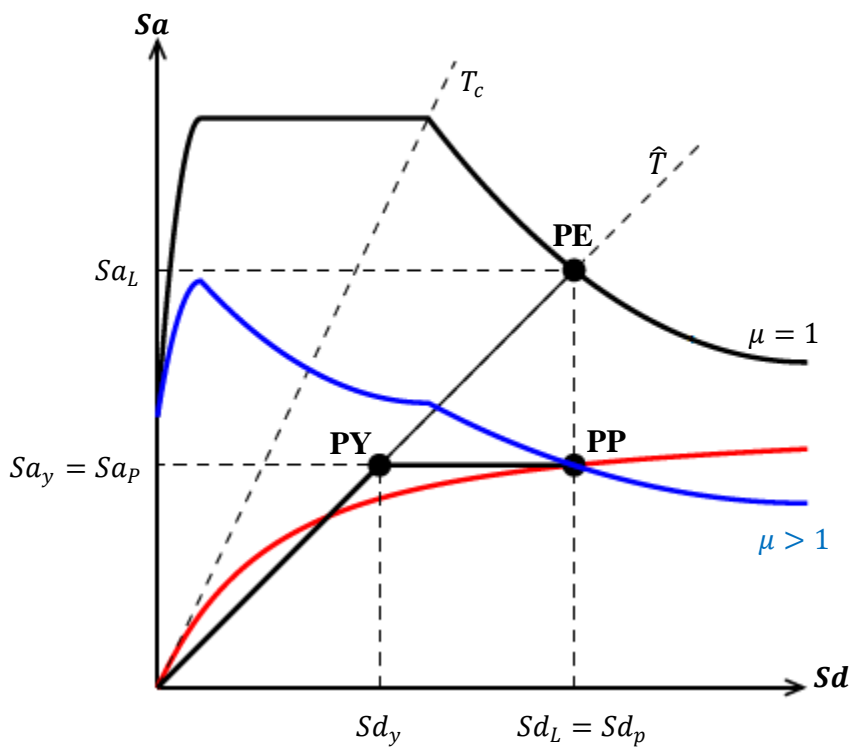


Figura 3-29. Trecho de períodos médios e longos $\hat{T} > T_c$, adaptada de SOFiSTiK AG (2014).

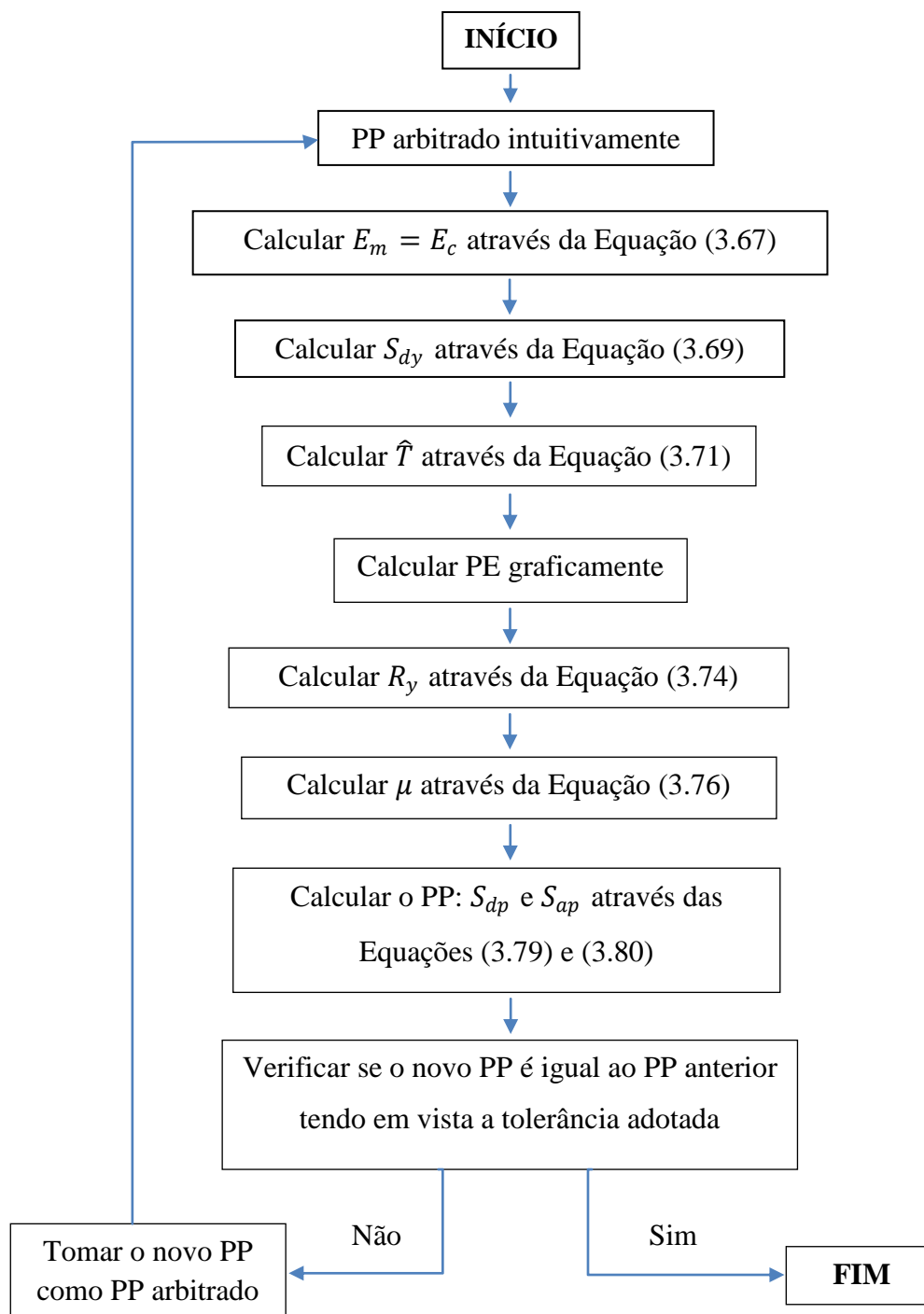


Figura 3-30. Fluxograma do SOFiSTiK, EC-8.

4. ESTUDO DE CASO

4.1. Localização

O prédio em estudo estará localizado na Cidade de Nueva Loja na província de Sucumbíos no Equador, como mostrado na Figura 4-1. O Espectro de Resposta Linear de acelerações é o da Norma Equatoriana da Construção – NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c). Os valores definidos como característicos nominais para as ações sísmicas são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno (ou recorrência) de 475 anos.

4.2. Características geotécnicas

O prédio estará assente em uma camada de areia, rocha alterada e rocha sã nos 30 metros de espessura mais superficiais. Consideram-se ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) realizados no local, resultando nos números de golpes \bar{N} mostrados na Figura 4-2.

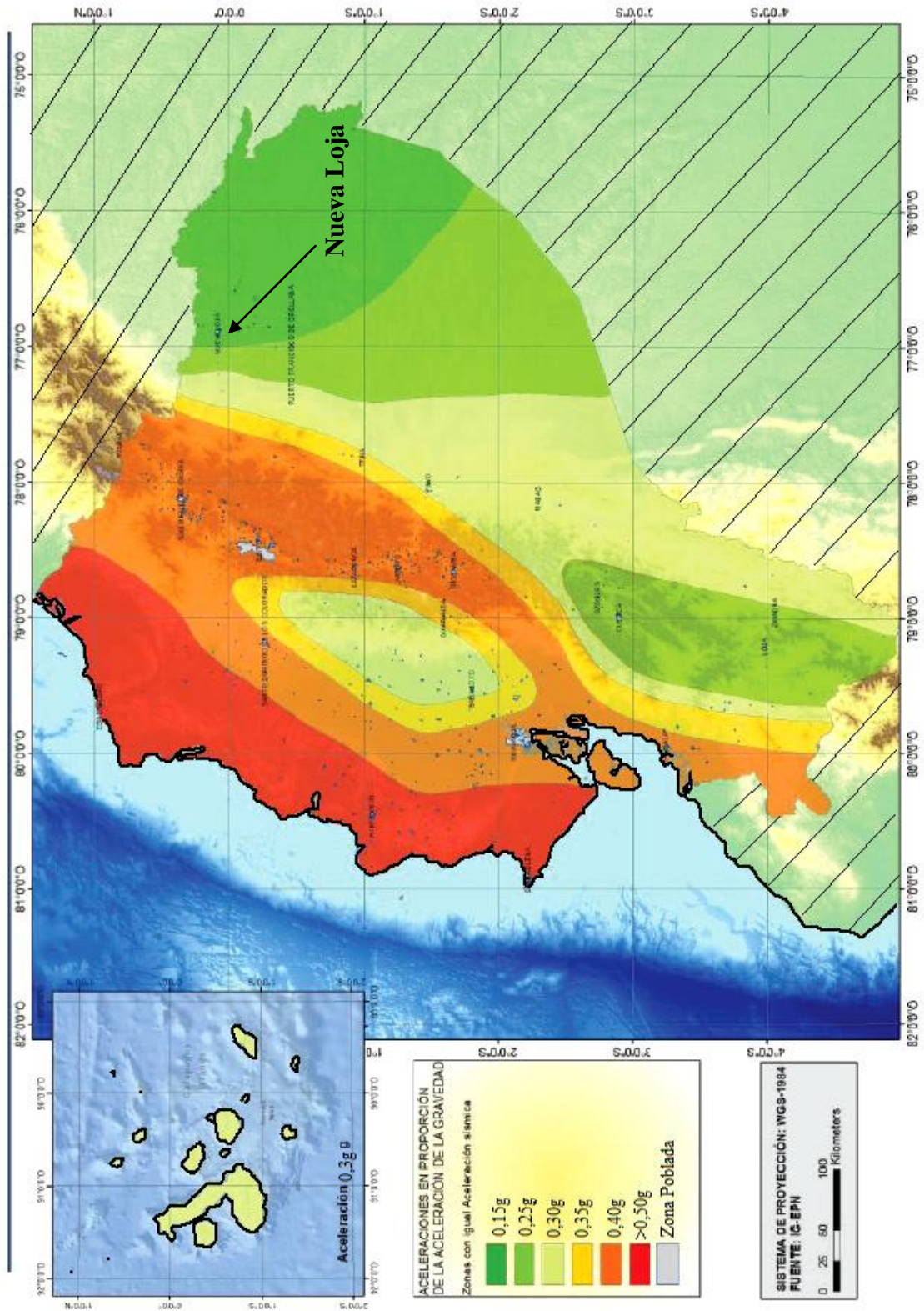


Figura 4-1. Zonas sísmicas do Equador e local da edificação, adaptado de MIDUVI (2014c).

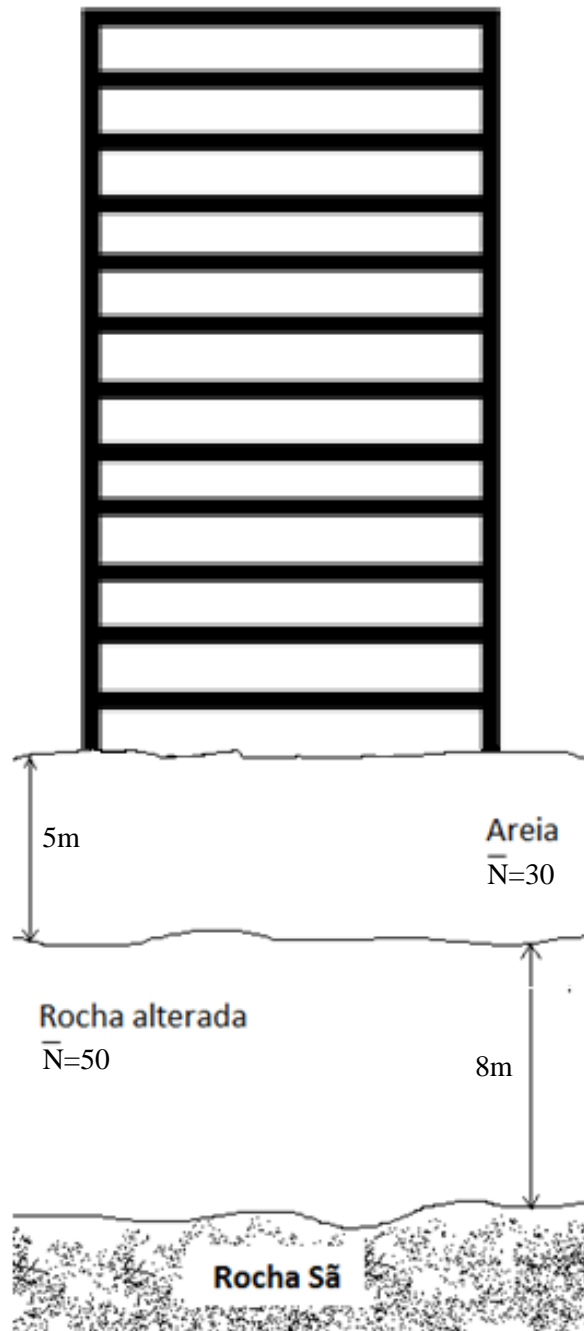


Figura 4-2. Esquema do perfil geotécnico do local.

4.3. Espectro Linear de Projeto

A NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c) estabelece o procedimento descrito a seguir para a determinação do Espectro de Resposta Elástico a ser usado em projetos estruturais no Equador.

Primeiramente a Zona Sísmica é estabelecida. A cidade de Nueva Loja está localizada na Zona Sísmica 1 (região de cor verde escuro), aquela região de menor demanda sísmica no Equador, com o valor de $Z = 0,15$, que é uma fração da aceleração da gravidade. Em seguida, avalia-se a rigidez do solo do local mediante a expressão, estabelecida na NEC-SE-DS, que define um valor médio para o número de golpes \bar{N} nos 30 metros mais superficiais de solo.

$$\bar{N}_{médio} = \frac{\sum_{i=1}^N H_i}{\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{\bar{N}_i}} \quad (4.1)$$

em que i é o número de ordem da camada e N é quantidade total de camadas. Já H_i é a espessura de cada camada i .

Neste caso, como a rocha sã está dentro dos 30 metros mais superficiais, sua rigidez não é contabilizada, ou seja:

$$\sum_{i=1}^n H_i = 13 \text{ m}$$

Finalmente, obtém-se que:

$$\bar{N}_{médio} = 40$$

O solo será classificado, portanto, como de tipo D que é um solo considerado rígido na NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c).

Com os dados anteriores, os Coeficientes de Amplificação do tipo de solo $F_a = 1,6$, $F_d = 1,62$ e $F_s = 1,02$ são obtidos da NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c). Também são obtidos o fator de amplificação espectral $\eta = 2,6$ e o expoente da curva descendente do Espectro Linear $r = 1$.

Ao nível da base do edifício, o valor do PGA (*Peak Ground Acceleration*) é dado na NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c) por meio da expressão seguinte:

$$PGA = Z \cdot F_a \quad (4.2)$$

Com os fatores calculados anteriormente, a NEC-SE-DS fornece os períodos de transição, a saber:

$$T_0 = 0,103 \text{ s}$$

$$T_C = 0,568 \text{ s}$$

T_0 e T_C são os períodos que indicam o início e o fim do patamar do espectro da NEC-SE-DS. O período T_C é, portanto, aquele que determina a transição entre as regiões de aceleração constante e de velocidade constante.

A Figura 4-3 mostra o Espectro Linear de Projeto a ser considerado, expresso como uma fração da aceleração máxima do solo ($\ddot{u}_B \text{ máx} = PGA$). O PGA (na base da estrutura) é $2,35 \text{ m/s}^2$ e o patamar do Espectro Linear é de $6,12 \text{ m/s}^2$ como se observa na Figura 4-4.

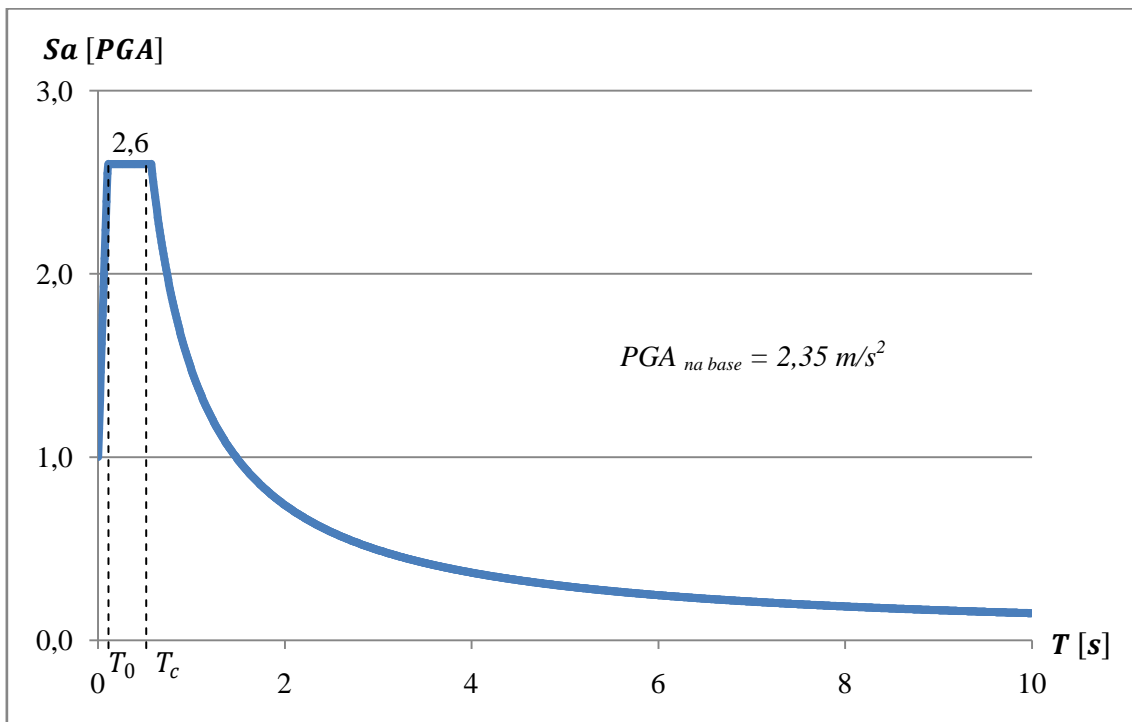


Figura 4-3. Espectro Linear de Projeto, da NEC-SE-DS, expresso como fração do PGA, para um amortecimento relativo de 5%.

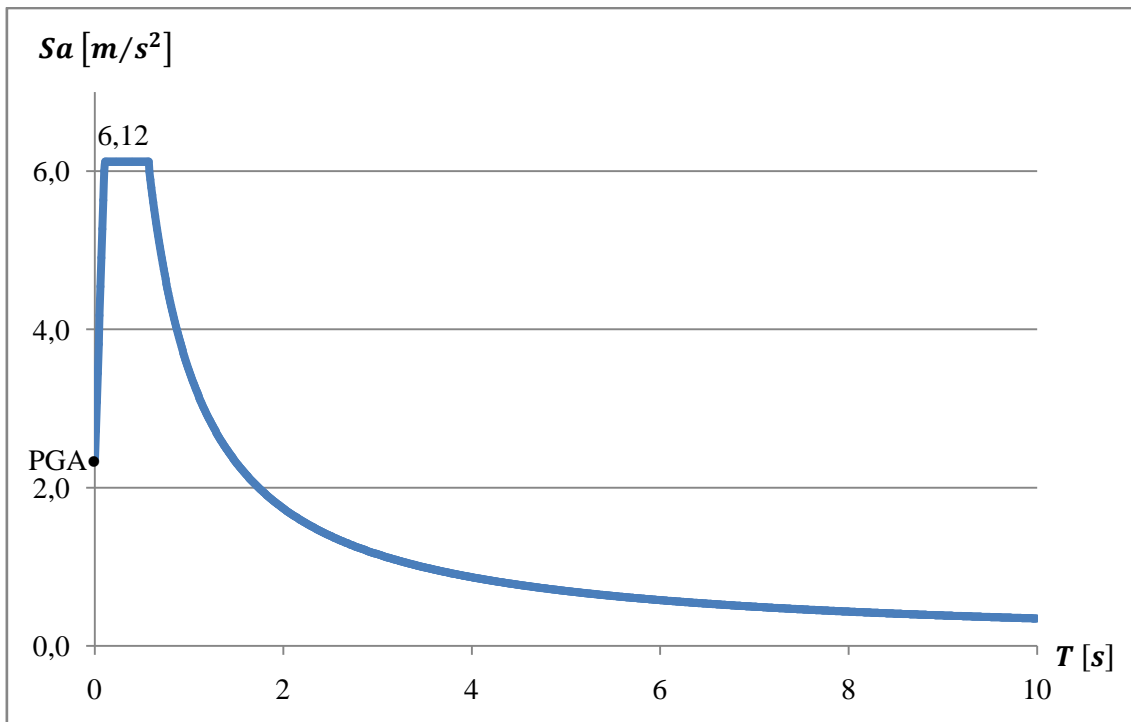


Figura 4-4. Espectro Linear de Projeto, da NEC-SE-DS, em unidades absolutas, para um amortecimento relativo de 5%.

4.4. Características estruturais e dinâmicas

A partir deste ponto, as prescrições das Normas Brasileiras da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) são consideradas de maneira exclusiva.

Considera-se o uso do prédio para fins comerciais, exposto a uma agressividade ambiental de Classe I (ABNT, 2014). O prédio possui dois sistemas básicos sismo-resistentes (ver figuras a seguir): na direção X é considerado um sistema de pórticos de concreto armado com detalhamento usual; já na direção Y existe um sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto armado também com detalhamento usual. Neste estudo, foi escolhida a condição mais conservadora para as duas direções, neste caso, o sistema de pórticos de concreto com detalhamento usual.

Uma definição importante, nas Análises Não Lineares que serão apresentadas, é que os efeitos de segunda ordem globais não serão considerados no modelo, apesar das normas de projeto exigirem a consideração da não linearidade física e geométrica.

No caso particular da Análise Não Linear pelo método do ATC-40, é considerado que o prédio tem Tipo de Comportamento Estrutural SBTA (edifício novo, projetado de acordo com as normas sísmicas).

O prédio tem doze pavimentos, sendo a altura do primeiro andar igual a $4,90\text{ m}$ e a altura dos outros onze andares de $3,65\text{ m}$ cada. A Figura 4-5 mostra o modelo em uma vista em perspectiva. Já a Figura 4-6 fornece informações da geometria na vertical do edifício através de uma vista lateral. A Figura 4-7 oferece mais informação sobre as dimensões do prédio por meio de uma planta do pavimento tipo.

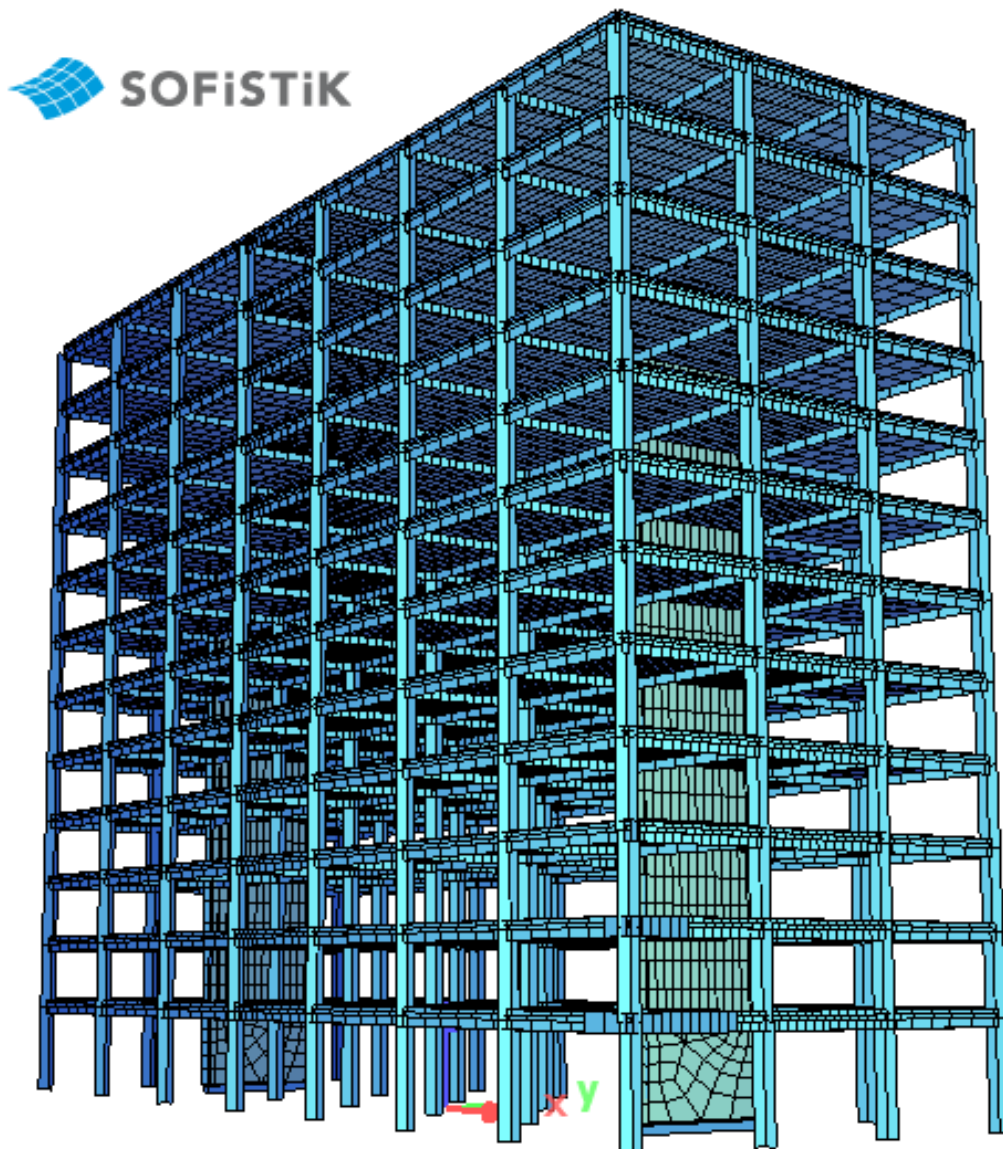


Figura 4-5. Modelo matemático do edifício junto com as lajes.

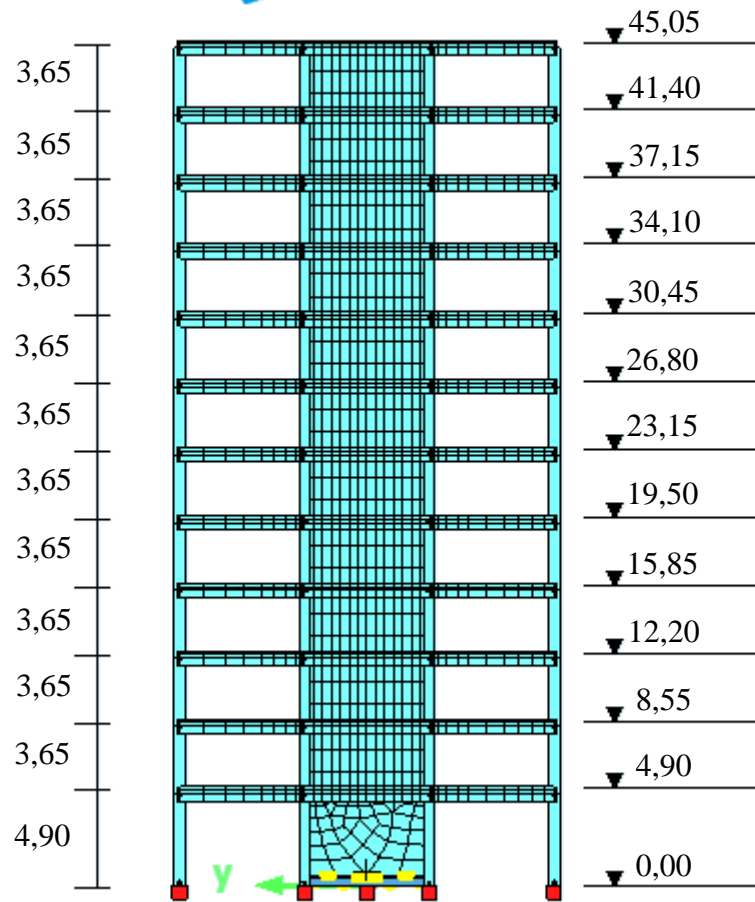


Figura 4-6. Vista lateral do prédio, dimensões em metros.

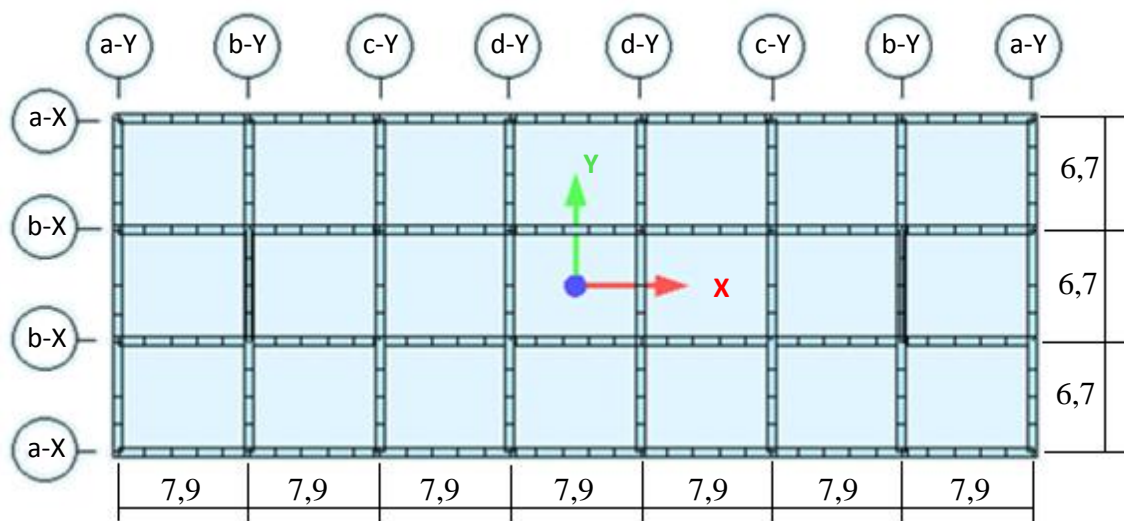


Figura 4-7. Planta baixa do pavimento tipo, dimensões em metros.

Considera-se eu a estrutura se comporta o suficientemente rígida para que não se considere a não linearidade geométrica, mas sim, a não linearidade física.

Para as condições apresentadas acima, a NBR15421 (ABNT, 2006) define o fator de importância $I = 1$, o fator de modificação de resposta $R = 3,0$ e o coeficiente de amplificação de deslocamentos $C_d = 2,5$.

Sendo as distorções em cada pavimento grandezas a serem também verificadas, os limites estabelecidos pela NBR 15421 serão considerados, como definido a seguir.

Tabela 4.1. Valores da distorção máxima permitida pela NBR-15421

Tipo de estruturas	$\Delta_{m\acute{a}x}/h$
Estruturas usuais, Categoria de Utilização I	0,02

Define-se a distorção do andar em uma direção específica como:

$$Distor\c{c}\tilde{a}o_i = \frac{\Delta_{m\acute{a}x\ i}}{h_i} \quad (4.3)$$

em que h_i é a altura do andar i . O deslocamento relativo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) em cada andar se calculará segundo a expressão:

$$\Delta_{m\acute{a}x\ i} = u_i - u_{i-1} \quad (4.4)$$

Nesta expressão, i é o número do andar.

As características dos materiais usados são as seguintes:

- Concreto: $f_{ck} = 28\ MPa$ e $E = 32000\ MPa$.
- Aço: CA-50, $f_{yk} = 500\ MPa$ e $E = 210000\ MPa$.
- Concreto Armado: $\gamma_{ca} = 25\ kN/m^3$ e $\nu = 0,2$.

Neste trabalho, as Análises Não Lineares são consideradas como combinações excepcionais do Estado Limite Último (ABNT, 2014). Sendo assim, os diagramas tensão-deformação do concreto e do aço serão traçados com os coeficientes de ponderação das resistências iguais a $\gamma_c = 1,2$ para o concreto e $\gamma_s = 1,0$ para o aço. Na Figura 4-8 é mostrada a relação tensão-deformação do concreto com patamar igual a

$0,85f_{cd}$, e na Figura 4-9 é apresentada a correspondente ao aço com patamar igual a f_{yd} . As propriedades de ambos os materiais e o seu efeito no comportamento não linear são considerados na definição das ligações rígido-plásticas.

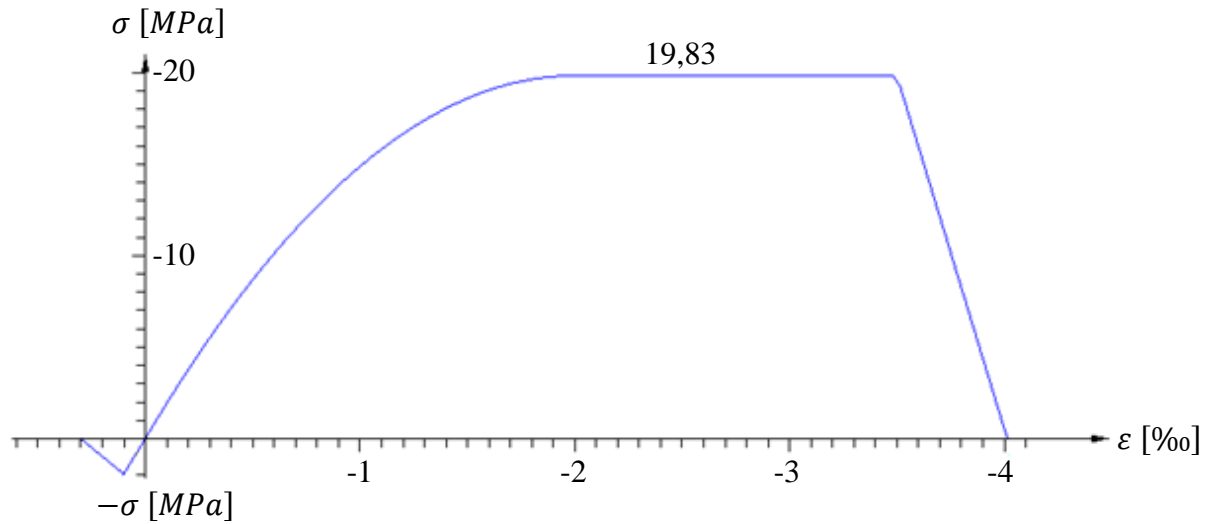


Figura 4-8. Relação Tensão-Deformação do Concreto.

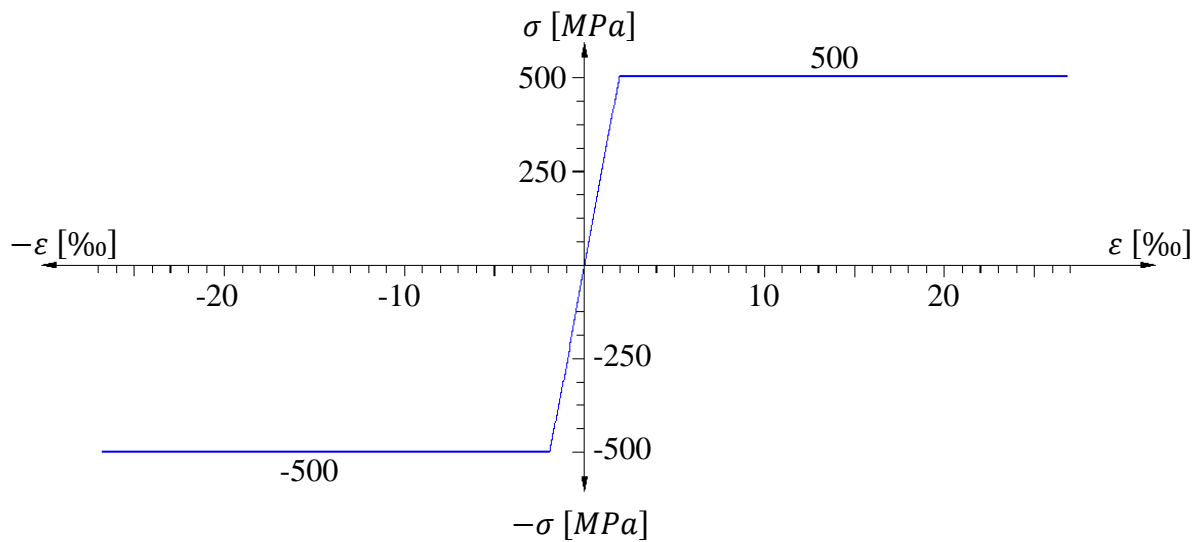


Figura 4-9. Relação Tensão-Deformação do Aço.

As seções transversais dos elementos estruturais têm as seguintes dimensões:

- Pilares: 60 *cm* de ambos os lados e cobrimento de 2,5 *cm*.
- Vigas: 30 *cm* de base e 80 *cm* de altura, cobrimento de 2,5 *cm*.
- Lajes: 20 *cm* de espessura e cobrimento de 2,5 *cm*.
- Pilares Parede: 30 *cm* de espessura e cobrimento de 2,5 *cm*.

Nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, e se mostra a numeração das ligações elasto-plásticas das extremidades dos elementos que terão comportamento não linear.

Tabela 4.2. Numeração das ligações nas vigas na direção X

Número	Andar	Posição
1	1	Borda - eixo a-X
2	1	Interior - eixo b-X
3	2	Borda- eixo a-X
4	2	Interior- eixo b-X
5	3	Borda- eixo a-X
6	3	Interior- eixo b-X
7	4	Borda- eixo a-X
8	4	Interior- eixo b-X
9	5	Borda- eixo a-X
10	5	Interior- eixo b-X
11	6	Borda- eixo a-X
12	6	Interior- eixo b-X
13	7	Borda- eixo a-X
14	7	Interior- eixo b-X
15	8	Borda- eixo a-X
16	8	Interior- eixo b-X
17	9	Borda- eixo a-X
18	9	Interior- eixo b-X
19	10	Borda- eixo a-X
20	10	Interior- eixo b-X
21	11	Borda- eixo a-X
22	11	Interior- eixo b-X
23	12	Borda- eixo a-X
24	12	Interior- eixo b-X

Tabela 4.3. Numeração das ligações nas vigas na direção Y

Núm	Andar	Posição	Núm	Andar	Posição
25	1	Borda- eixo a-Y	49	7	Borda- eixo a-Y
26	1	Interior- eixo b-Y	50	7	Interior- eixo b-Y
27	1	Interior- eixo c-Y	51	7	Interior- eixo c-Y
28	1	Interior- eixo d-Y	52	7	Interior- eixo d-Y
29	2	Borda- eixo a-Y	53	8	Borda- eixo a-Y
30	2	Interior- eixo b-Y	54	8	Interior- eixo b-Y
31	2	Interior- eixo c-Y	55	8	Interior- eixo c-Y
32	2	Interior- eixo d-Y	56	8	Interior- eixo d-Y
33	3	Borda- eixo a-Y	57	9	Borda- eixo a-Y
34	3	Interior- eixo b-Y	58	9	Interior- eixo b-Y
35	3	Interior- eixo c-Y	59	9	Interior- eixo c-Y
36	3	Interior- eixo d-Y	60	9	Interior- eixo d-Y
37	4	Borda- eixo a-Y	61	10	Borda- eixo a-Y
38	4	Interior- eixo b-Y	62	10	Interior- eixo b-Y
39	4	Interior- eixo c-Y	63	10	Interior- eixo c-Y
40	4	Interior- eixo d-Y	64	10	Interior- eixo d-Y
41	5	Borda- eixo a-Y	65	11	Borda- eixo a-Y
42	5	Interior- eixo b-Y	66	11	Interior- eixo b-Y
43	5	Interior- eixo c-Y	67	11	Interior- eixo c-Y
44	5	Interior- eixo d-Y	68	11	Interior- eixo d-Y
45	6	Borda- eixo a-Y	69	12	Borda- eixo a-Y
46	6	Interior- eixo b-Y	70	12	Interior- eixo b-Y
47	6	Interior- eixo c-Y	71	12	Interior- eixo c-Y
48	6	Interior- eixo d-Y	72	12	Interior- eixo d-Y

Tabela 4.4. Numeração das ligações nos pilares

Número	Andar	Posição
73	Térreo	Cantos do prédio
74	Térreo	Bordas X
75	Térreo	Bordas Y
76	Térreo	Internos 60x60
77	Térreo	Internos - paredes

A Figura 4-10 mostra a forma com que uma relação Momento-Rotação é definida pelo programa de análise de estruturas utilizado (SOFiSTiK AG, 2014) e o esquema dos pontos a local para a definição das relações Momento-Rotação apresentadas nas tabelas correspondentes a cada caso.

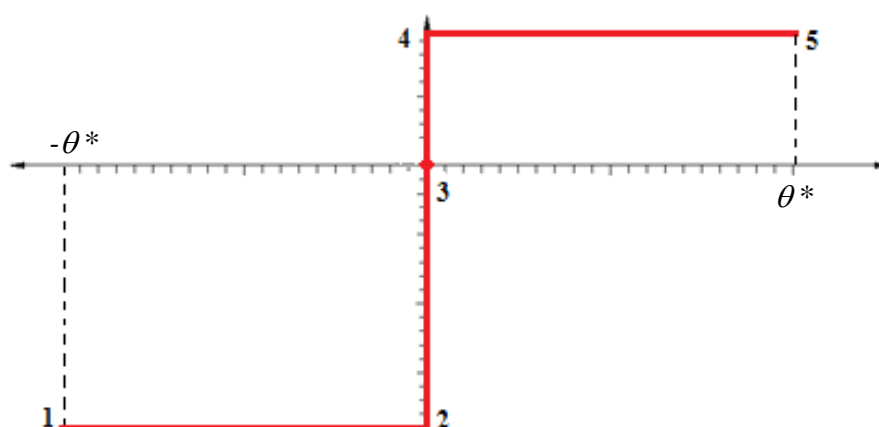


Figura 4-10. Esquema padrão da curva Momento-Rotação para flexão.

Além das ligações elasto-plásticas, também é considerada a perda de rigidez devida à fissuração do concreto. O SOFiSTiK permite apenas um fator único a aplicar aos elementos lineares (vigas e pilares), portanto, aplica-se um fator de 0,6. Com isto, tem-se:

$$(EI)_{NL} = 0,6 \cdot (EI)_L \quad (4.5)$$

E e I são o módulo de Elasticidade do material e o Momento de Inércia respectivamente.

Tabela 4.5. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para as vigas na direção X

Ligações	1	2	3	4	5
1	-1060	-1060	0	530	530
2	-1060	-1060	0	530	530
3	-1100	-1100	0	550	550
4	-1100	-1100	0	550	550
5	-1140	-1140	0	570	570
6	-1140	-1140	0	570	570
7	-1180	-1180	0	590	590
8	-1180	-1180	0	590	590
9	-1200	-1200	0	600	600
10	-1200	-1200	0	600	600
11	-1200	-1200	0	600	600
12	-1200	-1200	0	600	600
13	-1180	-1180	0	590	590
14	-1180	-1180	0	590	590
15	-1160	-1160	0	580	580
16	-1160	-1160	0	580	580
17	-1120	-1120	0	560	560
18	-1120	-1120	0	560	560
19	-1040	-1040	0	520	520
20	-1040	-1040	0	520	520
21	-980	-980	0	490	490
22	-980	-980	0	490	490
23	-840	-840	0	420	420
24	-840	-840	0	420	420

Tabela 4.6. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para as vigas na direção Y

Lig	1	2	3	4	5	Lig	1	2	3	4	5
25	-120	-120	0	60	60	49	-200	-200	0	100	100
26	-180	-180	0	90	90	50	-300	-300	0	150	150
27	-120	-120	0	60	60	51	-200	-200	0	100	100
28	-120	-120	0	60	60	52	-200	-200	0	100	100
29	-160	-160	0	80	80	53	-180	-180	0	90	90
30	-240	-240	0	120	120	54	-280	-280	0	140	140
31	-160	-160	0	80	80	55	-200	-200	0	100	100
32	-160	-160	0	80	80	56	-200	-200	0	100	100
33	-180	-180	0	90	90	57	-180	-180	0	90	90
34	-280	-280	0	140	140	58	-280	-280	0	140	140
35	-180	-180	0	90	90	59	-200	-200	0	100	100
36	-180	-180	0	90	90	60	-220	-220	0	110	110
37	-200	-200	0	100	100	61	-160	-160	0	80	80
38	-300	-300	0	150	150	62	-260	-260	0	130	130
39	-200	-200	0	100	100	63	-200	-200	0	100	100
40	-200	-200	0	100	100	64	-220	-220	0	110	110
41	-200	-200	0	100	100	65	-160	-160	0	80	80
42	-300	-300	0	150	150	66	-240	-240	0	120	120
43	-200	-200	0	100	100	67	-200	-200	0	100	100
44	-200	-200	0	100	100	68	-220	-220	0	110	110
45	-200	-200	0	100	100	69	-100	-100	0	50	50
46	-300	-300	0	150	150	70	-160	-160	0	80	80
47	-200	-200	0	100	100	71	-160	-160	0	80	80
48	-200	-200	0	100	100	72	-180	-180	0	90	90

Na NEC-SE-HM (MIDUVI, 2014b), preconiza-se que a resistência a momento positivo em todas as seções de viga deva ser no mínimo a metade da resistência a momento negativo nessa mesma seção. As seções de viga mais armadas são as mais solicitadas. Neste caso, são as vigas interiores orientadas na direção X, dos 7º e 8º pavimentos. A seguir é mostrado como exemplo, o dimensionamento da viga mais solicitada do prédio. Escolhe-se como bitola dos estribos barras com $\phi = 10mm$.

Tabela 4.7. Características Consideradas

f_{ck} [kPa]	γ_c [...]	f_{yk} [kPa]	γ_s [...]	b [m]	h [m]	c_s [m]	d [m]
28000	1,2	500000	1,00	0,30	0,80	0,0675	0,7325

Na Tabela 4.7, f_{ck} e f_{yk} são as resistências características do concreto e do aço respectivamente. Os coeficientes de minoração de resistência para a combinação excepcional do Estado Limite Último são $\gamma_c = 1,2$ para o concreto e $\gamma_s = 1,0$ para o aço. Com relação à geometria da seção, b é a base, h é a altura, c_s é o cobrimento estrutural e d é a altura útil como mostrado na figura seguinte.

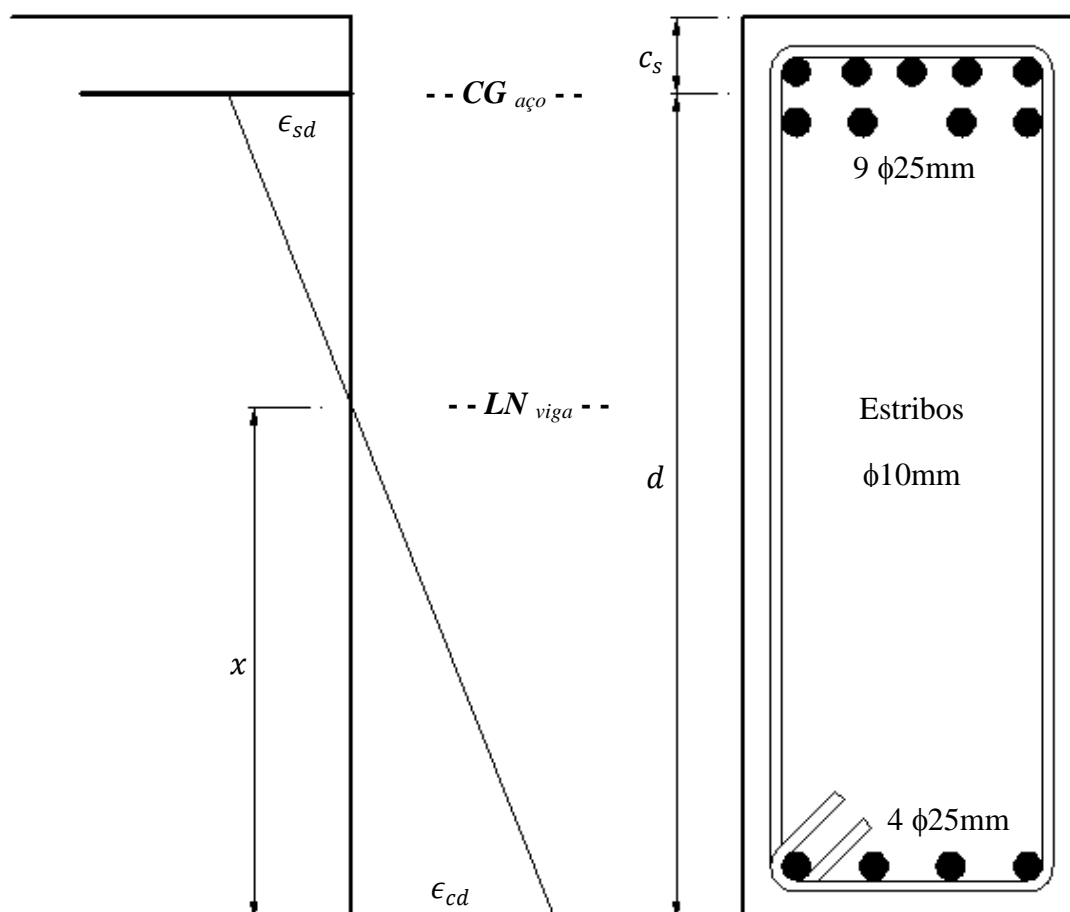


Figura 4-11. Esquema de dimensionamento do aço superior.

Tabela 4.8. Avaliação da resistência nas extremidades

$M_{sd}^{(-)}$ [kNm]	M_{rd} [kNm]	M_{rdi} [kNm]	k_{md} [...]	k_x [...]	x [m]	k_z [...]	z [m]	R_{cd} [kN]	R_{sd} [kN]
1200	1200	1200	0,319	0,627	0,459	0,749	0,549	2187	2187

Na Tabela 4.8, M_{sd} e M_{rd} são os momentos solicitantes e resistentes da viga respectivamente; M_{rdi} é o momento solicitante da viga calculado no nível do centro de gravidade da armadura tracionada. Os coeficientes k_{md} , k_x e k_z auxiliam no dimensionamento e são definidos em textos sobre concreto armado (IBRACON, 2015). O parâmetro x é a profundidade da área comprimida da viga, e z é a distância entre a fibra mais comprimida e o centroide das barras tracionadas. Os parâmetros R_{cd} e o R_{sd} são a força de compressão resistida pelo concreto e a força de tração suportada pelo aço, respectivamente.

Como $k_{md} = 0,319$, a seção se encontra no domínio 3 e, portanto, a tensão no aço é:

$$\sigma_{sk} = 500000 \text{ kPa}$$

A área de armadura longitudinal será:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} = \frac{2187}{500000/1,0} = 0,004374 \text{ m}^2 = 43,74 \text{ cm}^2$$

Usam-se barras de $\phi 25\text{mm}$, cuja área transversal é $4,909 \text{ cm}^2$. Assim, as barras necessárias serão:

$$\frac{43,74 \text{ cm}^2}{4,909 \text{ cm}^2} = 8,91 \approx 9 \phi 25\text{mm}$$

Nas Figuras 4-11 e 4-12 se mostra graficamente o esquema da armação das vigas mais solicitadas.

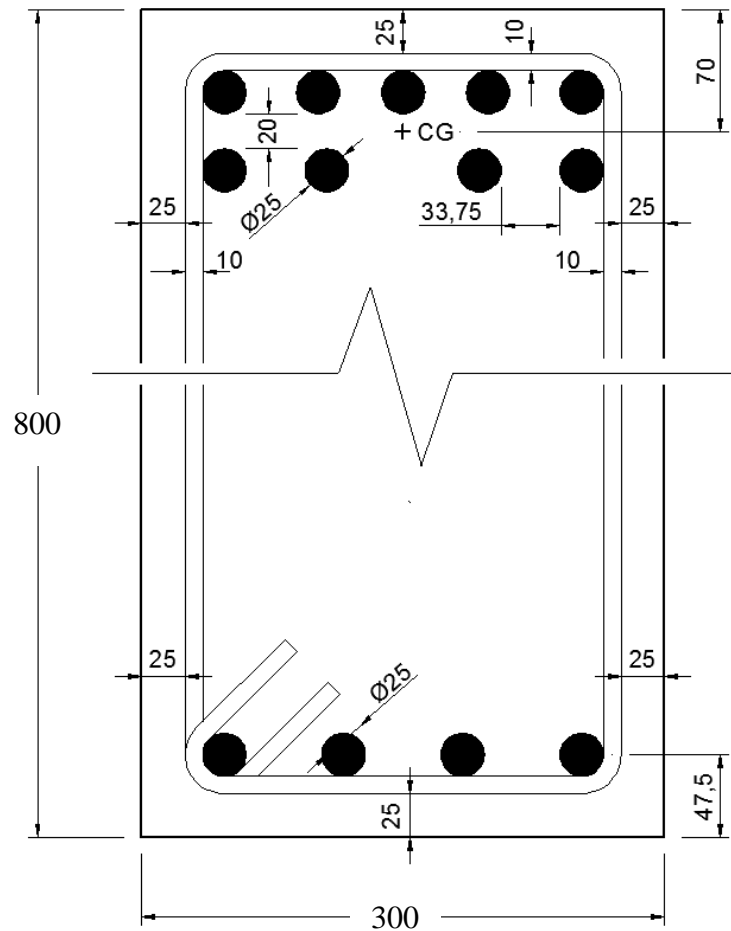


Figura 4-12. Detalhamento da viga mais solicitada, dimensões em milímetros.

Obtido o valor k_{md} , têm-se as deformações unitárias:

$$\epsilon_{cd} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{sd} = +2,1 \text{ ‰}$$

Assim, a curvatura será igual a:

$$\kappa = \frac{|\epsilon_{cd}| + |\epsilon_{sd}|}{d} = \frac{0,0056}{0,7325 \text{ m}} = 0,0076 \text{ m}^{-1}$$

No terceiro capítulo desta dissertação, indicou-se o comprimento de rótula plástica, que pode ser considerado como segue:

$$L_p \approx d/2 = 0,7325 \text{ m}/2 = 0,3663 \text{ m}$$

Assim, calcula-se a rotação máxima da seção de concreto armado através da Equação (3.1), como segue:

$$\theta = 0,0076 \text{ m}^{-1} \cdot 0,3663 \text{ m} = 0,0028 \text{ rad} = 2,8 \text{ mrad}$$

Isto quer dizer que todas as demais seções transversais, que são menos armadas e, portanto, que possuem um k_{md} menor, poderão ter rotações máximas maiores que a mostrada acima.

A Tabela 4.9 apresenta os momentos fletores resistentes dos pilares, cujo diagrama está relacionado aos números mostrados na Figura 4-10.

Tabela 4.9. Momentos fletores em kNm , nos pontos da Figura 4-10, para os pilares

Ligação	Direção	1	2	3	4	5
73	X	-258	-258	0	258	258
	Y	-871	-871	0	871	871
74	X	-298	-298	0	298	298
	Y	-871	-871	0	871	871
75	X	-265	-265	0	265	265
	Y	-832	-832	0	832	832
76	X	-267	-267	0	267	267
	Y	-2012	-2012	0	2012	2012
77	X	-83171	-83171	0	83171	83171
	Y	-2009	-2009	0	2009	2009

Definiu-se também uma única relação Momento-Rotação, muito conservadora, para o momento de torção ao redor do eixo longitudinal do elemento. Essa curva Momento-Rotação é a mesma para as extremidades de todos os elementos e nos cinco casos de Carregamento Lateral Progressivo. A Figura 4-13 mostra o esquema gráfico.

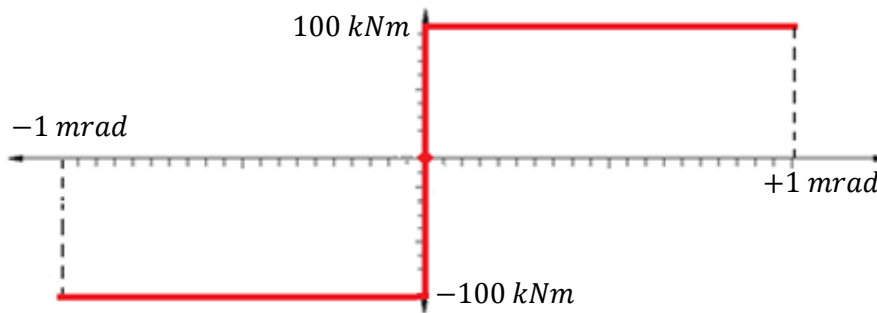


Figura 4-13. Curva Momento-Rotação para torção.

A massa total do prédio considerando unicamente o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos não estruturais, e as caixas de água:

$$m_{Total} = 13228 t$$

Não foi considerada na massa total, nenhuma porcentagem da carga acidental.

Os parâmetros mais importantes para a análise dinâmica são os autovetores e os autovalores da estrutura. Os valores dos períodos dos modos de vibração, o primeiro (o de menor frequência na direção X) e o segundo (o de menor frequência na direção Y), designados por T_1 e T_2 , respectivamente, foram obtidos no processamento realizado pelo SOFiSTiK. Os resultados da análise para T_1 e T_2 são:

$$T_1 = 1,836 s$$

$$T_2 = 1,256 s$$

As Figuras 4-14 e 4-15 mostram as parcelas da massa total que são mobilizadas pelos modos de vibração nas direções X e Y.

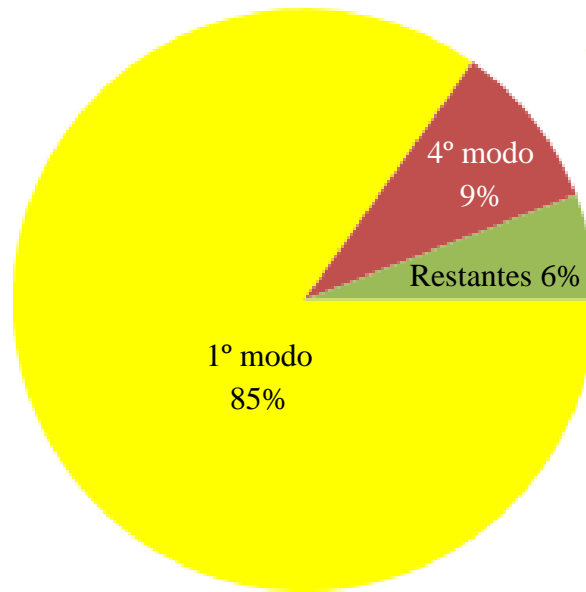


Figura 4-14. Porcentagem de massa ativada na direção X.

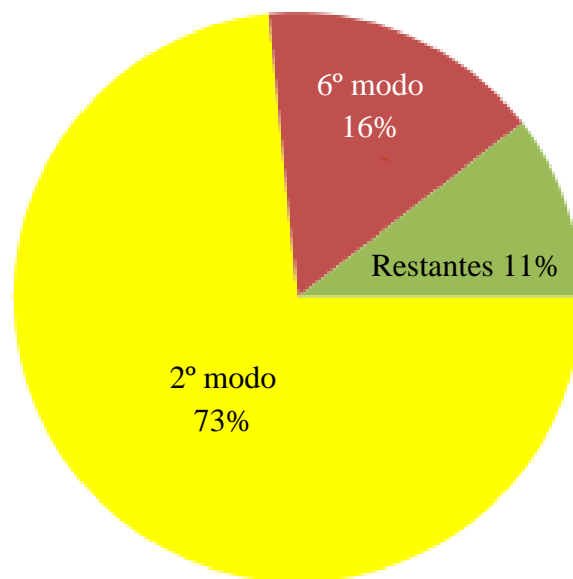


Figura 4-15. Porcentagem de massa ativada na direção Y.

As Figuras 4-16 e 4-17 mostram as deformadas do primeiro e segundo modo de vibração, respectivamente.

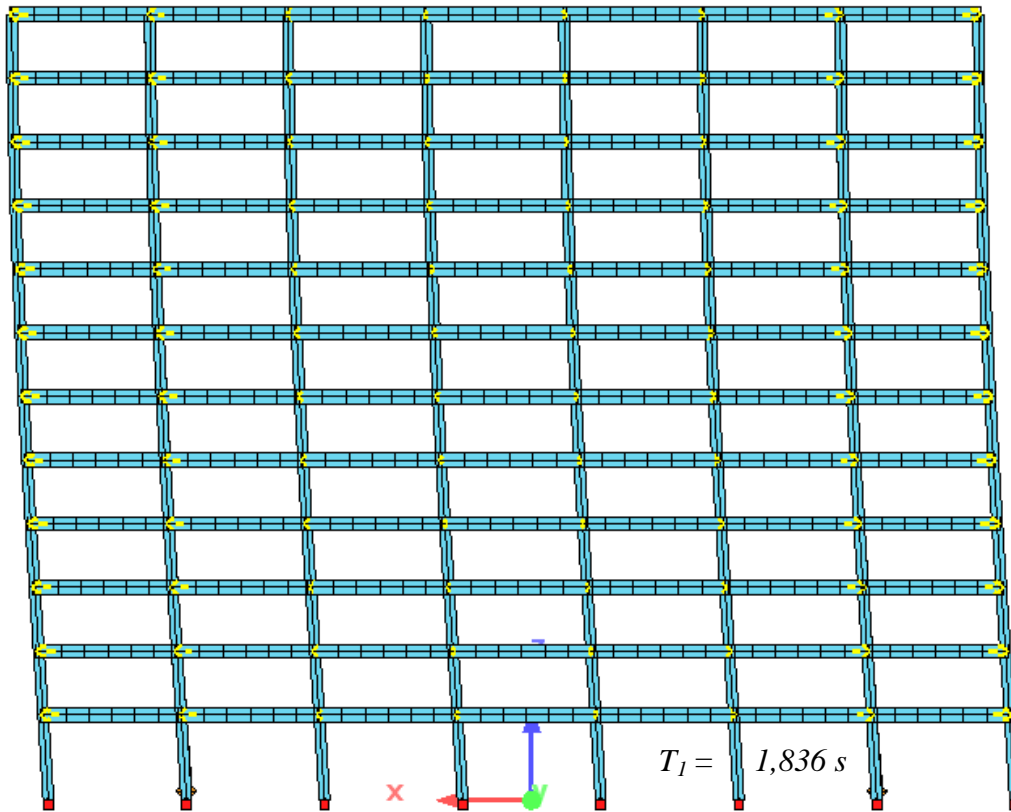


Figura 4-16. Deformada do primeiro modo de vibração da estrutura.

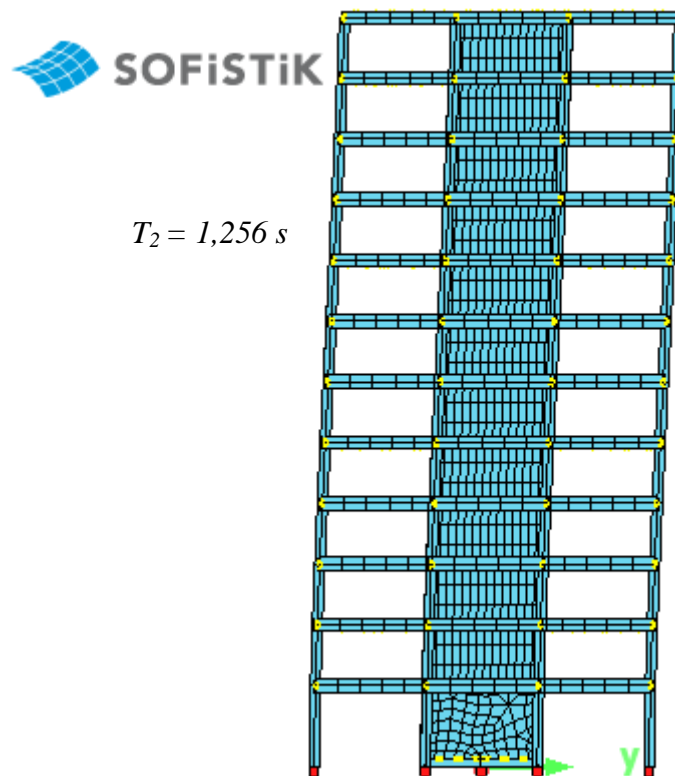


Figura 4-17. Deformada do segundo modo de vibração da estrutura.

Como se nota, a deformada do primeiro modo é de translação na direção X e a do segundo modo representa translação na direção Y.

A NBR 15421 não fornece informações quantitativas detalhadas sobre fatores de penalização a serem aplicados em função de irregularidades em planta e elevação. Por isso, a Norma Equatoriana será utilizada, neste aspecto em particular.

Dada a geometria regular em planta do prédio, a NEC-SE-DS estabelece os coeficientes de irregularidade em planta $\phi_P = 1$. No caso da elevação, a NEC-SE-DS avalia a irregularidade do prédio analisando as rigidezes K_i dos andares.

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{32 \frac{12 \cdot E \cdot I}{L_1^3}}{32 \frac{12 \cdot E \cdot I}{L_2^3}} = \frac{L_2^3}{L_1^3} = \left(\frac{L_2}{L_1}\right)^3 = \left(\frac{3,65}{4,90}\right)^3 = 0,41 = 41[\%]$$

$$\frac{K_1}{\bar{K}_{2,3,4}} = 0,41 = 41[\%]$$

K_1 e K_2 são respectivamente as rigidezes laterais do primeiro e do segundo andar, enquanto o $\bar{K}_{2,3,4}$ é a rigidez média dos três andares superiores ao andar em análise.

Como a razão $\frac{K_1}{K_2}$ é menor que 70% e a razão $\frac{K_1}{\bar{K}_{2,3,4}}$ é menor que 80%, considera-se a estrutura como irregular em elevação com um fator de irregularidade em elevação $\phi_E = 0,9$. Os quocientes $\frac{K_1}{K_2}$ e $\frac{K_1}{\bar{K}_{2,3,4}}$ têm os mesmos valores tanto na direção X quanto na direção Y.

4.5. Cargas consideradas

Além do peso próprio, o prédio é projetado para receber uma carga não estrutural (alvenarias, revestimentos, tubulações, forro, etc.) que é considerada como carga permanente. Assim, o valor desta carga para os 11 primeiros pavimentos será de $1,5 \text{ kN/m}^2$, entretanto para o terraço se estabelece uma carga de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Outras cargas permanentes a serem consideradas são quatro cargas pontuais aplicadas no terraço (caixas de água) de 900 kN cada uma.

Como o edifício é de uso comercial, a carga acidental para os 11 primeiros pavimentos será de 6 kN/m^2 , e no terraço será de 3 kN/m^2 (ABNT, 1980).

As cargas horizontais atuantes variam dependendo do método escolhido para prever tais solicitações. Além do mais, tais cargas horizontais na direção X são diferentes daquelas na direção Y. Na direção X, o perfil proporcional ao autovetor do modo fundamental de vibração (menor frequência na direção X) é considerado; e na direção Y, o perfil proporcional ao autovetor do segundo modo de vibração (menor frequência na direção Y).

5. PROCESSAMENTO

Será apresentada a análise estrutural não linear do prédio por quatro métodos: Procedimento Linear Estático das Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimentos Não Lineares Estáticos de Carregamento Lateral Progressivo (*Pushover*) segundo o ATC-40 e segundo o *Eurocode 8*. Foram feitas análises paramétricas com cinco condições para a capacidade de rotação das vigas, fazendo-as variarem entre 1 mrad , 10 mrad , 20 mrad , 50 mrad e 100 mrad . No total em cada direção de sismo, cada resposta do prédio será analisada em doze casos.

Um dos principais objetivos deste trabalho é a comparação entre resultados obtidos com cada método. Por isso, apesar de o Método Não Linear Estático de Carregamento Lateral Progressivo segundo o *Eurocode 8* estabelecer o uso de dois perfis de força lateral, será considerado apenas um perfil, qual seja, o perfil do modo fundamental de vibração da estrutura na direção considerada.

Para agilizar o processamento de dados do programa de análise (SOFiSTiK AG, 2014), substituíram-se as lajes por diafragmas. Tais diafragmas são um conjunto de ligações de restrição nos planos horizontais de cada piso da edificação (ver Figura 5-1), cujos nós obedecem à teoria de “nó mestre – nó escravo”. Os diafragmas garantem que os nós do pavimento se comportem como um corpo rígido. O arranjo das ligações de restrição é tal que todas as ligações que compõem o diafragma convergem no centro de massa dele. A massa e o peso da laje são atribuídos às vigas de cada pavimento.

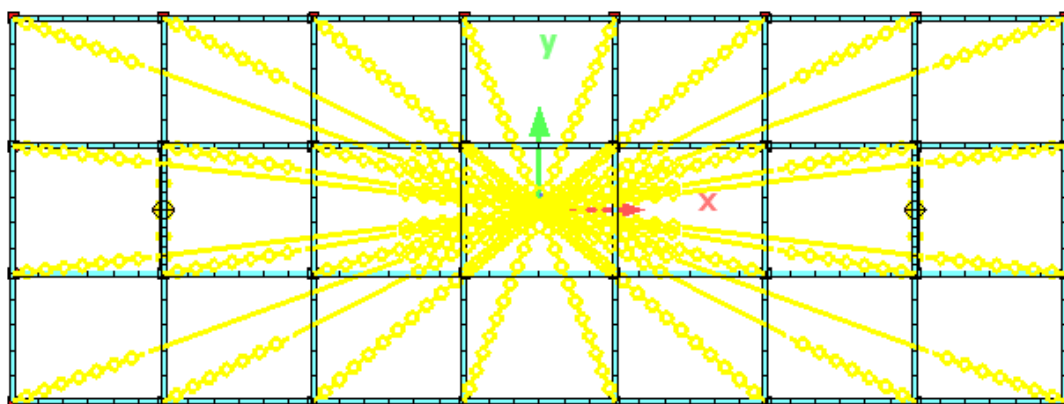


Figura 5-1. Planta esquemática dos pavimentos com diafragmas.

5.1. Procedimento Linear Estático das Forças Horizontais Equivalentes

Este procedimento não é mais do que uma análise linear estática. Serão considerados os coeficientes definidos pela NBR 15421 para modificar os resultados das análises lineares e assim considerar os efeitos da não linearidade física.

Para a direção X o primeiro modo é o preponderante, com período de vibração T_1 , e no Espectro de Resposta Linear de acelerações (Figura 4-4) é obtida a aceleração espectral:

$$\overline{S}a_1 = 1,894 \text{ m/s}^2$$

Segundo a Equação (2.2), a Aceleração Espectral Não Linear é:

$$\widetilde{S}a_1 = \frac{(1,894/9,81)}{(3,0/1,0) \cdot 1,0 \cdot 0,9} = 0,0715$$

Em seguida, a Força Horizontal Equivalente a ser aplicada lateralmente na direção X é avaliada:

$$V_x = (13228 \cdot 9,81) \cdot 0,0715 = 9279 \text{ kN}$$

A NBR-15421 especifica como distribuir verticalmente a força horizontal equivalente, para o que é necessário, da Equação (2.5), o cálculo do coeficiente k .

$$k = 0,75 + 0,50 \cdot 1,836 = 1,67$$

O coeficiente k , juntamente com a Equação (2.3), permite o cálculo das forças horizontais equivalentes, como mostrado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Cálculo das forças na direção X em cada andar com base na Equação (2.3)

Andar	w_i [kN]	Δh_i [m]	h_i [m]	h_i^k [m ^{1,67}]	$w_i h_i^k$ [kNm ^{1,67}]	F_i [kN]
1	10887	4,90	4,90	14,17	154219	44,2
2	10648	3,65	8,55	35,85	381769	109,5
3	10648	3,65	12,20	64,87	690764	198,1
4	10648	3,65	15,85	100,38	1068884	306,6
5	10648	3,65	19,50	141,83	1510287	433,2
6	10648	3,65	23,15	188,83	2010725	576,8
7	10648	3,65	26,80	241,06	2566909	736,3
8	10648	3,65	30,45	298,28	3176181	911,1
9	10648	3,65	34,10	360,28	3836330	1100,4
10	10648	3,65	37,75	426,87	4545473	1303,9
11	10648	3,65	41,40	497,92	5301981	1520,9
12	12394	3,65	45,05	573,27	7105158	2038,1
	129764				32348680	9279

Na Tabela 5.1, o subscrito i indica o número do andar.

Aplicando-se as cargas da Tabela 5.1, a Análise Estática Linear foi realizada no programa SOFiSTiK, obtendo-se assim os deslocamentos horizontais na direção X, em cada andar. Na Tabela 5.2 são apresentados os deslocamentos obtidos pela Análise Estática Linear na direção X e em seguida, os deslocamentos não lineares calculados através da Equação (2.6).

Tabela 5.2. Deslocamentos horizontais na direção X

Andar	\tilde{u}_x [mm]	u_x [mm]
1	13,2	32,9
2	24,0	59,9
3	34,6	86,5
4	45,0	112,5
5	55,1	137,7
6	64,7	161,7
7	73,6	184,0
8	81,7	204,4
9	88,8	222,1
10	94,6	236,6
11	99,0	247,5
12	101,7	254,2

Na direção Y, o segundo modo é o preponderante, com período de vibração T_2 , para o qual o Espectro de Resposta Linear de acelerações (Figura 4-4) fornece a aceleração espectral:

$$\overline{sa}_2 = 2,768 \text{ m/s}^2$$

Segundo a Equação (2.2), a Aceleração Espectral Não Linear é:

$$\tilde{sa}_2 = \frac{(2,768/9,81)}{(3,0/1,0) \cdot 1,0 \cdot 0,9} = 0,1045$$

Em seguida, a Força Horizontal Equivalente a ser aplicada lateralmente na direção Y é avaliada pela Equação (2.1):

$$V_Y = (13228 \cdot 9,81) \cdot 0,1045 = 13561 \text{ kN}$$

Calculando-se o coeficiente k de acordo com a NBR15421.

$$k = 0,75 + 0,50 \cdot 1,256 = 1,38$$

Com o valor obtido $k = 1,38$, a aplicação da Equação (2.3), permite o cálculo das forças horizontais equivalentes, como apresentado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Cálculo das forças na direção Y em cada andar com base na Equação (2.3)

Andar	w_i [kN]	Δh_i [m]	h_i [m]	h_i^k [m ^{1,38}]	$w_i h_i^k$ [kNm ^{1,38}]	F_i [kN]
1	10887	4,90	4,90	8,93	97270	111,3
2	10648	3,65	8,55	19,24	204895	234,4
3	10648	3,65	12,20	31,41	334415	382,6
4	10648	3,65	15,85	45,04	479647	548,8
5	10648	3,65	19,50	59,93	638189	730,2
6	10648	3,65	23,15	75,92	808412	925,0
7	10648	3,65	26,80	92,89	989125	1131,8
8	10648	3,65	30,45	110,76	1179410	1349,5
9	10648	3,65	34,10	129,46	1378533	1577,4
10	10648	3,65	37,75	148,93	1585890	1814,6
11	10648	3,65	41,40	169,13	1800977	2060,7
12	12394	3,65	45,05	190,02	2355062	2694,7
	129764				11851826	13561

Na Tabela 5.3, o subscrito i indica o número do andar.

Aplicando as cargas da Tabela 5.3, a Análise Estática Linear foi realizada com o programa SOFiSTiK, obtendo-se assim os deslocamentos horizontais na direção Y em cada andar. Na Tabela 5.4 são apresentados os deslocamentos obtidos pela Análise Estática Linear na direção Y e em seguida, os deslocamentos não lineares calculados com a Equação (2.6).

Tabela 5.4. Deslocamentos horizontais na direção Y

Andar	\ddot{u}_Y [mm]	u_Y [mm]
1	4,2	10,4
2	9,4	23,4
3	15,7	39,4
4	22,9	57,4
5	30,7	76,7
6	38,6	96,6
7	46,6	116,6
8	54,5	136,2
9	62,1	155,1
10	69,3	173,2
11	76,1	190,3
12	82,3	205,8

5.2. Análise Linear Espectral Multimodal

Esta análise não é mais que uma análise linear estática do tipo espectral multimodal em que cada modo de vibração produz as diversas respostas (forças nodais, deslocamentos nodais, velocidades, acelerações, forças cortantes, etc.). São em seguida obtidas respostas finais, resultado da combinação das respostas individuais de cada modo. A combinação de respostas usada neste trabalho é a do tipo CQC (WILSON, DER-KIUREGHIAN, & BAYO, 1981).

Na Figura 5-2, mostram-se os Espectros de Resposta de acelerações utilizados, linear e não linear, da NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014c), em unidades absolutas.

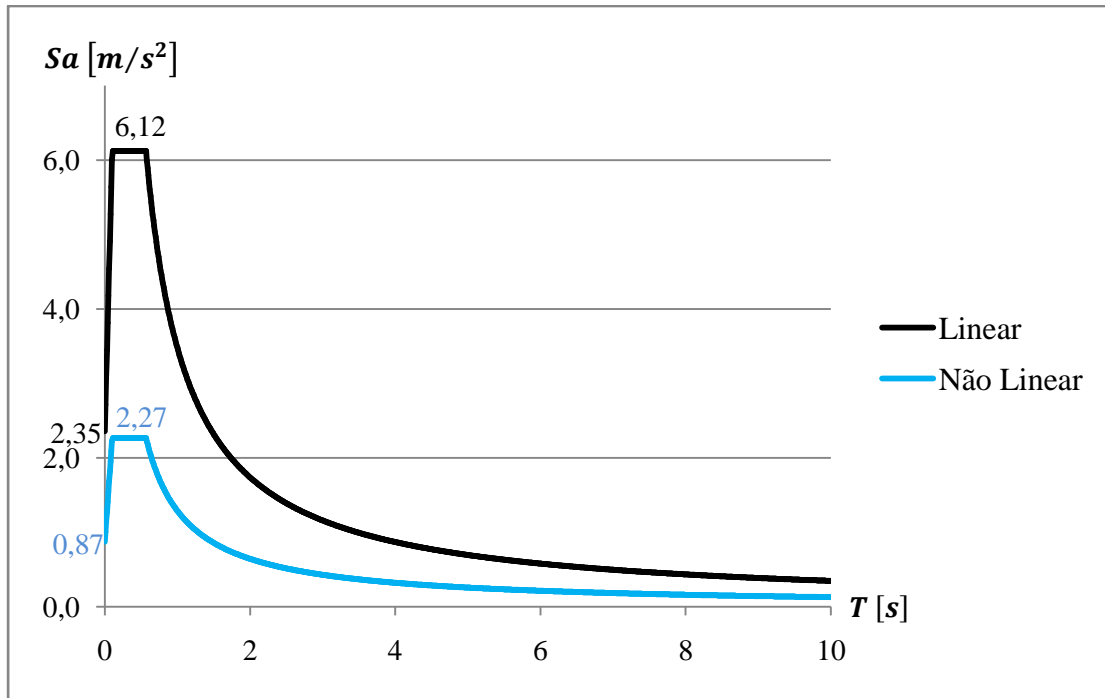


Figura 5-2. Espectros de Resposta, linear com 5% de amortecimento crítico e não linear da NEC-SE-DS, em unidades absolutas.

Na tabela seguinte, mostram-se as características dinâmicas do modelo para cada modo de vibração.

Tabela 5.5. Propriedades dinâmicas

Modo	$\lambda \left[\frac{1}{s^2} \right]$	$\omega \left[\frac{rad}{s} \right]$	$f [Hz]$	$T [s]$
1	11,72	3,42	0,54	1,84
2	25,02	5,00	0,80	1,26
3	34,06	5,84	0,93	1,08
4	107,80	10,38	1,65	0,61
5	314,72	17,74	2,82	0,35
6	354,78	18,84	3,00	0,33
7	463,77	21,54	3,43	0,29
8	643,07	25,36	4,04	0,25
9	998,00	31,59	5,03	0,20
10	1094,70	33,09	5,27	0,19
11	1246,10	35,30	5,62	0,18
12	1311,00	36,21	5,76	0,17
13	1455,90	38,16	6,07	0,16
14	1505,10	38,80	6,17	0,16
15	1621,80	40,27	6,41	0,16
16	1809,20	42,53	6,77	0,15
17	1876,20	43,32	6,89	0,15
18	1909,40	43,70	6,95	0,14
19	1977,50	44,47	7,08	0,14
20	2299,90	47,96	7,63	0,13

A seguir, apresentam-se os resultados das análises espectrais devidas aos sismos nas direções X e Y.

Tabela 5.6. Análise espectral para o Sismo na direção X

Modo	L_n	M_n	Γ_n	\tilde{S}_a [m/s^2]
1	-92,46	-0,87	106,02	0,70
2	0,00	0,00	-27784,81	1,03
3	0,00	-0,09	0,00	1,20
4	-30,61	-0,87	35,06	2,13
5	17,32	-0,88	-19,78	2,27
6	0,00	0,00	-7355,49	2,27
7	0,00	-0,08	0,00	2,27
8	11,57	-0,88	-13,18	2,27
9	0,00	0,00	-23,24	2,27
10	-8,21	-0,88	9,33	2,27
11	0,00	0,00	-3464,39	2,27
12	0,00	0,00	1794,76	2,27
13	0,00	-0,04	0,00	2,27
14	0,01	0,00	-3015,32	2,27
15	5,90	-0,88	-6,71	2,27
16	0,01	-0,01	-1,12	2,27
17	0,05	0,00	-33,83	2,27
18	-0,02	0,00	30,40	2,27
19	-0,01	0,00	2,19	2,27
20	0,27	-0,06	-4,11	2,27

Tabela 5.7. Análise espectral para o Sismo na direção Y

Modo	L_n	M_n	Γ_n	$\bar{S}a$ [m/s^2]
1	0,00	0,00	35381618,56	0,70
2	-86,01	-0,87	98,91	1,03
3	-0,01	-0,63	0,01	1,20
4	0,00	0,00	-8370510,40	2,13
5	0,00	0,00	-6743109,15	2,27
6	-40,33	-0,86	46,98	2,27
7	0,01	-0,65	-0,02	2,27
8	0,00	0,00	-137126,16	2,27
9	0,00	0,00	68958,71	2,27
10	0,00	0,00	1471297,84	2,27
11	-21,61	-0,86	25,00	2,27
12	0,03	0,00	-15050,67	2,27
13	0,01	-0,79	-0,01	2,27
14	1,22	-0,01	-231,13	2,27
15	0,45	0,00	-277,01	2,27
16	-0,59	-0,86	0,69	2,27
17	-3,75	-0,79	4,74	2,27
18	2,02	-0,82	-2,46	2,27
19	0,79	-0,83	-0,95	2,27
20	-6,04	-0,64	9,43	2,27

Vale lembrar que os deslocamentos obtidos com a Equação (2.40) são devidos unicamente ao modo n . Neste trabalho, para obter a resposta completa da estrutura inteira, devida ao Espectro de Resposta Não Linear, usa-se a combinação tipo CQC. Segundo a NBR15421 (ABNT, 2006), os deslocamentos não lineares são calculados como o produto entre os deslocamentos reduzidos devidos ao Espectro de Resposta Não Linear e o coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d , como definido pela Equação (2.6). Nas tabelas seguintes são apresentados os deslocamentos obtidos pela

análise estática linear e, em seguida, os deslocamentos não lineares, para ambas as direções do abalo sísmico.

Tabela 5.8. Deslocamentos horizontais na direção X

Andar	\tilde{u}_X [mm]	u_X [mm]
1	11,7	29,3
2	21,0	52,6
3	29,8	74,4
4	37,9	94,8
5	45,4	113,5
6	52,3	130,6
7	58,4	146,0
8	63,8	159,5
9	68,4	171,0
10	72,2	180,4
11	74,9	187,3
12	76,6	191,6

Tabela 5.9. Deslocamentos horizontais na direção Y

Andar	\tilde{u}_Y [mm]	u_Y [mm]
1	3,09	7,7
2	6,77	16,9
3	11,24	28,1
4	16,24	40,6
5	21,56	53,9
6	27,02	67,6
7	32,50	81,3
8	37,90	94,7
9	43,14	107,8
10	48,18	120,5
11	53,03	132,6
12	57,42	143,6

As forças cortantes na base do prédio obtidas da Análise Espectral Multimodal (AEM) são: 8366 kN na direção X e 11176 kN na direção Y.

5.3. Procedimento Não Linear *Pushover* ATC-40 e EC-8

Como explicado no capítulo três, a força lateral a ser aplicada de forma incremental foi definida pela Equação (3.2). Quando usada tal expressão, o valor de α será estimado de tal forma que a curva Pushover possa ser traçada claramente junto com as curvas de Demanda Linear e de Demanda Não Linear.

Neste estudo, consideraram-se na análise não linear incremental coeficientes que variam de 1 a 20. Este arranjo de coeficientes foi definido para os 10 casos de análise não linear, ou seja, para os cinco casos de θ^* na direção X e para os cinco casos de θ^* na direção Y. Tais coeficientes afetam apenas às cargas horizontais, as cargas verticais são mantidas constantes nos 20 carregamentos.

Se as cargas fornecidas pela Equação (3.2) forem muito pequenas, a curva de capacidade não intercepta a Curva de Demanda Não Linear. Se as cargas laterais forem muito grandes, a Análise Não Linear, para estas cargas maiores, leva a uma condição de instabilidade.

Para o caso de $\alpha = 1$, as curvas não se interceptam. Por isso e com o objetivo de manter os 20 incrementos de carga, decidiu-se aplicar um fator de escala escolhido por “tentativa e erro” para cada caso. Este fator também provê a unidade de medida de força. Esses fatores são mostrados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10. Fatores de escala α e cargas definitivas

Sismo Direção	θ^* [<i>mrad</i>]	$ [M]\{\psi\} $ [...]	α [<i>kN</i>]	$ p $ [<i>kN</i>]
X	1	106,02	5,0	530,10
X	2	106,02	5,0	530,10
X	3	106,02	5,0	530,10
X	4	106,02	5,0	530,10
X	5	106,02	5,0	530,10
Y	1	98,64	5,0	493,20
Y	2	98,64	5,0	493,20
Y	3	98,64	5,0	493,20
Y	4	98,64	5,0	493,20
Y	5	98,64	5,0	493,20

Na Tabela 5.10, θ^* é o ângulo de rotação limite das vigas. A magnitude da resultante do vetor de forças laterais, em cada direção horizontal, calculadas pela Equação (3.2), são introduzidas ao programa computacional utilizado (SOFiSTiK AG, 2014), e são:

$$|p_x| = 530,10 [kN]$$

$$|p_y| = 493,20 [kN]$$

As cargas horizontais acima serão classificadas como as ações excepcionais (E). As ações permanentes, variáveis e excepcionais serão consideradas concomitantemente em cada carregamento aplicado à estrutura para a análise não linear.

As análises não lineares foram realizadas levando em conta os fatores de ponderação das ações para a Combinação Última Excepcional do Estado Limite Último (ELU) da NBR6118 (ABNT, 2014), mostrados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11. Fatores de ponderação para a Combinação Última Excepcional do ELU (ABNT, 2014)

Ações	Símbolo	γ
Permanentes	G	1,2
Variáveis	Q	1,0
Excepcionais	E	1,0

Na Tabela 5.12, o detalhe dos carregamentos criados para a construção da curva *Pushover* é mostrado.

Tabela 5.12. Carregamentos criados para as curvas *Pushover*

Carregamento	Combinação X	Combinação Y
1	$1,2 G + 1,0 Q + 1 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 1 \cdot 1,0 p_Y$
2	$1,2 G + 1,0 Q + 2 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 2 \cdot 1,0 p_Y$
3	$1,2 G + 1,0 Q + 3 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 3 \cdot 1,0 p_Y$
4	$1,2 G + 1,0 Q + 4 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 4 \cdot 1,0 p_Y$
5	$1,2 G + 1,0 Q + 5 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 5 \cdot 1,0 p_Y$
6	$1,2 G + 1,0 Q + 6 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 6 \cdot 1,0 p_Y$
7	$1,2 G + 1,0 Q + 7 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 7 \cdot 1,0 p_Y$
8	$1,2 G + 1,0 Q + 8 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 8 \cdot 1,0 p_Y$
9	$1,2 G + 1,0 Q + 9 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 9 \cdot 1,0 p_Y$
10	$1,2 G + 1,0 Q + 10 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 10 \cdot 1,0 p_Y$
11	$1,2 G + 1,0 Q + 11 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 11 \cdot 1,0 p_Y$
12	$1,2 G + 1,0 Q + 12 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 12 \cdot 1,0 p_Y$
13	$1,2 G + 1,0 Q + 13 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 13 \cdot 1,0 p_Y$
14	$1,2 G + 1,0 Q + 14 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 14 \cdot 1,0 p_Y$
15	$1,2 G + 1,0 Q + 15 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 15 \cdot 1,0 p_Y$
16	$1,2 G + 1,0 Q + 16 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 16 \cdot 1,0 p_Y$
17	$1,2 G + 1,0 Q + 17 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 17 \cdot 1,0 p_Y$
18	$1,2 G + 1,0 Q + 18 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 18 \cdot 1,0 p_Y$
19	$1,2 G + 1,0 Q + 19 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 19 \cdot 1,0 p_Y$
20	$1,2 G + 1,0 Q + 20 \cdot 1,0 p_X$	$1,2 G + 1,0 Q + 20 \cdot 1,0 p_Y$

A seguir, mostram-se as curvas de carregamento progressivo e a obtenção dos Pontos de Performance (PP) no SOFiSTiK para cada caso, segundo o ATC-40 e o *Eurocode 8* (EC-8).

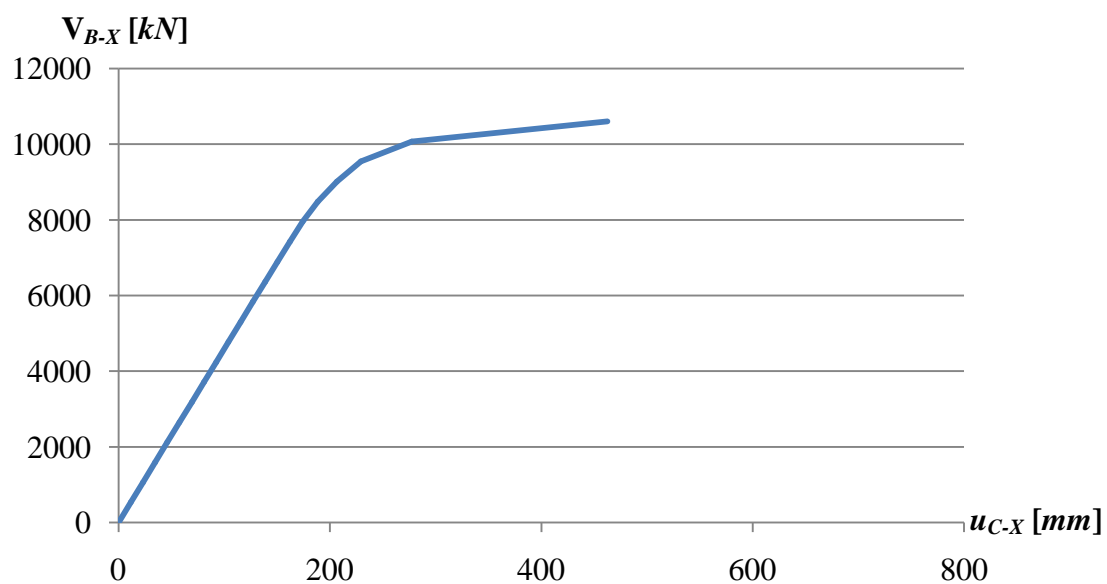


Figura 5-3. Curva *Pushover* para os cinco casos de θ^* para o sismo na direção X.

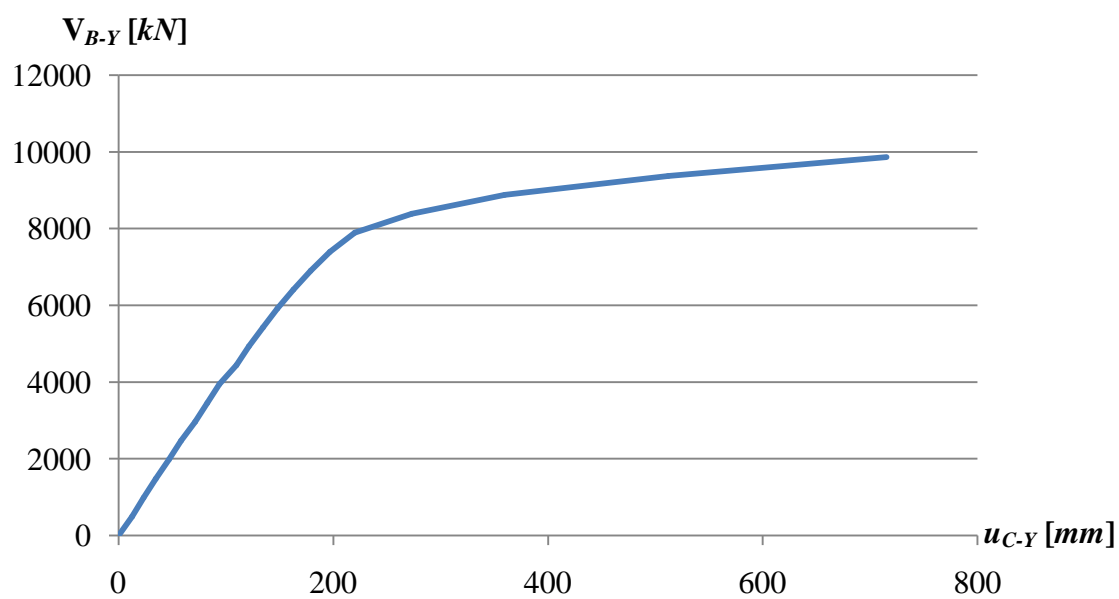


Figura 5-4. Curva *Pushover* para os cinco casos de θ^* para o sismo na direção Y.

Tabela 5.13. PP - Sismo na direção X para os cinco casos de θ^* segundo ATC-40

Caso de carga	u_{C-X} [mm]	V_{B-X} [kN]	Sd [mm]	Sa [m/s ²]
1001	11,6	530,1	9,1	0,05
1002	23,1	1060,3	18,2	0,09
1003	34,7	1590,4	27,2	0,14
1004	46,2	2120,6	36,3	0,19
1005	57,8	2650,7	45,4	0,24
1006	69,3	3180,8	54,5	0,28
1007	80,9	3711,0	63,6	0,33
1008	92,4	4241,1	72,6	0,38
1009	104,0	4771,3	81,7	0,42
1010	115,5	5301,4	90,8	0,47
1011	127,1	5831,5	99,9	0,52
1012	138,7	6361,7	109,0	0,57
1013	150,4	6891,8	118,2	0,61
1014	162,1	7422,0	127,4	0,66
1015	174,4	7952,1	137,1	0,71
1016	188,3	8482,2	148,0	0,75
1017	206,5	9012,4	162,3	0,80
1018	229,2	9542,5	180,2	0,85
PP	251,2	9784,6	197,5	0,87
1019	277,4	10072,7	218,0	0,90
1020	462,7	10602,8	363,7	0,94

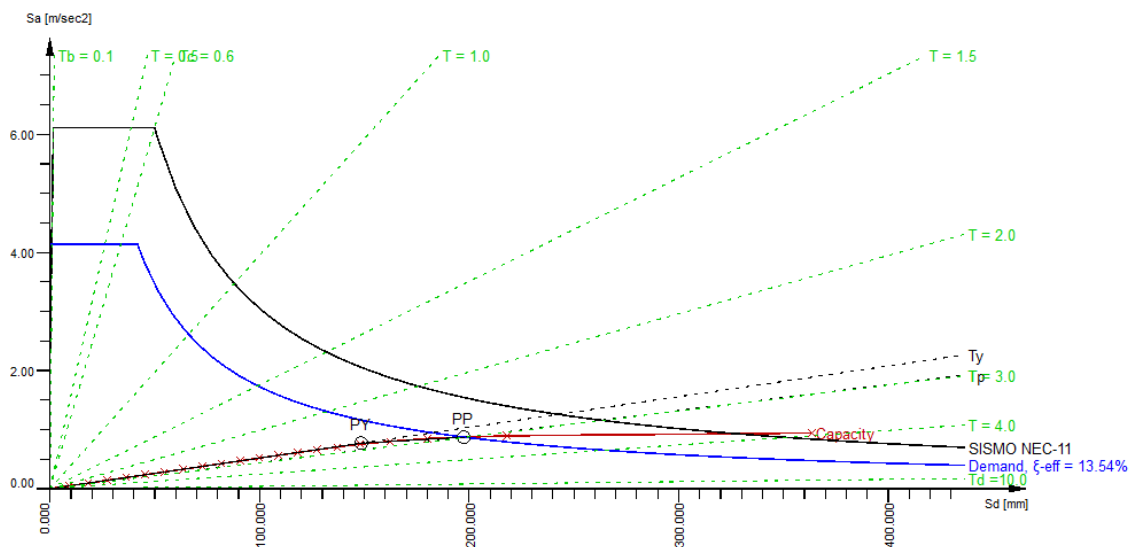


Figura 5-5. PP - Sismo X para os cinco casos segundo ATC-40.

Tabela 5.14. PP - Sismo na direção X para os cinco casos de θ^* segundo EC-8

Caso de carga	u_{C-X} [mm]	V_{B-X} [kN]	Sd [mm]	Sa [m/s ²]
1001	11,6	530,1	9,1	0,05
1002	23,1	1060,3	18,2	0,09
1003	34,7	1590,4	27,2	0,14
1004	46,2	2120,6	36,3	0,19
1005	57,8	2650,7	45,4	0,24
1006	69,3	3180,8	54,5	0,28
1007	80,9	3711,0	63,6	0,33
1008	92,4	4241,1	72,6	0,38
1009	104,0	4771,3	81,7	0,42
1010	115,5	5301,4	90,8	0,47
1011	127,1	5831,5	99,9	0,52
1012	138,7	6361,7	109,0	0,57
1013	150,4	6891,8	118,2	0,61
1014	162,1	7422,0	127,4	0,66
1015	174,4	7952,1	137,1	0,71
1016	188,3	8482,2	148,0	0,75
1017	206,5	9012,4	162,3	0,80
1018	229,2	9542,5	180,2	0,85
1019	277,4	10072,7	218,0	0,90
PP	314,2	10178	247,0	0,91
1020	462,7	10602,8	363,7	0,94

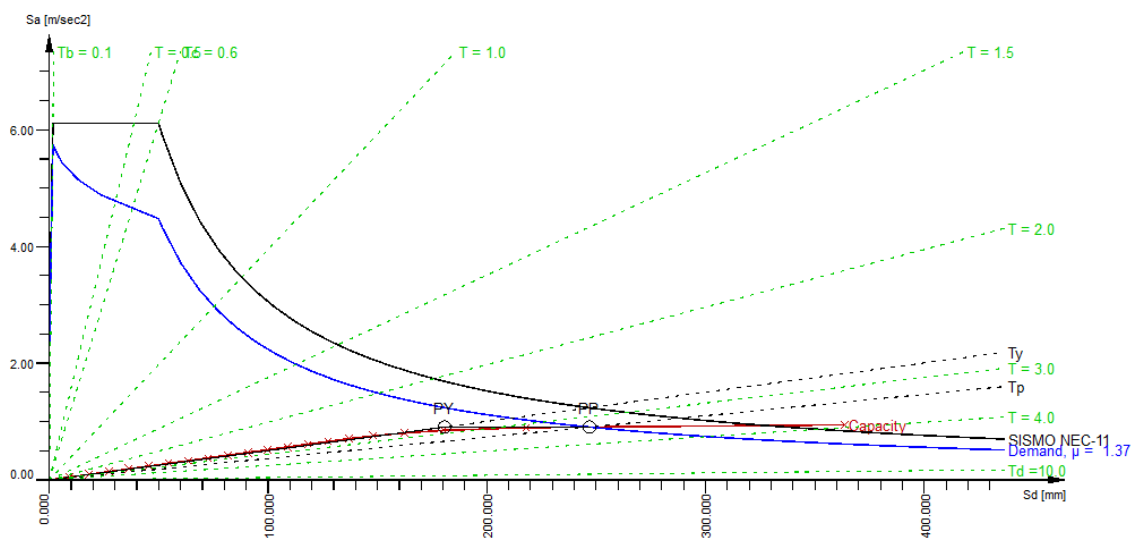


Figura 5-6. PP - Sismo na direção X para os cinco casos segundo EC-8.

Tabela 5.15. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos de θ^* segundo ATC-40

Caso de carga	u_{C-Y} [mm]	V_{B-Y} [kN]	S_d [mm]	S_a [m/s ²]
1021	12,7	493,2	9,0	0,05
1022	23,4	986,4	16,7	0,10
1023	34,6	1479,6	24,7	0,15
1024	46,8	1972,8	33,3	0,20
1025	58,3	2466,0	41,5	0,25
1026	71,3	2959,1	50,8	0,30
1027	82,7	3452,3	59,0	0,35
1028	93,9	3945,5	67,0	0,40
1029	109,7	4438,7	78,2	0,45
1030	121,3	4931,9	86,5	0,51
1031	134,6	5425,1	96,0	0,56
1032	148,0	5918,3	105,5	0,61
1033	162,8	6411,5	116,1	0,66
1034	179,0	6904,7	127,7	0,71
1035	196,9	7397,9	140,4	0,76
1036	220,1	7891,1	156,9	0,81
PP	254,1	8206,8	181,2	0,84
1037	273,2	8384,2	194,8	0,86
1038	359,8	8877,4	256,5	0,91
1039	512,0	9370,6	365,0	0,96
1040	715,4	9863,8	510,1	1,01

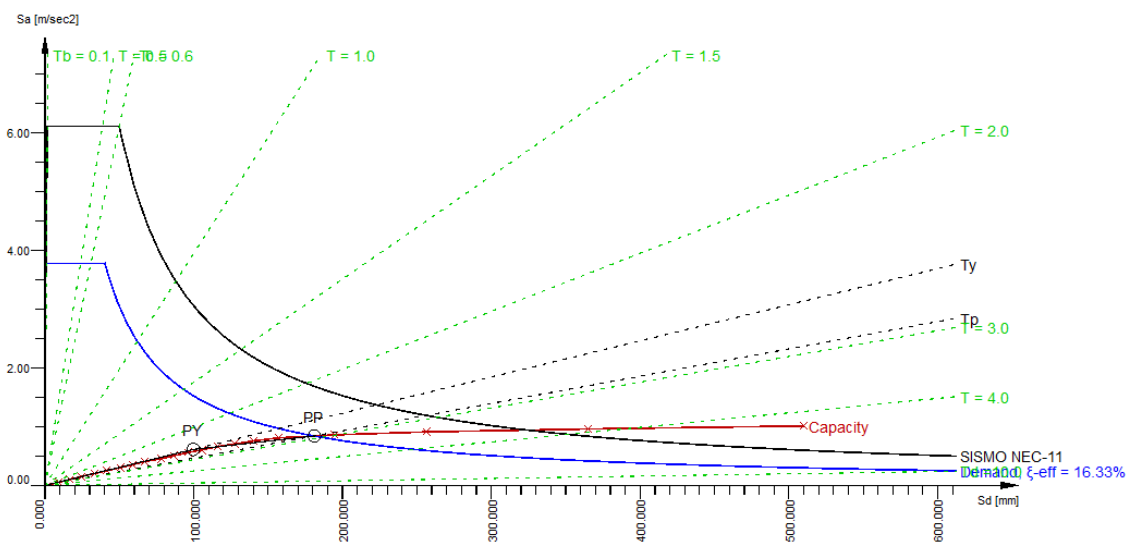


Figura 5-7. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos segundo ATC-40.

Tabela 5.16. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos de θ^* segundo EC-8

Caso de carga	u_{C-Y} [mm]	V_{B-Y} [kN]	Sd [mm]	Sa [m/s ²]
1021	12,7	493,2	9,0	0,05
1022	23,4	986,4	16,7	0,10
1023	34,6	1479,6	24,7	0,15
1024	46,8	1972,8	33,3	0,20
1025	58,3	2466,0	41,5	0,25
1026	71,3	2959,1	50,8	0,30
1027	82,7	3452,3	59,0	0,35
1028	93,9	3945,5	67,0	0,40
1029	109,7	4438,7	78,2	0,45
1030	121,3	4931,9	86,5	0,51
1031	134,6	5425,1	96,0	0,56
1032	148,0	5918,3	105,5	0,61
1033	162,8	6411,5	116,1	0,66
1034	179,0	6904,7	127,7	0,71
1035	196,9	7397,9	140,4	0,76
1036	220,1	7891,1	156,9	0,81
1037	273,2	8384,2	194,8	0,86
PP	332,2	8720,6	236,9	0,89
1038	359,8	8877,4	256,5	0,91
1039	512,0	9370,6	365,0	0,96
1040	715,4	9863,8	510,1	1,01

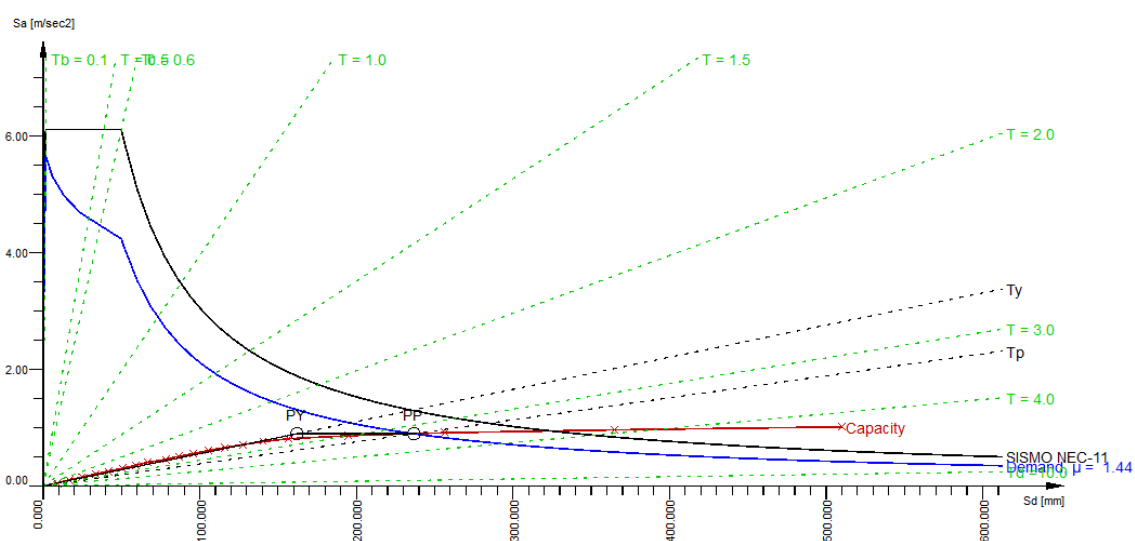


Figura 5-8. PP - Sismo na direção Y para os cinco casos segundo EC-8.

Nas tabelas seguintes, são mostrados os deslocamentos nas duas direções horizontais dos centros de gravidade dos pavimentos, calculados pela Análise *Pushover*.

Tabela 5.17. Deslocamentos horizontais na direção X

Andar	u_x [mm]	
	ATC-40	EC-8
1	41,5	57,4
2	78,0	108,6
3	110,4	154,3
4	137,8	190,5
5	161,1	218,2
6	181,7	240,7
7	200,0	260,2
8	215,8	276,9
9	229,0	290,7
10	239,3	301,6
11	246,6	309,4
12	251,2	314,2

Tabela 5.18. Deslocamentos horizontais na direção Y

Andar	u_y [mm]	
	ATC-40	EC-8
1	48,6	65,1
2	77,2	107,9
3	104,1	148,7
4	129,2	186,1
5	152,0	217,6
6	172,6	243,3
7	191,2	264,8
8	208,2	283,3
9	223,1	299,2
10	235,8	312,7
11	246,6	324,2
12	254,1	332,2

6. RESULTADOS

A seguir na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2, mostram-se os resumos dos resultados obtidos para cada método.

Tabela 6.1. Cortante na base e Deslocamento no topo na direção X

Métodos	V_{B-X} [kN]	u_X [mm]
FHE	9279	254
AEM	8366	192
PP ATC-40 ¹	9785	251
PP ATC-40 ¹⁰	9781	251
PP ATC-40 ²⁰	9781	251
PP ATC-40 ⁵⁰	9785	251
PP ATC-40 ¹⁰⁰	9785	251
PP EC-8 ¹	10178	314
PP EC-8 ¹⁰	10179	314
PP EC-8 ²⁰	10179	314
PP EC-8 ⁵⁰	10178	314
PP EC-8 ¹⁰⁰	10178	314

Tabela 6.2. Cortante na base e Deslocamento no topo na direção Y

Métodos	V_{B-Y} [kN]	u_Y [mm]
FHE	13561	206
AEM	11176	144
PP ATC-40 ¹	8207	254
PP ATC-40 ¹⁰	8207	254
PP ATC-40 ²⁰	8207	254
PP ATC-40 ⁵⁰	8207	254
PP ATC-40 ¹⁰⁰	8207	254
PP EC-8 ¹	8721	332
PP EC-8 ¹⁰	8721	332
PP EC-8 ²⁰	8721	332
PP EC-8 ⁵⁰	8721	332
PP EC-8 ¹⁰⁰	8721	332

As grandezas a serem comparadas entre os métodos são as seguintes:

- Força Cortante na base do prédio na direção X devida ao Sismo X.
- Força Cortante na base do prédio na direção Y devida ao Sismo Y.
- Perfil de deslocamentos laterais na direção X devido ao Sismo X.
- Perfil de deslocamentos laterais na direção Y devido ao Sismo Y.
- Distorção lateral na direção X devida ao Sismo X.
- Distorção lateral na direção Y devida ao Sismo Y.

As abreviações mostradas na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2, que contêm os resultados, encontram-se escritas por extenso a seguir:

- FHE: Forças Horizontais Equivalentes
- AEM: Análise Espectral Multimodal
- PP ATC-40¹: Ponto de Performance ATC-40, $\theta_{vigas} = 1 \text{ mrad}$
- PP ATC-40¹⁰: Ponto de Performance ATC-40, $\theta_{vigas} = 10 \text{ mrad}$
- PP ATC-40²⁰: Ponto de Performance ATC-40, $\theta_{vigas} = 20 \text{ mrad}$
- PP ATC-40⁵⁰: Ponto de Performance ATC-40, $\theta_{vigas} = 50 \text{ mrad}$
- PP ATC-40¹⁰⁰: Ponto de Performance ATC-40, $\theta_{vigas} = 100 \text{ mrad}$
- PP EC-8¹: Ponto de Performance EC-8, $\theta_{vigas} = 1 \text{ mrad}$
- PP EC-8¹⁰: Ponto de Performance EC-8, $\theta_{vigas} = 10 \text{ mrad}$
- PP EC-8²⁰: Ponto de Performance EC-8, $\theta_{vigas} = 20 \text{ mrad}$
- PP EC-8⁵⁰: Ponto de Performance EC-8, $\theta_{vigas} = 50 \text{ mrad}$
- PP EC-8¹⁰⁰: Ponto de Performance EC-8, $\theta_{vigas} = 100 \text{ mrad}$

A abreviação do limite da distorção se encontra escrito por extenso a seguir:

- NEC-14: Limite de Distorção nos andares (Tabela 4.1).

6.1. Força Cortante X

Na Figura 6-1, mostram-se os resultados da Força Cortante na base do prédio na direção X devida ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

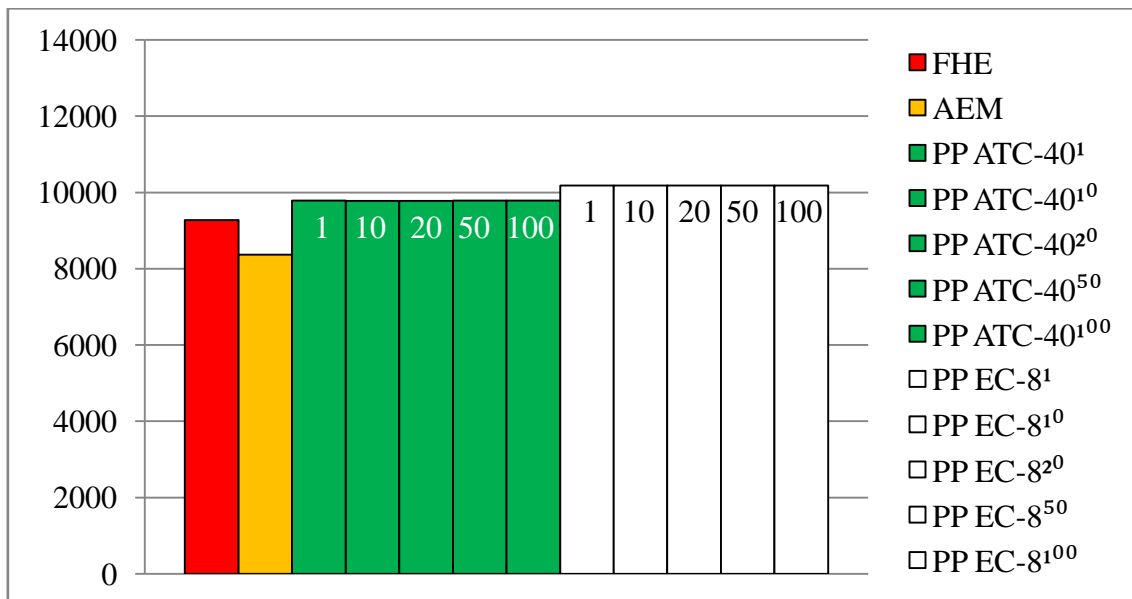


Figura 6-1. Força Cortante na base em kN , direção X.

A Figura 6-1 mostra que a força cortante por AEM é menor que por FHE o que é usual (ORRALA, SANTOS, & SOUZA LIMA, 2016). Já a Força Cortante pelo PP ATC-40, nos cinco casos de rotação de viga, é maior que pela AEM e pela FHE, e finalmente a Força Cortante pelo PP EC-8 é a maior de todas as análises.

6.2. Força Cortante Y

Na Figura 6-2, mostram-se os resultados da Força Cortante na base do prédio na direção Y devida ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

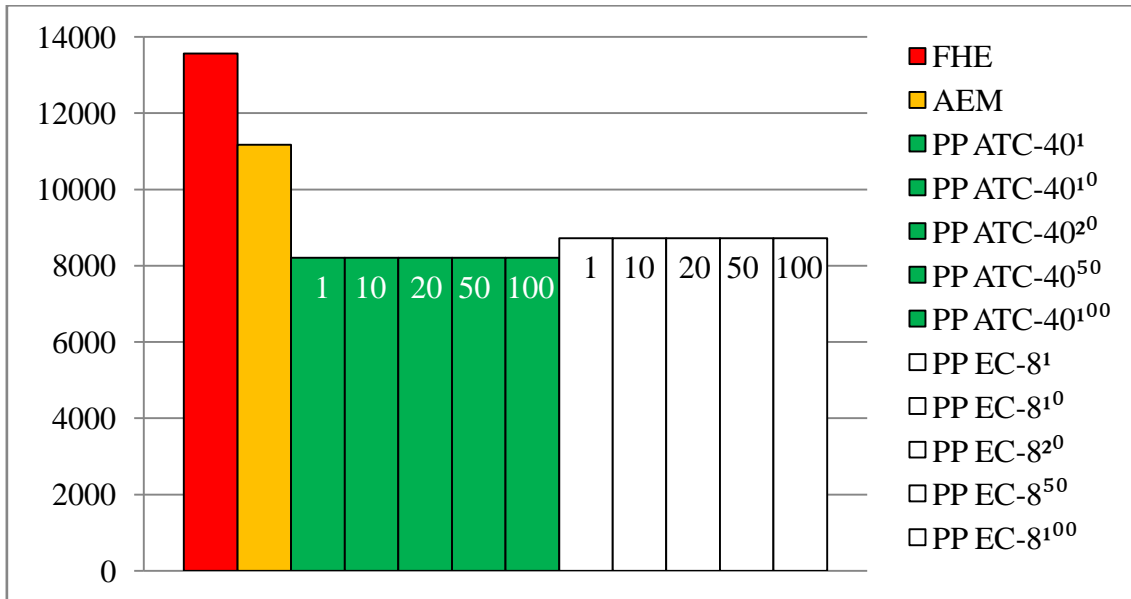


Figura 6-2. Força Cortante na base em kN , direção Y.

A Figura 6-2 mostra que a força cortante por AEM é menor que por FHE o que é comum (ORRALA, SANTOS, & SOUZA LIMA, 2016). Já a Força Cortante por PP EC-8, nos cinco casos de rotação de viga, é menor que por AEM e FHE, e finalmente a Força Cortante por PP ATC-40 é a menor de todas.

6.3. Deslocamentos X

Na Figura 6-3, mostram-se os resultados do Perfil de deslocamentos laterais na direção X devido ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

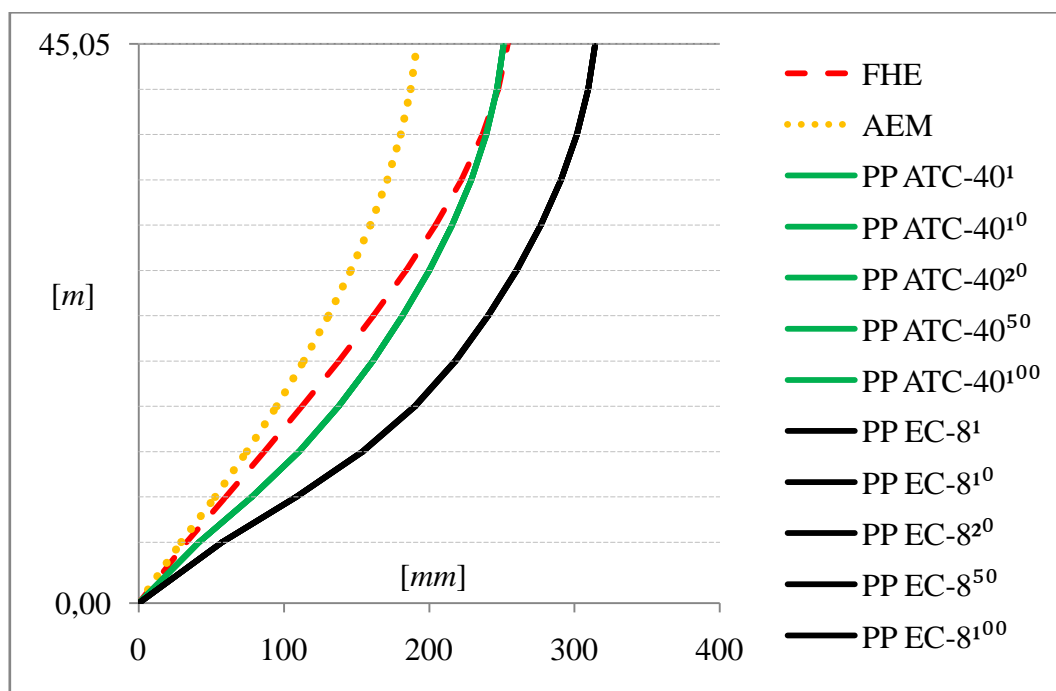


Figura 6-3. Perfil deformado, direção X.

A Figura 6-3 mostra que a AEM produz os menores deslocamentos de todos os métodos. Já os deslocamentos por PP ATC-40, nos cinco casos de rotação limite de viga, são levemente maiores do que por FHE, e finalmente os deslocamentos por PP EC-8 são os maiores de todos.

6.4. Deslocamentos Y

Na Figura 6-4, mostram-se os resultados do Perfil de deslocamentos laterais na direção Y devido ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

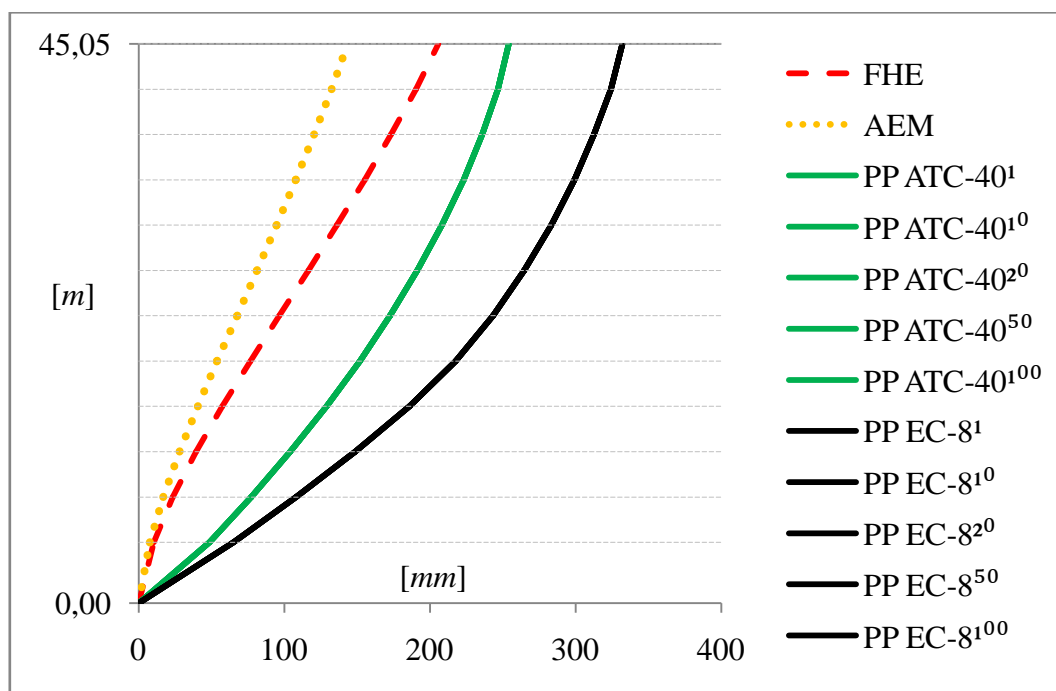


Figura 6-4. Perfil deformado, direção Y.

A Figura 6-4 mostra que a AEM produz os menores deslocamentos de todos os métodos. Já os deslocamentos por PP ATC-40, nos cinco casos de rotação limite de viga, são levemente maiores do que por FHE, e finalmente os deslocamentos por PP EC-8 são os maiores de todos.

6.5. Distorção X

Na Figura 6-5, mostram-se os resultados da Distorção lateral na direção X devida ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

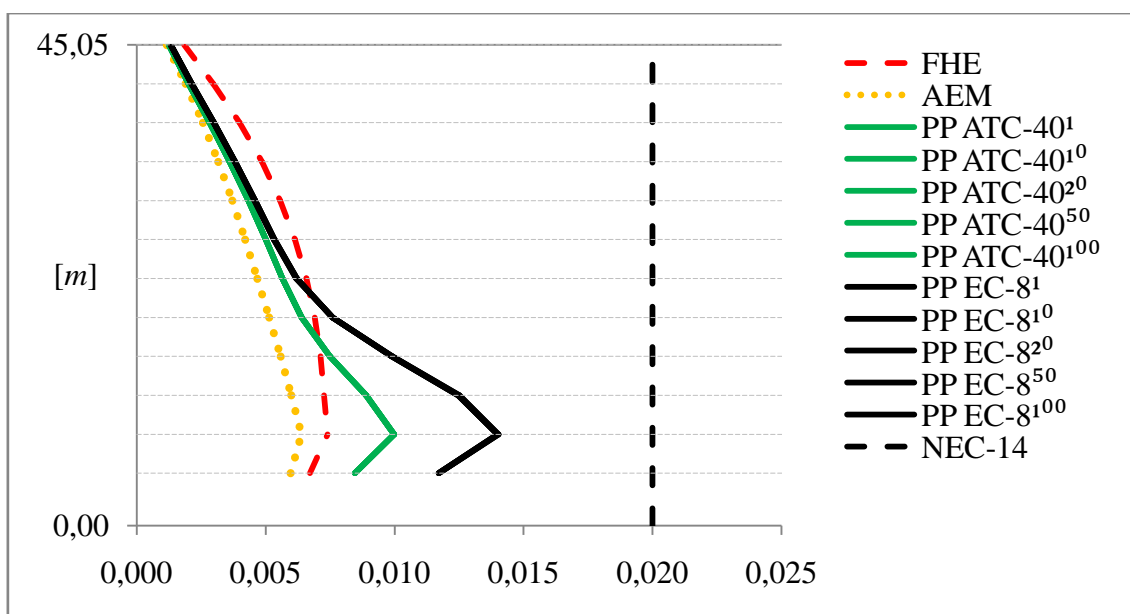


Figura 6-5. Distorção, direção X.

Sendo que a distorção em cada andar foi definida pela Equação (4.3). A distorção em cada andar foi calculada dividindo-se o deslocamento relativo $\Delta_{m\acute{a}x}$ na direção X em cada andar pela altura do andar respectivo, obtendo-se uma grandeza adimensional. Desenhou-se também o limite da NBR 15421 definido na Tabela 4.1.

A Figura 6-5 mostra que as distorções por AEM são as menores de todas as análises. Já as distorções pelo PP ATC-40, nos cinco casos de rotação de viga e ao longo da altura do prédio, são menores do que as distorções por PP EC-8. O método FHE alterna, ao longo da altura, a condição de maior deslocamento com os métodos não lineares.

6.6. Distorção Y

Na Figura 6-6, mostram-se os resultados da Distorção lateral na direção Y devida ao Sismo nessa direção segundo os métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Análise Espectral Multimodal, Procedimento Não Linear de Carregamento Lateral Progressivo segundo o ATC-40 e o EC-8 para os cinco casos de rotação limite em vigas (θ^*).

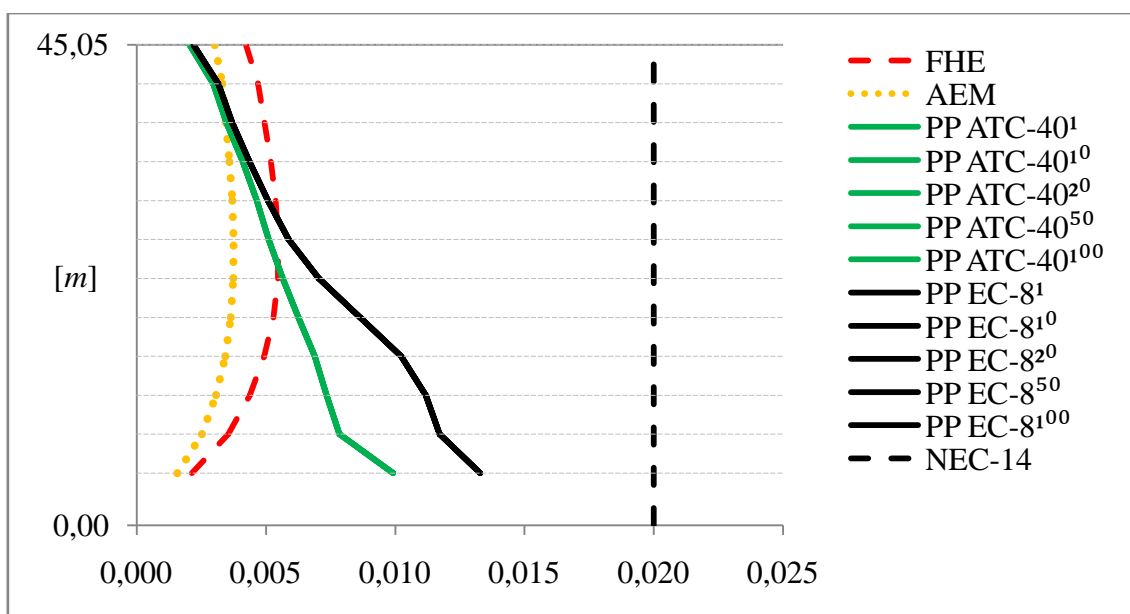


Figura 6-6. Distorção, direção Y.

Sendo que a distorção em cada andar foi definida pela Equação (4.3). A distorção em cada andar foi calculada dividindo-se o deslocamento relativo $\Delta_{m\acute{a}x}$ na direção Y em cada andar pela altura do andar respectivo, obtendo-se uma grandeza adimensional. Desenhou-se também o limite da NBR 15421 definido na Tabela 4.1.

A Figura 6-6 mostra que as distorções por AEM são as menores de todas as análises. Já as distorções pelo PP ATC-40, nos cinco casos de rotação de viga e ao longo da altura do prédio, são menores do que as distorções por PP EC-8. O método FHE alterna, ao longo da altura, a condição de maior deslocamento com os métodos não lineares.

7. CONCLUSÕES

7.1. Observações e conclusões sobre os resultados

No Capítulo 6, pode ser observado que a Análise Espectral Multimodal (AEM) produz os menores deslocamentos e as menores distorções entre todos os métodos, inclusive relativamente ao Método das Forças Horizontais Equivalentes (FHE).

Ficou evidenciado que entre os Procedimentos Não Lineares Estáticos avaliados para Cortante, Deslocamentos e Distorção, o método N2 do EC-8 é sempre mais conservador do que o método CSM do ATC-40.

Com relação à Força Cortante devida ao sismo na direção Y, o método FHE é o mais conservador de todos os métodos, fornecendo as maiores solicitações. Já na direção X, o método FHE fornece os menores resultados entre os dois tipos de Análise *Pushover*.

O fato das forças cortantes dos Procedimentos Não Lineares Estáticos serem maiores do que as forças dos Métodos das Forças Horizontais Equivalentes e da Análise Espectral Multimodal na direção Y dá uma sensação de insegurança e desconfiança para o dimensionamento das armaduras feito com base no método FHE. Ou seja, o prédio pode não apresentar a resistência necessária a cortante para dissipar a energia que o sismo pode introduzir no sistema.

Observou-se que os deslocamentos dos métodos AEM, PP ATC-40 e PP EC-8 apresentam, para o caso estudado, perfis muito similares e proporcionais, o que é até certo ponto esperado, pois os dois primeiros modos de vibração da estrutura são os que mais influenciam nas respostas da AEM e foram utilizados na definição dos carregamentos laterais para o *Pushover*. Isto confirma a validade da aproximação da Equação (2.11) relativamente à Equação (3.4) para comportamentos não lineares.

Já na distorção ao longo da altura, os métodos não lineares têm os maiores valores nos primeiros andares, porém, aproximadamente da metade da altura para acima, os resultados com métodos não lineares são menores que os obtidos com o método FHE.

A comparação com o limite imposto pela NBR 15421 pode indicar uma percepção de segurança sempre que não ultrapassado. Neste caso, as distorções devidas às

Análises *Pushover* tanto pelo ATC-40 quanto pelo Eurocode 8 não superam tal limite, o que é sempre buscado.

7.2. Observações e conclusões gerais

O Procedimento Não Linear Estático *Pushover* mostrou ser muito importante para a avaliação do dimensionamento de uma modelo tridimensional de uma estrutura regular como é o edifício em estudo. O método *Pushover* permite calcular, de uma forma mais exata, os deslocamentos e as distorções dos andares na condição mais extrema que uma estrutura pode experimentar durante um sismo de magnitude considerável.

As forças cortantes na base e as distorções ao longo da altura, mostradas no capítulo 6, são parâmetros que não servem diretamente para o dimensionamento, mas sim para a avaliação do dimensionamento da estrutura.

O dimensionamento da estrutura através da Análise *Pushover* é um processo iterativo que adotaria os resultados dos métodos FHE ou AEM como ponto de partida do cálculo das armações da estrutura, a serem verificadas em função da resistência das ligações rígido-plásticas. O processo se concluiria quando os materiais, geometria, dimensões e taxas de armadura são dispostos em tal arranjo que sejam viáveis economicamente e satisfaçam os requisitos estabelecidos nas normas, como o caso da distorção limite $\Delta_{máx}$.

O uso da Análise *Pushover* em modelos tridimensionais é adequado para obras de grande porte e de alta importância. Devido à complexidade na definição das ligações rígido-plásticas, a Análise *Pushover* é menos prática para pequenas obras.

Este método é muito útil também para se avaliar se os coeficientes de modificação de resposta definidos no método FHE são os mais adequados.

7.3. Recomendações para o uso do método

Os conceitos de rigidez e resistência são bem diversos na Análise Linear. Já na Análise Não Linear eles estão muito mais ligados entre si. No momento em que uma resistência limite a momento é atingida em uma extremidade qualquer de uma peça, a estrutura (com o aparecimento das rótulas plásticas) se torna mais flexível ou menos rígida o que permite uma maior dissipação da energia, porém aumentando o risco quanto à estabilidade. Para o prédio em estudo, seria recomendável diminuir sua rigidez, para se obter Forças Cortantes menores e garantir uma maior dissipação de energia durante o sismo. As resistências das peças poderiam ser menores, já que as solicitações seriam mais reduzidas.

Apesar do Procedimento Não Linear Estático Pushover permitir uma maior precisão e confiança na hora da definição sobre qual será o comportamento efetivo das estruturas, são necessárias mais informações do que as dos métodos usualmente usados. Sugere-se que à medida que uma seção é dimensionada, se registrem os valores de resistência em uma base de dados fácil de manipular. Sugere-se também que no caso de prédios submetidos à análise não linear, as lajes sejam substituídas por diafragmas rígidos.

7.4. Prosseguimento do estudo

A ausência da Análise Não Linear Geométrica nas considerações de análise do modelo desta Dissertação é a mais imediata questão a ser considerada. Ou seja, devem ser incluídos os efeitos de segunda ordem global na análise.

Como apenas as normas norte-americanas, europeias e poucas outras consideram o Pushover, faz-se indispensável divulgar este método, com a finalidade de disseminar a sua utilização.

Este trabalho deixou em aberto a possibilidade de se realizar uma Análise por Históricos no Tempo Não Linear, fazendo-se uma comparação com os resultados aqui apresentados. Como mostrado no Capítulo 5, para o caso particular do Eurocode 8, ainda existe a pendência de se avaliar tal método utilizando outro perfil de forças laterais, diferente do modo fundamental de vibração.

Também existe a necessidade de se fazer um estudo paramétrico, fazendo variar, principalmente, a taxa de armadura nas peças estruturais.

Outra opção interessante seria fazer uma comparação de resultados para os cinco métodos de cálculo mencionados até agora, em um prédio em Estrutura Metálica, de Estrutura Mista ou de outros materiais, locado em uma zona de risco sísmico similar.

O modelo criado neste trabalho traz uma incerteza muito conhecida sobre a modelagem do apoio do pilar parede (KAZAZ, 2013). Isto representa um verdadeiro desafio, criar um elemento bidimensional que seja capaz de representar de forma adequada a falha do pilar parede quando solicitado até o colapso. Na estrutura real, ele pode entrar em diversos tipos de ruptura (colapso por força axial, por força cortante, por momento fletor, por momento de torção ou pela combinação de vários destes). A plastificação das fibras mais extremas simultaneamente à condição puramente elástica na região interna são representações complexas que testam a viabilidade da sua utilização nos escritórios de projeto. Resta para os futuros interessados, descobrir qual é a melhor forma de se fazer esta modelagem.

A busca de uma forma de incorporar o Fator de Importância na Análise Pushover bem como a avaliação dos Coeficientes de Modificação de Resposta são estudos desejáveis a serem feitos no futuro.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASCE/SEI, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS / STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE, *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, VA, USA, 2010.

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

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 15421: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

ARAI, A., *Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos*. Dissertação de M. Sc., Escola Politécnica / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

ATC, APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1*. Redwood City, CA, USA, 1996.

CEN. COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings*. Union Européenne, 1998a.

CEN, COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. Union Européenne, 1998b.

CHEN, W. F., & HAN, D. J., *Plasticity for Structural Engineers*. New York: Springer-Verlag, first edition, 1988.

CHOPRA, A. K., *Dynamics of structures – Theory of Earthquake engineering*. Berkeley, Prentice Hall, fourth edition, 2012.

CLOUGH, R. W., & PENZIEN, J., *Dynamics of Structures*. Berkeley, Computers & Structures Inc., third edition, 2003.

DATTA, T., *Seismic Analysis of Structures*. Singapore, John Wiley & Sons, first edition, 2010.

ELNASHAI, A. S., & DI SARNO, L., *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Chichester, John Wiley & Sons Ltd., first edition, 2008.

FAJFAR, P., & GAŠPERŠIČ, P., The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 25, pp. 31-46. 1996.

IBRACON, Instituto Brasileiro do Concreto, *ABNT NBR6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação*. São Paulo, primeira edição, 2015.

ISE/AFPS, The Institution of Structural Engineers / Association Française du Génie Parasismique. *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*. London, first edition, 2010.

KAZAZ, İ., Analytical Study on Plastic Hinge Length of Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, v. 139, n° 1 , pp. 1938-1950, 2013.

MIDUVI, MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO E VIVIENDA, *NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas*. Quito, Ecuador, 2014a.

MIDUVI. MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO E VIVIENDA, *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador, 2014b.

MIDUVI, MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO E VIVIENDA, *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador, 2014c.

MORA, M. A., VILLALBA, J. D., & MALDONADO, E., Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de Análisis Sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, v.5, n°9, pp. 59-74. 2006.

NEWMARK, N. M., & HALL, W. J., *Earthquake Spectra and Design*. Berkeley, Earthquake Engineering Research Institute, first edition, 1982.

ORRALA, W. F., SANTOS, S. H., & SOUZA LIMA, S., Comparação de Resultados em Análise Sísmica - Métodos: Forças Horizontais Equivalentes, Espectro de Resposta e Histórico no Tempo. *Engenharia Estudo e Pesquisa / ABPE*, v. 16, nº2, pp. 30-39, 2016.

PINHO, R. *et. al.*, Evaluation of Nonlinear Static Procedures in the Assessment of Building Frames. *Earthquake Spectra*, v. 42, nº4, pp. 1459-1476. 2013.

SANTOS, S. H. C., Reliability Evaluation of the Eurocode EN 1990. Safety factors for Concrete Structures under Seismic Loads. *Structural Engineering International*, v. 19, nº2, pp. 180-183, 2009.

SANTOS, S. H. C. *et. al.*, Comparative study of some seismic codes for design of buildings. *16WCEE, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 2017.

SOFiSTiK AG. *Finite Element Software – SOFiSTiK version 14*. Hannover, Lower Saxony, Germany, 2014.

SOUZA LIMA & SANTOS, *Análise dinâmica das estruturas*. Rio de Janeiro, Ciência Moderna, primeira edição, 2008.

SOUZA LIMA, S., *Análise de Estruturas com Computadores*. Rio de Janeiro, Ciência Moderna, primeira edição, 2017.

SOUZA, P., *Análise de pórticos de concreto armado em condições sísmicas*. Dissertação de M. Sc., Escola Politécnica / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

SUCUOĞLU, H., & AKKAR, S., *Basic Earthquake engineering from seismology to analysis and design*. London, Springer, first edition, 2014.

TIMOSHENKO, S. P. & GERE, G. J., *Mecânica dos Sólidos - Volume 2*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, primeira edição, 1984.

WILSON, E. L., DER KIUREGHIAN, A. & BAYO, E. P., A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis. *The Journal of the International Association for Earthquake Engineering – Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v. 9, nº 2, pp 187-194, 1981.

9. SÍTIOS DA INTERNET

EPN, ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL – INSTITUTO GEOFÍSICO DEL ECUADOR. *Solicitud de datos*. Disponível em: <http://www.igepn.edu.ec/>, 2016.

U.S.G.S. UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. *Latest Earthquakes*. Disponível em: <https://earthquake.usgs.gov/>, 2017.