

**UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE
DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**

DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIA

Curso de Engenharia Civil

Juliano Oliveira da Silva

**A INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E
GEOMETRICA NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE
ELEMENTOS LINEARES DE CONCRETO ARMADO**

Ijuí/RS

2007

Juliano Oliveira da Silva

**A INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E
GEOMETRICA NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE
ELEMENTOS LINEARES DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia
Civil apresentado como requisito parcial para
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

**Ijuí
2007**

FOLHA DE APROVAÇÃO

Trabalho de conclusão de curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelos membros da banca examinadora.

Prof. Marco Antonio Silva Pinheiro, Dr. - Orientador

Banca Examinadora

Prof. Luciano Pivoto Specht, Dr
UNIJUÍ/DeTec

Prof. Denizard Batista Freita, Especialista
UNIJUÍ/DeTec

Dedico este trabalho aos meus pais, em especial a minha mãe que durante toda sua existência deu exemplo de perseverança, a minha noiva pela compreensão e carinho.

Agradeço a Deus, senhor da vida, aos professores e a Unijuí pela ótima estrutura proporcionada para realização da graduação, ao professor Marco Antonio Silva Pinheiro pela orientação, e a todos que de alguma maneira ajudaram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Este estudo visa avaliar a redistribuição dos esforços em elementos lineares de concreto armado sob o efeito da não linearidade física e geométrica. Foram simuladas seis hipóteses de carregamentos para uma estrutura com características geométricas semelhantes e elementos estruturais com dimensões idênticas. A análise estrutural foi realizada com o programa integrado de projeto e análise estrutural de concreto armado AltoQi Eberick V5 Master, através do qual foram introduzidos parâmetros de aproximação da rigidez dos elementos estruturais conforme NBR 6118:2003, sendo gerado diagramas de esforços solicitante e de deslocamento da estrutura. Analisou-se então a influência desses parâmetros na redistribuição dos esforços, observando a importância da não-linearidade física. Para as não-linearidades geométricas foram estudados os efeitos de 2ª ordem gerados na estrutura através da análise do acréscimo de carga ($P\Delta$) que faz parte do módulo master do programa utilizado, sendo comparado seus resultados com as estruturas analisadas sem a consideração deste efeito. Foi estudado também a relação do acréscimo de altura das estruturas com os efeitos não-lineares.

Consta-se a através do estudo que a não-linearidade está presente em todas as estruturas de concreto armado. Sua consideração na análise estrutural resulta em previsão do comportamento da estrutura próximo do real.

Palavras-chaves: redistribuição de esforços, não-linearidade física, não linearidade geométrica.

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1: Leis de tensão-deformação do agregado, pasta de cimento e do concreto.....	22
Fig. 2: Valores extremos da resistência do concreto da tração na flexão.....	24
Fig. 3: Leis de tensão-deformação simplificadas	27
Fig. 4: Relação elastoplástica perfeita – Ilustração para caso uniaxial	28
Fig. 5a: Viga retangular sob a ação de flexão simples	29
Fig. 5b: Estádios de fissuração	30
Fig. 5c: Viga retangular de concreto – Estádio II.....	30
Fig. 6: Influência do tempo em uma curva típica $\sigma_c \times \epsilon_c$	32
Fig. 7: Variação típica da rigidez a flexão E_{ci}	33
Fig. 8: Ação do empuxo sobre a estrutura	39
Fig. 9: Ação da retração nas lajes de concreto	40
Fig. 10: Efeito da fluência	40
Fig. 11: Exemplo de imperfeição global	41
Fig. 12a: Falta de retilinidade do pilar.....	42
Fig. 12b: Desaprumo do pilar	43
Fig. 13: Ação de protensão em uma viga de CA	44
Fig. 14: Estado limite último atingido – ruína da estrutura.....	47
Fig. 15a: Estado limite de serviço atingido – Trincas na alvenaria.....	48
Fig. 15b: Estado limite de serviço atingido – Mau funcionamento da estrutura	48
Fig. 16: Modelo Método Aproximado + Vigas contínuas.....	52
Fig. 17: Modelos Vigas + Pilares	53
Fig. 18: Modelo Grelha somente de vigas.....	53
Fig. 19: Modelo de Grelha de vigas e lajes	54
Fig. 20: Modelo estrutural pórtico plano	55
Fig. 21: Elemento linear com três graus de liberdade e suas ações.....	56
Fig. 22: Representação do pórtico espacial	57
Fig.23: Representação da barra espacial.....	57
Fig.24: Comportamento da estrutura na análise linear	
Fig. 25: Comportamento da estrutura não-linear.....	
Fig. 26: Características geométricas e arquitetônicas da estrutura.....	
Fig. 27: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura A linear	
Fig. 28: Pórtico unifilar dos momentos torsores da estrutura A linear.....	71

Fig. 29: : Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura A linear	72
Fig. 30: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura A linear	73
Fig. 31: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura A linear.....	74
Fig.32: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura A não-linear	76
Fig.33: Pórtico unifilar dos momentos torsões da estrutura A não-linear.....	77
Fig.34: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura A não-linear	78
Fig.35: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura A não-linear	79
Fig.36: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura A não-linear	80
Fig.37: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura B linear	82
Fig.38: Pórtico unifilar dos momentos torsão da estrutura B linear	83
Fig.39: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura B linear	84
Fig.40: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura B linear.....	85
Fig.41: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura B linear.....	86
Fig.42: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura B não-linear.....	88
Fig.43: Pórtico unifilar dos momentos torsão da estrutura B não-linear	89
Fig.44: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura B não-linear.....	90
Fig.45: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura B não-linear	91
Fig.46: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura B não-linear.....	92
Fig.47: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura C linear.....	94
Fig.48: Pórtico unifilar dos momentos torsão da estrutura C linear	95
Fig.49: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura C linear	96
Fig.50: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura C linear.....	97
Fig.51: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura C linear.....	98
Fig. 52: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura C não-linear.....	100
Fig.53: Pórtico unifilar dos momentos torsão da estrutura C não-linear	101
Fig. 54: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura C não-linear.....	102
Fig.55: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura C não-linear	103
Fig.56: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura C não-linear.....	104
Fig.57a: Gráfico comportamento do momento fletor negativo em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares.....	
Fig.57b: Gráfico do comportamento dos momentos fletores positivo em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura.....	107
Fig.58a: Gráfico do comportamento do momento torsão negativo em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura.....	108

Fig.58b: Gráfico do comportamento dos momentos torsores positivos em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	109
Fig.59a: Gráfico do comportamento dos esforços axiais (compressão) em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	110
Fig.59b: Gráfico do comportamento dos esforços axiais (tração) em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	110
Fig.60a: Gráfico do comportamento dos esforços cortantes negativos em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	111
Fig.60b: Gráfico do comportamento dos esforços cortante positivo em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	112
Fig.61: Gráfico dos deslocamentos gerados em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	113
Fig.62: Gráfico da estabilidade global em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares da estrutura	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação dos aços conforme sua ductibilidade.....	26
Tabela 2: Coeficiente Gama-Z - Estrutura A linear	74
Tabela 3: Gama –Z por combinação - Estrutura A linear.....	75
Tabela 4: Coeficiente Gama – Z - Estrutura A não-linear	80
Tabela 5: Gama – Z por combinação – Estrutura A não-linear	81
Tabela 6: Coeficiente Gama - Estrutura B linear	86
Tabela 7: Gama – Z por combinação – Estrutura B linear	87
Tabela 8: Coeficiente Gama – Z – Estrutura B não-linear	92
Tabela 9: Gama – Z por combinação – Estrutura B não-linear	93
Tabela 10: Coeficiente Gama – Z – Estrutura C linear	98
Tabela 11: Gama – Z por combinação – Estrutura C linear	99
Tabela 12: Coeficiente Gama – Z – Estrutura C não-linear	104
Tabela 13: Gama – Z por combinação – Estrutura C não-linear	105

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

b: Largura da seção retangular

CA: Concreto Armado

CBE: Comitê Europeu do Concreto

E: Módulo de elasticidade

E_{ci} : Módulo de elasticidade inicial

E_{cs} : Módulo de elasticidade secante

E_{ci} .I: Rigidez

EC-2: Eurocódigo 2

ELS: Estado limite de serviço

ELU: Estado limite último

f_c : Resistência a compressão do concreto

$f_{ct, ax}$: Resistência do concreto a tração simples (axial)

$f_{ct, fl}$: Resistência do concreto a tração na flexão

f_{ctm} : Valor médio da resistência à tração do concreto

$F_{k\text{sup}}$: valor característico da ação superior

$F_{k\text{inf}}$: valor característico da ação inferior

F_k : valor característico da ação

F_d : valor de cálculo da ação

h: Altura da seção retangular

I_c : Inércia da seção

kg/m³: quilo-grama por metro cúbico

kN/m³: quilo-newton por metro cúbico

LN: Linha neutra

MC-90: Código Modelo 90 do CEB

MEF: Método dos elementos finitos

$M_{\text{máx}}$: Momento máximo em que a peça de concreto pode sofrer antes do seu colapso

MPa: Mega pascal

m/s: metros por segundo

NLF: Não-linearidade física

NLG: Não-linearidade geométrica

σ_s : Tensão

ϵ_s : deformação

tf/m: tonelada força por metro

γ_z : coeficiente de estabilidade global da estrutura

γ_f : Coeficiente de ponderação das ações

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO	16
1.1 TEMA DA PESQUISA	16
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA	16
1.3 FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO.....	16
1.4 DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS	17
1.4.1 Objetivo geral	17
1.4.2 Objetivos específicos	17
1.5 JUSTIFICATIVA	17
1.6 SISTEMATIZAÇÃO DA PESQUISA.....	18
2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1 CONCRETO.....	20
2.1.1 Comportamento Mecânico	20
2.1.2 Deformações do Concreto	21
2.1.3 Leis Constitutivas do Concreto	22
2.2 AÇO.....	25
2.2.1 Propriedades do Aço para CA	25
2.2.2 Leis Constitutivas do Aço	25
2.3 CONCRETO ARMADO.....	28
2.3.1 Aderência entre o Aço e o Concreto.....	29
2.3.2 Leis Constitutivas do CA.....	31
2.3.3 Módulo de Elasticidade do CA.....	31
2.3.4 Rigidez a Flexão das Seções de CA	31
2.4 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO	34
2.4.1 Elementos Estruturais Lineares de CA.....	31
2.4.1.1 Vigas.....	34
2.4.1.2 Pilares	34
2.4.1.3 Tirantes	35
2.4.1.4 Arcos.....	35

2.5 NÃO-LINEARIDADE EM ESTRUTURAS DE CA	35
2.5.1 Não-Linearidade Física	35
2.5.2 Não-Linearidade Geométrica	36
2.6 AÇÕES EM ESTRUTURAS DE CA	37
2.6.1 Ações Permanentes	37
2.6.1.1 Ações permanentes diretas	38
2.6.1.2 Ações permanentes indiretas	39
2.6.2 Ações Variáveis	44
2.6.2.1 Ações Variáveis Diretas	44
2.6.2.2 Ações Variáveis Indiretas	45
2.6.3 Coeficientes de Ponderação das Ações	46
2.6.4 Estados Limites	46
2.7 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES EM ESTRUTURAS CA.....	49
2.7.1 Combinações Últimas.....	49
2.7.2 Combinações de Serviço	50
2.8 ANÁLISE ESTRUTURAL	50
2.8.1 Modelo Estrutural	50
2.8.2 Combinações de Modelos Estruturais	58
2.8.3 Tipos de Análise Estrutural	59
3.0 MÉTODOS E MATERIAIS	63
3.1 CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO	63
3.2 PLANO DE COLETA DE DADOS.....	63
3.3 MATERIAIS UTILIZADOS.....	65
4.0 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS E DIAGRAMAS DOS	
ESFORÇOS SOLICITANTES.....	66
4.1 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS	66
4.2 AÇÕES	66
4.3 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES	67
4.3.1 Modelagem das Estruturas	67
4.3.2 Análise Estrutural	67
4.4 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	68
4.5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	69

4.6 DIAGRAMAS DOS ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS	69
5.0 ANÁLISE DOS RESULTADOS	106
5.1 MOMENTOS FLETORES	106
5.2 MOMENTOS TORSORES	107
5.3 ESFORÇOS AXIAIS	109
5.4 ESFORÇOS CORTANTES	111
5.5 DESLOCAMENTOS	112
5.6 ESTABILIDADE GLOBAL (γ_z)	113
6.0 CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
6.1 CONCLUSÃO DO TRABALHO	115
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117
ANEXO A	119
ANEXO B.....	124

1.0 INTRODUÇÃO

1.1 TEMA DA PESQUISA

O tema da pesquisa é: Análise Estrutural.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Estudo da influência da não-linearidade física e geométrica nas estruturas de Concreto Armado (CA).

1.3 FORMULAÇÃO DA QUESTÃO DE ESTUDO

As questões que balizaram este estudo foram:

- a) Ocorrem ganhos significativos na redistribuição dos esforços com a consideração da não-linearidade física (NLF) e geométrica (NLG) da estrutura?
- b) É possível otimizar as peças estruturais de um projeto, em função da consideração da NLF e NLG?
- c) Qual influência da altura da edificação na NLF e NLG em uma estrutura de concreto armado?

1.4 DEFINIÇÃO DOS OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo geral

Identificar alterações nos esforços internos promovidos por efeitos não-lineares.

1.4.2. Objetivos específicos

- Simulações numéricas de carregamentos;
- Montagem e Análise de diagramas de esforços de um projeto arquitetônico existente em CA;
- Despertar a “sensibilidade” estrutural do pesquisador.

1.5 JUSTIFICATIVA

O atual contexto do desenvolvimento do país impulsionou os índices de crescimento da indústria da construção civil, em especial as edificações, sendo o concreto armado o sistema estrutural mais utilizado em nível nacional, predominante também na Região Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

A concorrência neste setor torna fundamental o estudo de produtos e sistemas que apresentem melhor desempenho na relação custo – benefício. Os sistemas estruturais são responsáveis por um percentual significativo do custo global das edificações. Para Goldman esse custo representa de 19% a 26% do custo total da obra.

Novas técnicas construtivas e o surgimento de novos materiais (Concreto de Alto Desempenho) permitem a construção de estruturas cada vez mais altas e conseqüentemente mais esbeltas, onde a não-linearidade é mais acentuada.

A consideração da não linearidade física e geométrica das estruturas de CA., fundamentada em métodos matemáticos complexos (Método dos Elementos Finitos - MEF) tornou-se viável devido ao desenvolvimento da informática. Justifica-se assim, a motivação para a possibilidade de obter-se ganhos significativos na redistribuição dos esforços e de otimizar as peças estruturais de um projeto, através da consideração da não-linearidade em uma análise estrutural, realizado com o auxílio de um software.

1.6 SISTEMATIZAÇÃO DA PESQUISA

O relatório dessa pesquisa é composto de seis capítulos, organizados de forma sistemática com o objetivo de obter-se uma melhor compreensão do estudo desenvolvido.

Neste primeiro capítulo é apresentado o tema da pesquisa, sua delimitação, a questão de estudo, os objetivos gerais e específicos e a justificativa.

No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica, que aborda os assuntos relacionados ao tema da pesquisa, tais como: concreto, aço, concreto armado, estruturas de concreto armado, análise estrutural, NLF e NLG.

No terceiro capítulo é descrita a metodologia utilizada na pesquisa, envolvendo a forma de coleta dos dados, os materiais utilizados e os procedimentos das simulações numérica dos carregamentos realizados e descrição de equipamentos e materiais usados.

O quarto capítulo é constituído do lançamento da estrutura e montagem dos diagramas resultante dos esforços obtidos em cada simulação numérica do carregamento.

O quinto traz uma a análise e comparação dos resultados gráficos.

O sexto e último capítulo diz respeito às considerações finais, onde são apresentadas as conclusões do trabalho e algumas sugestões de estudos para outros trabalhos de pesquisa.

2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo está apresentado o embasamento teórico da pesquisa, abordando assuntos como: concreto, aço, concreto armado, estrutura de concreto armado, não-linearidade em estruturas de concreto armado, ações em estruturas de concreto armado, combinação das ações em estrutura de concreto armado, análise estrutural.

2.1 CONCRETO

Conforme descreve Bauer (2000), o concreto é um material em constante evolução, sensível às alterações das condições ambientais, físicas, químicas, mecânicas, com reações lentas. A idade e a história do concreto condicionam as suas características e propriedades.

2.1.1 Comportamento Mecânico

Conforme Khouri (2001), o concreto tem suas características mecânicas influenciadas pelo tipo e intensidade da sollicitação, sofrendo alterações significativas ao longo do tempo.

Segundo Pituba e Proença (2005) o comportamento não-linear do concreto, observado mesmo em pequenos níveis de tensão, é influenciado pela microfissuração inicial e pela sua propagação ao longo do processo de carregamento.

O concreto antes de qualquer carregamento já apresenta micro fissuras resultantes dos fenômenos de retração e liberação que ocorrem no processo de cura.

O concreto é um material bastante complexo que já apresenta, mesmo antes da aplicação de carregamento, inúmeras microfissuras. Essas microfissuras são resultantes do fenômeno de retração e da liberação de calor, que ocorre na fase inicial da cura. Com a aplicação do carregamento, essas microfissuras se propagam,

conferindo ao concreto, mesmo em baixos níveis de tensão, comportamento não linear. (STRAMANDINOLI, 2007, pg.21).

A característica principal do concreto é sua baixa resistência à tração se comparada a sua resistência à compressão, por isso, as estruturas de concreto já apresentam fissuras em pequenos carregamentos, acarretando na redução da rigidez da estrutura e modificação nas distribuições das tensões. (STRAMANDINOLI, 2007).

O concreto apresenta diferentes características mecânicas de acordo com a solitação a qual é submetido. Comporta-se como material frágil quando submetido a tensões de tração e apresenta característica de ductibilidade sob estado de tensões de compressão (OLIVEIRA, 2001).

2.1.2 Deformações do Concreto

As deformações no concreto são classificadas em:

- Deformações elásticas: A deformação elástica trata do comportamento puramente elástico do concreto, que só acontece no caso de tensões baixas e de curta duração, o módulo de elasticidade (**E**) é determinado através do incremento reiterado de carga de curta duração. Por ser o concreto um material heterogêneo, a natureza dos agregados, o traço do concreto e o fator água-cimento tem grande influência no valor de **E** (LEONHARDY E MÖNNIG, 1977)
- Deformações plásticas independentes do tempo: As deformações plásticas ocorrem devidas às cargas elevadas de curta duração e não desaparecem totalmente com a retirada da carga (NBR 6118, 2003).
- Deformações dependentes do tempo: As deformações dependentes da fluência e retração são as alterações de volume que o concreto sofre com a influência do clima (ar, água), essas deformações são retração e expansão, que independem do carregamento, já a

deformação lenta e a relaxação são fenômenos que dependem do tempo e ao mesmo tempo dependem das cargas e das deformações.

A deformação lenta é o aumento de uma deformação com o tempo sob a ação de cargas e de tensões permanentes. A diminuição de certa tensão inicial, em um comprimento mantido constante, é denominada relaxação. (LEONHARDY E MÖNNIG, 1977,p.22).

2.1.3 Leis Constitutivas do Concreto

- Concreto em Compressão Uniaxial: o concreto é um material heterogêneo composto por duas fases (Conforme Figura 1), o agregado graúdo e a matriz (ou pasta) de cimento e areia, sendo que as essas fases têm isoladamente um comportamento frágil e de resposta linear. Atuando em conjunto o material heterogêneo tem respostas não-lineares, apresentando na compressão uniaxial um comportamento dúctil (BUCHAIM, 2001).

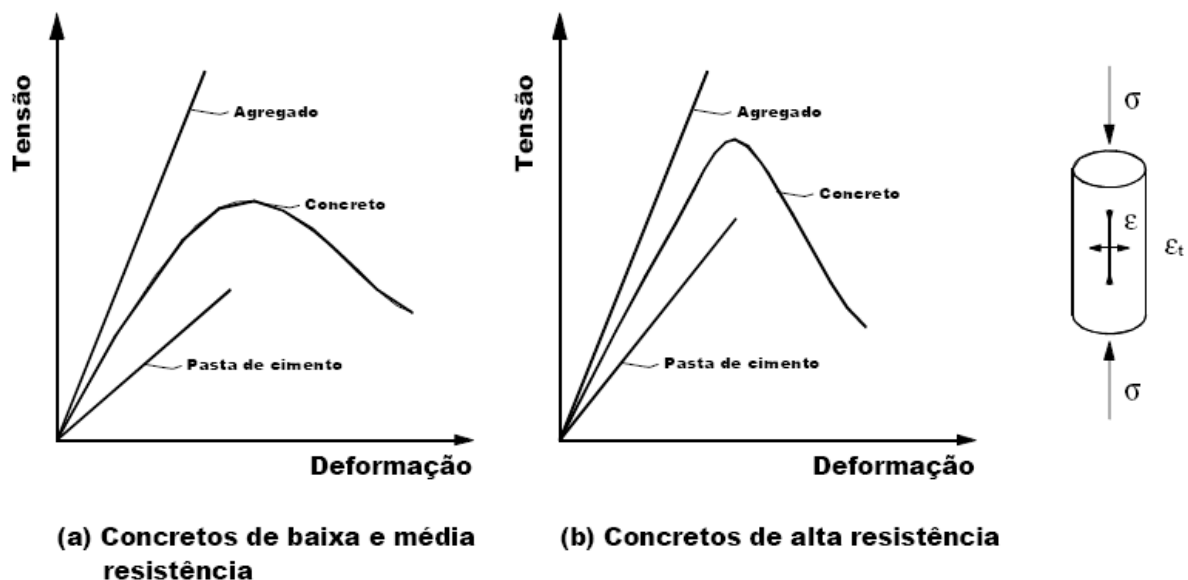


Figura 1: Leis tensão-deformação do agregado, da pasta de cimento e do concreto.(cf. FIP/CEB, Bull. 197(190)).
Fonte: Adaptado de Buchain (2001)

Para Buchain (2001), o módulo de elasticidade E pode ser tomado pelas equações, igual

a:

$$E = 1800 + 400 f_c \quad (\text{em MPa}) \quad (1)$$

Onde f_c = resistência do concreto a compressão uniaxial

E pela MC-90

$$E = E_{ci} + 10^4 \times f_c \quad (\text{em MPa}) \quad (2)$$

Onde E_{ci} = Módulo de elasticidade inicial do concreto

- Concreto em Tração Uniaxial: Para Buchain (2001) a resistência à tração é uma característica mecânica atuante nos diferentes fenômenos que ocorrem no CA (formação de fissuras, aderência entre concreto e armadura e ancoragem das barras). A descrição completa do comportamento mecânico à tração é feita por meio do conceito de Mecânica de Fraturas.

A Mecânica de Fraturas, para os estados de tração, considera comportamento elástico linear até o início da plastificação. Apartir deste limite, o concreto apresenta característica de encruamento positivo até que seja atingida a ruptura. Nos estados compressivos, a capacidade última é determinada pelo esmagamento do concreto em razão da deformação plástica excessiva (OLIVEIRA, 2001).

- Resistência à Tração do Concreto na Flexão Simples: Para Buchain (2001), a resistência à tração do concreto na flexão simples é maior que a resistência à tração simples. Em uma seção retangular de dimensões $b \times h$, a resistência é definida pela equação :

$$f_{ct, fI} = \frac{6 M_{max}}{bh^2} \quad (3)$$

onde:

M_{max} é o momento máximo que a peça de concreto simples pode sofrer antes do seu colapso.

$f_{ct, fI}$ é a resistência do concreto a tração na flexão.

As Figuras 2a e 2b demonstram o comportamento de diferentes tipos de concreto.

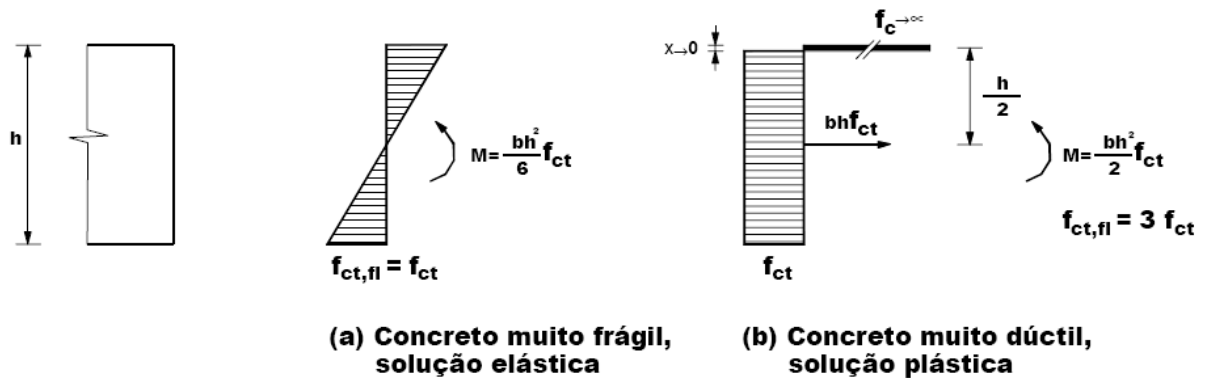


Figura 2: Valores extremos da resistência do concreto da tração na flexão.
Fonte: Adaptado de Buchain (2001)

Através do comportamento dos dois concretos distintos (Fig.2 a e b), pode-se constatar a variação da resistência do concreto. Buchain (2001) descreve que o Eurocódigo 2 estabelece os valores médios desses extremos conforme a equação seguinte:

$$f_{ct,fl} = 2f_{ct,ax} \quad \text{em Mpa} \quad (4)$$

Onde:

$f_{ct,ax}$ é a resistência do concreto a tração simples (axial)

Na NBR 6118 (2003), item 7.1.5. adota valor diferente segundo as equações:

$$f_{ct,fl} = (1/0,7) = 1,43f_{ct} \quad \text{em Mpa} \quad (5)$$

O valor médio de resistência à tração do concreto (f_{ctm}), é dado tanto na E-2 como na NBR 6118 (2003), pela equação :

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{em Mpa} \quad (6)$$

onde: f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão aos 28 dias

- Concreto na Flexão: A lei constitutiva da tensão x deformação (σ_s x ϵ_c) do concreto na flexão é objeto de estudo da Mecânica da Fratura. Existe uma região de localização da deformação que afeta o ramo descendente desta lei. Este problema depende da distribuição espacial das deformações, expansão volumétrica da zona de compressão onde há a localização da deformação, depende da geometria e da altura da seção transversal, da profundidade da linha neutra (LN) e da distribuição da armadura transversal (estribos). Devido à dificuldade de uma lei precisa que considere os valores mencionados, adotam-se duas leis constitutivas para o concreto em flexão: parábola-linear, lei de Grasser (BUCHAIN, 2001).

2.2 AÇO

Os aços usados para armaduras de elementos estruturais de CA diferenciam-se por:

- qualidade: limite de escoamento, resistência à tração, alongamento e ruptura;
- conformação superficial: lisa, laminado áspero, nervurada;
- tipo de fabricação: laminado de dureza natural, não-tratado, deformado a frio.

2.2.1 Propriedades dos Aços para C.A.

As principais propriedades são: características de resistência e propriedades de deformação.

- Resistência à Tração : É determinada pelo limite de escoamento, porém quando se tratar de aço sem limite de escoamento definido, é determinado pelo limite de alongamento. (LEONHARDY E MÖNNIG, 1977).

- Resistência a Fadiga: Nos aços para concreto a resistência à fadiga é determinada por uma resistência-limite ou pela resistência a oscilações repetidas após 2×10^6 ciclos de cargas à tração, pois as solicitações de tração e compressão alternadas raramente ocorrem. A resistência a fadiga é bem menor se comparada resistência determinada para carregamentos únicos de curta duração. (LEONHARDY E MÖNNIG, 1977).
- Propriedades de Deformação: Na caracterização da capacidade de deformação do aço, determina-se o alongamento de ruptura δ_{10} , que é medido como alongamento permanente de um trecho de comprimento 10 diâmetro externo (d_e) através de ensaios de tração (LEONHARDY E MÖNNIG, 1977).

2.2.2 Leis Constitutivas do Aço

O aço pode ser classificado pela sua característica de ductibilidade, sendo a ductibilidade a capacidade de dissipação de energia por deformações plásticas a ruptura. A energia dissipável por unidade de volume é dada pela área da curva $\sigma_s \times \epsilon_s$ até a ruptura da barra ensaiada.

Na tabela abaixo estão os parâmetros exigidos na classificação de acordo com ductibilidade, de acordo com a NBR 7480/1996, o Eurocódigo 2 e o MC-90, respectivamente (BUCHAIN, 2001).

Tabela 1: Classificação dos aços conforme sua ductibilidade

NBR 7480/1996				Eurocódigo 2			MC-90		
Categoria	$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$	Along. em 10 diâmetros	ϵ_{suk}	Ductilidade	$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$	ϵ_{suk}	Classe	$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$	ϵ_{suk}
CA-50	$\geq 1,10$	$\geq 8\%$	$\geq 8,275\%$	Alta	$>1,08$	$>5\%$	A	$\geq 1,08$	$\geq 5\%$
CA-60	$\geq 1,05$	$\geq 5\%$	$\geq 5,33\%$	Normal	$>1,05$	$>2,5\%$	B	$\geq 1,05$	$\geq 2,5\%$
CA-25	$\geq 1,20$	$\geq 18\%$	$\geq 18,15\%$				S	$\geq 1,15$	$\geq 6\%$

Fonte: Adaptado de Buchain (2001).

De acordo com o valor característico da resistência de escoamento, as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60. (NBR 7480/1996).

Em projeto, são feitas as idealizações de $\sigma_s (\epsilon_s)$ mostradas na figura abaixo, dependendo do grau de refinamento da análise. (BUCHAIN, 2001).

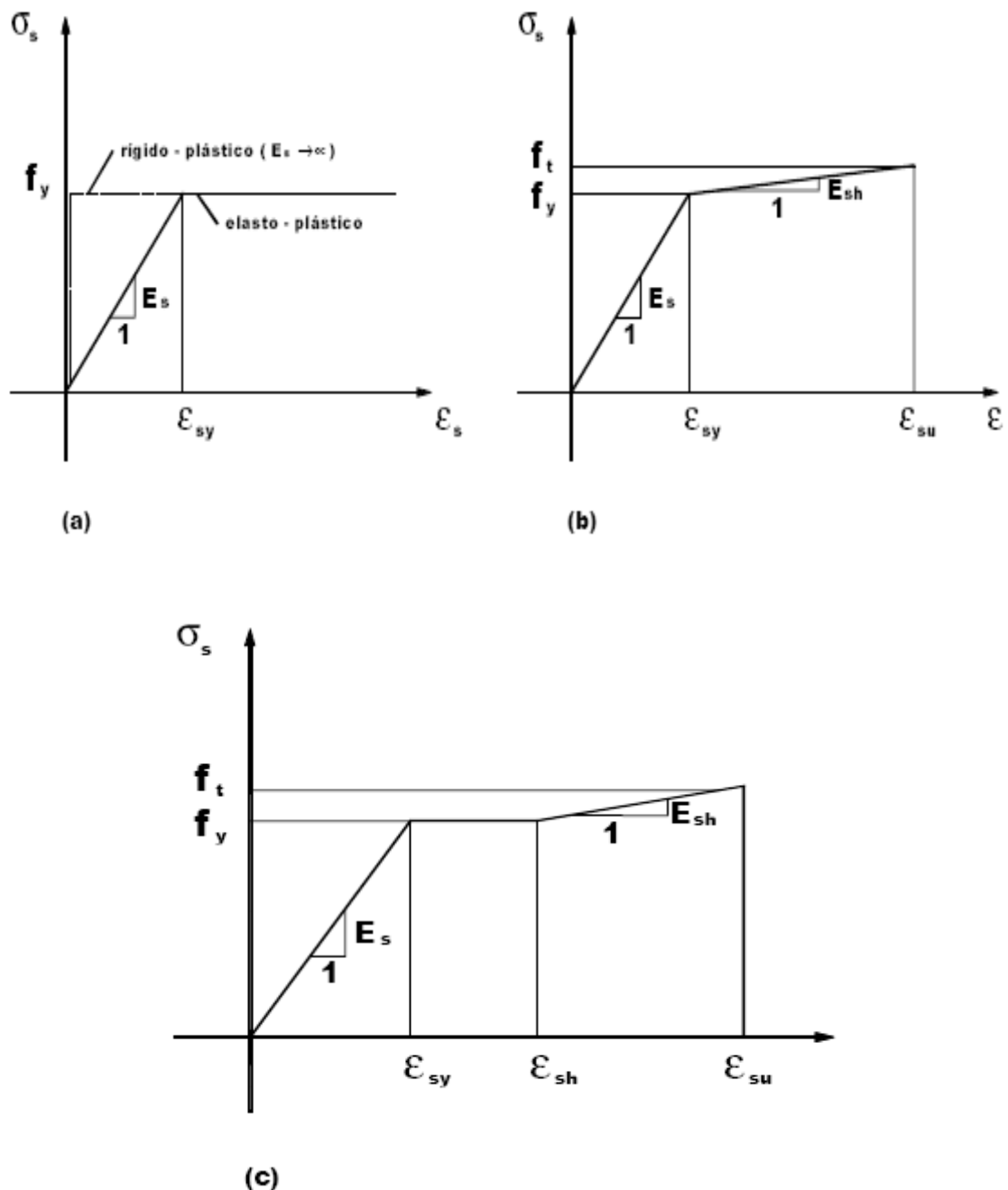


Figura 3: Leis tensão-deformação simplificadas.
Fonte: Adaptado de Buchain (2001)

O aço empregado na construção civil representa um exemplo clássico de material dúctil, pois apresenta um patamar de escoamento bem definido, apresentando um comportamento equivalente tanto na tração como na compressão. Assim o modelo elastoplástico é o mais indicado para representar o seu comportamento mecânico. Porém as armaduras em estruturas de C.A. são formadas por barras discretas, então se sugere que o modelo indicado para modelagem das armaduras seja o elastoplástico uniaxial. Este modelo é caracterizado por um comportamento elástico linear até que seja atingida a tensão de escoamento. Apartir deste limite o material perde a capacidade de absorver acréscimo de deformações, como mostra a Figura 4 (OLIVEIRA, 2001).

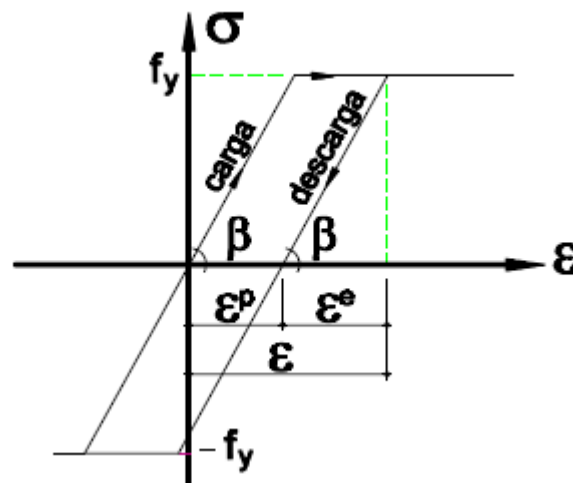


Figura 4 – Relação Elastoplástica perfeita – ilustração para o caso uniaxial
Fonte: Adaptado de Oliveira (2001)

2.3 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um material de construção composto, no qual a ligação entre o concreto e a armadura de aço ocorre devida à aderência do cimento e efeitos de natureza mecânica, sendo que a armadura de aço resiste aos esforços de tração que surgem nas peças submetidas à flexão ou a tração. O concreto possui alta resistência à compressão e baixa resistência à tração, por isso a armadura deve ser disposta na zona de tração nas peças estruturais de concreto armado (LEONARDT&MÖNNIG, 1972).

2.3.1 Aderência entre Aço e Concreto

Segundo Leonhardy e Mönnig (1977), o CA deve suas boas características de material de construção à aderência entre o concreto e as barras da armadura. Através da aderência, garante-se que o alongamento das barras da armadura sejam iguais as das fibras do concreto que as envolvem. Dessa maneira o aço absorve os esforços ocasionados pela tração, mantendo pequenas as fissuras no concreto. O CA apresenta dois estádios:

- Estádio I – o concreto não está fissurado na zona tracionada e absorve as forças de tração, as tensões de flexão podem ser calculadas pelo momento de inércia da seção ideal.
- Estádio II – o concreto está bastante fissurado na zona tracionada, as forças de tração devem ser totalmente absorvidas pela armadura. A seção efetiva é constituída apenas pela zona de compressão e pelas barras de aço.

A Figura 5 (a, b, c) mostra exemplo de uma viga retangular sob flexão simples, e seus estádios.

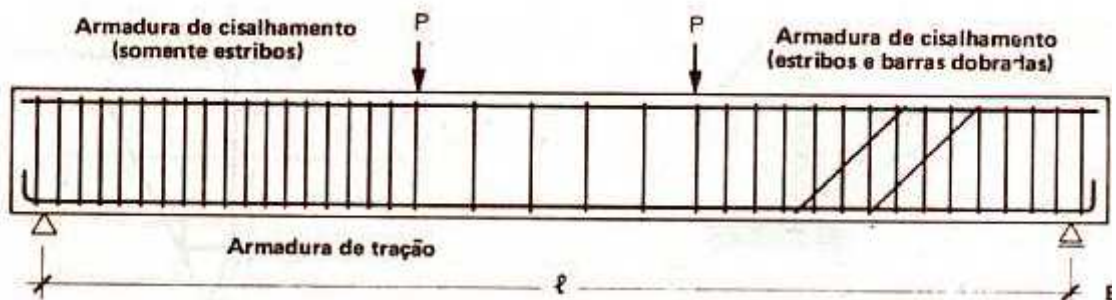


Figura 5.a: Viga retangular sob ação de flexão simples.
Fonte: Adaptado de LEONARDT&MÖNNIG (1972).

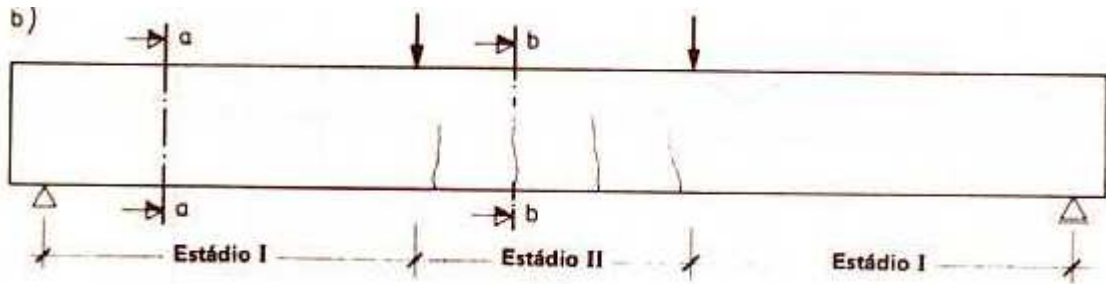


Figura 5.b: Estádios de fissuração
Fonte: Adaptado de LEONARDT&MÖNNIG (1972).

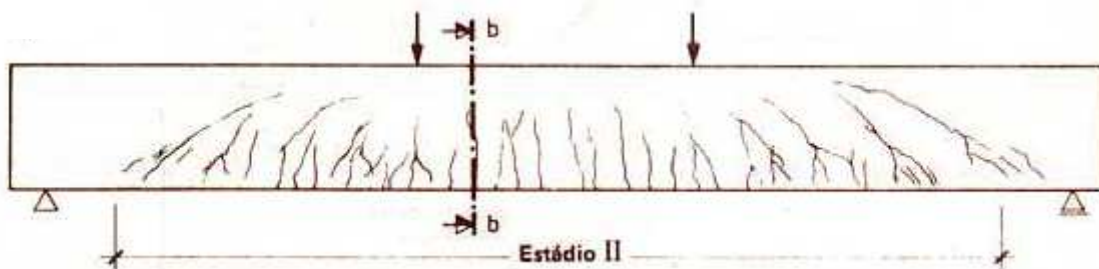


Figura 5.c: Viga retangular de concreto - Estádio II
Fonte: Adaptado de LEONARDT&MÖNNIG (1972).

A aderência entre o aço e o concreto pode ser:

- Aderência por adesão: Existe uma colagem entre o aço e a nata de cimento. Este efeito depende da rugosidade e limpeza da superfície da armadura. E, por si só, não é suficiente para uma boa aderência, pois com pequenos deslocamentos pode ser destruído.
- Aderência por atrito: Quando rompida a adesão, aparece a resistência de atrito entre o aço e o concreto, desde que existam tensões transversais a armadura (cargas, retração, expansão).
- Aderência Mecânica: É a formação de “consolos de concreto” resistente ao corte antes que as barras de aço deslizem no concreto. Obtém esse tipo de ligação através de nervuras. O valor da resistência por aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância livre entre elas, G.Rehm (1956) apud Leonardt & Mönnig (1972).

2.3.2 Leis Constitutivas do CA

O concreto armado sendo um material híbrido, a aplicação das relações elastoplásticas no seu comportamento mecânico só pode ser efetuada no âmbito dos momentos fletores e da curvatura desses diagramas. O comportamento dos materiais (aço e concreto) deve obedecer a um único modelo constitutivo, elaborado de acordo com as características mecânicas de ambos os materiais e na geometria da seção transversal (OLIVEIRA, 2001)

2.3.3 Módulo de Elasticidade do CA

A caracterização do módulo de elasticidade do concreto apresenta um elevado grau de complexidade por se tratar de um material heterogêneo. Pois enquanto num material homogêneo o módulo de elasticidade a tração é igual ao de compressão (teoria convencional), no concreto, o limite elástico e a resistência à ruptura são cerca de 10 vezes maior na compressão em relação à da tração. Atingida a tensão máxima admissível, o concreto começa a experimentar um regime de comportamento instável.

Em escala macroscópica da seção de concreto armado, a fluência afeta significativamente o bloco comprimido. O módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é consideravelmente mais variável que a resistência à compressão f_c , mesmo para cargas de curta duração. No lado tracionado, existe fissuração nas regiões de altos momentos fletores, enquanto nas regiões onde os momentos fletores são baixos o concreto pode permanecer íntegro. Então pode se dizer que o E_{cs} a tração é o mesmo da compressão quando a magnitude das tensões é baixa, mas reduz fortemente para tensões próximas dos níveis de fissuração. Tanto na tração como na compressão, o módulo de elasticidade real varia, não só com a magnitude das tensões entre as fibras externas, mas também ao longo da barra fletida. A fluência e a retração reduzem o módulo de elasticidade à compressão e amplificam o deslocamento da barra ao longo de um período de tempo efetivo, conforme ilustrado na Figura abaixo. (KHOURI,2001).

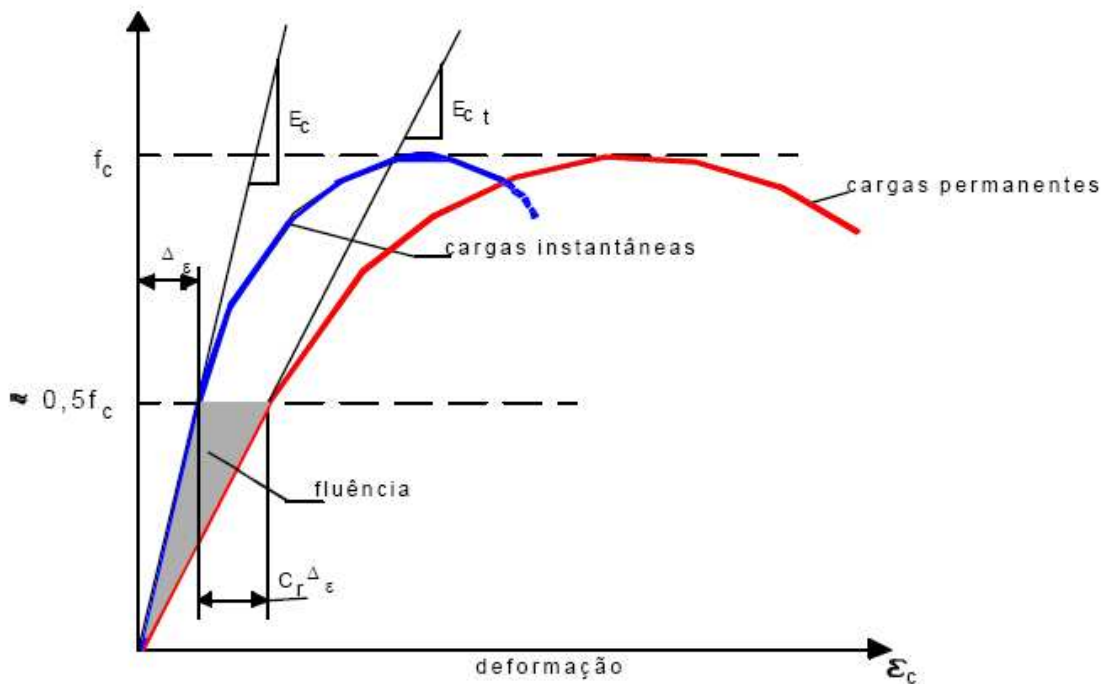


Figura 6: Influência do tempo em uma Curva Típica de $\sigma_c \times \epsilon_c$
 Fonte: Khouri (2001).

2.3.4 Rigidez a Flexão das Seções de CA

É uma complementação do módulo de elasticidade. A rigidez à flexão $E_c I$ depende da inércia da seção. O momento de inércia mesmo em seções constantes, varia ao longo do vão. Quando as deformações e a não-linearidade geométrica (NLG) são relevante, os valores absolutos do módulo de elasticidade (E) e da inércia da seção (I_c) devem ser determinados. A rigidez $E_c I$ varia de acordo com a magnitude do momento fletor. Em geral, como se pode observar na Figura 7, é maior para um nível baixo de carga. O momento de inércia da seção fissurada transformada cresce proporcionalmente a taxa de armadura. Seções com altas taxas de armadura ou submetidas a uma compressão axial alta, devem apresentar mudanças mais suaves na $E_c I$ do que aquela com baixas taxas de armaduras ou submetidas apenas a flexão [BRANSON(1972)] apud Khouri (2001).

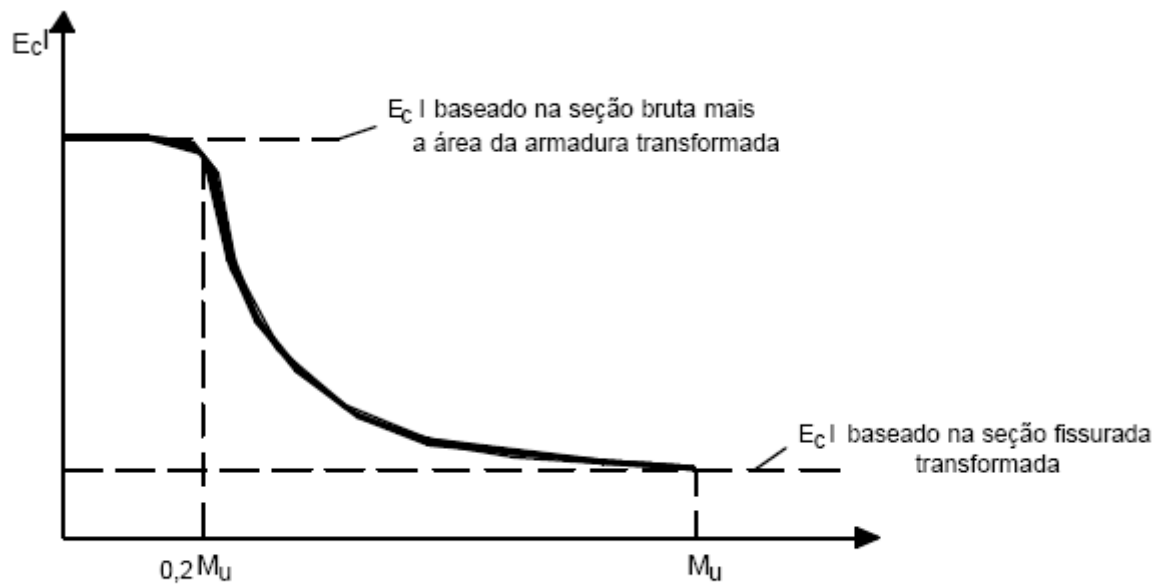


Figura 7: Variação Típica da Rigidez a Flexão $E_c I$
 Fonte: Adaptado de Khouri (2001)

Na tentativa do uso de processos de simplificação para avaliação dos efeitos de segunda ordem, alguns valores de $E_c I$ são sugeridos por normas estruturais com a intenção de modelar o comportamento não linear do concreto e do aço (KHOURI, 2001).

Alguns valores de $E_c I$ para computar os efeitos não-lineares são dados pelas equações :

- MACGREGOR & HAGE (1977) apud Khouri (2001):

a) $0,4 E_c I_g$ (viga) (7)

b) $0,8 E_c I_g$ (pilar) (8)

- VASCONCELOS & FRANCO (1991) apud Khouri (2001):

a) $0,5 E_c I_g$ (viga) (9)

b) $0,8 E_c I_g$ (pilar) (10)

2.4 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

2.4.1 Elementos Estruturais Lineares CA

São elementos, em que o comprimento longitudinal, supera no mínimo em três vezes a maior dimensão da seção transversal, também denominados barras.

2.4.1.1 Vigas

Vigas são elementos lineares horizontais, pertencentes ao plano do pavimento, com eixo reto e seção constante em cada tramo. Nas vigas a flexão é o esforço preponderante, sendo também dimensionadas ao esforço cortante, torção, flexo-compressão reta e flexo-tração reta. (BANKI, 2004).

Conforme a NBR 6118 (2003) as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante.

Para Rocha (1985), as vigas são elementos estruturais responsáveis por receber as cargas das lajes e transmitir aos pilares. Vigas principais podem receber cargas transmitidas por vigas secundárias.

2.4.1.2 Pilares

Os pilares são elementos lineares verticais, com eixo reto e considerado com seção constante ao longo da altura, são dimensionados a esforços de flexo-compressão reta ou oblíqua.

Segundo NBR 6118 (2003), os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Rocha (1985), afirma que os pilares são apoios verticais usados para transmitir as cargas de cada pavimento ao solo. Os pilares também recebem os momentos resultantes das ligações com as vigas.

Banki (2004) relata que como condição básica, os pilares são calculados sem a consideração das cargas aplicadas ao longo da barra.

2.4.1.3 Tirantes

A NBR 6118 (2003) classifica os tirantes como elementos lineares em que as forças normais são preponderantes.

2.4.1.4 Arcos

Na NBR 6118 (2003) os arcos são definidos como elementos lineares curvos em que as forças normais de compressão são preponderantes, agindo ou não simultaneamente com esforços solicitantes de flexão, cujas ações estão contidas em seu plano.

2.5 NÃO-LINEARIEDADE EM ESTRUTURAS DE CA

2.5.1 Não-Linearidade Física do CA

A não-linearidade física (NLF) ocorre devido ao fato do material não apresentar a relação tensão-deformação linear, além de alterações em suas propriedades quando submetido a diferentes níveis de carga, segundo estudo realizado por Pinto (2002) as reduções de rigidez recomendadas pela NBR encontram-se a favor da segurança para pórticos de até 13 pavimentos.

Conforme Soranio e Lima (2004), diz-se comportamento físico não linearidade quando os materiais que constituem a estrutura apresentam diagrama tensão-deformação não linear.

Para Khouri (2001), a não-linearidade física (NLF), refere-se à resposta não-linear dos materiais que constituem a estrutura. O concreto, assim como os materiais que o compõem, tem esse comportamento.

Stramandinoli (2007), define em seus estudos que a não-linearidade física (NLF) das estruturas de C.A. caracteriza-se pela fissuração do concreto tracionado, escoamento do aço e a plastificação do concreto comprimido.

2.5.2 Não - Linearidade Geométrica

Para Khouri (2001), a não-linearidade geométrica (NLG), se refere às mudanças de geometria devido aos seus deslocamentos.

Segundo Stramandinoli (2007), quando os deslocamentos da estrutura são significativos de maneira que as equações de equilíbrio devam ser formuladas para a configuração deformada, a estrutura apresenta um comportamento não-linear geométrico relevante. Os efeitos da nova formulação são chamados efeitos de 2ª ordem.

2.6 AÇÕES EM ESTRUTURAS DE CA

Em uma análise estrutural devem ser consideradas todas as ações que irão produzir efeitos significativos na estrutura. Tais ações não são necessariamente cargas externas aplicadas diretamente, podem ser, por exemplo, característica do material, ou da construção da estrutura, que geram esforços adicionais (KIMURA, 2007).

A NBR 6118 (2003), orienta que a análise estrutural deve considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura estudada, analisando os possíveis estados limites de último e de serviço que serão estudados mais adiante.

De acordo com a NBR 8681, as ações podem ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. Em cada tipo de estrutura, as ações devem ser consideradas respeitando suas peculiaridades.

2.6.1 Ações Permanentes

As ações permanentes são aquelas que atuam com valores constantes durante toda a vida da estrutura. Ações que crescem no decorrer do tempo, que possuem um valor limite constante também podem ser consideradas permanentes. (NBR 6118:2003)

Conforme Kimura (2007) ações permanentes são aquelas que entram e ficam para sempre na estrutura. São exemplos: peso próprio, peso dos elementos construtivos (alvenaria, revestimentos, etc), empuxos permanentes, retração do concreto, fluência do concreto, deslocamento de apoio, imperfeições geométricas e protensão. As ações permanentes ainda são classificadas em diretas e indiretas. O quadro 1 abaixo traz a classificação das ações permanentes diretas e indiretas.

Quadro 1 – Classificação das ações permanentes

AÇÕES PERMANENTES	
DIRETA	INDIRETA
Peso Próprio	Retração
Empuxo	Fluência
Elementos Construtivos	Recalques
Instalações Permanentes	Imperfeições Geométricas
	Protensão

2.6.1.1 Ações permanentes diretas

São ações constituídas pelo peso dos elementos da estrutura, elementos construtivos e instalações permanentes.

- Peso Próprio: nas estruturas correntes, se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo pode se adotar para concreto simples o valor de 2.400 kg/m³ e para concreto armado 2.500 kg/m³. Concretos especiais devem ter sua massa específica determinada experimentalmente em cada caso (NBR 6118:2003).
- Peso dos Elementos Construtivos Fixos e Instalações Permanentes: As massas específicas dos materiais de construção usuais devem ser avaliadas conforme os valores expressos na NBR 6120. Os pesos das instalações permanentes devem ser informados por seus respectivos fornecedores (NBR 6118:2003).
- Empuxos Permanentes : Conforme a NBR 6118 (2003) são considerado como permanente os empuxos de terra (solo) e outros materiais granulares que não possam ser retirados. Devem ser considerados os valores característicos da ação superior ou inferior ($F_{k.sup}$ ou $F_{k.inf}$) com base na NBR 8681.

Para Kimura (2007), o empuxo permanente é uma ação muito comum nos subsolos de edifícios. A Figura 8 traz uma representação de um empuxo atuando em uma edificação.

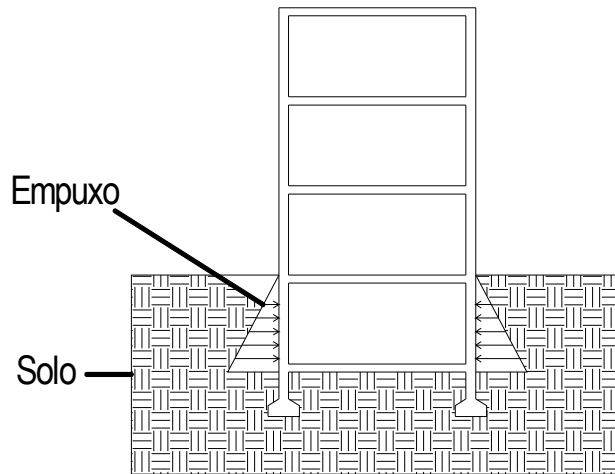


Figura 8: Ação do empuxo sobre a estrutura

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

2.6.1.2 Ações Permanentes Indiretas

Conforme a NBR 6118 (2003), as ações permanentes indiretas são compostas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos dos apoios, imperfeições geométricas e protensão.

- **Retração do Concreto**: Para Kimura (2007), a retração do concreto é a diminuição no volume de um elemento, ocasionado pela saída da água do concreto, provocando o surgimento de deformações e esforços adicionais na estrutura, sendo mais significativa em elementos de dimensões expressivas, como em grandes painéis de lajes. A Figura 9 traz uma representação da retração em um painel de laje.

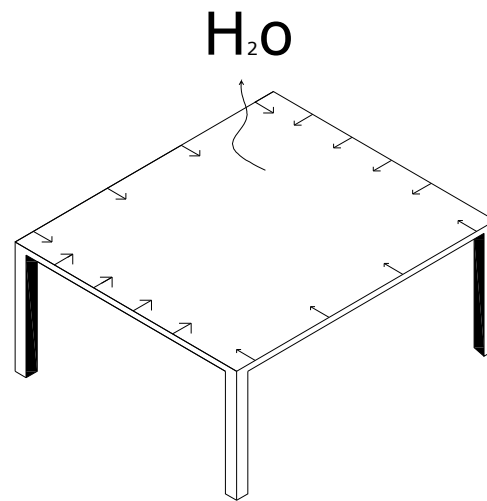


Figura 9: Ação da retração nas lajes de concreto

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Fluência do Concreto: a fluência do concreto é o aumento das deformações do concreto, que ocorrem ao longo do tempo, em razão da aplicação de ações permanentes (Figura 10).

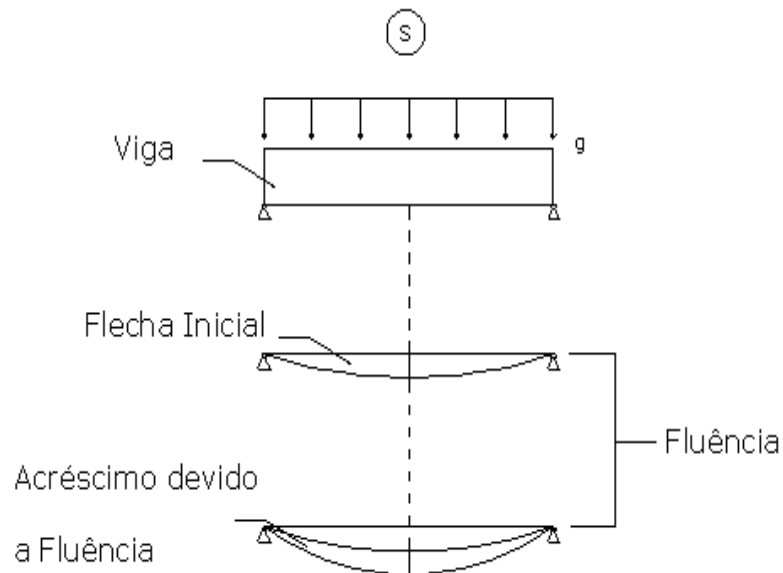


Figura 10: Efeito da Fluência

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Deslocamento de apoio: A NBR 6118 (2003) define que os deslocamentos dos apoios somente devem ser considerados quando gerarem esforços significativos

em relação ao conjunto das outras ações. Isto significa que, quando a estrutura for hiperestática e muito rígida.

- Imperfeições Geométricas: Para Kimura (2007) toda estrutura de concreto armado quando executado em um canteiro de obra, está sujeita ao aparecimento de desvios geométricos. As imperfeições geométricas são inevitáveis e aleatórias, podendo ser grandes ou pequenas, portanto é uma premissa que deve ser sempre considerada em uma análise estrutural .

Na análise do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais descarregados. As imperfeições geométricas podem ser globais e locais (NBR 6118:2003).

- Imperfeições Geométricas Globais: Kimura (2007) relata que as imperfeições globais se referem à estrutura com um todo. É como se toda a estrutura ficasse inclinada para um dos lados, ocasionando o surgimento de esforços adicionais devido à atuação simultânea de cargas horizontais, conforme a Figura 11.

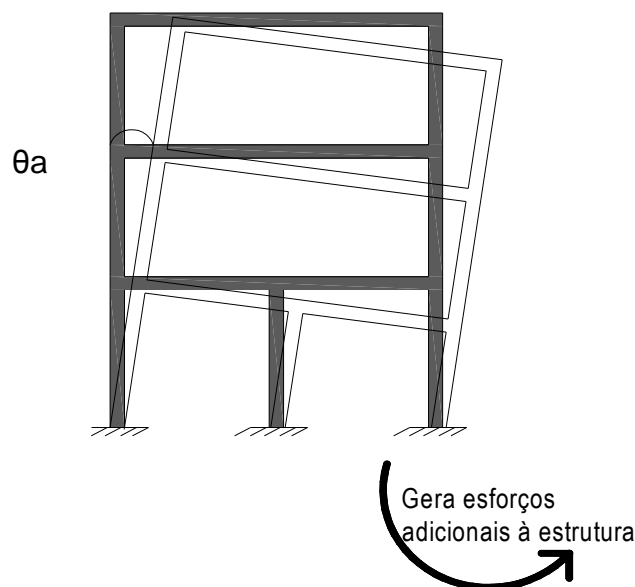


Figura 11: Exemplo de Imperfeição Global

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

Para NBR 6118 (2003), a ação do desaprumo não deve necessariamente ser superposta a ação do vento. Entre as duas situações deve ser considerada apenas a mais desfavorável, que pode ser definida através da que ocasiona o maior momento total na base da estrutura.

Kimura (2007) afirma que a predominância da ação do desaprumo em função da ação do vento ocorre nas estruturas baixas com cargas verticais elevadas ou em estruturas com face pouca exposta ao vento. Nas estruturas usuais, normalmente o vento é predominante.

- Imperfeições Geométricas Locais: As imperfeições geométricas locais, referem-se a um determinado ponto da estrutura. Por exemplo, um desvio geométrico num lance de pilar que resulta em um esforço adicional devido a atuação simultânea da carga vertical. As Figuras 12a e 12b, mostram exemplos dessas ações (KIMURA, 2007).

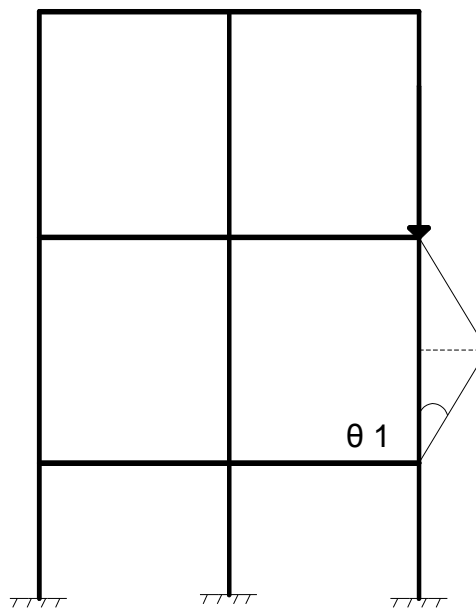


Figura 12a: Falta de retinidade no pilar

Fonte: Adaptado de Kimura

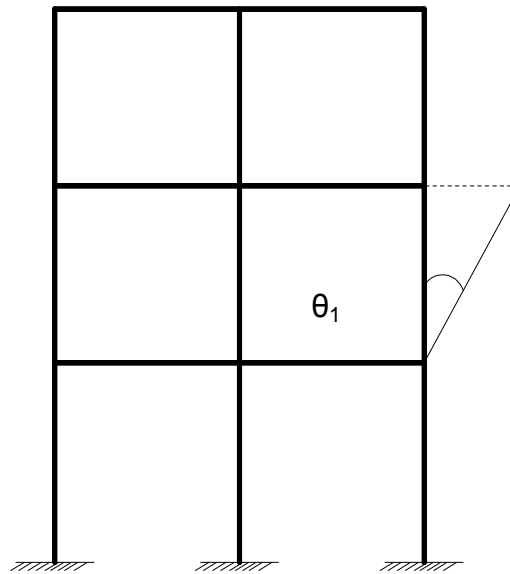


Figura 12b: Desaprumo do pilar

Fonte: Adaptado de Kimura 2007

A NBR 6118 (2003), admite que em casos usuais, apenas a consideração da falta de retilineidade ao longo do lance do pilar já é suficiente.

- Protensão: Kimura (2007) relata que a protensão é uma ação provocada pela transferência de forças de uma armadura sob tensão para o elemento estrutural, sendo usual em estruturas de concreto armado o uso de vigas ou lajes protendidas. A Figura 13 mostra o comportamento de uma viga protendida.

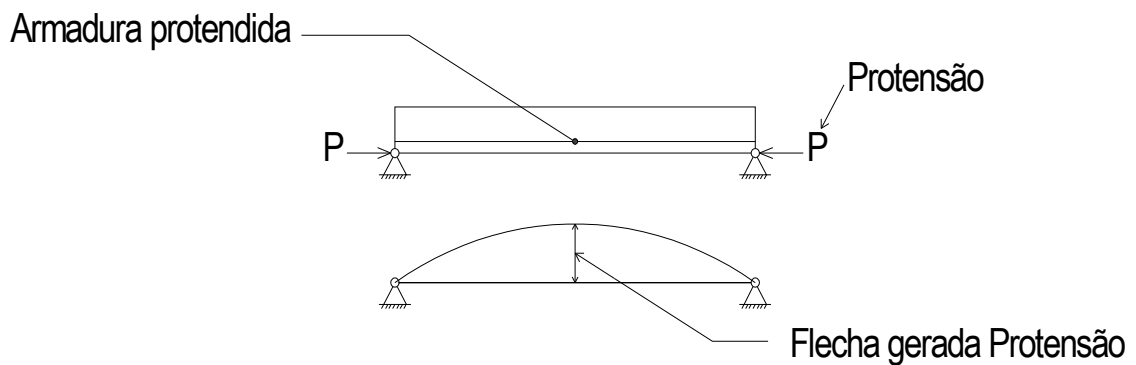


Figura 13: Ação da protensão em uma viga de C.A.

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

2.6.2 Ações Variáveis

Kimura (2007) descreve ações variáveis como aquelas que atuam somente por um período da vida da estrutura e classificam-se em dois grupos: diretas e indiretas.

2.6.2.1 Ações Variáveis Diretas

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da estrutura, pela ação do vento e da chuva, devendo-se considerar as prescrições feitas por Normas Técnicas Brasileiras específicas (NBR 6118:2003).

- Cargas Acidentais de Uso : As cargas acidentais de uso geralmente referem-se a: cargas verticais de uso da estrutura, cargas móveis (considerando o impacto

vertical), impacto lateral, força longitudinal e frenação ou aceleração, força centrífuga (NBR 6118:2003).

- Ação da Água : A NBR 6118 (2003) orienta que o nível d'água para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores deve ser igual ao limite máximo do sistema extravasão. Nos casos em que a água da chuva possa ficar retida, deve ser considerada a presença de uma lâmina de água igual ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.
- Ações Variáveis Durante a Construção : Nas estruturas em que todas as fases não tenham segurança garantida pela verificação da obra pronta devem ser incluídas as verificações das fases construtivas mais significantes e sua influência na fase final. Deve se considerar as cargas acidentais de execução (NBR 6118:2003).

2.6.2.2 Ações Variáveis Indiretas

- Variações Uniformes de Temperatura: Conforme a NBR 6118:2003, a variação de temperatura na estrutura, causada pela variação da temperatura atmosférica e pela insolação direta, pode ser considerada uniforme.
- Variações não Uniformes de Temperatura: Segundo a NBR 6118:2003, nos elementos estruturais em que a temperatura possa ser distribuída significativamente de maneira diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição.
- Ações Dinâmicas : Segundo NBR 6118:2003, nos casos em que as estruturas pelas condições de uso estiverem sujeitas a choques ou vibrações, estes efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga. Deve ser considerado o dimensionamento dos elementos estruturais.

- Ações Excepcionais: Em projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento cujos seus efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, para cada caso, prescrito em Normas Brasileiras específicas (NBR 6118:2003).

2.6.3 Coeficiente de Ponderação das Ações

Kimura (2007) define que o valor característico de uma ação (F_k), seja ela permanente ou variável é transformado para um valor de cálculo (F_d) externo por meio de um coeficiente de ponderação (γ_f), normalmente chamado de coeficiente de segurança, muitas vezes definido como 1,4 apenas. Porém é necessário entender que este valor de 1,4 é resultado da multiplicação de três fatores, conforme a equação.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (11)$$

O γ_{f1} procura prever a variabilidade do valor da ação, considerando que o valor da carga efetivamente aplicada a estrutura real não é 100% exato, podendo ser maior ou menor.

O γ_{f2} procura prever a simultaneidade das ações, isto é, a probabilidade de ações distintas ocorrerem simultaneamente.

O γ_{f3} procura levar em conta as aproximações feitas em projetos. Vale lembrar que toda análise estrutural, por mais bem elaborada que seja, é apenas a simulação da estrutura real.

2.6.4 Estados Limites

Para Kimura 2007, estados limites são situações que a estrutura deixa de atender requisitos necessários para seu uso de forma plena e adequada. Basicamente os estados

limites podem ser classificados em dois grupos: Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

- Estado Limite Último (ELU): É alcançado quando a estrutura tem seu uso interrompido com colapso parcial ou total. O ELU refere-se a segurança da edificação. A Figura 14 mostra uma simulação de um estado limite alcançado.

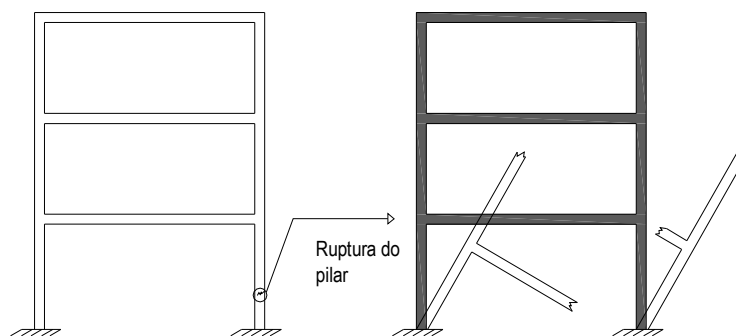


Figura 14 : Estado limite último atingido – ruína da estrutura

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Estado Limite de Serviço (ELS): estão relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas (NBR 6118:2003).

Kimura (2007) afirma que um estado limite é alcançado quando a estrutura deixa de ter o seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento. Como por exemplo: fissuras visíveis, alvenaria trincada em consequência de um deslocamento excessivo da estrutura, uma janela que deixa de abrir em razão de uma deformação excessiva de uma viga, vibrações excessivas etc. Os estados limites procuraram simular o dia-a-dia de uma estrutura, dessa maneira, estão relacionados ao funcionamento da estrutura. As Figuras 15a e 15b mostram alguns casos de limites de serviço alcançados, fato que é comum em nossos dias.

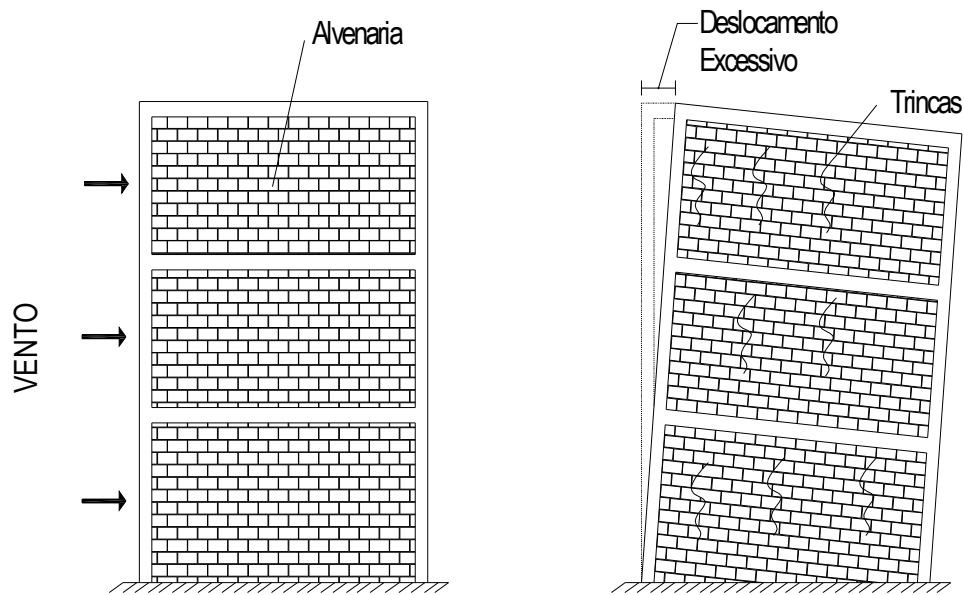


Figura 15a: Estado limite de serviço atingido – Trincas na alvenaria de vedação

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

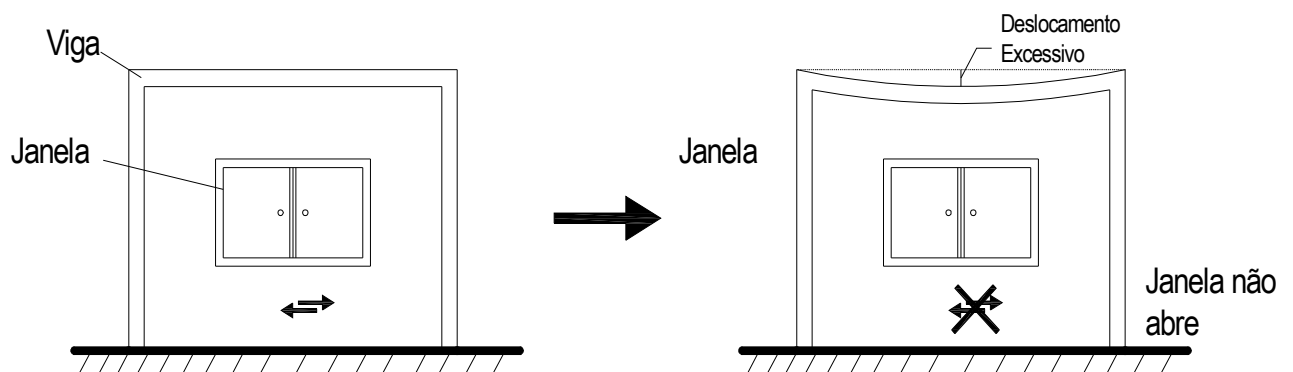


Figura 15b: Estado limite de serviço atingido – Mau funcionamento da edificação

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- **Importância dos Estados Limites:** Para Kimura (2007), uma boa análise estrutural deve atender simultaneamente a todos os estados limites últimos, pois quando qualquer um deles é alcançado, o uso da estrutura fica inviabilizado.

2.7 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES EM ESTRUTURA DE CA

O carregamento de uma estrutura é definido pelas combinações das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem juntas sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. As combinações devem ser feitas de forma que permitam determinar os efeitos mais desfavoráveis para estrutura. As combinações dividem-se em combinações últimas e de serviços.

2.7.1 Combinações Últimas

- Combinações últimas normais: devem ser incluídas as ações permanente e variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação conforme NBR 8681.
- Combinações últimas especiais ou de construção: devem estar presentes as ações permanentes e ação variável especial, quando existir, com seus valores e demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea conforme NBR 8681.
- Combinações últimas excepcionais: devem figurar as ações permanentes e ação variável excepcional, quando existir com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681. Enquadram-se sismo, incêndio e colapso progressivo.

2.7.2 Combinações de Serviço

- Quase permanentes: podem atuar por um grande período da vida da estrutura. Sua consideração é necessária na verificação no estado limite de deformações excessivas;
- Freqüentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Sua consideração é necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e vibrações excessivas. Também podem ser consideradas na verificação de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou de temperatura que podem comprometer as vedações;
- Raras: ocorrem algumas vezes no período de vida da estrutura. Suas considerações são necessárias para verificação de estado limite de formação de fissura.

2.8 ANÁLISE ESTRUTURAL

2.8.1 Modelo Estrutural

Toda análise estrutural é baseada na adoção de um modelo estrutural ou modelo numérico. Kimura (2007) cita vários modelos estruturais que podem ser usados nas análises estruturais de estruturas de CA. Alguns mais simples outros mais complexos, como os exemplos abaixo citados:

- Métodos Aproximados + Vigas Contínuas: Kimura (2007) relata que este método é o mais usado nos cursos de graduação para cálculos de estruturas de concreto armado. A análise estrutural baseada neste modelo é realizada da seguinte maneira:

- Os esforços e as flechas nas lajes são calculados através de tabelas baseadas em métodos aproximados consagrados, suas cargas são transferidas para as vigas por áreas de influência (esquema “das chaineiras”);
- Reações verticais resultantes nos apoios são transferidas como cargas concentradas aos pilares.

As restrições desse modelo são:

- lajes, vigas e pilares, calculados de forma totalmente independentes, não é considerada a interação entre esses elementos. Ressalva-se que uma estrutura de concreto armado na vida real é monolítica, assim, seus elementos trabalham de forma conjunta;
- ligações viga-pilar são consideradas articuladas, não havendo transferência de momento fletor entre eles;
- somente lajes com formas geométricas regulares podem ser calculadas pelos processos aproximados. Painéis complexos, comuns em estrutura de CA não podem ser analisados por este método;
- A distribuição de carga por área de influência só pode ser válida para lajes com geometria regular, distribuição de carga uniforme e condição de apoio bem definida;
- Os efeitos provocados pelas ações horizontais na estrutura não são considerados neste modelo. Somente são consideradas as cargas verticais.

Na Figura 16 podemos visualizar o modelo de vigas contínuas + métodos aproximados.

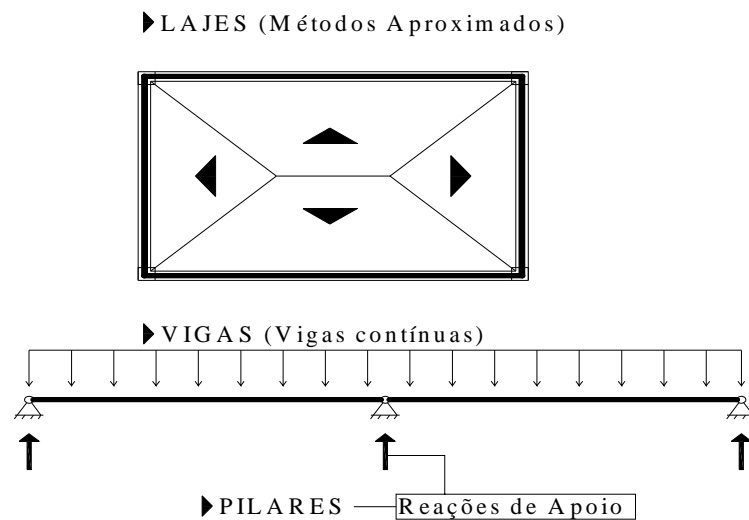


Figura 16: Modelo Método Aproximado +Vigas contínuas

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Vigas + Pilares (Pórtico H): Este modelo é uma evolução direta do clássico modelo de viga contínua utilizado para análise de vigas. Nesse modelo ao invés de apoio simples, os lances, inferior e superior dos pilares são modelados juntamente com a viga formando um pórtico plano. A Figura 17 mostra o detalhe desse modelo. As limitações deste modelo são basicamente os mesmos da viga contínua. Sua única vantagem é a consideração da ligação entre vigas e pilares.(KIMURA, 2007).

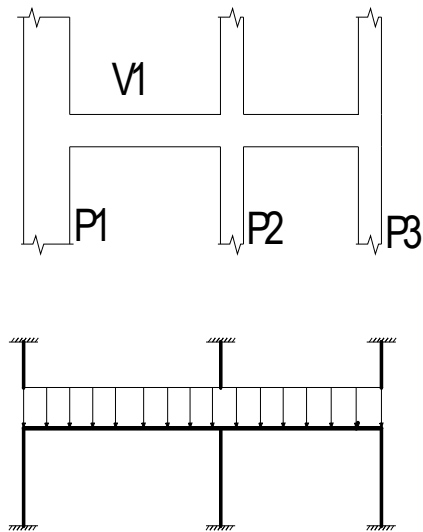


Figura 17: Modelo Vigas + Pilares

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Grelha Somente de Vigas: Este modelo é direcionado para análise estrutural de um pavimento no qual é levada em conta a interação entre todas as vigas presentes. É composto por elementos lineares que simulam as vigas, dispostos no plano horizontal das lajes e submetidos a cargas perpendiculares ao mesmo. Os pilares são representados por apoios simples e as lajes não são consideradas no modelo, conforme Figura 18.

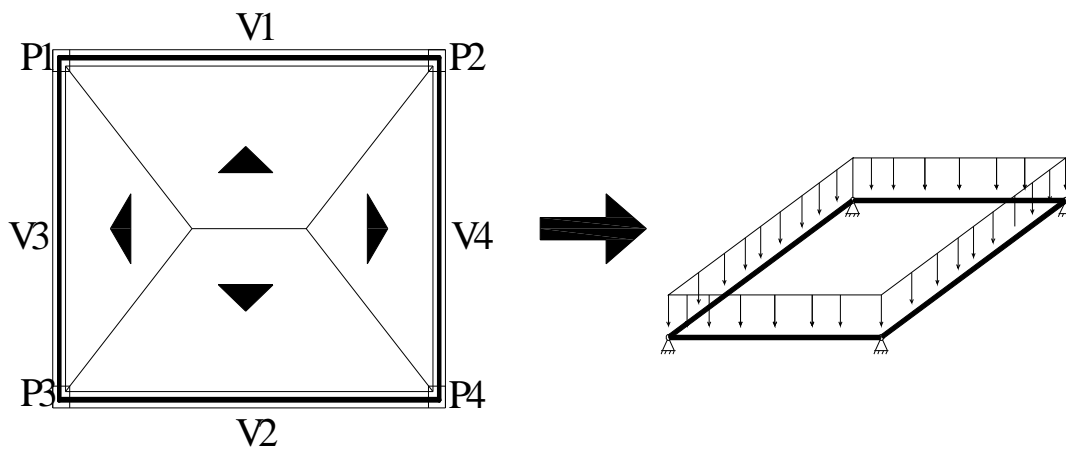


Figura 18: Modelo grelha somente de vigas

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

Em cada intersecção das barras é definido um nó que possui três graus de liberdade, o que possibilita a obtenção dos deslocamentos e esforços, oriundo da aplicação de ações verticais em todas as vigas do pavimento, bem como a carga nos pilares. A restrição deste modelo é a impossibilidade de analisar os efeitos das ações horizontais (vento, empuxo) atuantes na estrutura (KIMURA,2007)

- Grelhas de Vigas e Lajes: O modelo de grelhas de vigas e lajes é direcionado para análise estrutural de um pavimento, pode ser denominado como análise de pavimento por “analogia de grelhas”. Este modelo é composto por elementos lineares que são expostos no plano horizontal do piso que simulam as vigas e lajes, formando assim uma malha de barras submetidas a cargas verticais, os pilares são representados por apoios simples, conforme a Figura 19 .

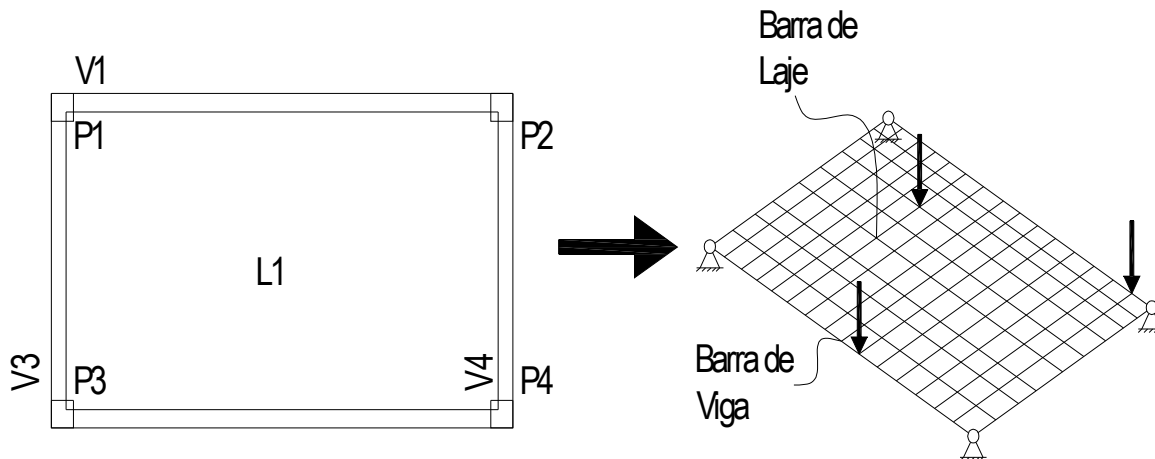


Figura 19: Modelo de grelha de vigas e lajes

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

A interação entre todas as lajes e vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A transferência de carga das lajes para as vigas não é feita por área de influencia mas de acordo com a rigidez de cada barra. O esforço migrara para as regiões de maior rigidez, assim como no modelo de grelha somente de vigas, cada intersecção entre as barras é definido um nó com 3 graus de liberdade, também não é possível analisar os efeitos das ações horizontais (vento e empuxo) atuantes na estrutura. (KIMURA , 2007)

- Pórtico Plano: Através deste modelo é possível uma análise do comportamento global de uma estrutura, admitindo tanto aplicações de cargas horizontais como verticais. Neste modelo uma parte da estrutura é analisada por barras dispostas num mesmo plano vertical que representa um conjunto de pilares (Figura 20). A laje não faz parte deste modelo.

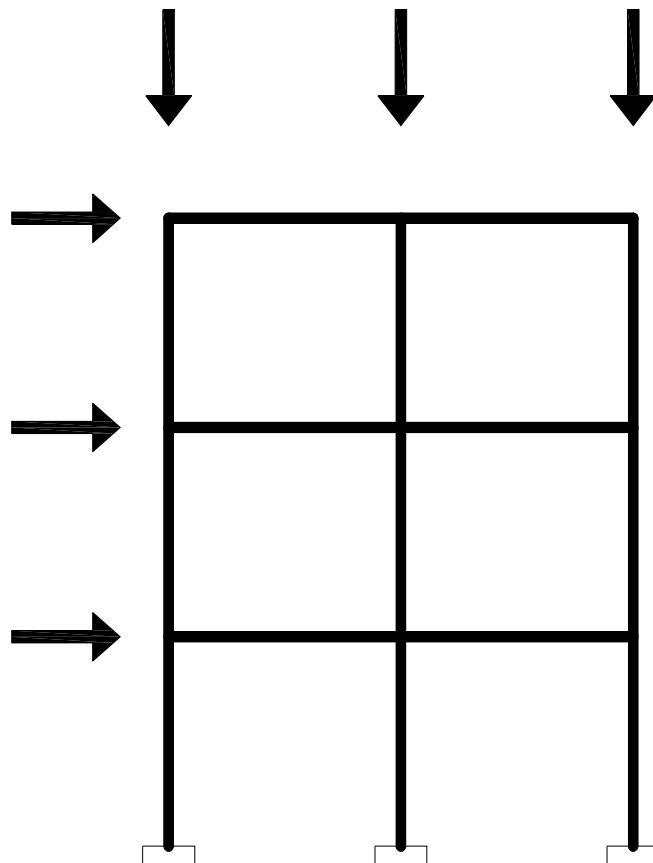


Figura 20: Modelo estrutural Pórtico Plano

Fonte: Adaptado de Kimura 2007

Cada nó entre os elementos lineares possui três graus de liberdade (Figura 21) possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços em todas as vigas e pilares.

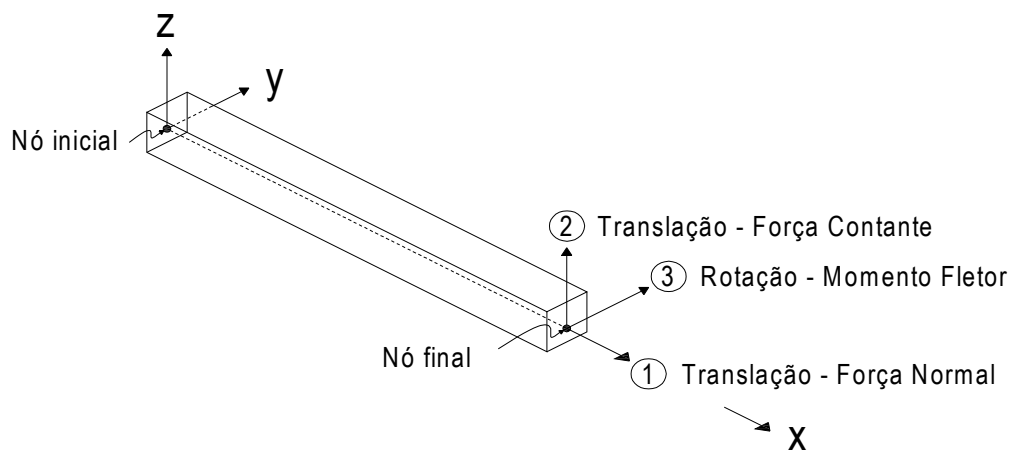


Figura 21: Elemento linear com 3 graus de liberdade e suas ações

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Pórtico Espacial: Pórtico espacial consiste num modelo tridimensional composto por barras, como mostra a Figura 22 que representa todos os pilares e vigas presentes em uma estrutura, possibilitando uma análise bastante completa e eficiente do comportamento global de uma estrutura. O modelo de pórtico espacial admite tanto as ações verticais quanto horizontais podendo avaliar o comportamento da estrutura em todas as direções e sentidos.

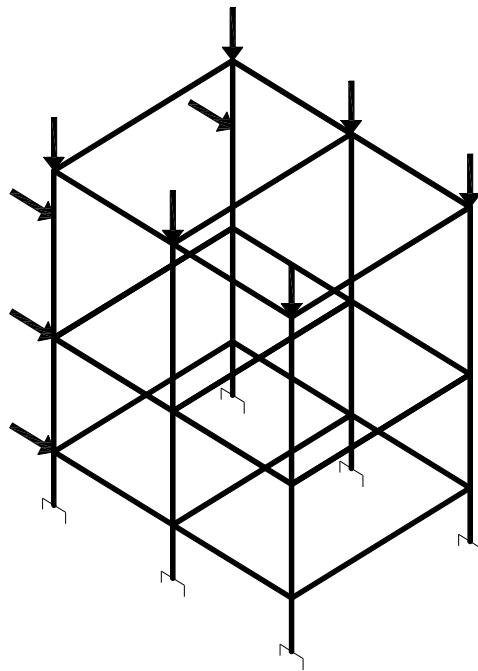


Figura 22: Representação do Pórtico Espacial

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

Cada nó entre os elementos lineares como mostra a figura 23 possui 6 graus de liberdade, possibilitando a obtenção de todos os deslocamentos e esforços (KIMURA, 2007).

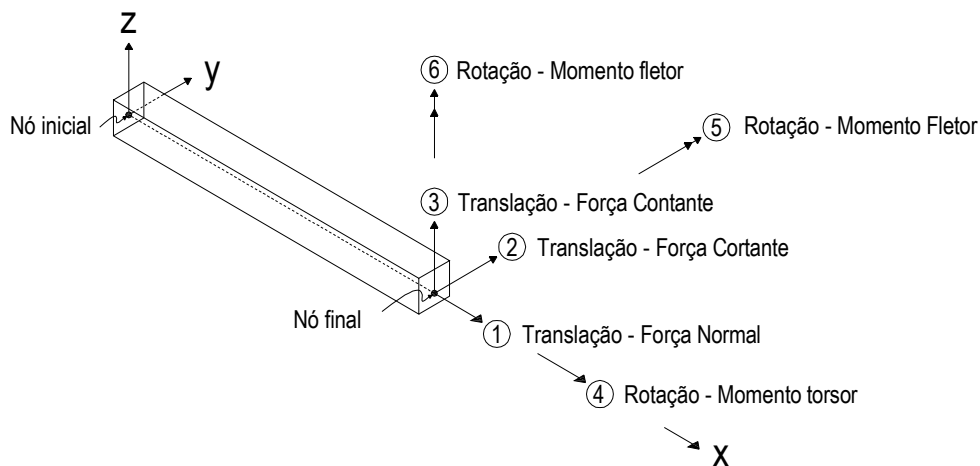


Figura 23: Representação da barra espacial

Fonte: Adaptado de Kimura (2007)

- Elementos Finitos: Conforme Kimura (2007) este é um método numérico consagrado e eficiente que pode ser amplamente utilizado na análise de estrutura de CA. Fazendo uso do método de elementos finitos de placas, pode-se analisar um pavimento.

2.8.2 Combinação de Modelos Estruturais

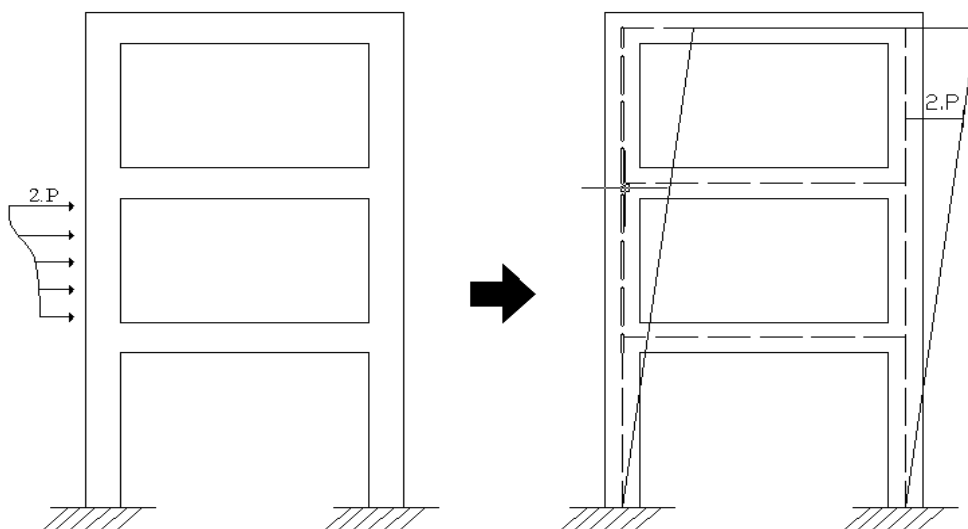
Pelos modelos apresentados, pode-se notar que existem alguns direcionados a análise de pavimentos e outros para análise global da estrutura. Na prática é comum a adoção de combinação de modelos estruturais na elaboração da análise estrutural. Sendo assim, diz-se que para as ações verticais os modelos recomendados são: viga contínua, grelha, elementos finitos e pórtico espacial. Já para as ações horizontais os recomendados são: pórtico plano e pórtico espacial (KIMURA, 2007).

2.8.3 Tipos de Análise Estrutural

Nas situações de projeto a análise estrutural pode ser efetuada por vários métodos, diferenciados pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura. Deve-se conhecer sempre as limitações de cada método. Todos os modelos apresentados na NBR 6118 (2003) consideram pequenos deslocamentos para estrutura.

- Análise Linear: A análise linear considera os materiais elásticos - lineares. A elasticidade do material está associada a tendência do material voltar a sua configuração original após ter sofrido deformação em decorrência de ações externas e posteriormente alívio de carregamento. Quando o material consegue recuperar totalmente sua configuração original ele é chamado de perfeitamente elástico. Quando apenas uma parte da deformação é revertida ele é chamado parcialmente plástico (FONTES, 2005).

Quando efetuada a análise puramente linear (normalmente usada na graduação), o deslocamento resultante é proporcional ao acréscimo de carga (2.d). A resposta da estrutura, como mostram as Figuras (24a, 24b e 24c) em termos de deslocamento terá um comportamento linear à medida que o carregamento for aplicado (KIMURA, 2007).



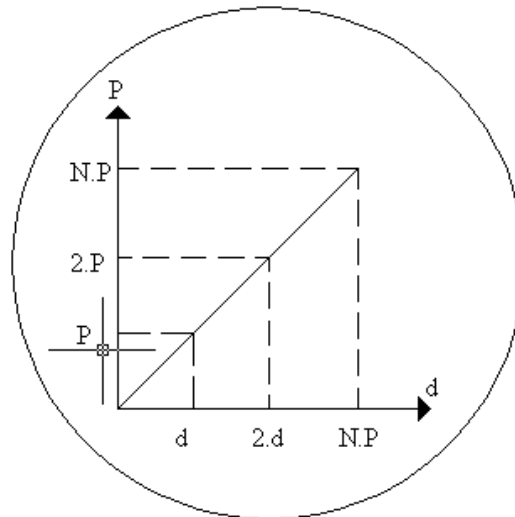


Figura 24: Comportamento da Estrutura na Análise Linear
Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

Conforme a NBR 6118 (2003), os resultados da análise linear são usados geralmente para verificação dos estados limites de serviços, no entanto, podem ser feitas verificações dos estados últimos desde que se garanta a ductibilidade dos elementos estruturais.

- Análise linear com redistribuição: os efeitos resultantes da análise linear são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento ELU (Estados Limites Últimos). As condições de equilíbrio e ductibilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas.
- Análise Plástica: Segundo a NBR 6118 (2003) a análise é considerada plástica quando as não-linearidades puderem ser consideradas, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito. A análise plástica de estruturas reticuladas é vetada quando são considerados os efeitos de segunda ordem global e quando não houver suficiente ductibilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas.

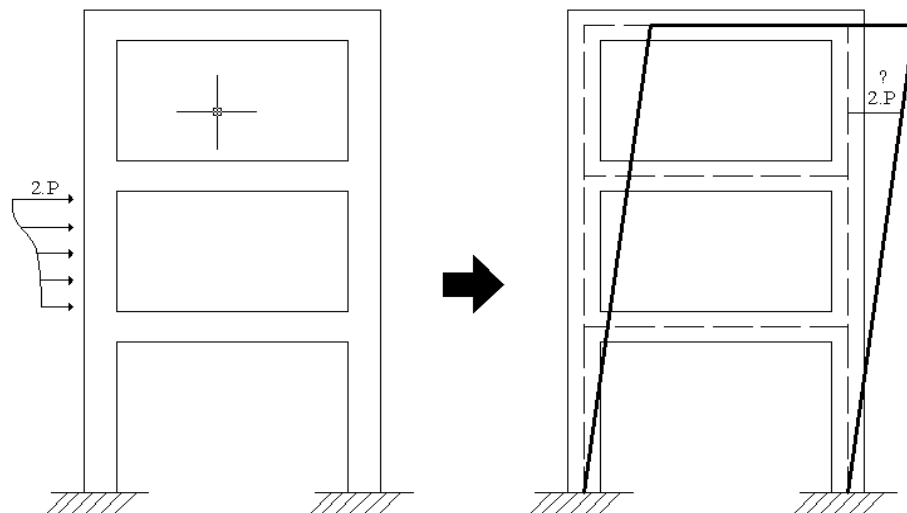
A análise plástica é aplicada em lajes na teoria das charneiras plásticas e na comprovação da capacidade portante de estruturas existentes, sobre as quais há dúvida quanto à segurança ao colapso. Também é muito útil ao pré-dimensionamento (BUCHAIM, 2001).

- Análise Não-Linear: Para Pinto (2002), na realização do cálculo estrutural de edifícios altos em concreto armado deve-se prestar muita atenção ao comportamento não-linear da estrutura, pois devido à mudança de posição da estrutura no espaço e o comportamento não-linear do concreto e do aço, as estruturas podem apresentar uma resposta bem diferente daquela obtida segundo um processamento elástico-linear.

Conforme a NBR 6118 (2003), na análise não linear, considera-se a não-linearidade do material. Toda a geometria da estrutura e de suas armaduras precisa ser conhecida, pois a resposta da armadura depende de como ela foi armada. A análise não-linear pode ser adotada tanto para verificação dos estados limites últimos como para verificação dos estados de serviços. Recomenda-se para análise de edificação acima de 4 (quatro) pavimentos.

Os efeitos não-lineares se dividem, segundo a sua natureza, em efeitos devidos à mudança de posição da estrutura no espaço, conhecidos por não linearidade geométrica (NLG), e aqueles referentes ao comportamento não-linear do material, conhecidos por não-linearidade física (NLF) (PINTO, 2002, pg.05).

Conforme descreve Kimura (2007) na figura 25, na análise não-linear, o deslocamento resultante não é proporcional ao acréscimo de carga (diferente de 2.d). A resposta da estrutura em termos de deslocamento tem um comportamento não-linear na medida em que o carregamento é aplicado.



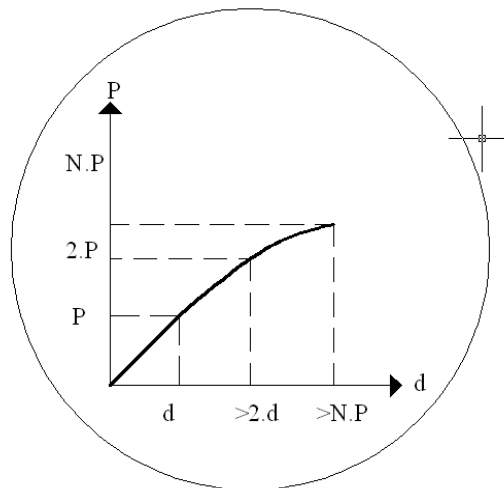


Figura 25: Comportamento da Estrutura na Análise Não-Linear
 Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

Na análise estrutural não-linear, toda a geometria da estrutura. Bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada (NBR 6118:2003).

- Análise através de modelos físicos: Esta análise é realizada através da determinação do comportamento da estrutura a partir de ensaios executados como modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhanças mecânicas. As metodologias usadas devem assegurar a possibilidade de obtenção da correta interpretação dos resultados. Quando possível deve ser realizada da variabilidade dos resultados, adotando as margens de segurança prescritas na norma, sendo obrigatória a obtenção dos resultados para todos os estados limites últimos e de serviço a serem empregados na análise da estrutura. Todas as ações, condições e possíveis influências que possam ocorrer na vida da estrutura devem ser convenientemente reproduzidas em ensaios (NBR 6118:2003).

3.0 MÉTODO E MATERIAIS

3.1 CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO

O presente estudo tem como finalidade pesquisar Esforços e Deformações em estruturas de concreto armado sob a influencia da não-linearidade física e geométrica.

A pesquisa a ser realizada caracteriza-se como sendo do tipo: estudo de caso, quantitativa, descritiva e bibliográfica, uma vez que foi realizada uma revisão de literatura sobre o tema.

3.2 PLANO DE COLETA DE DADOS

Identificação de um projeto arquitetônico existente, onde foram realizadas todas as etapas de uma análise estrutural (concepção estrutural, lançamento das cargas, combinações das ações e modelagem estrutural).

A edificação analisada constitui-se de um prédio residencial/comercial, com área de projeção de 470,0 m² (20,0 x 23,50m), e altura total de 21,65m. O edifício é composto por 6 pavimentos tipo, com 04 apartamentos em cada pavimento, e um pavimento térreo destinado a salas comerciais.

Na Figura 26, verificam-se as características geométricas e arquitetônicas da edificação em questão. Vale ressaltar que, para fins didáticos, não será considerado o abrigo elevado para os reservatórios, situado sobre as escadas, sendo que inclusive o mesmo não se encontra nos projetos arquitetônicos. Foram consideradas como dimensões externas apenas o corpo da edificação, não sendo consideradas as saliências devido às varandas existentes.



Figura 26: Características geométrica e arquitetônica da estrutura

Para realização desta pesquisa foram consideradas as edificações A (sete pavimentos), B (nove pavimentos) e C (onze pavimentos), onde foram realizados modificações nos índices de rigidez (flexional, axial, torsional) da vigas e pilares (não-linearidade física), interação entre viga-pilar (simulação de plastificação das ligações) e os efeitos de 2ª ordem ($P\Delta$ – Não linearidade geométrica).

Foi utilizado o software integrado (lançamento – análise – projeto) AltoQi Eberick V5 destinado ao projeto de edificação em concreto armado. Este programa possui um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e grelha .

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos foi feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses no cálculo do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D.

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

- Note Book ACER Aspire3624NWXMI, 1MB L2 cache;
- Software Eberick Master V5 – Altoqi Soluções em Engenharia Ltda.;
- Sistema operacional Windows XP;
- Software AutoCad 2006.

4.0 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS E DIAGRAMAS DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

4.1 LANÇAMENTO DAS ESTRUTURAS

As estruturas objeto deste estudo foram construídas com base em projeto arquitetônico existente. O lançamento da estrutura iniciou no pavimento tipo. As posições dos pilares e vigas foram adotados de modo que permitissem a integração da arquitetura com a estrutura. As seções dos elementos foram arbitradas conforme planta de formas (anexo A), sendo as mesmas para todas as hipóteses estudadas já que o objetivo didático do trabalho é o estudo da não-linearidade e não o dimensionamento dos elementos. Ocorrem apenas variações na altura da edificação, formando as estruturas A, B e C, conforme cortes esquemáticos (anexo B).

4.2 AÇÕES

As ações consideradas para a simulação do carregamento da estrutura foram :

- Peso próprio (G1) – Ação Permanente direta;
- Alvenaria e revestimento (G2) – Ação Permanente direta;
- Desaprumo (D) 04 situações (X+, X-, Y+ e Y-) – Ação Permanente Indireta;
- Carga de uso (Q) – Ação Variável direta;
- Vento (V) 04 situações (X+, X-, Y+ e Y-) – Ação Variável direta.

As ações foram analisadas considerando as favoráveis e desfavoráveis. Os parâmetros usados para a configuração das ações são os recomendados pelas normas brasileiras vigentes.

A resistência à compressão característica (f_{ck}) do concreto considerado para a estrutura é de 20 MPa, classe I de agressividade, com E_{ci} (módulo de elasticidade inicial) igual a 25.044 MPa.

O peso específico considerado para o concreto é igual a 25 kN/m^3 (Concreto Armado) valor prescrito na NBR 6120 (1980).

O peso específico considerado para alvenaria é igual a 13 kN/m^3 (Tijolo Furado) conforme NBR 6120 (1980), a espessura considerada para as paredes é 15 cm e o pé direito igual a 2,65 m.

O valor considerado para a carga accidental das lajes é igual a $1,5 \text{ kN/m}^2$ (salas, dormitórios, copa, cozinha e banheiro), $2,0 \text{ kN/m}^2$ (área de serviço e lavanderia) e $0,50 \text{ kN/m}^2$ (terraço inacessível ao público) valores prescritos para edifícios residenciais na NBR 6120 (1980).

A velocidade do vento considerado foi de 45 m/s , obtida através da NBR 6123 :1988 - Forças devidas ao vento em edificações, corrigida de acordo com os parâmetros da mesma .

4.3 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

Os coeficientes ponderadores (majoradores ou redutores) usados, foram definidos de acordo com as tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (2003). Com o auxílio do software foram realizadas as combinações últimas e de serviço de todas as ações.

4.3.1. Modelagem das Estruturas

Os modelos estruturais utilizado para a análise das estruturas foram de pórtico espacial (vigas e pilares) e grelha (lajes e vigas). As ligações entre vigas e pilares foram consideradas hiperestáticas perfeitas sujeitas ao carregamento monolítico.

4.3.2 Análise Estrutural

A análise estrutural efetuada pelo através do software foi realizada através do modelo elástico (Análise Estática Linear), considerando a inércia da seção bruta dos elementos estruturais.

4.4 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

Para análise da influência da NLF foram criadas duas situações distintas, onde foram alterados os parâmetros da rigidez dos elementos estruturais.

Para situação sem a influencia da NLF os parâmetros usados foram:

Pilares: $E_{ci} \cdot I_c$

Vigas: $E_{ci} \cdot I_c$

Lajes: $E_{ci} \cdot I_c$

Para situação com a influência da NLF , a NBR 6118 (2003) recomenda o valor único de $E_{cs} = 0,70 \cdot E_{ci} \cdot I_c$, para estrutura contraventada formada por vigas e pilares com índice de estabilidade global (γ_z) menor 1,30. Porém para realização deste trabalho foram usados os parâmetros abaixo citados:

Pilares: $0,80 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Vigas: $0,40 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Lajes: $0,30 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

4.5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Como na NLF, para analisar a influência da NLG, foram criadas duas situações para estrutura. Para a situação sem a NLG foram analisados apenas os efeitos de 1ª Ordem. Para a situação com a influência da NLG foram analisados os efeitos de 2ª Ordem.

4.6 DIAGRAMAS DOS ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS

Os diagramas foram obtidos através da análise executada pelo programa AltoQi Eberick, representados através de pórticos unifilar, sendo que os resultados obtidos foram gerados para as combinações das ações mais desfavoráveis. Os valores estão representados por meio de uma escala cromática que permite uma melhor visualização do comportamento dos esforços e deslocamentos na estrutura. Está em destaque o valor máximo e mínimo de cada esforço.

As estruturas lineares foram processadas sem as aproximações na rigidez dos elementos e com o módulo ΔP desativado. Para as estruturas não-lineares foram feitas as aproximações orientadas pela NBR 6118:2003, e foi acionado o módulo ΔP para ser feita a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

A estabilidade global, fator que avalia a segurança global da estrutura, foi obtida através das combinações das ações atuantes na estrutura, foi tabulada em forma de tabela sendo destacados os valores críticos para o eixo x e y.

- **Diagrama de Momentos Fletores – Estrutura A Linear**

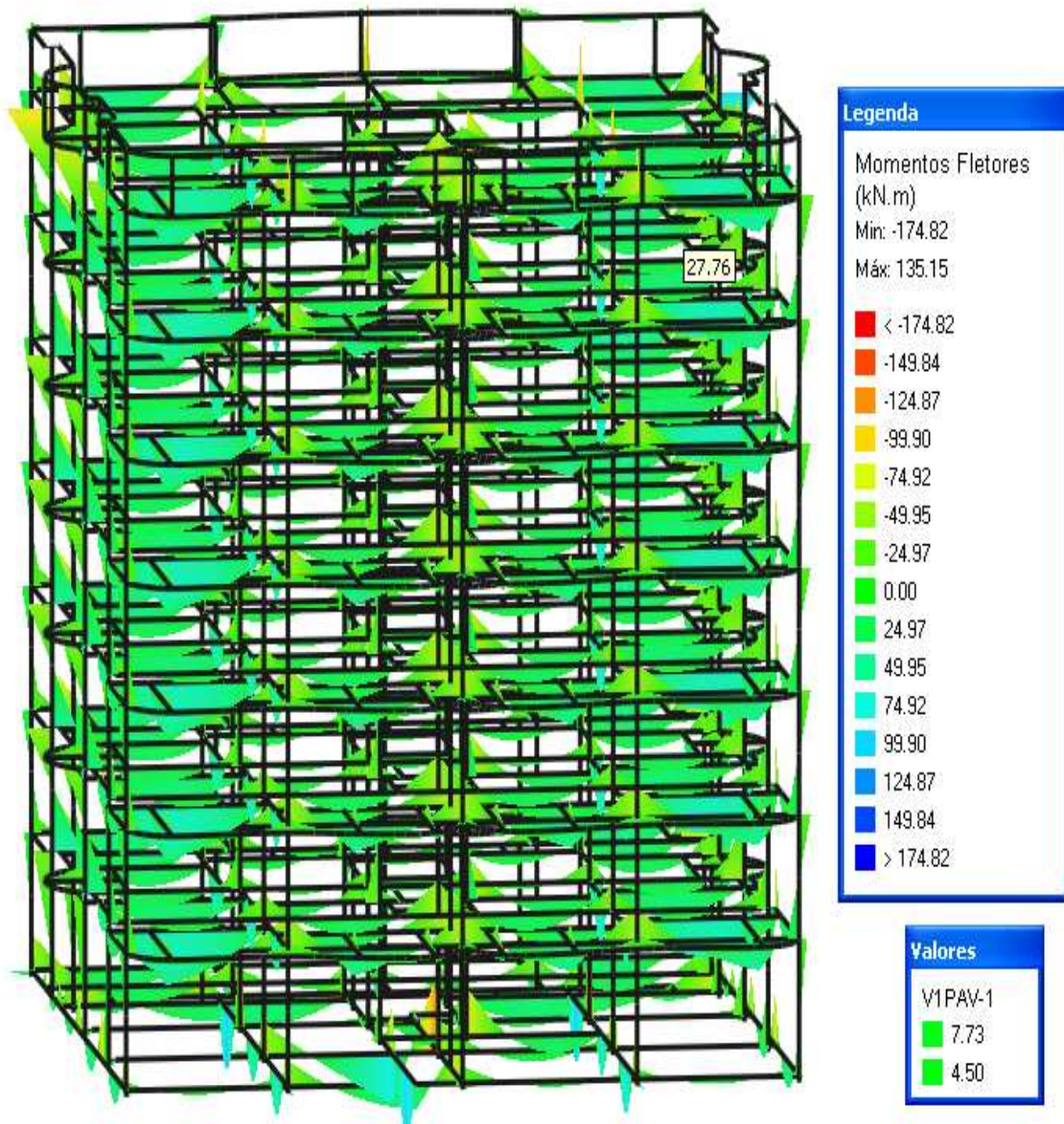


Figura 27: Pórtico Unifilar dos momentos fletores da estrutura A Linear.

- **Diagrama de Momentos Torsores – Estrutura A Linear**

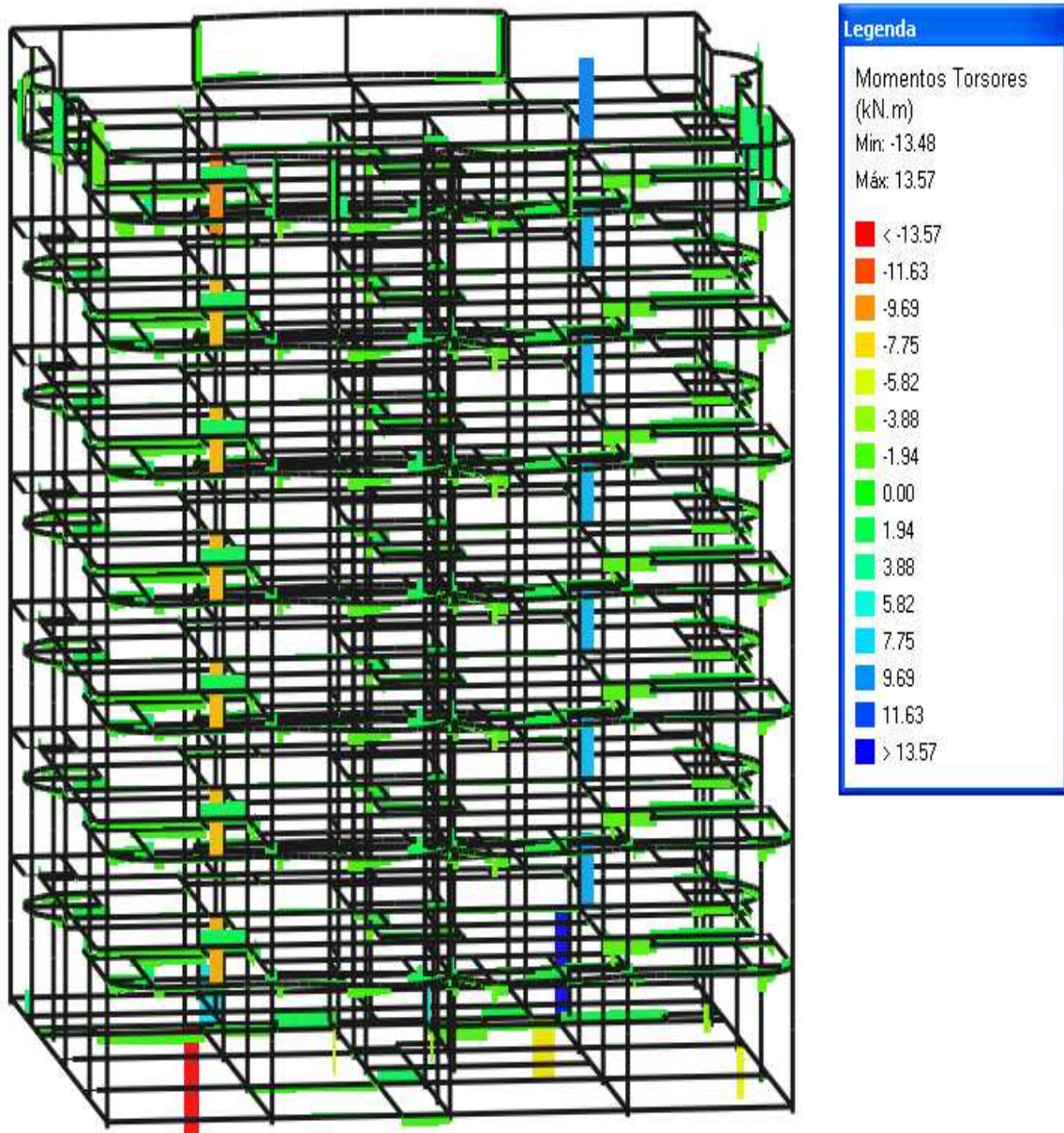


Figura 28: Pórtico Unifilar dos Momentos Torsores da estrutura A Linear

- **Diagrama de Esforços Axiais– Estrutura A Linear**

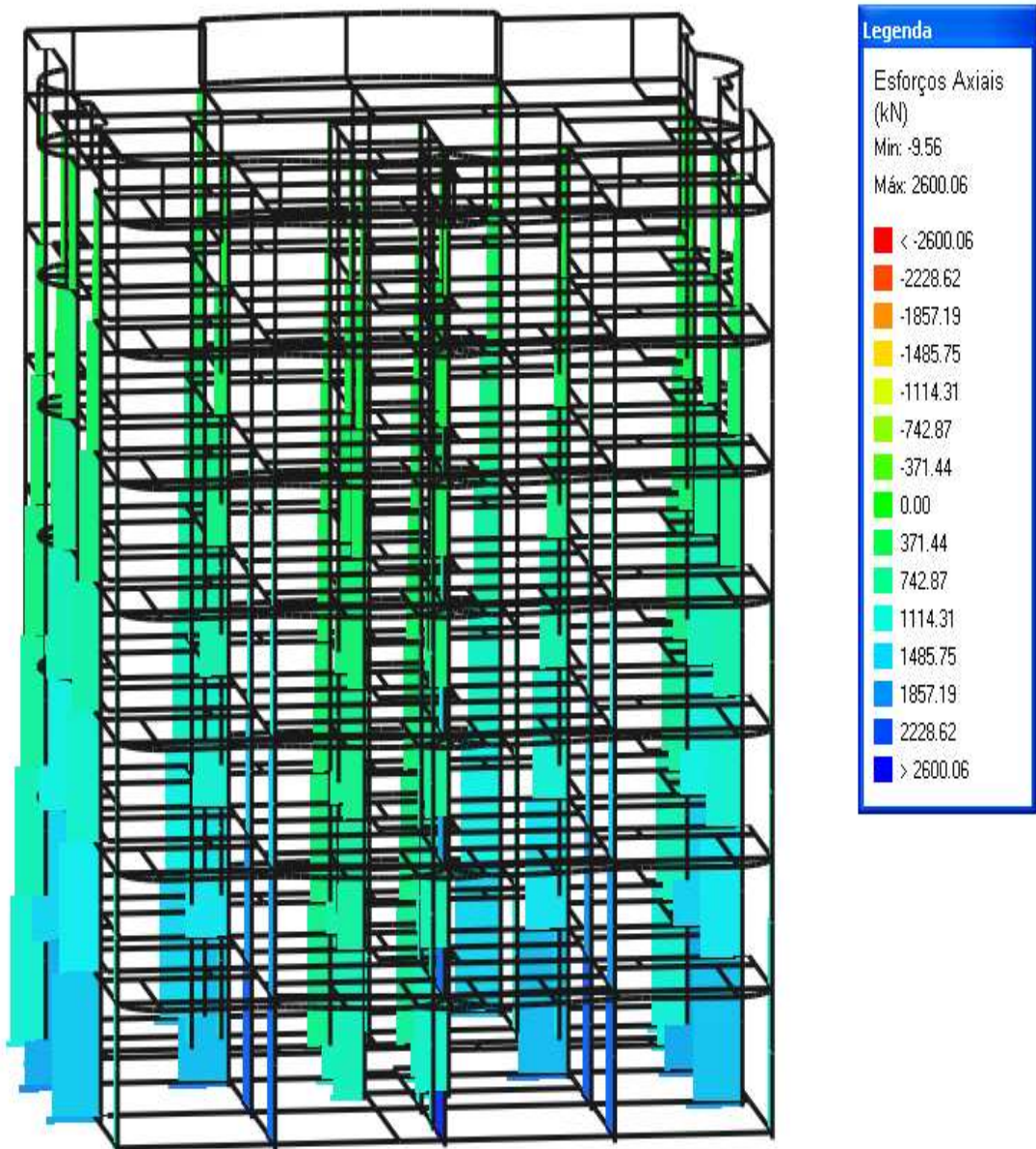


Figura 29: Pórtico Unifilar dos esforços axiais da estrutura A Linear.

- **Diagrama Esforço Cortante – Estrutura A Linear**

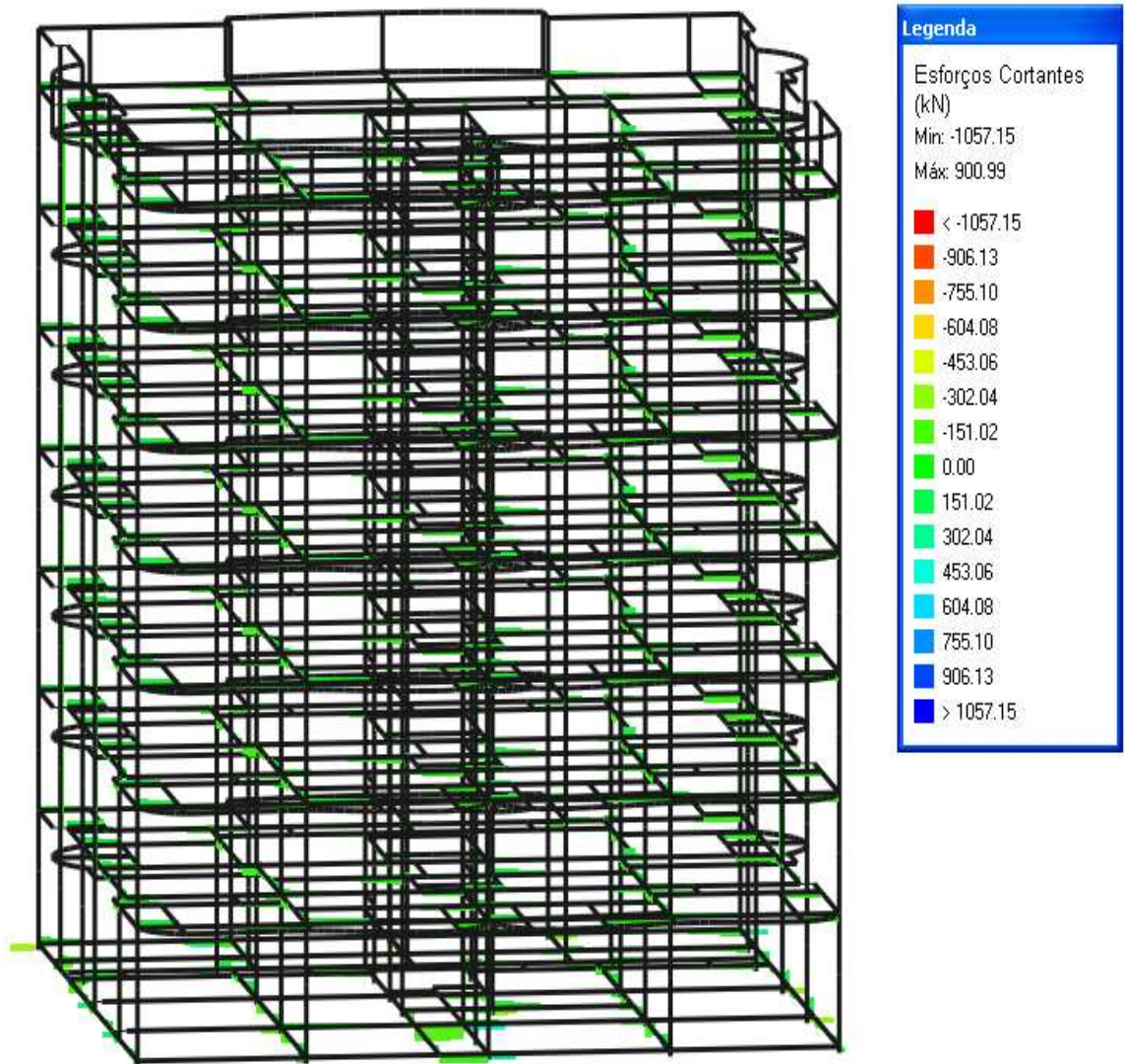


Figura 30: Pórtico Unifilar dos esforços cortantes da estrutura A Linear

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura A Linear**

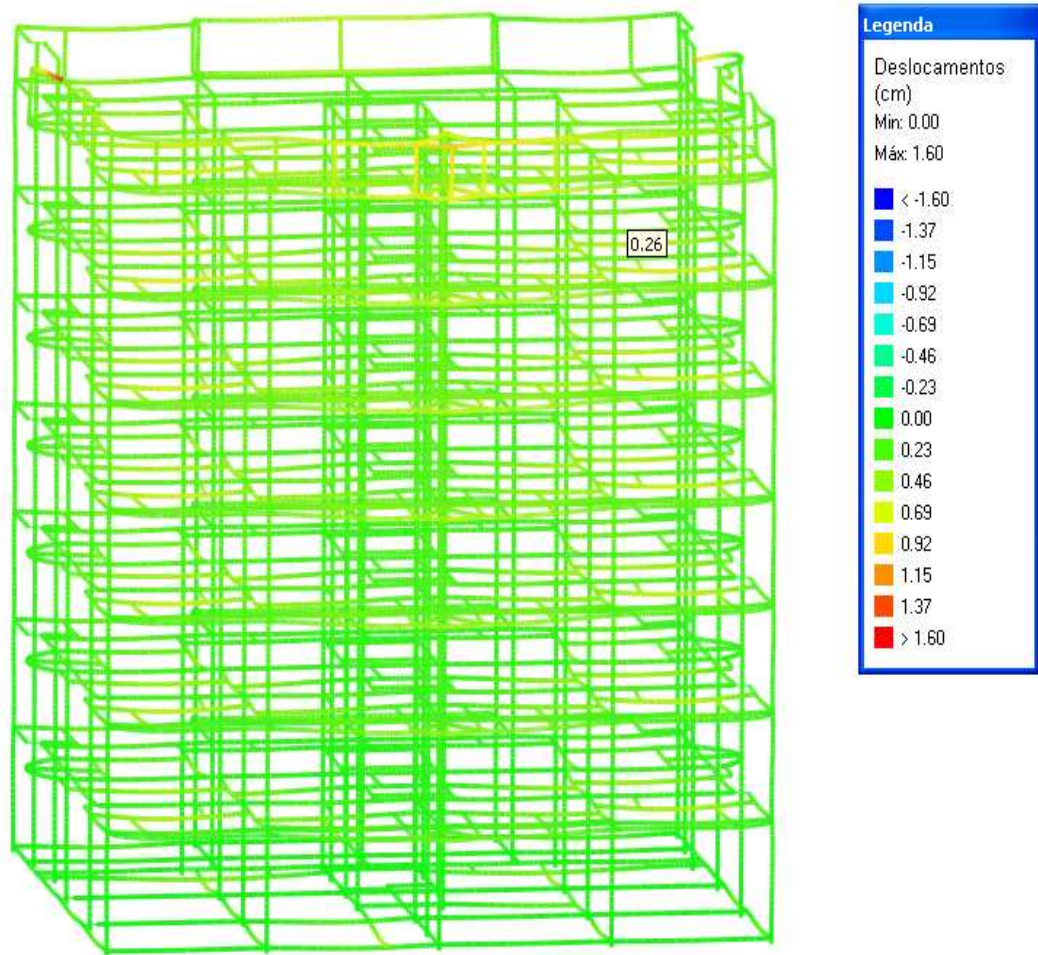


Figura 31 : Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura A Linear

- **Estabilidade Global – Estrutura A Linear**

Tabela 2: Coeficiente Gama-Z – Estrutura A linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	468.19	401.59
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	37.75	32.68
Gama-Z	1.09	1.09

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 3: Gama-Z por Combinação – Estrutura A linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	52.90	2.63	1.07	1.00
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V1	780.32	669.31	39.18	1.47	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	59.75	3.45	1.08	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	468.19	401.59	37.75	3.84	1.09	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	46.00	2.10	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	468.19	401.59	29.45	2.40	1.07	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	52.90	2.63	1.07	1.00
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V2	780.32	669.31	39.18	1.47	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	59.75	3.45	1.08	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	468.19	401.59	37.75	3.84	1.09	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	46.00	2.10	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	468.19	401.59	29.45	2.40	1.07	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.12	43.33	1.00	1.07
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V3	780.32	669.31	0.07	31.64	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.26	49.32	1.00	1.08
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	468.19	401.59	0.33	32.68	1.00	1.09
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.18	37.43	1.00	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	468.19	401.59	0.23	24.92	1.00	1.07
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.12	43.33	1.00	1.07
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V4	780.32	669.31	0.07	31.64	1.00	1.05
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.26	49.32	1.00	1.08
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	468.19	401.59	0.33	32.68	1.00	1.09
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.18	37.43	1.00	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	468.19	401.59	0.23	24.92	1.00	1.07

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2 (Combinações Últimas)

$$\gamma_z = 1,09$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,09$$

- **Diagrama de Momento Fletor – Estrutura A Não-Linear**

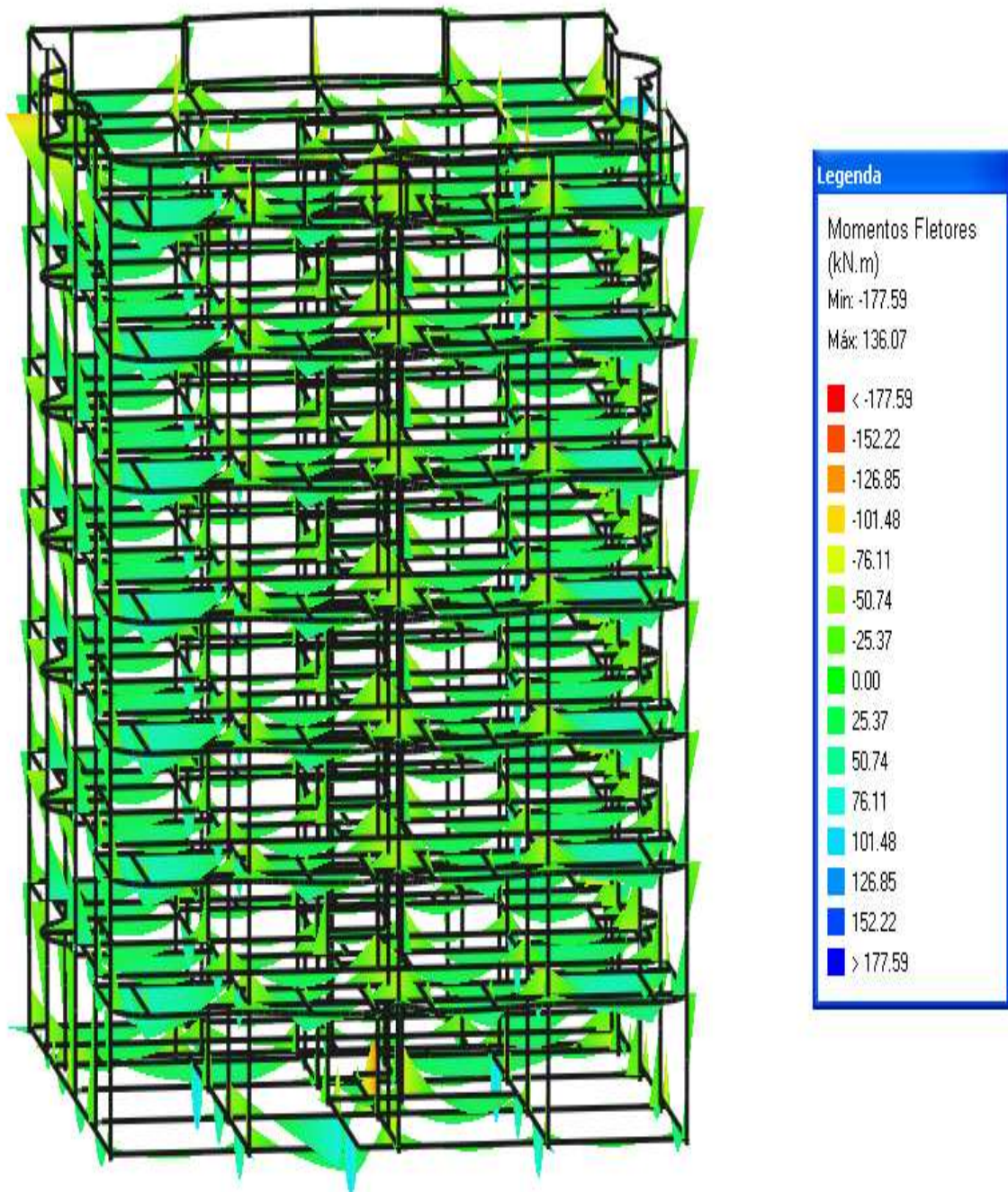


Figura 32: Pórtico unifilar dos momentos fletores da estrutura A não-linear

- **Diagrama de Momento Torsor – Estrutura A Não-Linear**

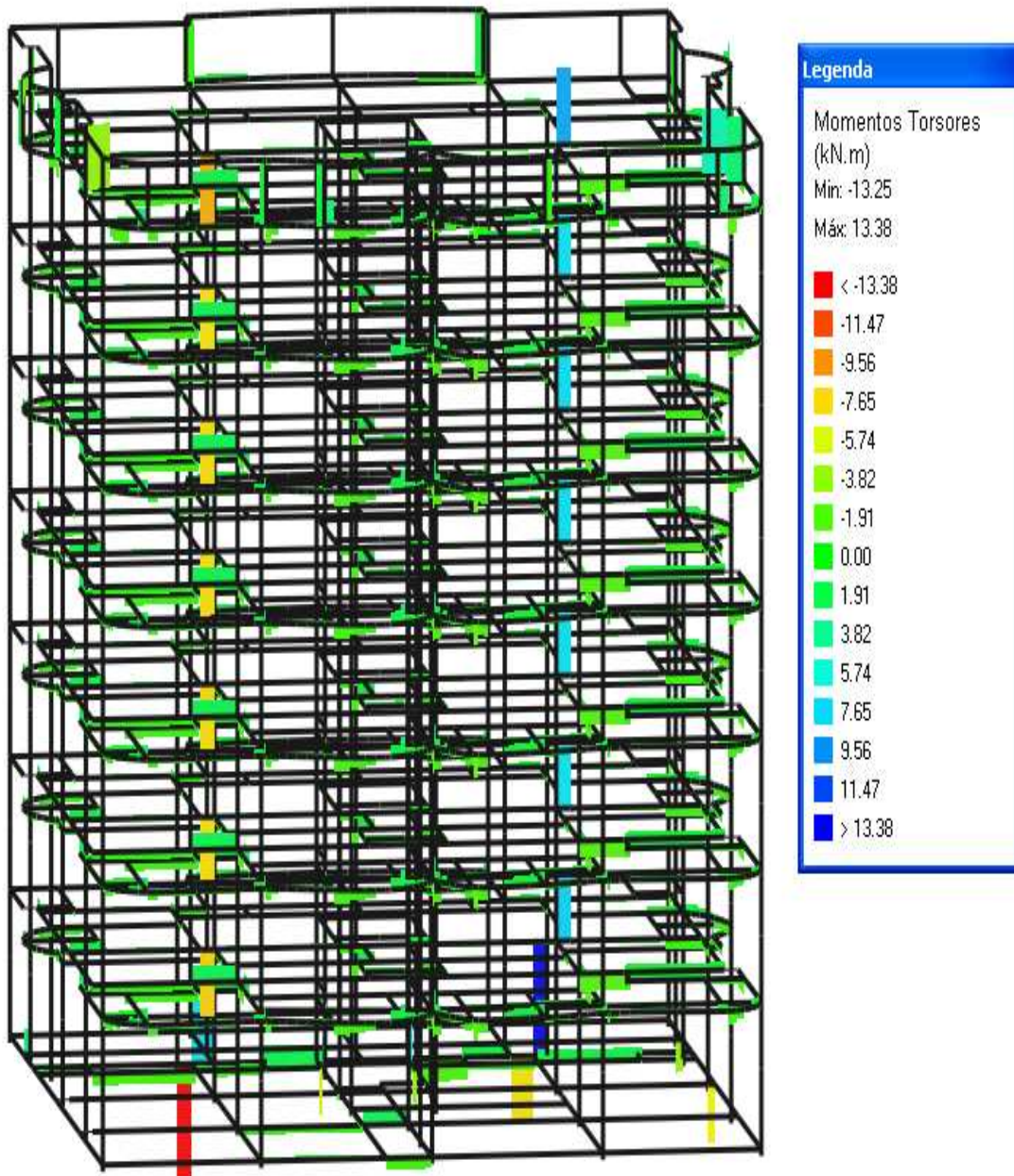


Figura 33: Pórtico unifilar dos momentos torsores da estrutura A não-linear

- **Diagrama de Esforço Axial – Estrutura A Não-Linear**

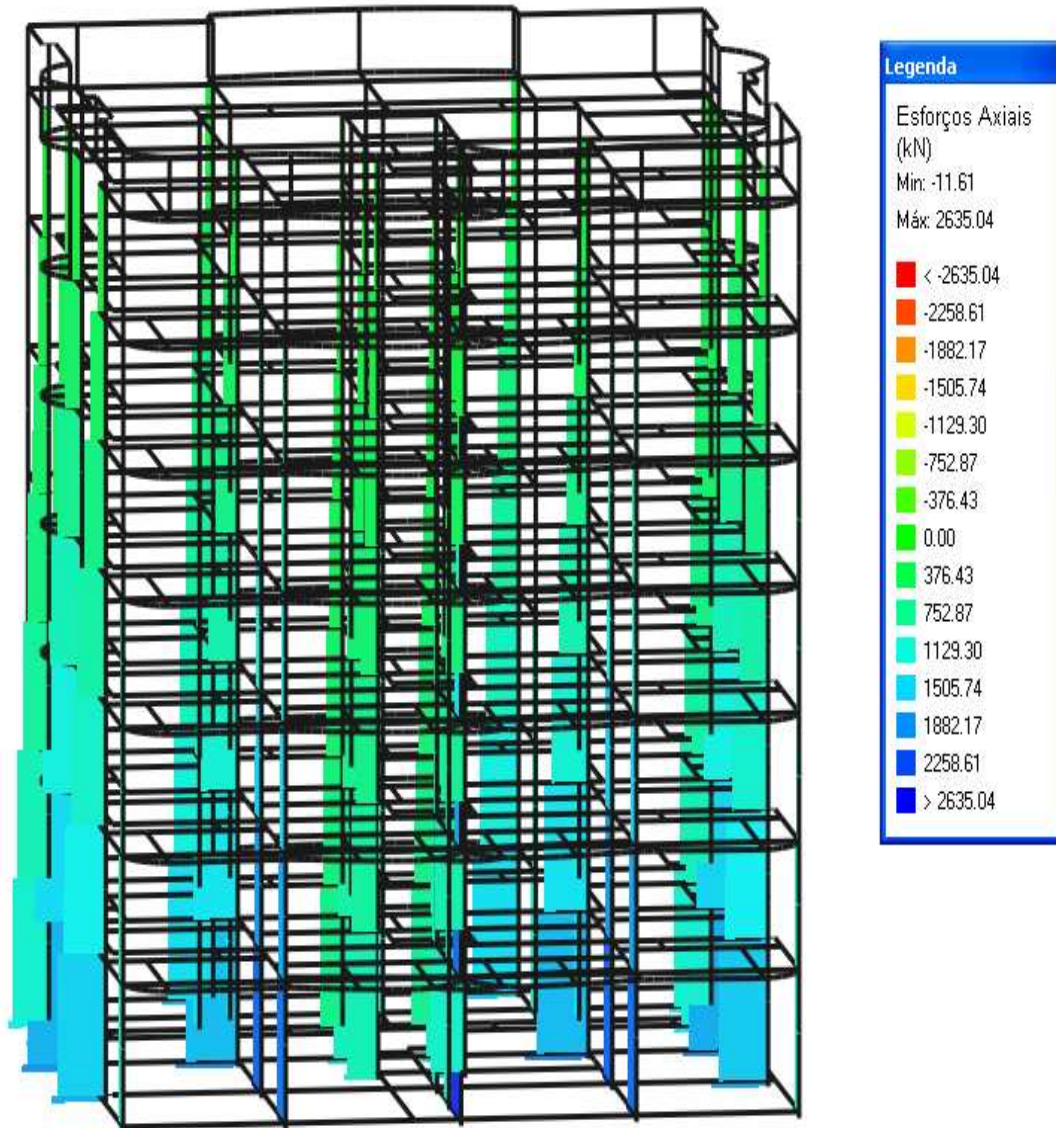


Figura 34: Pórtico unifilar dos esforços axiais da estrutura A não-linear

- **Diagrama Esforço Cortante – Estrutura A Não-Linear**

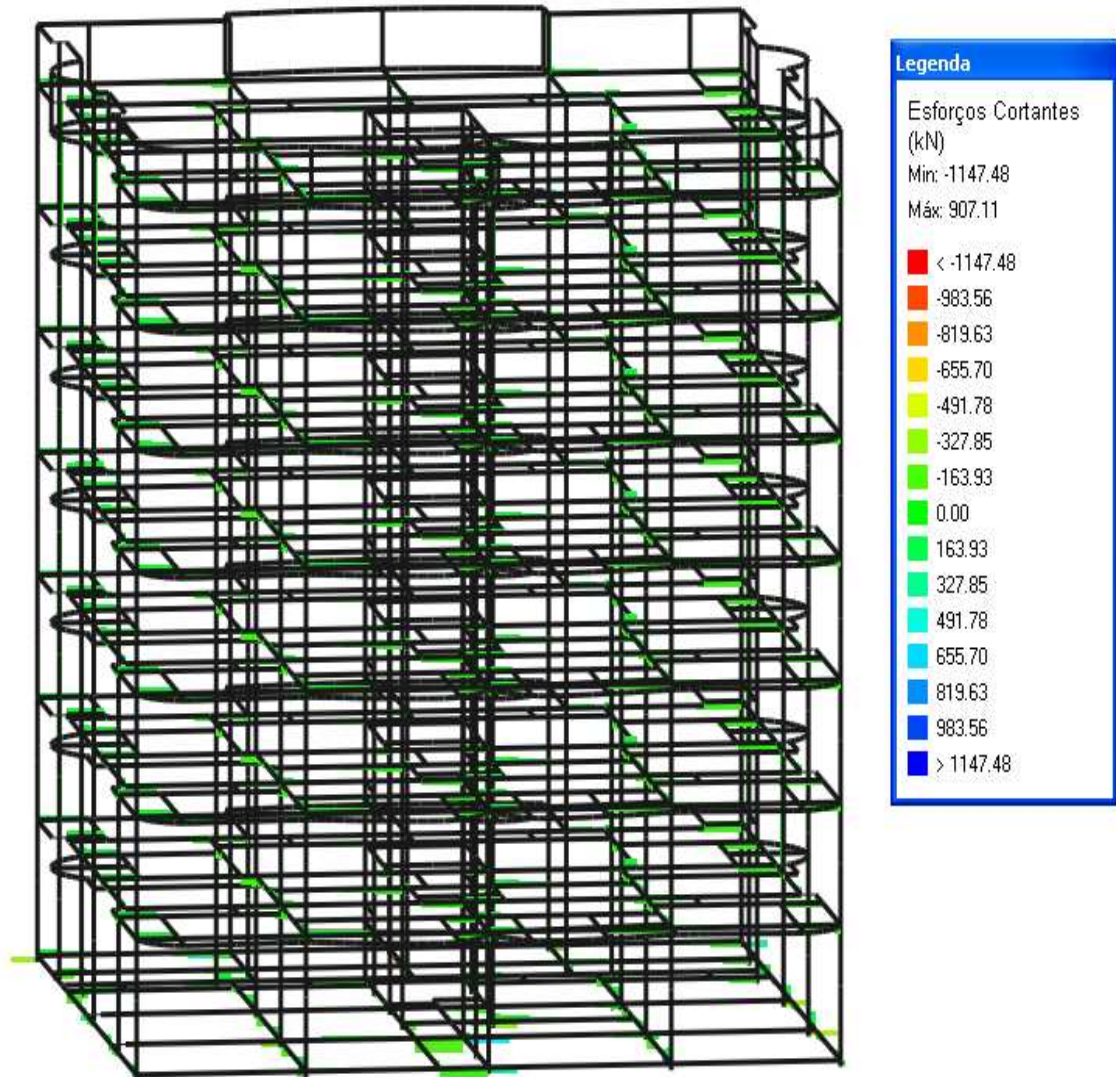


Figura 35: Pórtico unifilar dos esforços cortantes da estrutura da estrutura A não-linear

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura A Não-Linear**

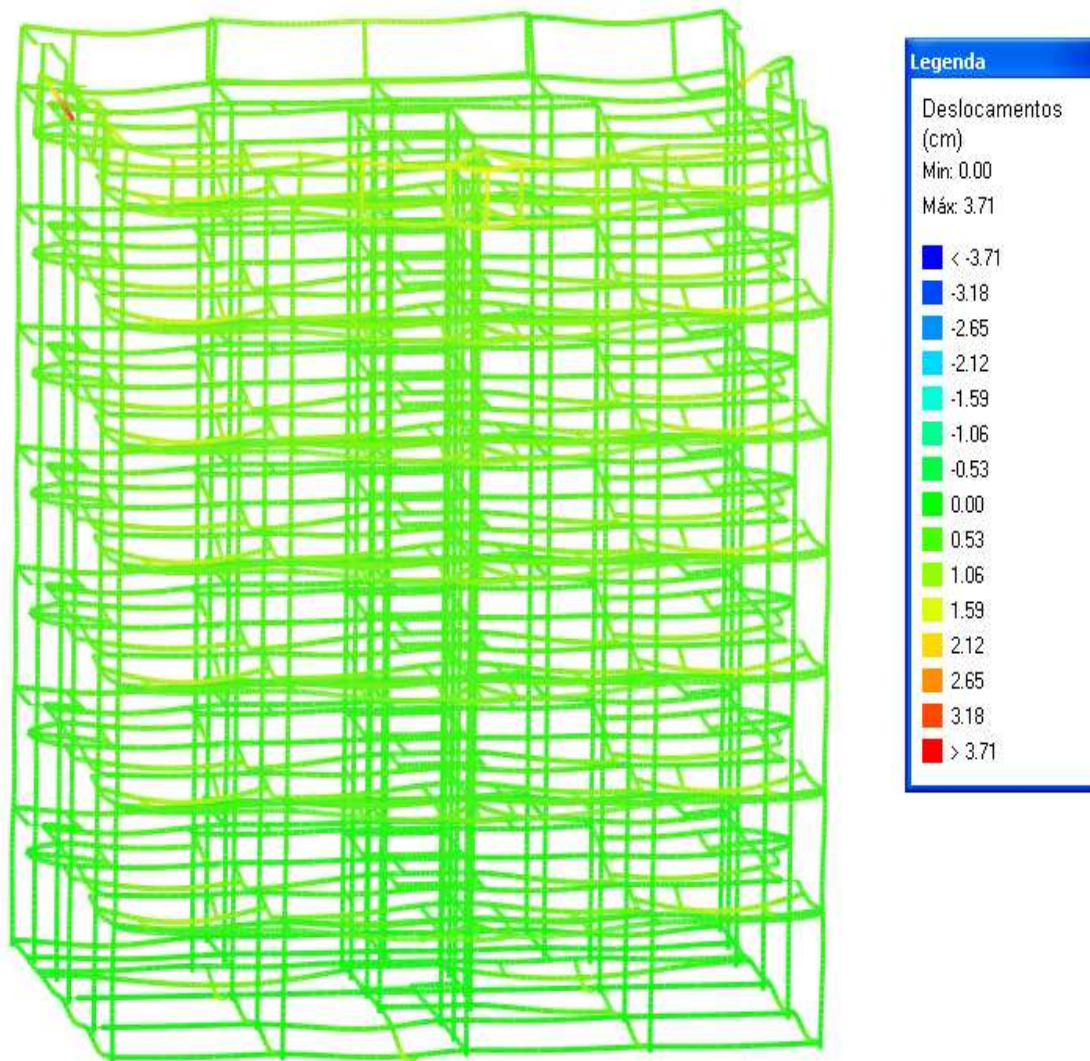


Figura 36: Pórtico unifilar dos deslocamentos da estrutura A não-linear

- **Estabilidade Global – Estrutura A Não-Linear**

Tabela 4: Coeficiente Gama-Z – Estrutura A não-linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	468.19	401.59
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	68.13	61.57
Gama-Z	1.17	1.18

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 5: Gama-Z por Combinação – Estrutura A não-linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	95.54	7.29	1.14	1.01
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V1	780.32	669.31	70.77	4.03	1.10	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	107.90	9.24	1.16	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	468.19	401.59	68.13	10.14	1.17	1.03
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	780.32	669.31	83.08	5.50	1.12	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	468.19	401.59	53.16	6.21	1.13	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	95.54	7.29	1.14	1.01
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V2	780.32	669.31	70.78	4.03	1.10	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	107.90	9.24	1.16	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	468.19	401.59	68.13	10.14	1.17	1.03
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	780.32	669.31	83.08	5.50	1.12	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	468.19	401.59	53.17	6.21	1.13	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.13	79.85	1.00	1.14
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V3	780.32	669.31	0.07	57.81	1.00	1.09
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.37	91.02	1.00	1.16
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	468.19	401.59	0.49	61.57	1.00	1.18
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	780.32	669.31	0.26	68.50	1.00	1.11
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	468.19	401.59	0.35	46.36	1.00	1.13
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.13	79.86	1.00	1.14
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V4	780.32	669.31	0.07	57.81	1.00	1.09
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.37	91.02	1.00	1.16
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	468.19	401.59	0.49	61.57	1.00	1.18
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	780.32	669.31	0.26	68.50	1.00	1.11
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	468.19	401.59	0.35	46.37	1.00	1.13

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2 (Combinações Últimas);

$$\gamma_z = 1,17$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,18$$

- **Diagrama de Momentos Fletores – Estrutura B Linear**

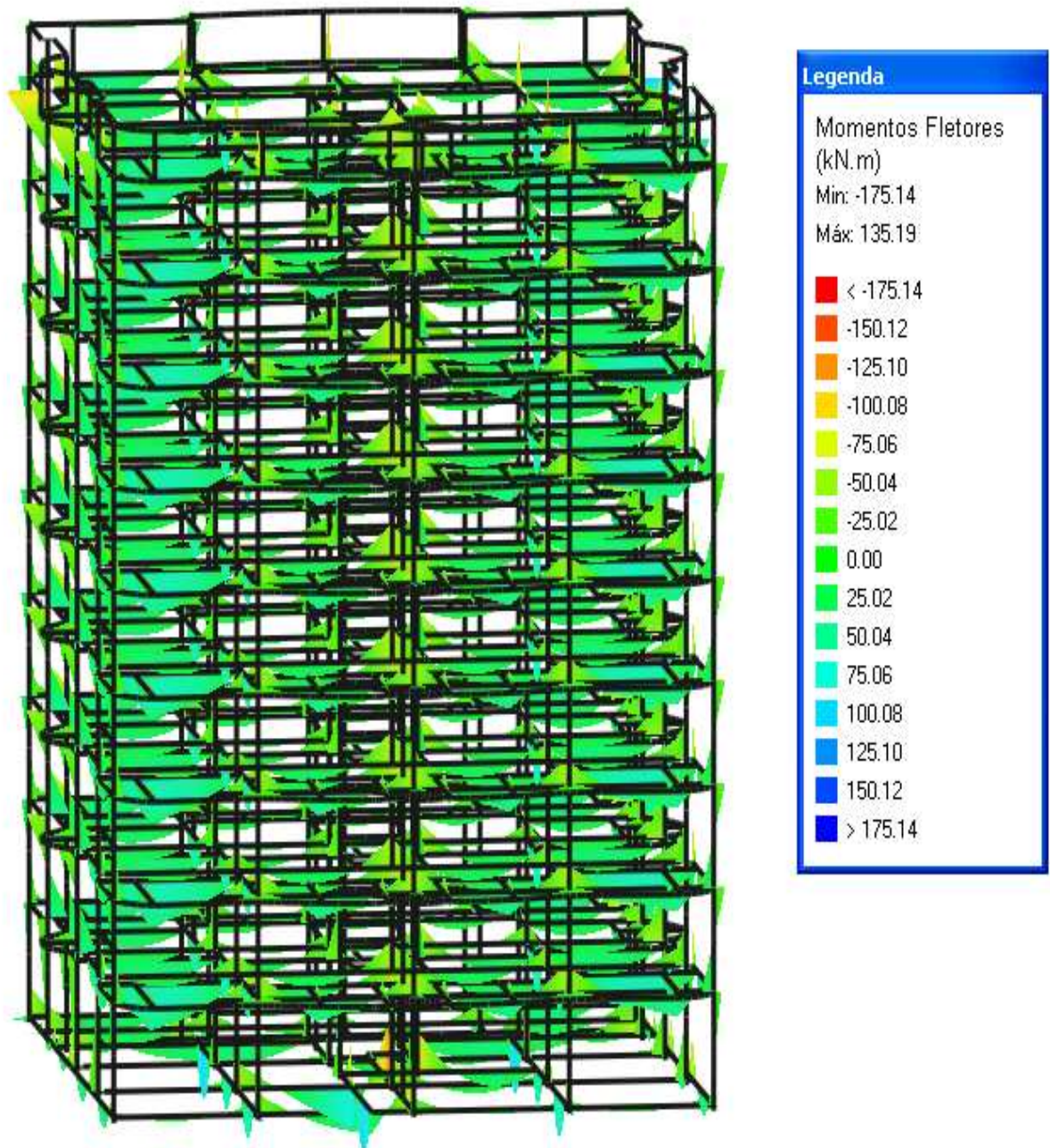


Figura 37: Pórtico Unifilar dos esforços de Momentos Fletores da estrutura B linear.

- Diagrama de Momentos Torsores – Estrutura B Linear

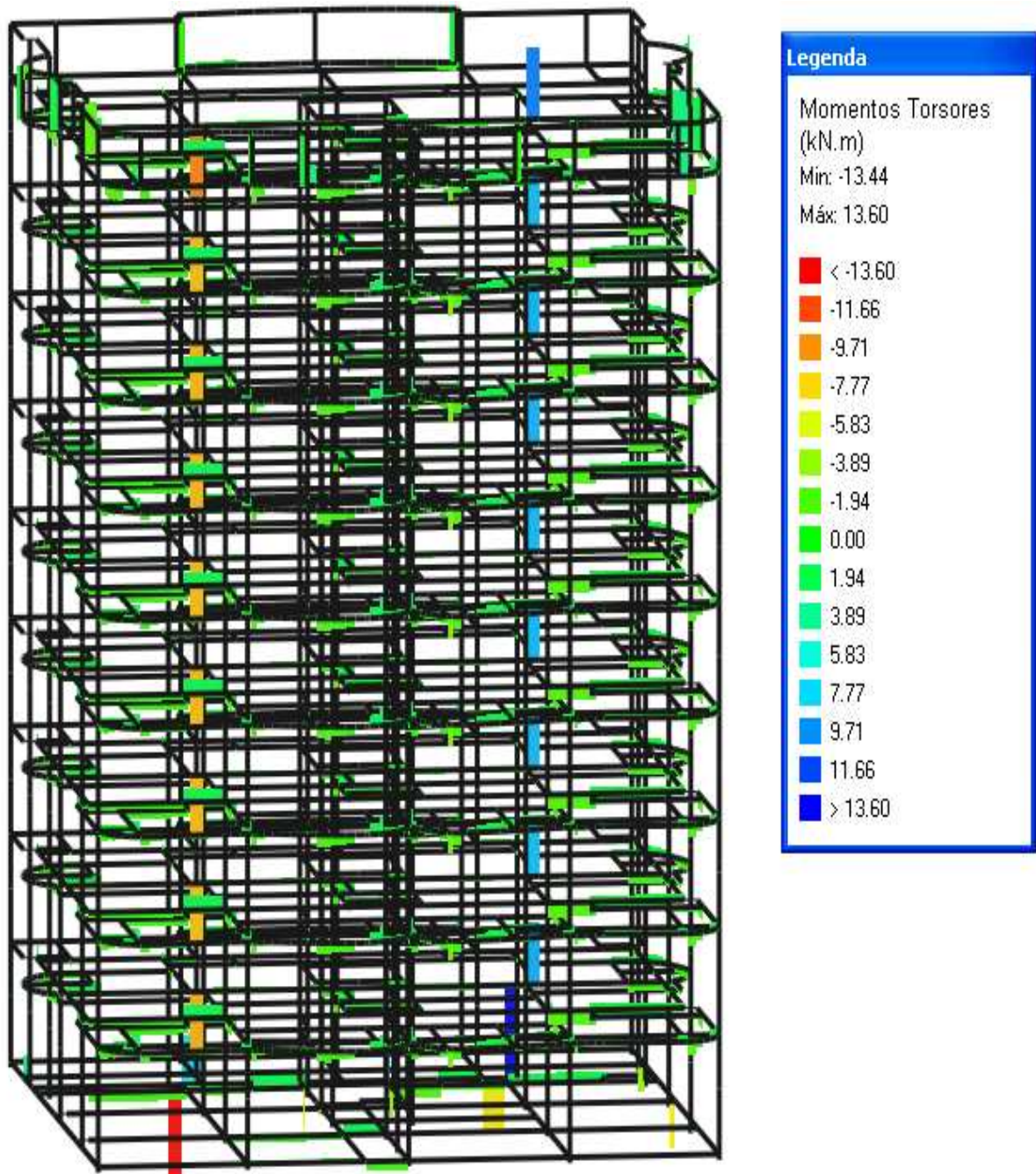


Figura 38: Pórtico Unifilar dos momentos torsores da estrutura B linear.

- **Diagrama de Esforços Axiais– Estrutura B Linear**

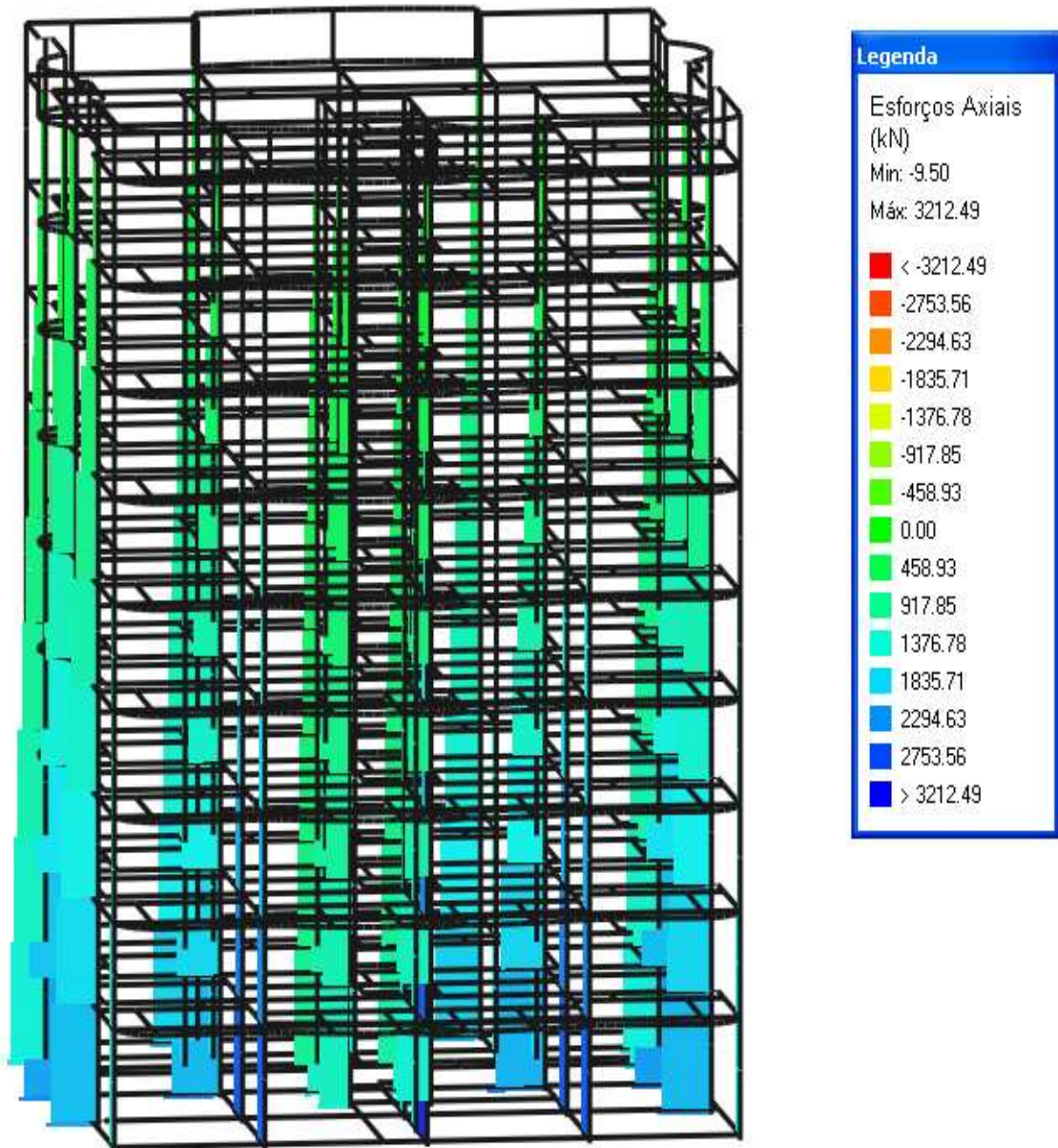


Figura 39: Pórtico Unifilar dos esforços axiais da estrutura B linear.

- **Diagrama Esforço Cortante – Estrutura B Linear**

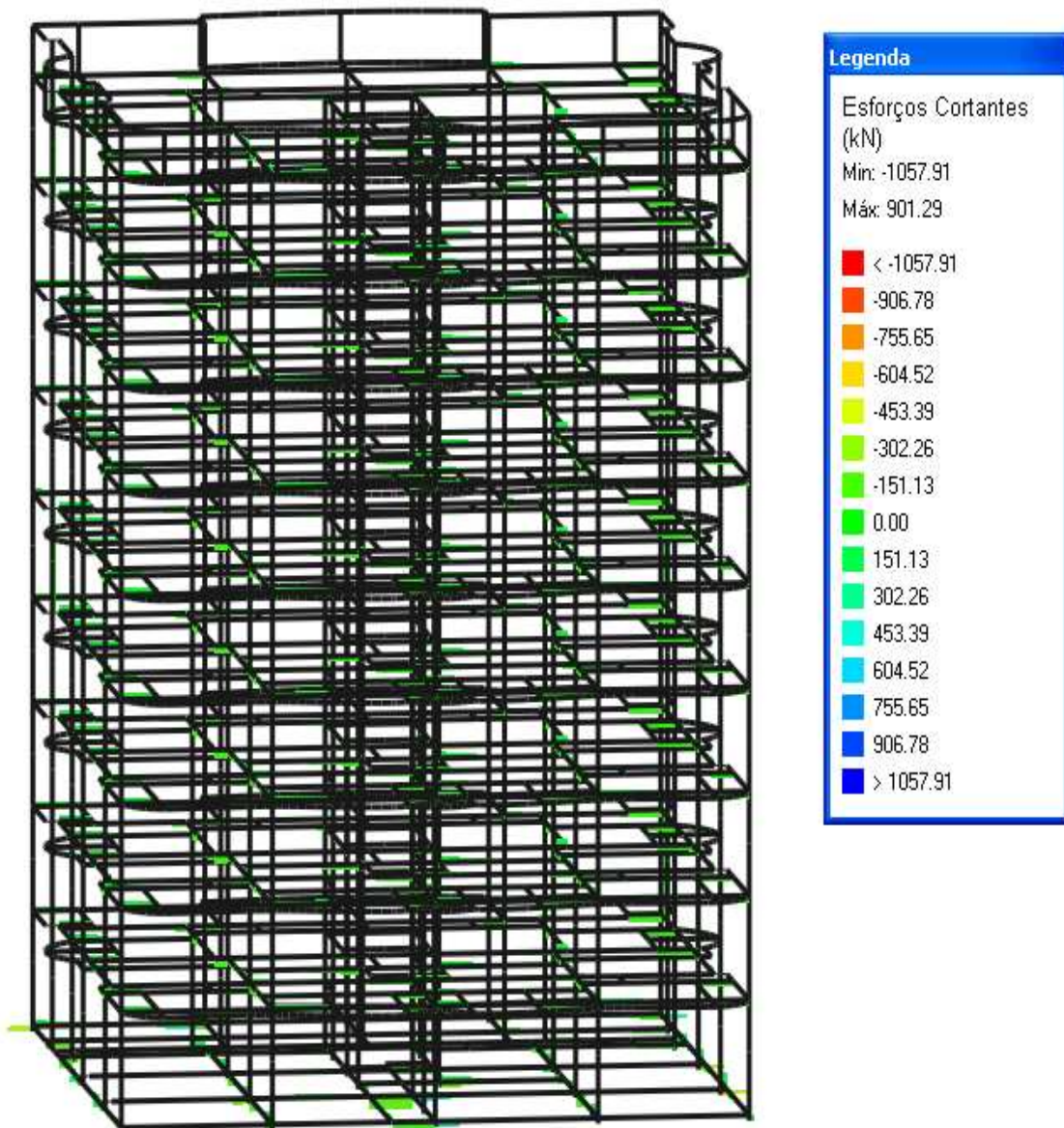


Figura 40: Pórtico Unifilar dos esforços cortantes da estrutura B Linear

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura B Linear**

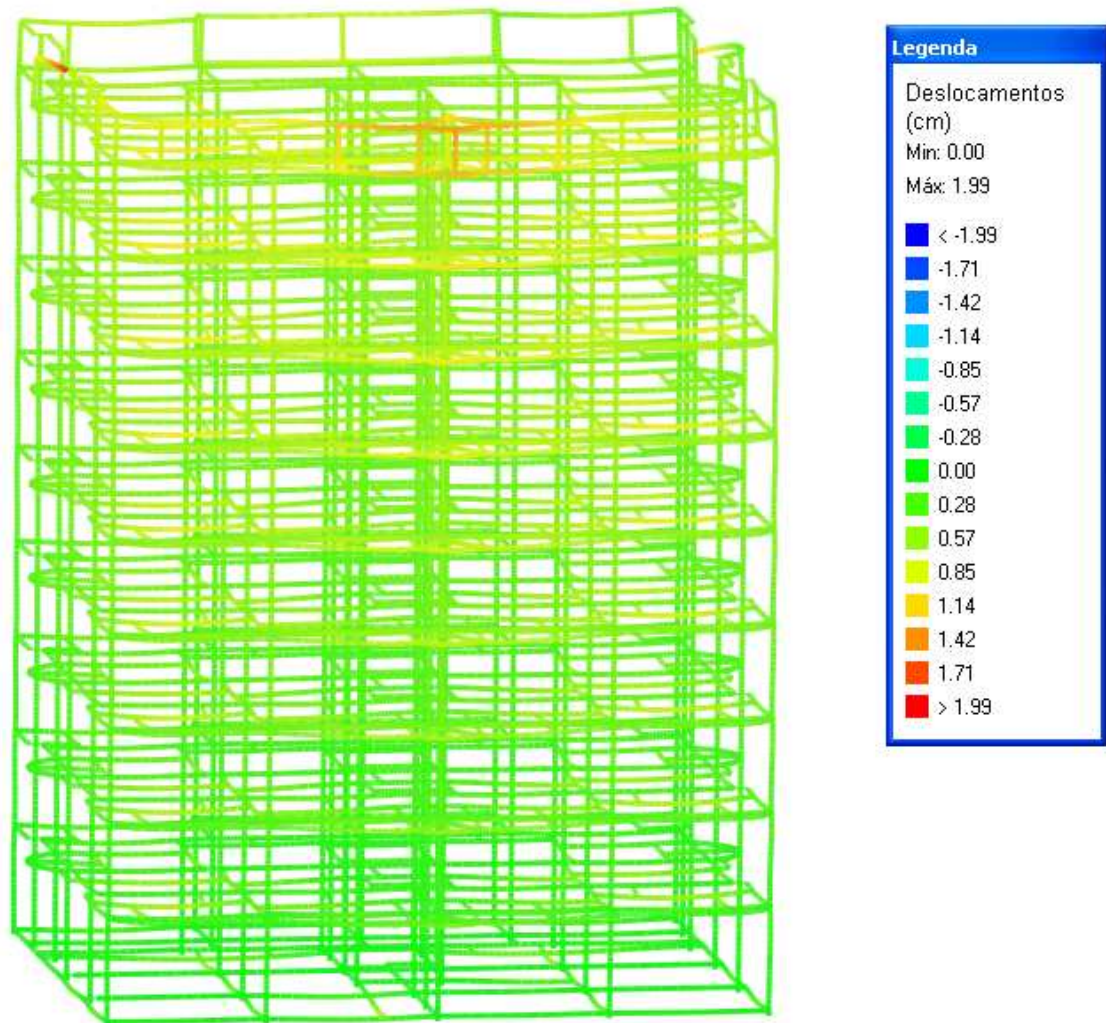


Figura 41: Pórtico Unifilar dos deslocamentos da estrutura B linear

- **Estabilidade Global - Estrutura B Linear**

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Tabela 6: Coeficiente Gama-Z – Estrutura B linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	790.28	677.86
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	91.44	80.70
Gama-Z	1.13	1.14

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 7: Gama-Z por Combinação – Estrutura B linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	128.68	6.54	1.11	1.01
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V1	1317.14	1129.77	95.40	3.64	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	145.25	8.73	1.12	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	790.28	677.86	91.44	9.77	1.13	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	111.93	5.32	1.09	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	790.28	677.86	71.46	6.13	1.10	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	128.68	6.54	1.11	1.01
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V2	1317.14	1129.77	95.40	3.64	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	145.25	8.73	1.12	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	790.28	677.86	91.44	9.77	1.13	1.01
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	111.93	5.32	1.09	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	790.28	677.86	71.46	6.13	1.10	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	-0.17	106.59	1.00	1.10
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V3	1317.14	1129.77	-0.09	77.80	1.00	1.07
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	-0.01	121.50	1.00	1.12
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	790.28	677.86	0.07	80.69	1.00	1.14
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	0.04	92.20	1.00	1.09
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	790.28	677.86	0.10	61.52	1.00	1.10
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	-0.17	106.59	1.00	1.10
G1+G2+S+1.1 ^a +1.4V4	1317.14	1129.77	-0.09	77.81	1.00	1.07
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	-0.01	121.51	1.00	1.12
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	790.28	677.86	0.07	80.70	1.00	1.14
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	0.04	92.21	1.00	1.09
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	790.28	677.86	0.10	61.52	1.00	1.10

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1 (Combinações Últimas);

$$\gamma_z = 1,13$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,14$$

- **Diagrama de Momentos Fletores – Estrutura B Não-Linear**

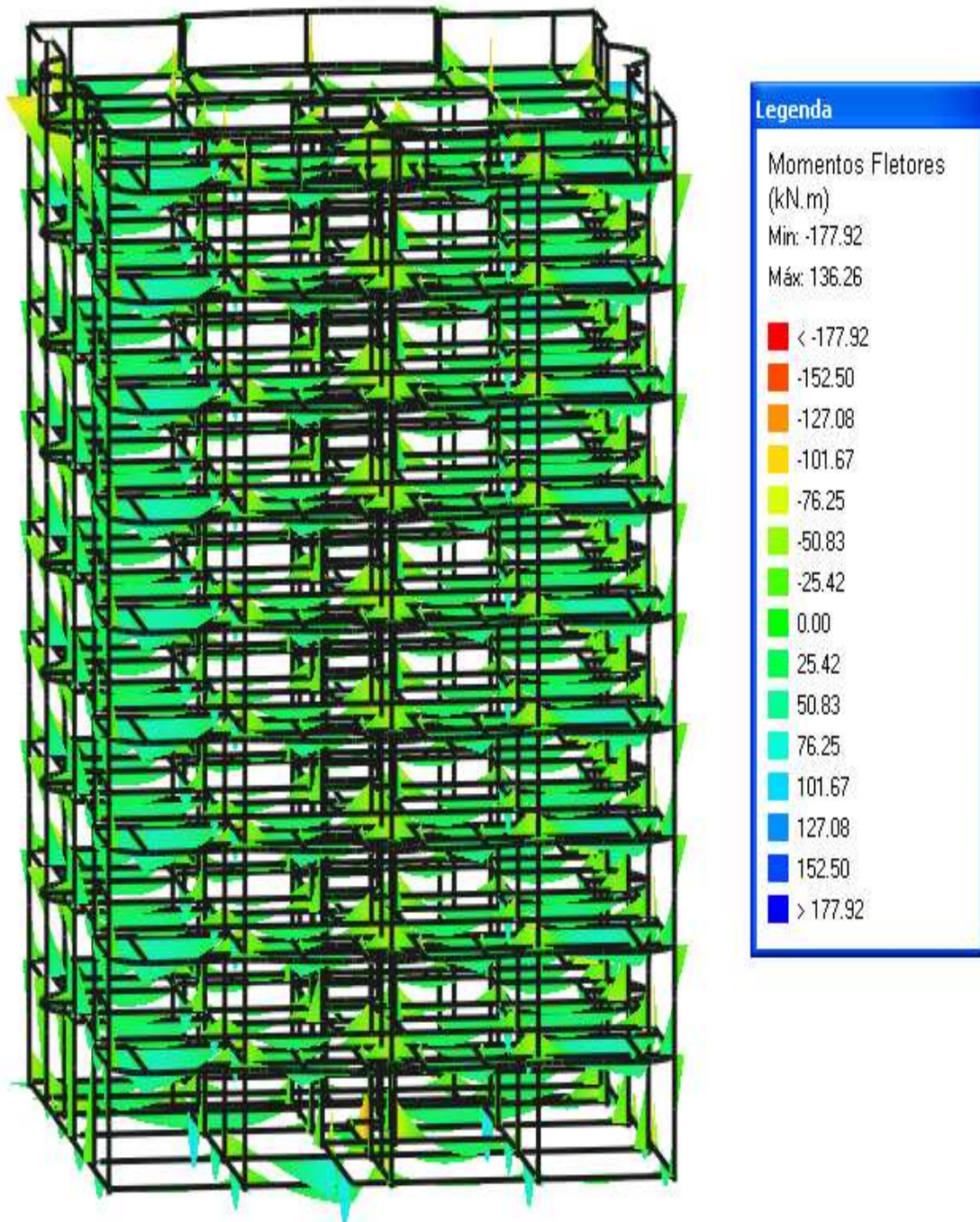


Figura 42: Pórtico Unifilar dos esforços de Momentos Fletores da estrutura B não-linear

- **Diagrama de Momentos Torsores – Estrutura B Não-Linear**

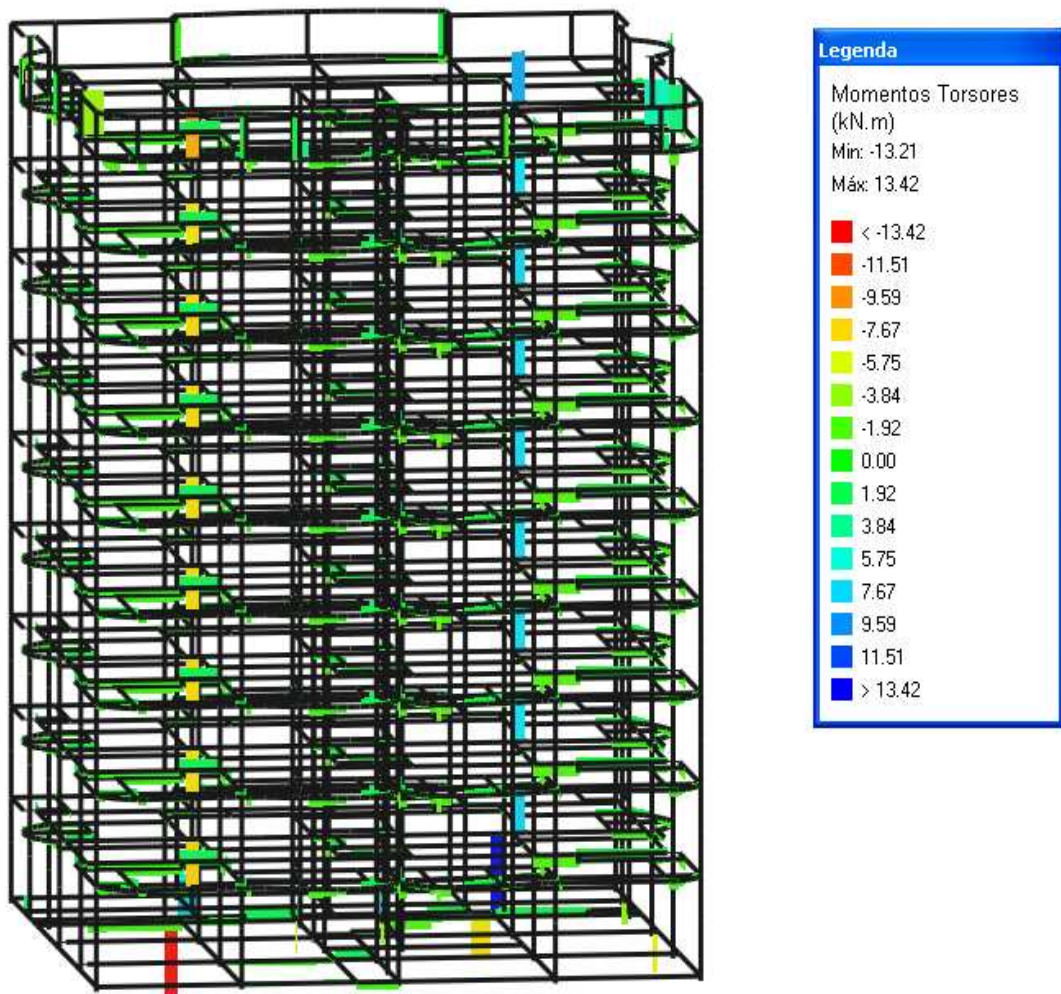


Figura 43: Pórtico Unifilar dos momentos torsores da estrutura B não-linear

- **Diagrama de Esforços Axiais– Estrutura B Não-Linear**



Figura 44: Pórtico Unifilar dos esforços axiais da Estrutura B não-linear

- **Diagrama Esforço Cortante – Estrutura B Não-Linear**

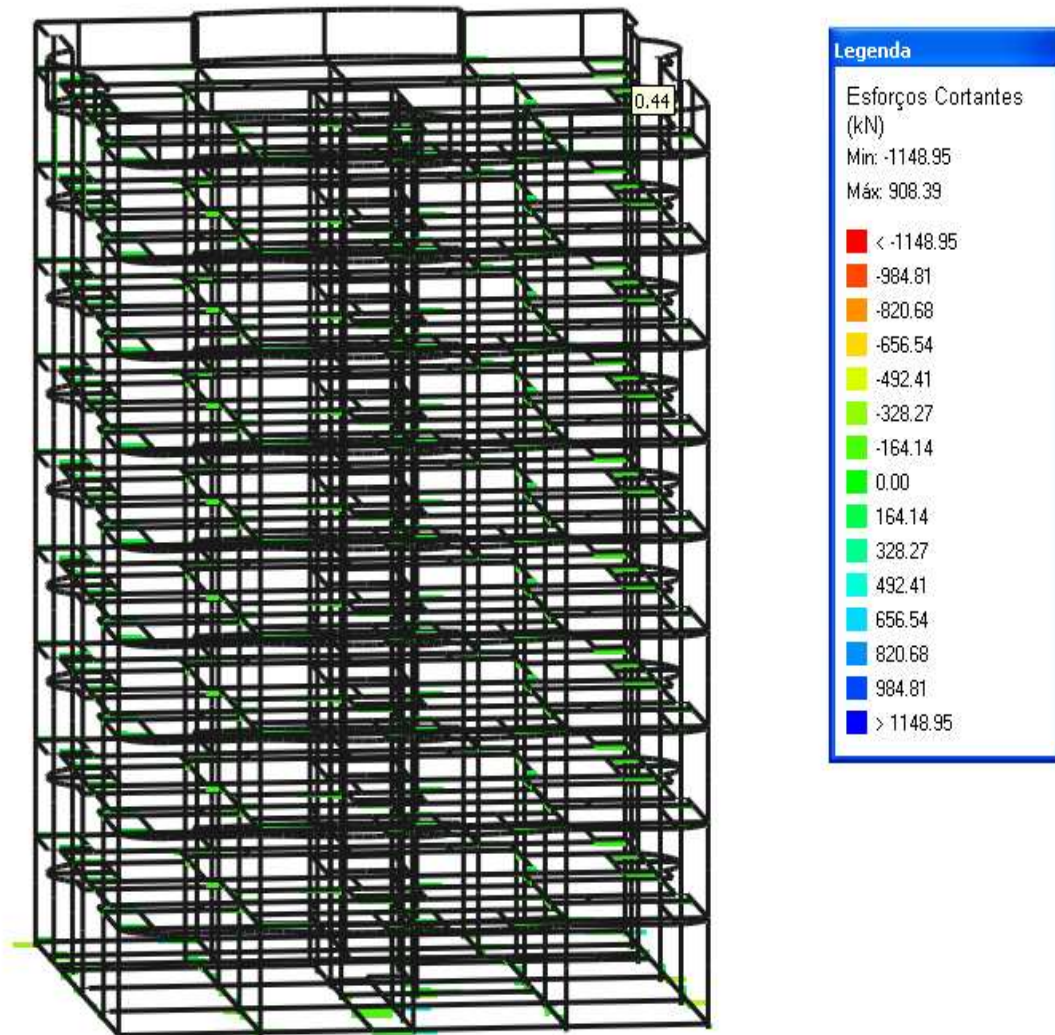


Figura 45: Pórtico Unifilar dos esforços cortantes da estrutura B sob a influência das NLF e NLG

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura B Não-Linear**

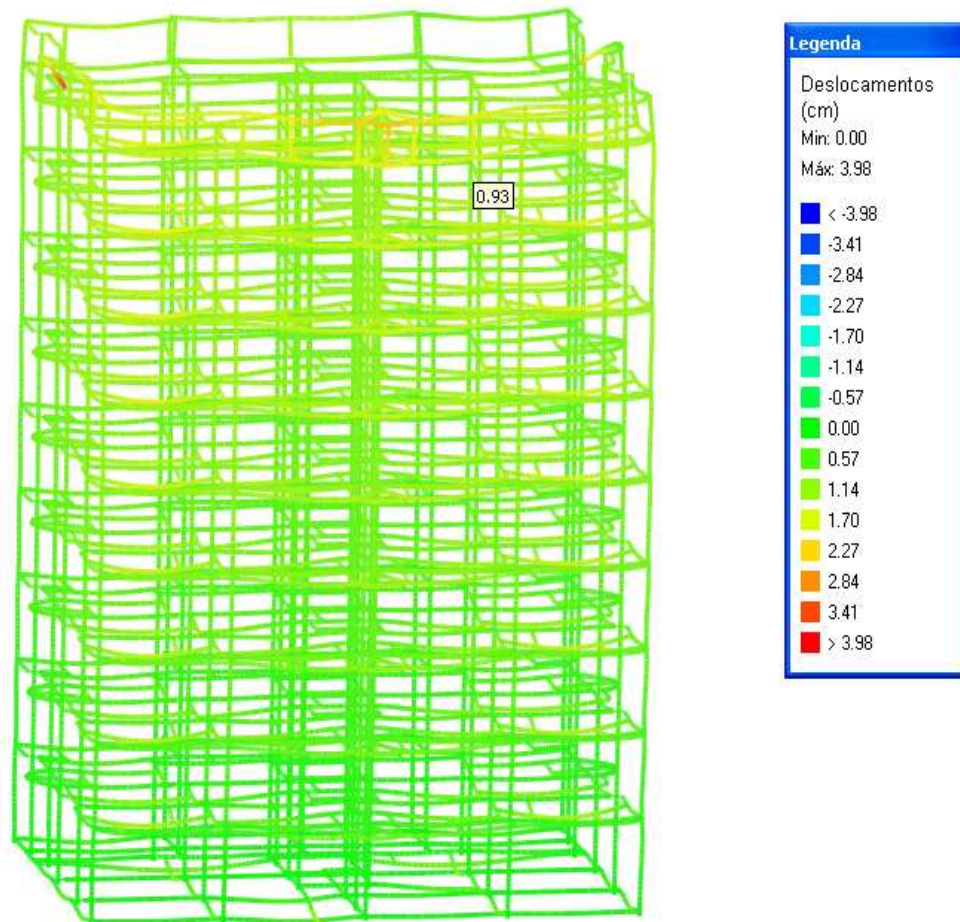


Figura 46: Pórtico Unifilar dos deslocamentos da estrutura B com a consideração das NLF e NLG

- **Estabilidade Global - Estrutura B Não-Linear**

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Tabela 8: Coeficiente Gama-Z – Estrutura B não-linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	790.28	677.86
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	148.93	134.12
Gama-Z	1.23	1.25

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 9: Gama-Z por Combinação – Estrutura B não-linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	209.35	14.37	1.19	1.01
G1+G2+S+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	155.16	7.95	1.13	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	236.33	18.53	1.22	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	790.28	677.86	148.93	20.45	1.23	1.03
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	1317.14	1129.77	182.07	11.11	1.16	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	790.28	677.86	116.32	12.61	1.17	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	209.35	14.37	1.19	1.01
G1+G2+S+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	155.16	7.95	1.13	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	236.33	18.53	1.22	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	790.28	677.86	148.93	20.45	1.23	1.03
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	1317.14	1129.77	182.07	11.11	1.16	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	790.28	677.86	116.32	12.61	1.17	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	-0.02	174.71	1.00	1.18
G1+G2+S+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	0.00	126.80	1.00	1.13
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	0.31	199.26	1.00	1.21
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	790.28	677.86	0.46	134.12	1.00	1.25
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	1317.14	1129.77	0.25	150.36	1.00	1.15
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	790.28	677.86	0.37	101.38	1.00	1.18
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	-0.02	174.72	1.00	1.18
G1+G2+S+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	0.00	126.80	1.00	1.13
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	0.31	199.27	1.00	1.21
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	790.28	677.86	0.46	134.12	1.00	1.25
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	1317.14	1129.77	0.25	150.36	1.00	1.15
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	790.28	677.86	0.37	101.38	1.00	1.18

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1 (Combinações Últimas);

$$\gamma_z = 1,23$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,25$$

- **Diagrama de Momentos Fletores – Estrutura C Linear**

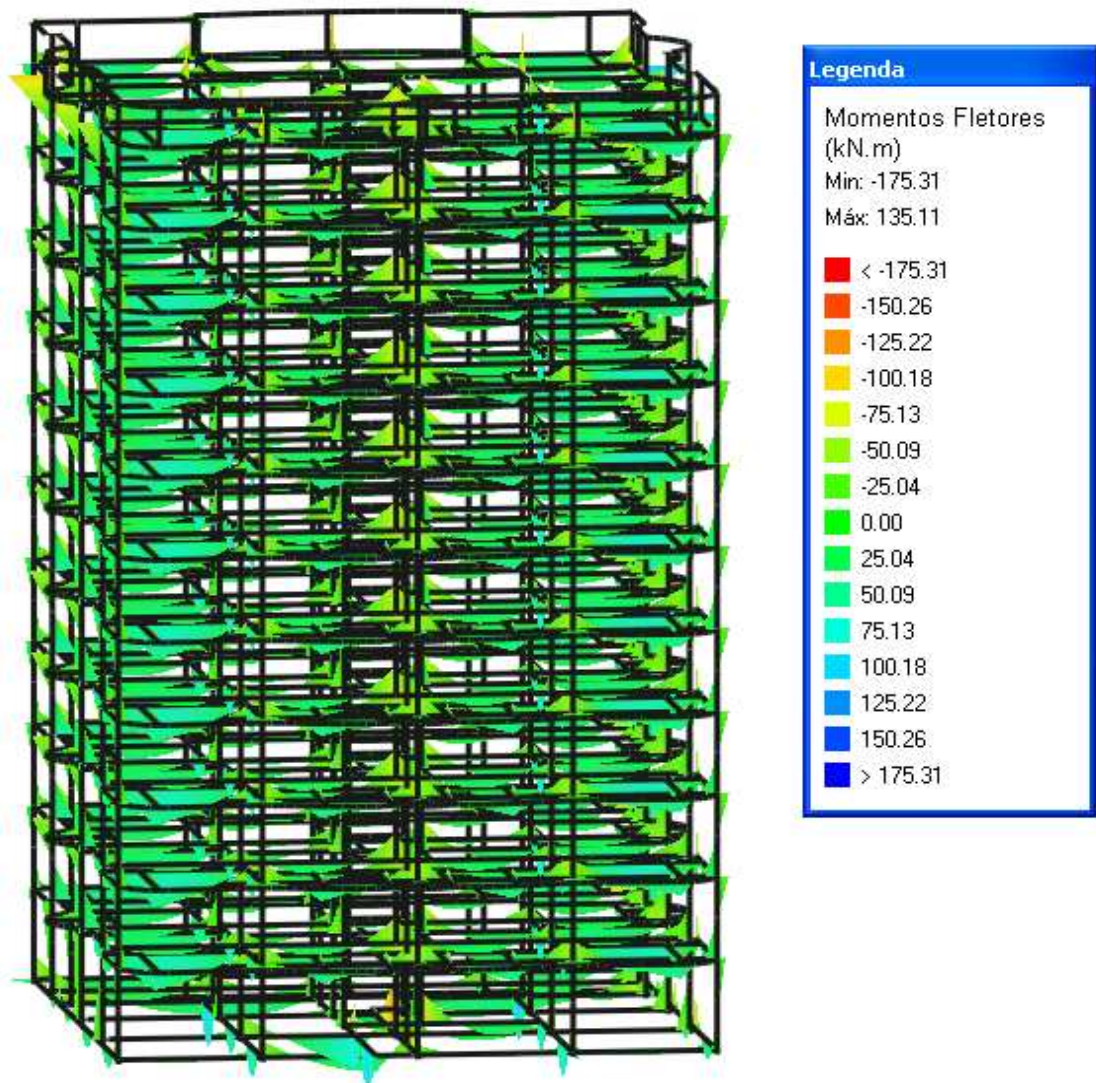


Figura 47: Pórtico Unifilar dos esforços de Momentos Fletores da estrutura C linear.

- **Diagrama de Momentos Torsores – Estrutura C Linear**

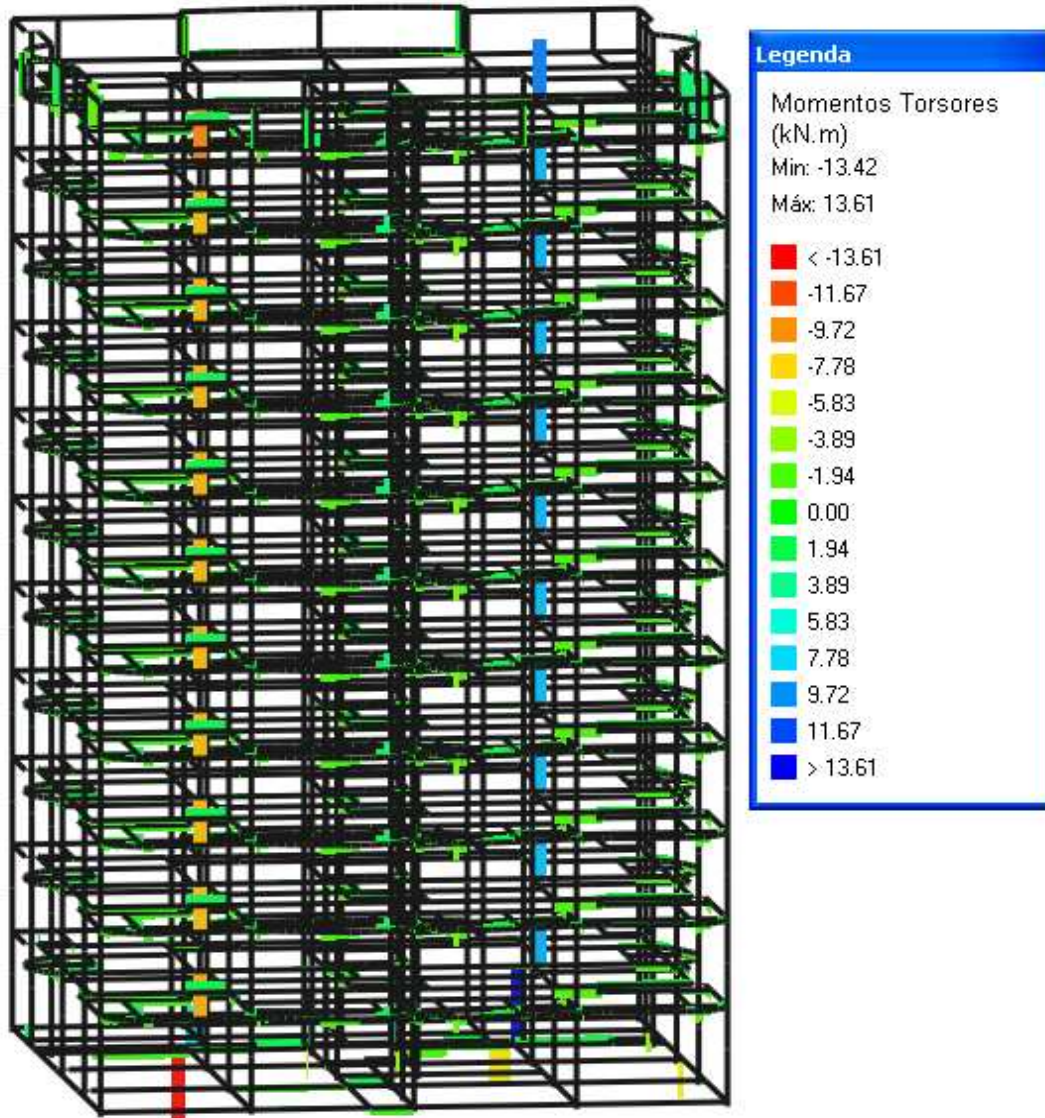


Figura 48: Pórtico Unifilar dos momentos torsores da estrutura C linear.

- **Diagrama de Esforços Axiais– Estrutura C Linear**

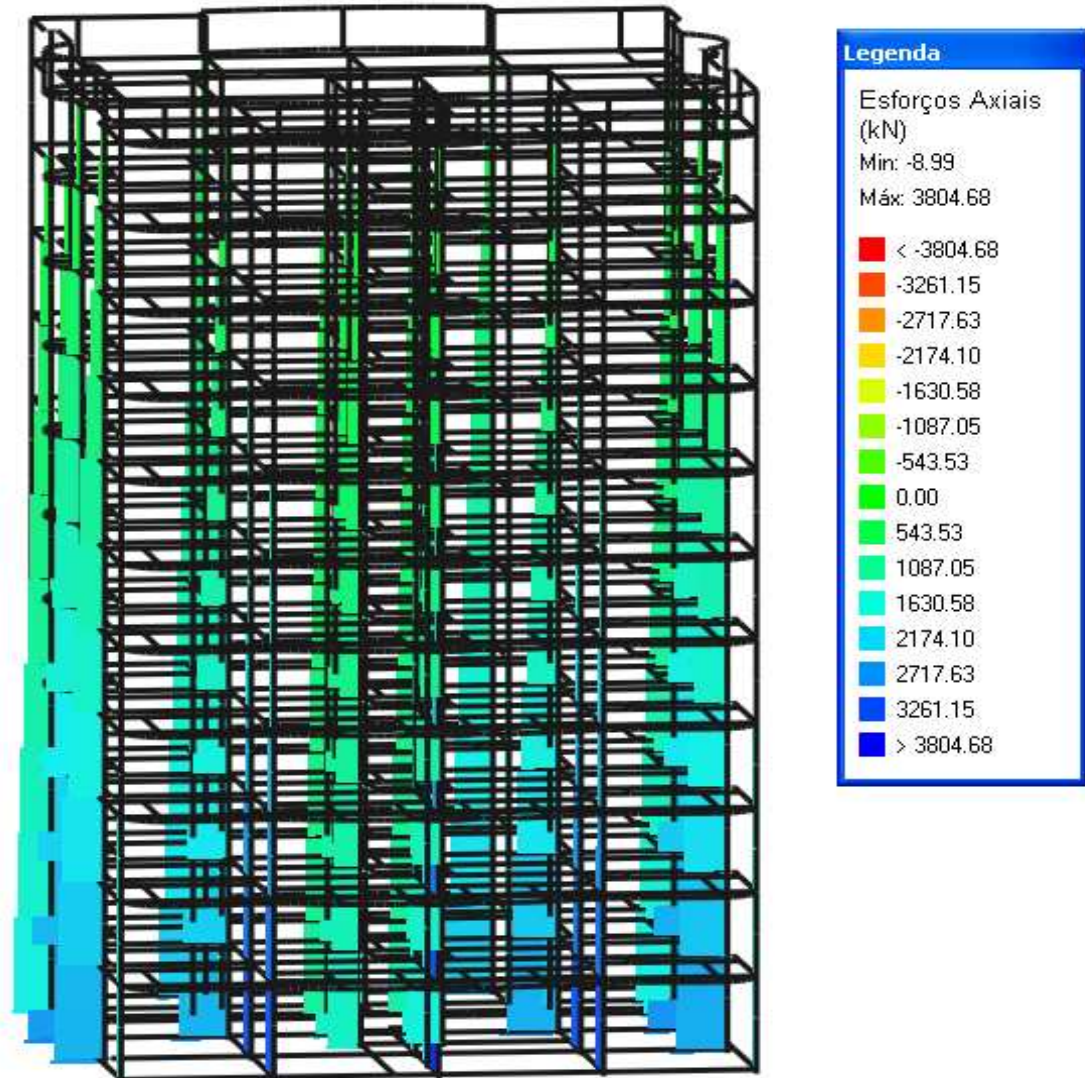


Figura 49: Pórtico Unifilar dos esforços axiais da estrutura C linear.

- Diagrama Esforço Cortante – Estrutura C Linear

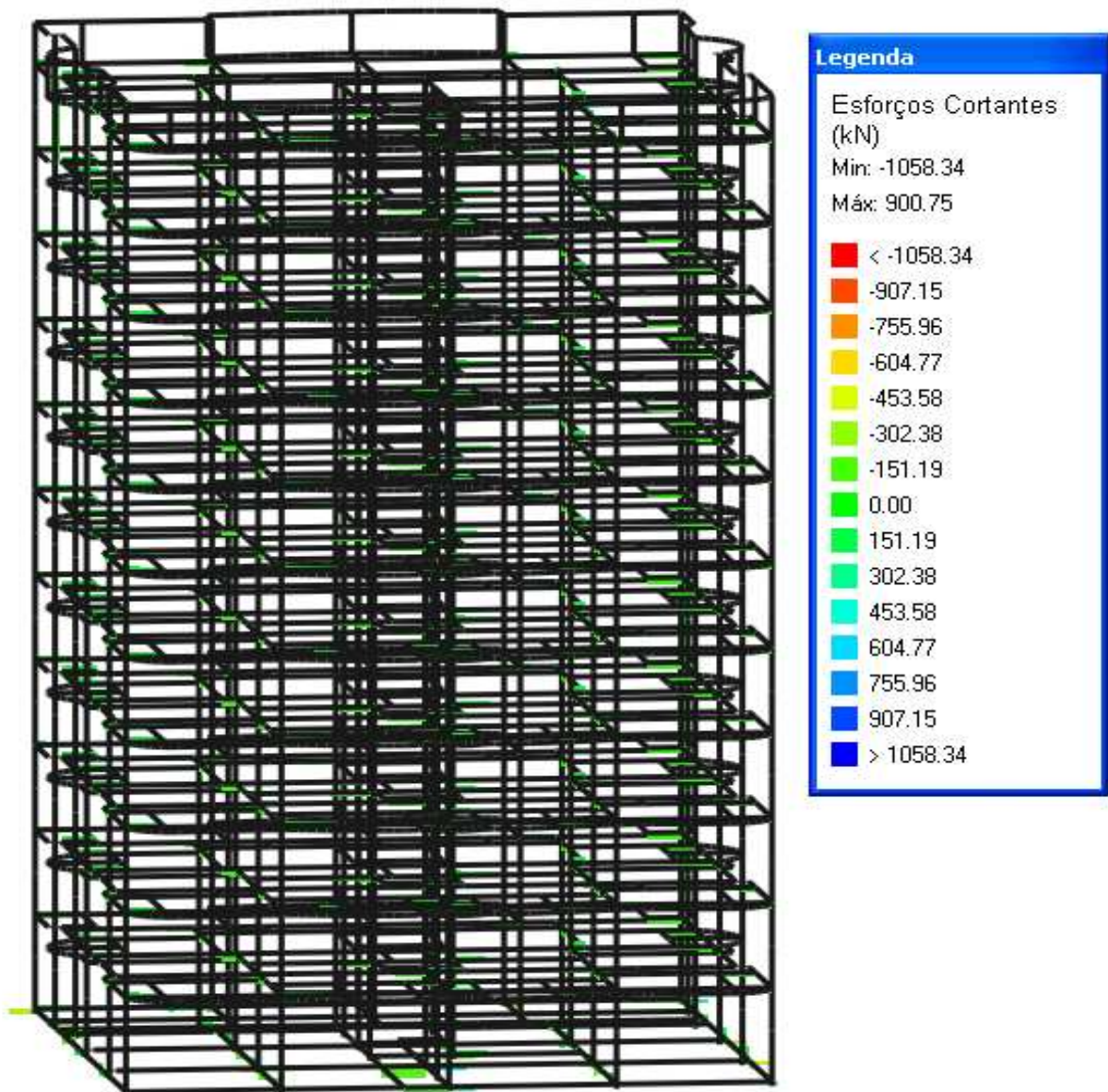


Figura 50: Pórtico Unifilar dos esforços cortantes da estrutura C linear.

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura C Linear**

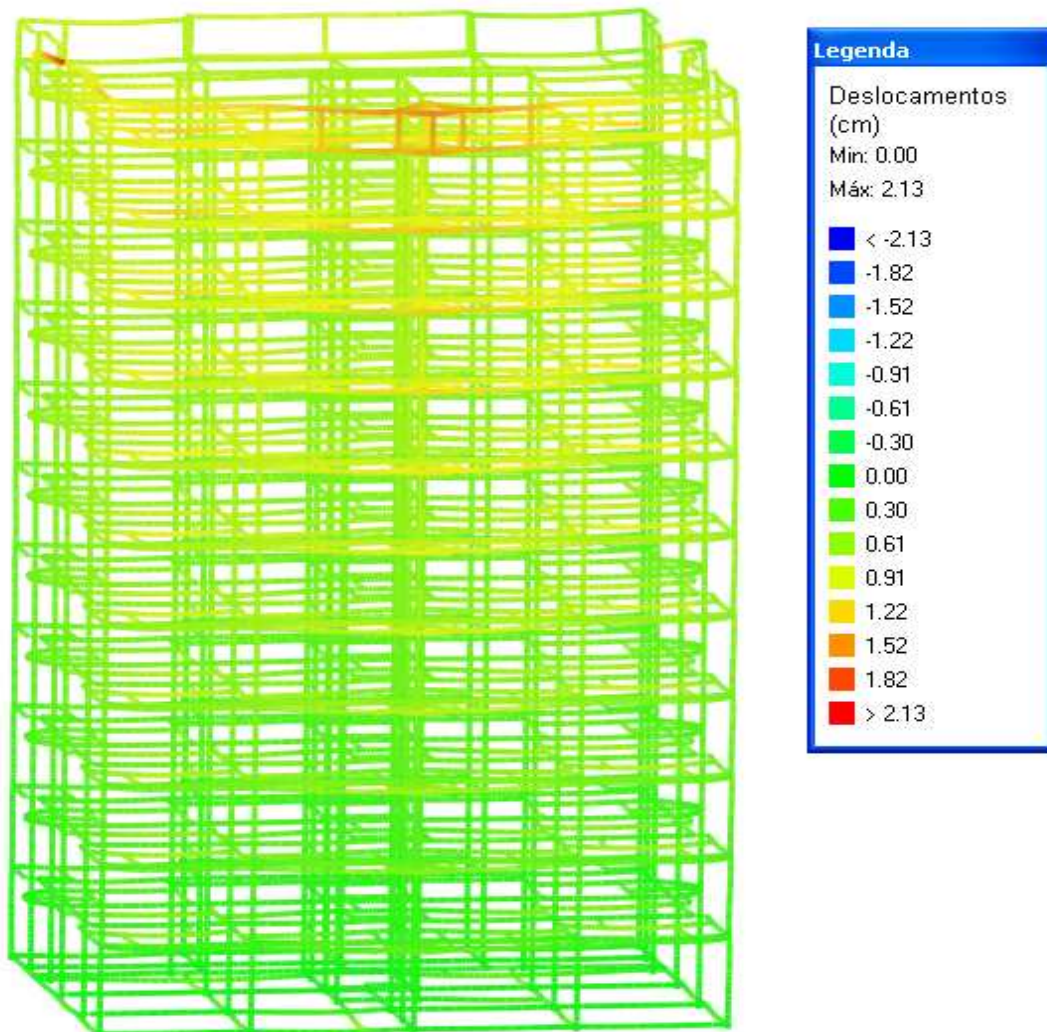


Figura 51: Pórtico Unifilar dos deslocamentos da estrutura C linear

- **Estabilidade Global**

Tabela 10: Coeficiente Gama-Z – Estrutura C linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1208.07	1036.21
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	152.85	136.20
Gama-Z	1.14	1.15

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 11: Gama-Z por Combinação – Estrutura C linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	214.98	11.00	1.12	1.01
G1+G2+S+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	159.35	6.13	1.09	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	242.65	14.81	1.14	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	1208.07	1036.21	152.85	16.61	1.14	1.02
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	186.96	9.04	1.10	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	1208.07	1036.21	119.40	10.45	1.11	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	214.98	11.00	1.12	1.01
G1+G2+S+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	159.35	6.13	1.09	1.00
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	242.65	14.81	1.14	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	1208.07	1036.21	152.85	16.61	1.14	1.02
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	186.96	9.04	1.10	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	1208.07	1036.21	119.40	10.45	1.11	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	-0.05	179.65	1.00	1.12
G1+G2+S+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	-0.03	131.15	1.00	1.08
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	0.21	204.94	1.00	1.13
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	1208.07	1036.21	0.34	136.19	1.00	1.15
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	0.18	155.54	1.00	1.10
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	1208.07	1036.21	0.28	103.85	1.00	1.11
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	-0.05	179.66	1.00	1.12
G1+G2+S+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	-0.03	131.17	1.00	1.08
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	0.21	204.95	1.00	1.13
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	1208.07	1036.21	0.34	136.20	1.00	1.15
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	0.18	155.55	1.00	1.10
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	1208.07	1036.21	0.28	103.86	1.00	1.11

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2 (Combinações Últimas);

$$\gamma_z = 1,14$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,15$$

- **Diagrama de Momentos Fletores – Estrutura C Não-Linear**

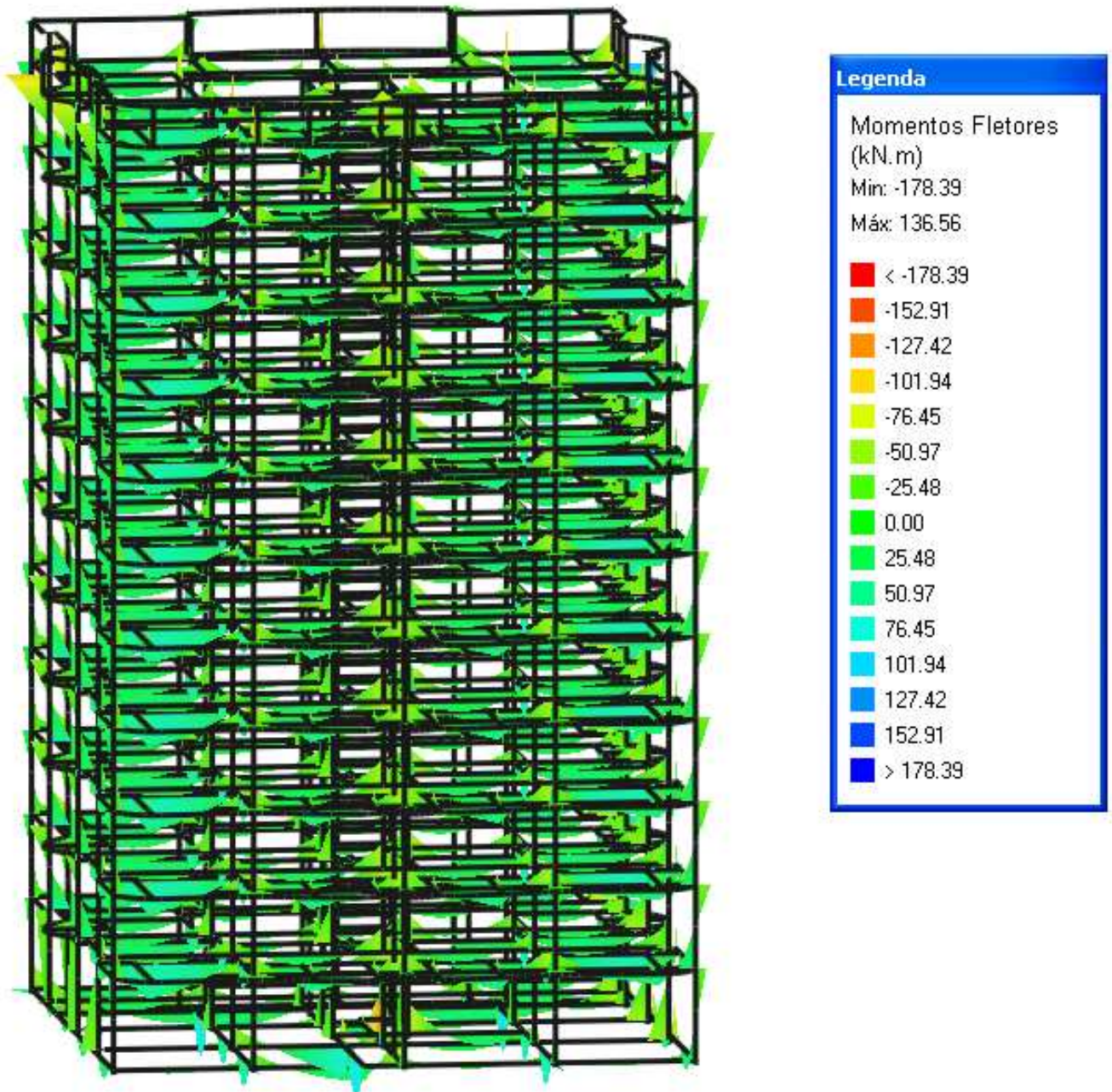


Figura 52: Pórtico Unifilar dos esforços de Momentos Fletores da estrutura C não-linear

- **Diagrama de Momentos Torsores – Estrutura C Não-Linear**

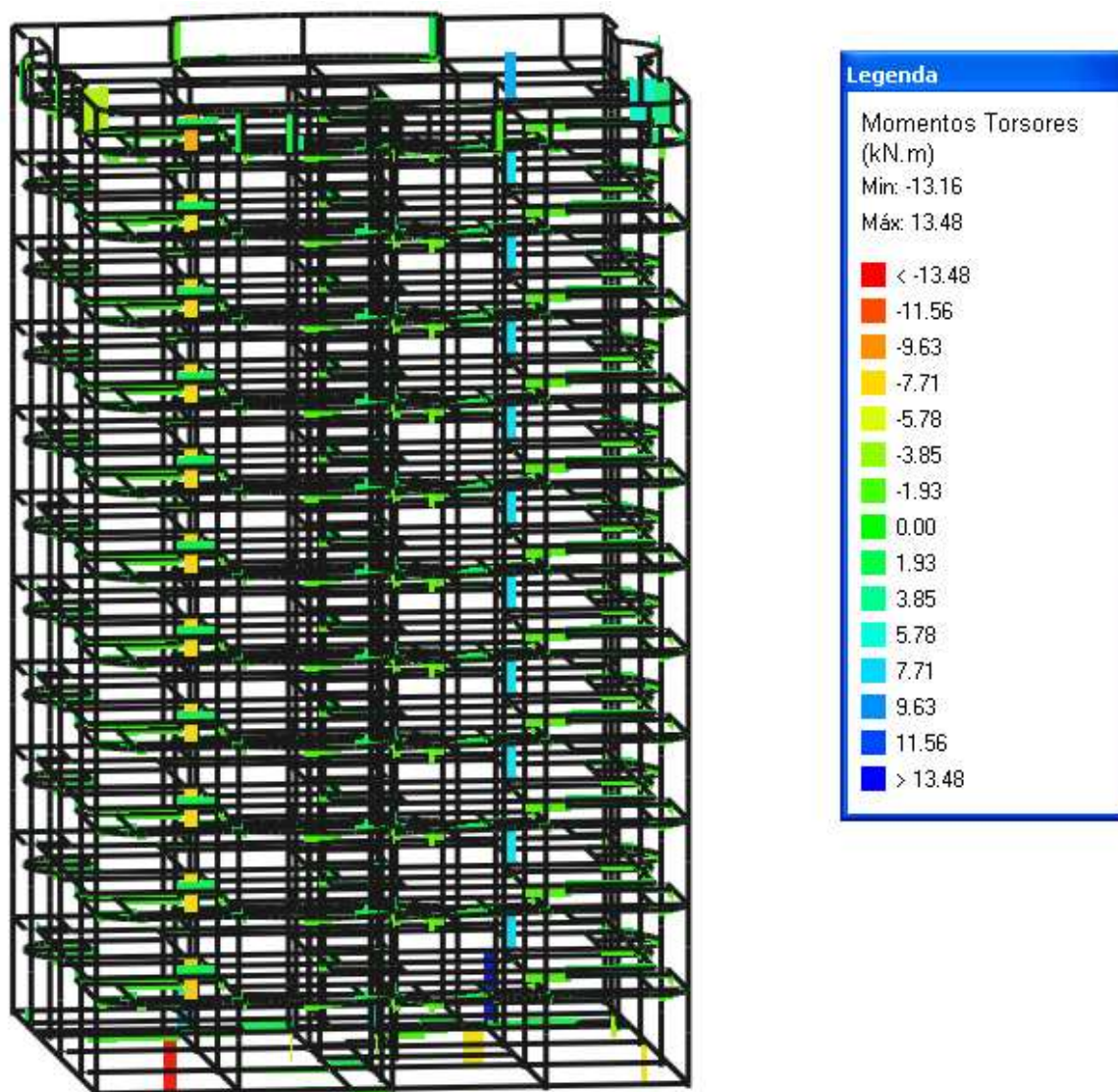


Figura 53: Pórtico Unifilar dos momentos torsores da estrutura C não-linear

- Diagrama de Esforços Axiais– Estrutura C Não-Linear

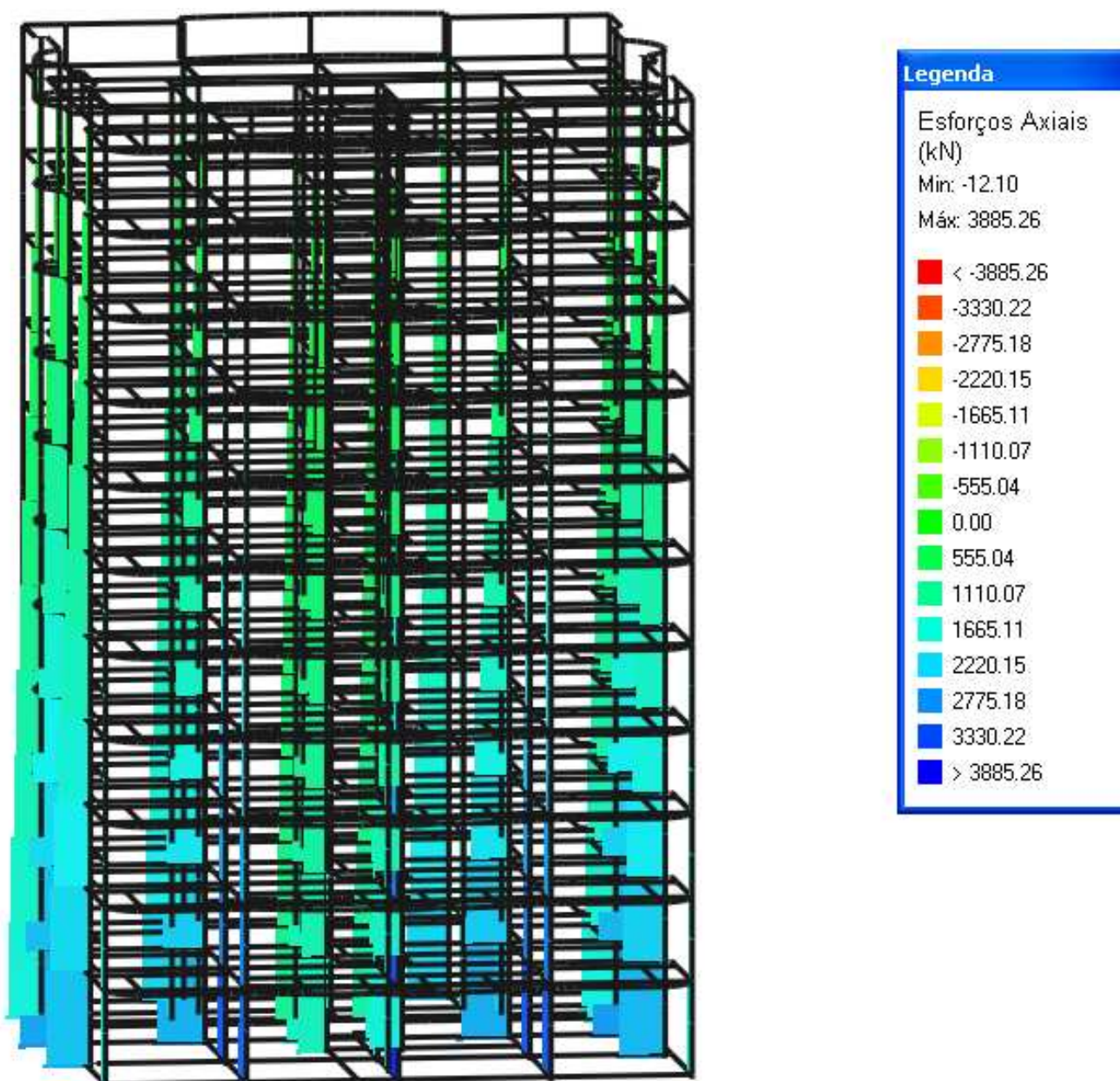


Figura 54: Pórtico Unifilar dos esforços axiais da Estrutura C não-linear

- **Diagrama Esforço Cortante – Estrutura C Não-Linear**

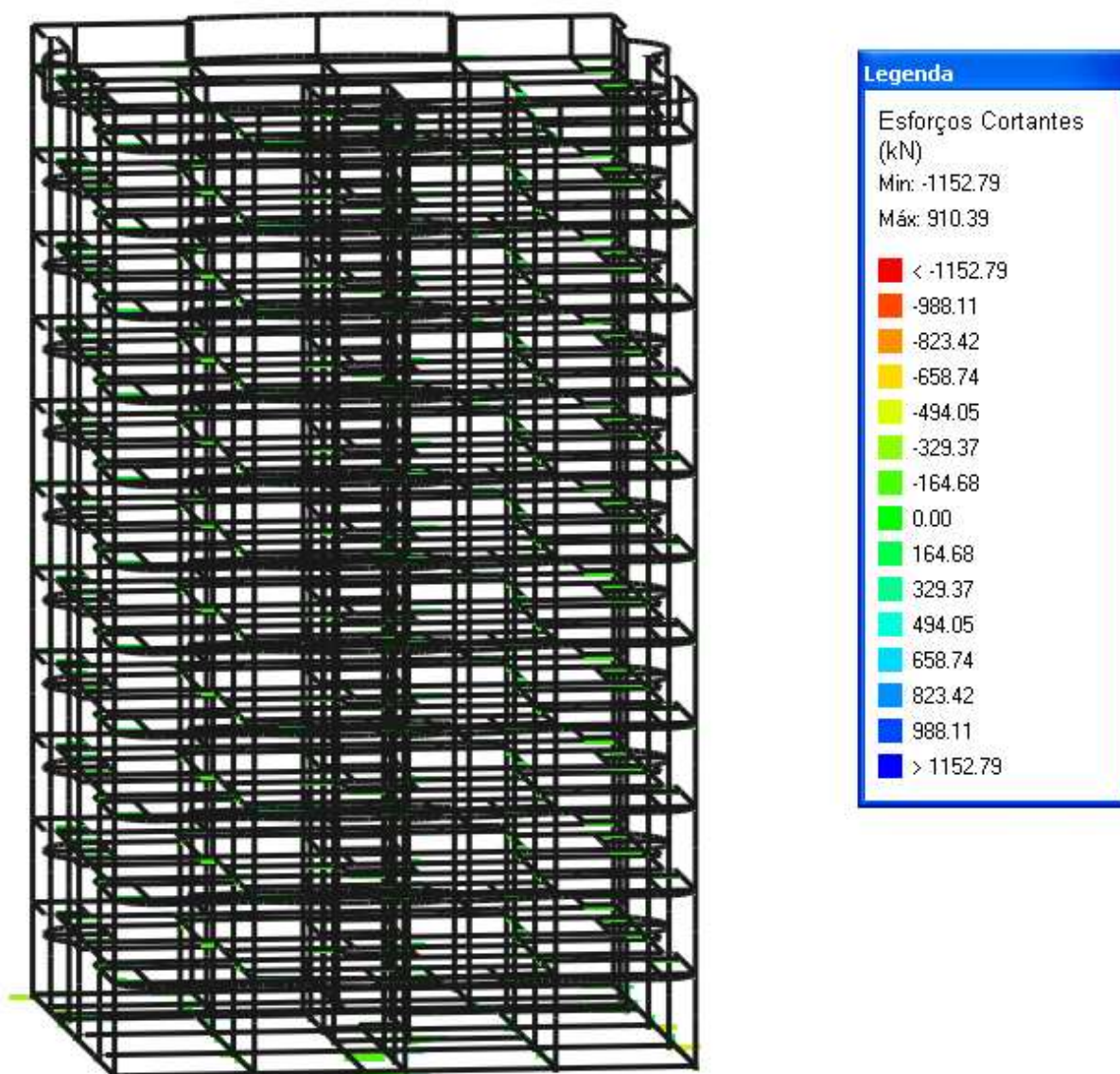


Figura 55: Pórtico Unifilar dos esforços cortantes da estrutura C não-linear

- **Diagrama de Deslocamentos – Estrutura C Não-Linear**

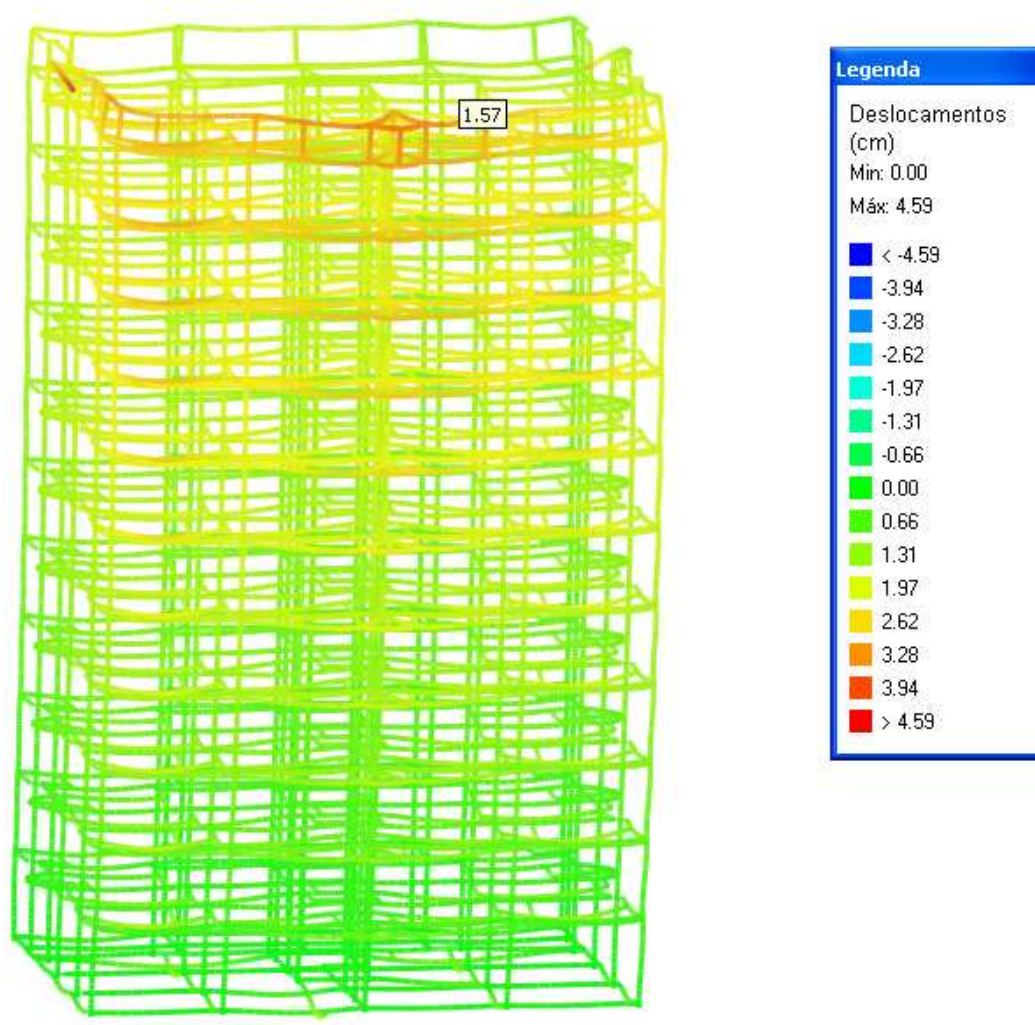


Figura 56: Pórtico Unifilar dos deslocamentos da estrutura C não-linear

- **Estabilidade Global – Estrutura C Não Linear**

O valor considerado para a verificação da estabilidade global (Gama Z) foi obtido pelas combinações:

Tabela 12: Coeficiente Gama-Z – Estrutura C não-linear

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1208.07	1036.21
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	311.84	280.58
Gama-Z	1.35	1.37

Valor limite: 1.10 para não haver a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 13: Gama-Z por Combinação – Estrutura C não-linear

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	438.17	27.76	1.28	1.02
G1+G2+S+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	324.69	15.38	1.19	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	494.62	36.17	1.33	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1	1208.07	1036.21	311.84	40.06	1.35	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V1	2013.44	1727.02	380.99	21.78	1.23	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V1	1208.07	1036.21	243.48	24.82	1.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	438.18	27.76	1.28	1.02
G1+G2+S+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	324.70	15.38	1.19	1.01
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	494.62	36.17	1.33	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2	1208.07	1036.21	311.84	40.06	1,35	1.04
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V2	2013.44	1727.02	381.00	21.78	1.23	1.01
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V2	1208.07	1036.21	243.48	24.82	1.25	1.02
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	0.43	366.95	1.00	1.27
G1+G2+S+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	0.25	266.81	1.00	1.18
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	1.09	418.56	1.00	1.32
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3	1208.07	1036.21	1.37	280.57	1.00	1.37
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V3	2013.44	1727.02	0.76	316.41	1.00	1.22
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V3	1208.07	1036.21	0.99	212.67	1.00	1.26
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	0.43	366.96	1.00	1.27
G1+G2+S+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	0.25	266.83	1.00	1.18
1.3G1+1.4G2+1.3S+0.98Q+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	1.09	418.57	1.00	1.32
1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4	1208.07	1036.21	1.37	280.58	1.00	1,37
G1+G2+S+0.98Q+1.1A+1.4V4	2013.44	1727.02	0.76	316.42	1.00	1.22
G1+G2+S+1.4Q+1.1A+0.84V4	1208.07	1036.21	0.99	212.67	1.00	1.26

Para X : 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V2 (Combinações Últimas);

$$\gamma_z = 1,35$$

Para Y: 1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V4 (Combinações Últimas).

$$\gamma_z = 1,37$$

5.0 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 MOMENTOS FLETORES

Com os valores máximos e mínimos resultantes do diagrama de pórtico unifilar dos momentos fletores foi gerado o gráfico abaixo (Figura 57) para representar a influência da altura da edificação e da NLF e NLG nos esforços promovidos na edificação segundo a análise estrutural do software.

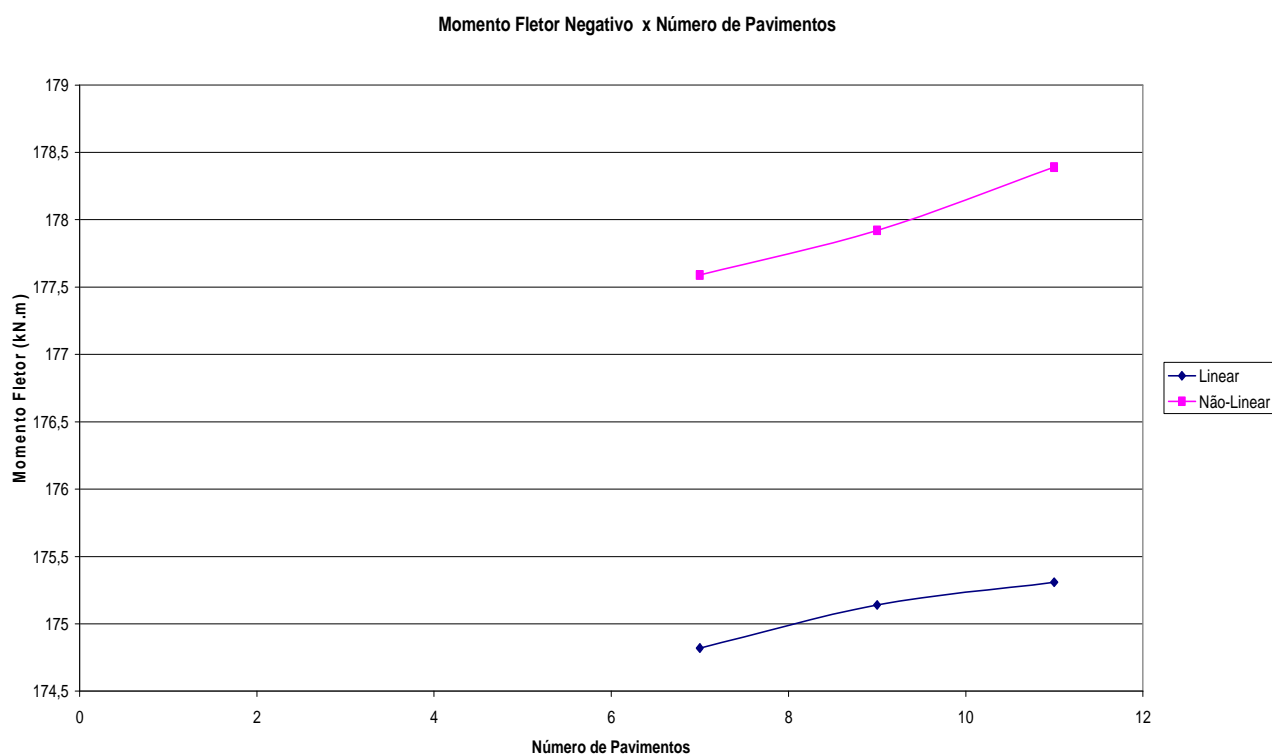


Figura 57a: O gráfico mostra o comportamento do momento fletor negativo em função da variação da altura e dos efeitos não-lineares.

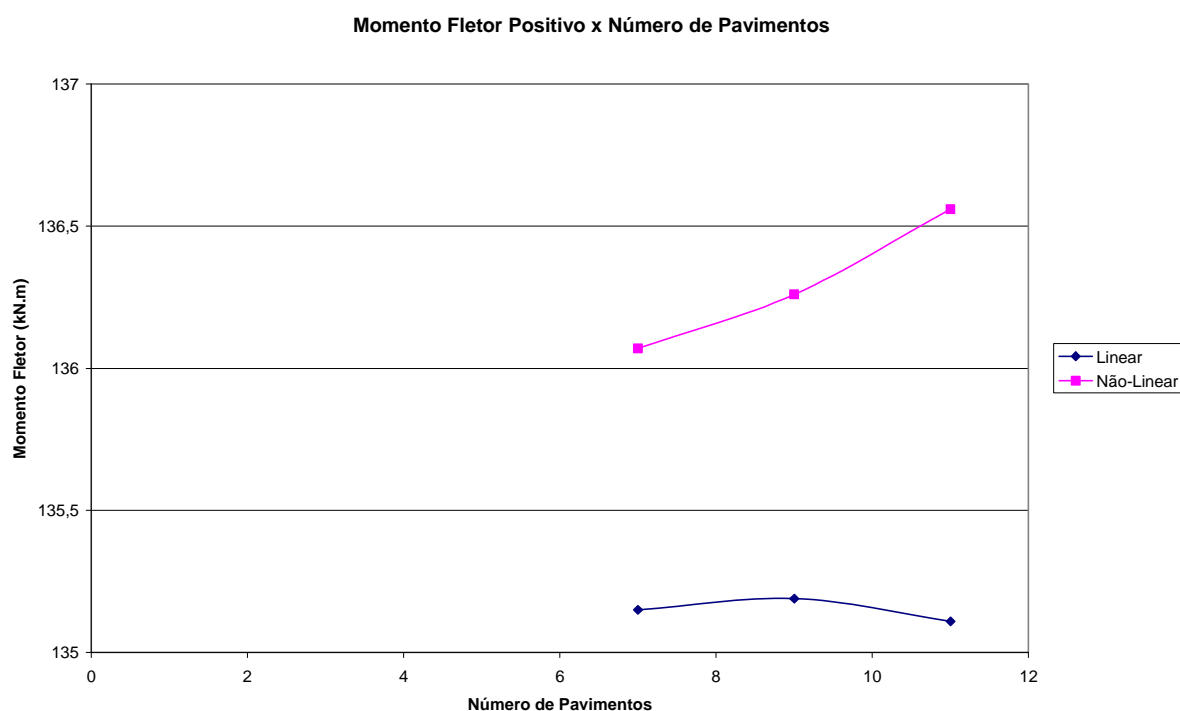


Figura 57b : Comportamento dos momentos fletores positivo em função da variação da altura e efeitos não-lineares da estrutura.

As Figuras 57a e 57b, mostram que ocorrem pequenas variações nos valores dos momentos fletores devido ao acréscimo de altura. Podemos dizer que permanecem praticamente constantes.

Quando são analisamos os efeitos não lineares da estrutura constatamos um acréscimo de 0,7 a 1,2 % nos momentos .

Os momentos fletores negativos aparecem com valores mais expressivos em relação aos momentos fletores positivos. Esse fato se deve a análise executada (análise linear) pelo AltoQi Eberick não considerar a queda de rigidez nos trechos próximos a ligação entre vigas e pilares. Os resultados ficam distantes do comportamento real da estrutura, pois a definição da rigidez dos elementos é feita de maneira genérica, através da seção bruta de concreto dos elementos, deixando de lado fatores importantes na redistribuição dos esforços (plastificação dos materiais, plastificação nas regiões dos apoios e fissuração do concreto).

5.2 MOMENTOS TORSORES

Apartir da análise dos esforços realizada pelo programa, foram montados gráficos dos momentos torsores com os valores máximos e mínimos, conforme Figuras 58a e 58b.

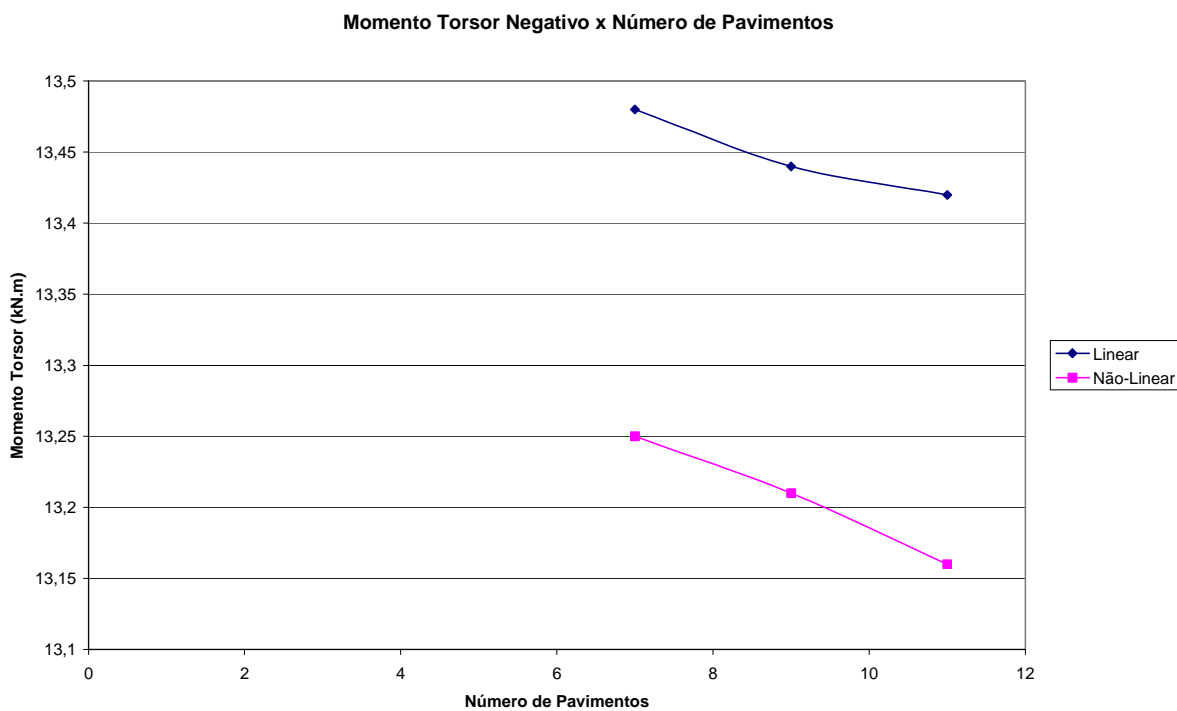


Figura 58a: Variação do momento torsor negativo em função da variação de altura e efeitos não-lineares.

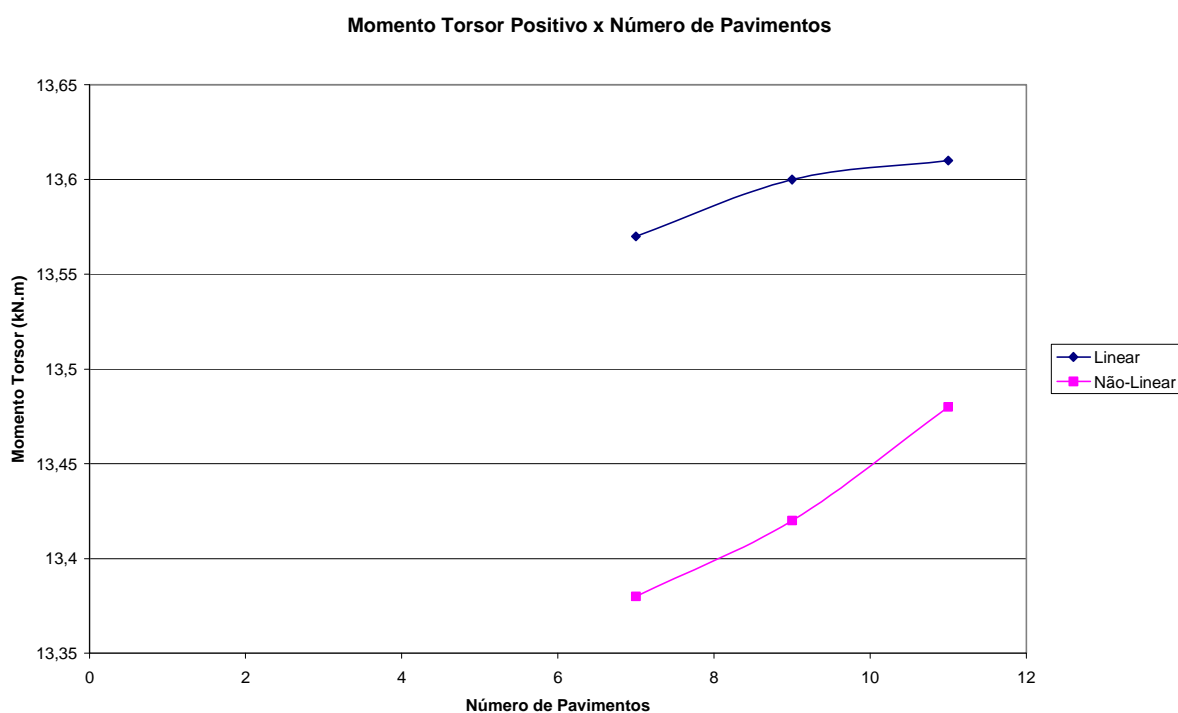


Figura 58b: Variação do momento torsor positivo em função da variação de altura e efeitos não-lineares

Nos gráficos dos momentos torsos gerados pelos valores máximos e mínimos, constata-se que os valores permanecem praticamente constantes nas diferentes simulações de carregamentos e consideração das NLF e NLG.

5.3 ESFORÇOS AXIAIS

Os esforços axiais são os que apresentam as maiores variações com o acréscimo de altura na estrutura. Este resultado já era esperado, devido a este esforço estar vinculada a força normal (peso), conforme Figuras 59a e 59b.

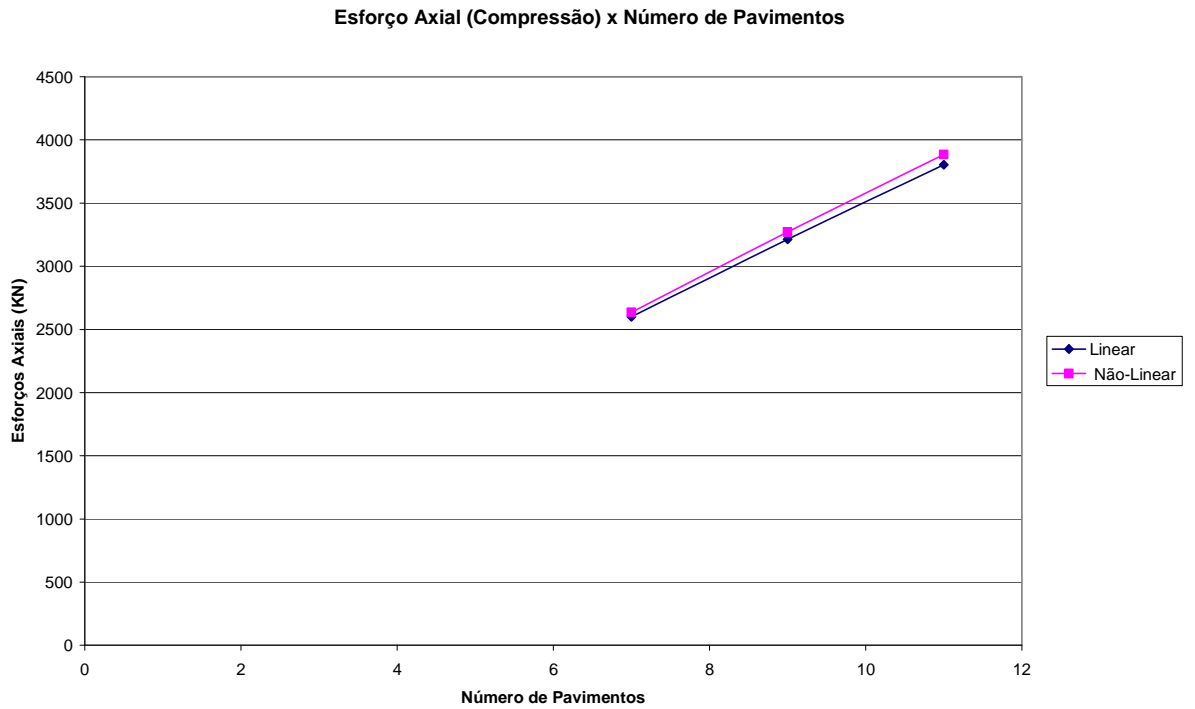


Figura 59a: Variação do esforço axial (compressão) em função da variação de altura e efeitos não-lineares

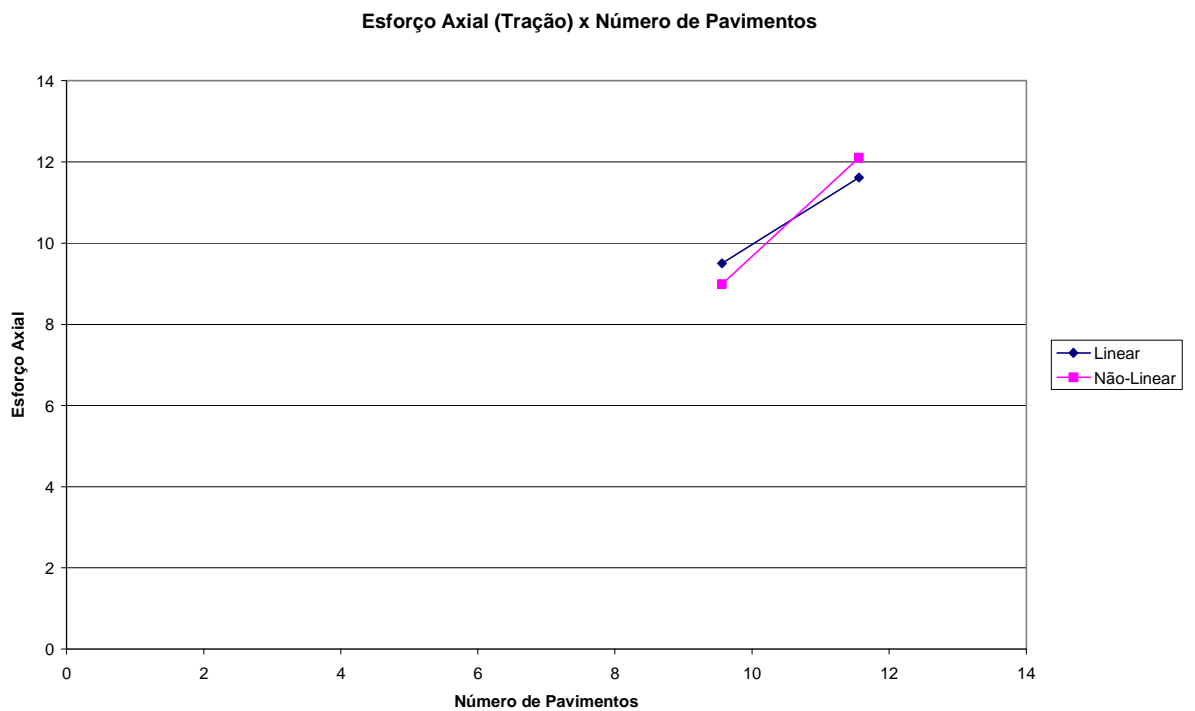


Figura 59b: Variação do esforço axial (tração) em função da variação de altura e efeitos não-lineares

Os valores do esforço axial positivo (compressão) aumentam com a variação de altura e o acréscimo de carregamento. Os efeitos não lineares geram pequenas variações nos esforços axiais.

5.4 ESFORÇOS CORTANTES

Os gráficos dos esforços cortantes (Figuras 60a e 60b) mostram seu comportamento na estrutura e foram obtidos através da análise estrutural do AltoQi Eberick.

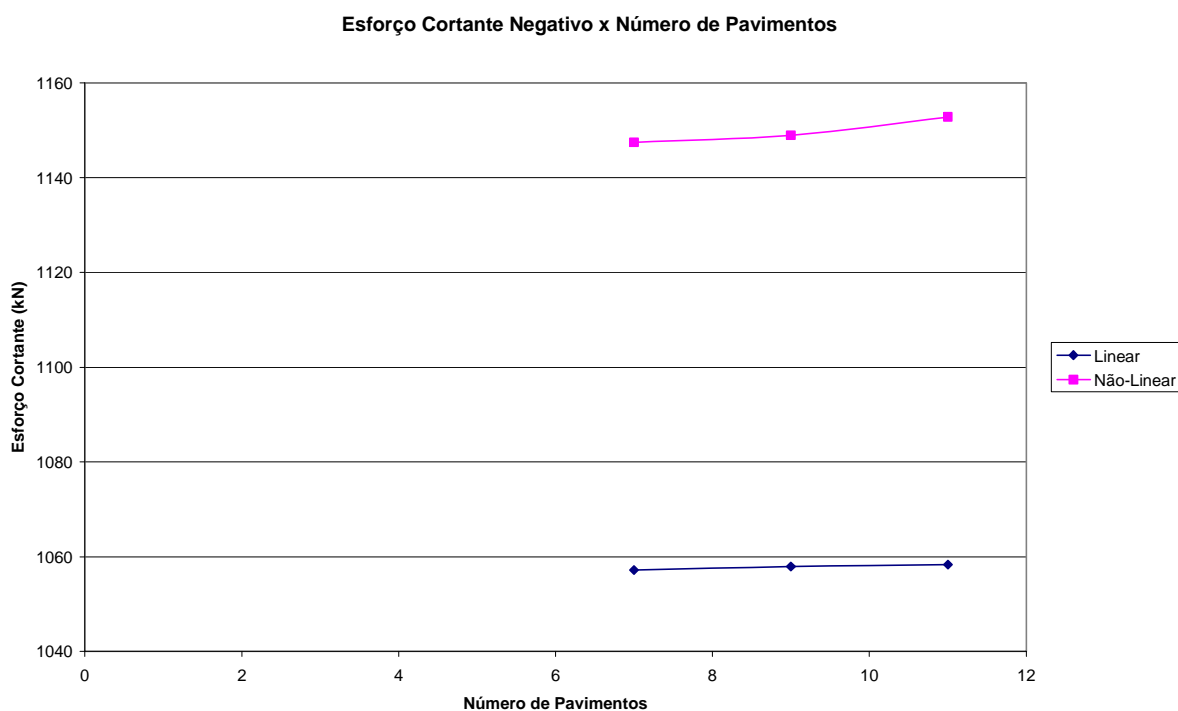


Figura 60a: Variação do esforço cortante negativo em função da variação de altura e efeitos não-lineares

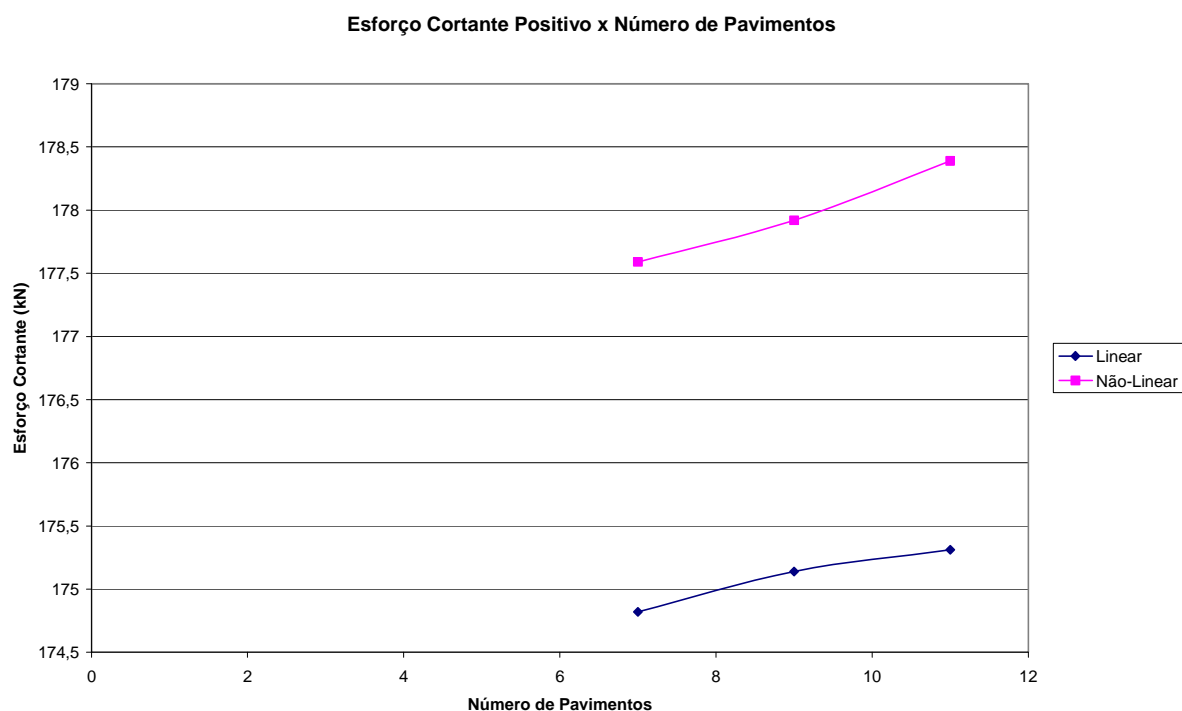


Figura 60b: Variação dos esforços cortantes em função da variação de altura e efeitos não-lineares

Nos esforços cortantes, o aumento do número de pavimentos, pouco modificou os valores, porém na análise dos efeitos não lineares o acréscimo dos esforços ficou mais evidente, podendo constatar um aumento significativo desses esforços.

5.5 DESLOCAMENTOS

Os valores dos deslocamentos foram obtidos através do pórtico unifilar gerado da análise estrutural. Os valores plotados no gráfico (Figura 61) mostram o comportamento da estrutura.

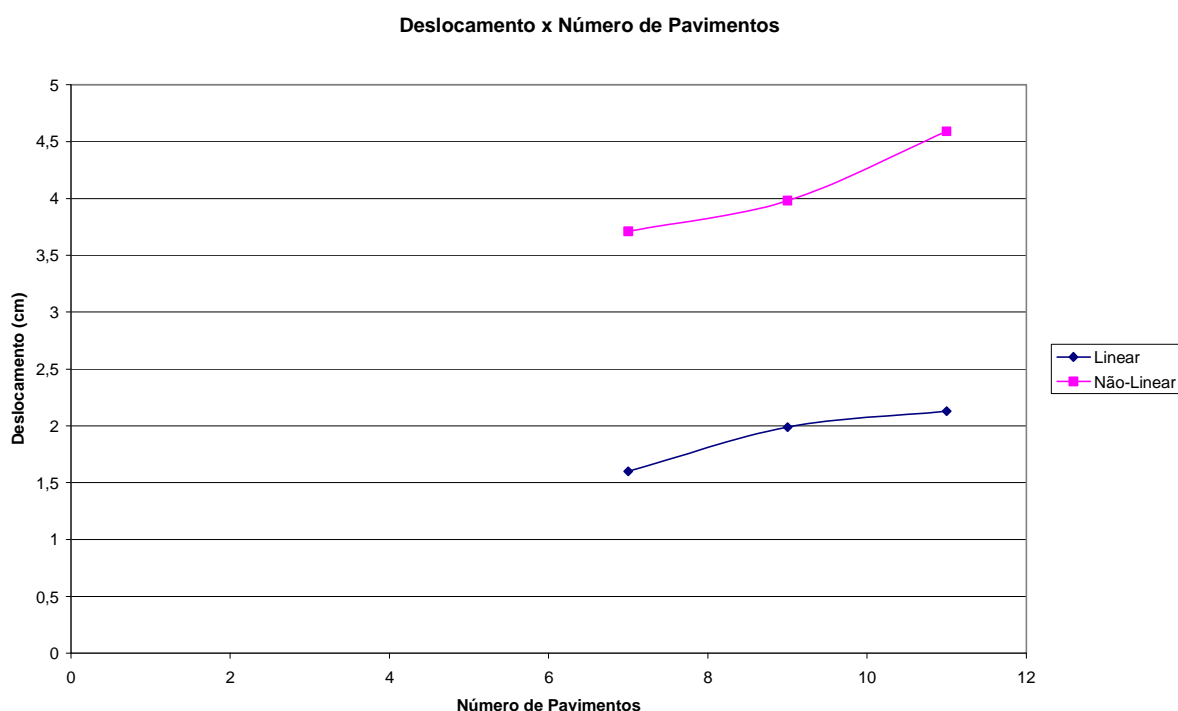


Figura 61: Deslocamentos gerados com a consideração do aumento de altura e os efeitos não-lineares da estrutura

Nos deslocamentos podemos notar mais nitidamente os efeitos da variação de altura e os efeitos não lineares, há uma maior deformação do estado linear para o não linear. Ocasionalmente assim um acréscimo nos deslocamentos. Porém, segundo a bibliografia consultada estes valores de deslocamentos seriam maiores em uma análise não-linear, aproximando-se dos deslocamentos reais da estrutura e permitindo uma otimização do dimensionamento dos elementos estruturais.

5.6 ESTABILIDADE GLOBAL (γ_z)

Os valores da estabilidade global referem-se à estrutura como um todo, estando relacionada aos efeitos de 2ª ordem. Quanto menor a estabilidade global, maior os efeitos de 2ª ordem na estrutura. Os valores foram obtidos através do $\Delta M_{tot, d}$ que é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais e seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem, e o $M_{1, tot, d}$ que é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as

forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação a base. A figura 61 mostra o comportamento da estabilidade global das estruturas estudadas.

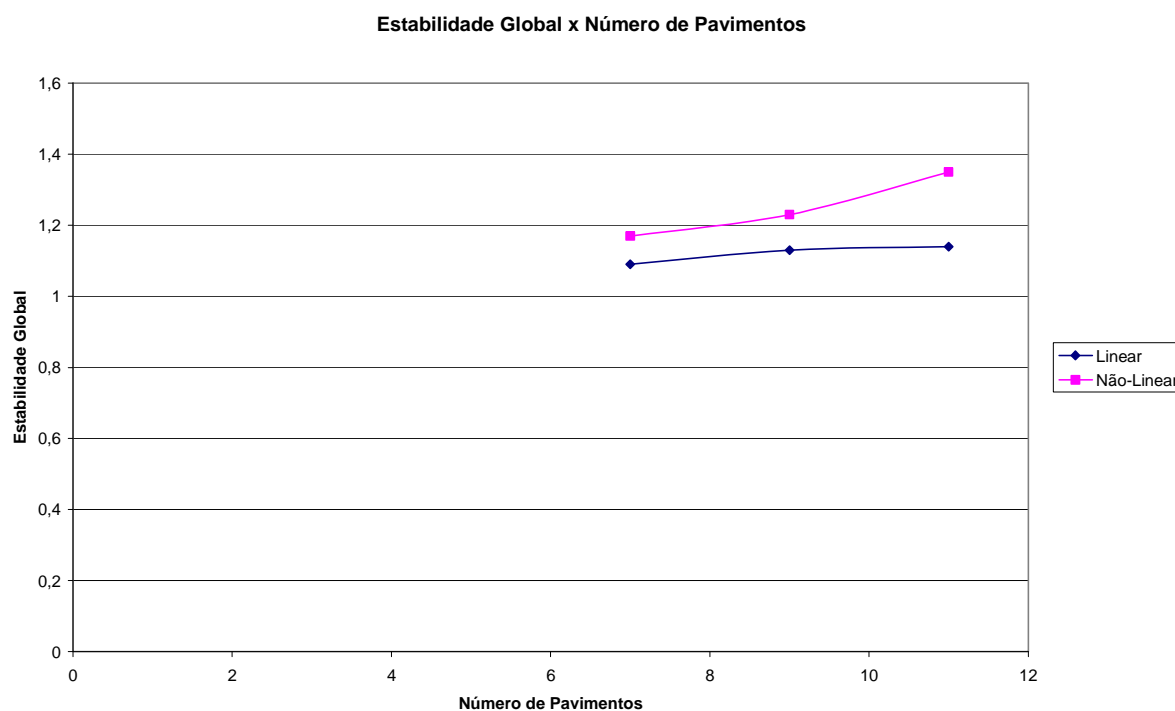


Figura 62: Estabilidade global e função da variação de altura da estrutura e dos efeitos não-lineares

O comportamento das estruturas lineares mostra que com o acréscimo de pavimentos a estrutura diminui sua estabilidade. Quando analisado os efeitos não-lineares notamos que a estrutura apresenta menor estabilidade do que as lineares. Dessa maneira, constata-se que a alteração da rigidez de vigas e pilares têm influência direta sobre a estabilidade global da estrutura. E sua consideração na análise resulta no dimensionamento da estrutura a favor da segurança.

6.0 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÃO DO TRABALHO

O presente estudo teve por objetivo geral analisar se há ganhos significativos na redistribuição dos esforços com a consideração dos efeitos de NLF e NLG na análise estrutural de uma edificação existente.

Constatou-se que há redistribuição dos esforços com a consideração da NLF e NLG, porém, devido à restrição do software utilizado AltoQi Eberick V5, que utiliza a análise linear, a magnitude da redistribuição ficou comprometida. Segundo Kimura (2007) os valores dos esforços e deslocamentos reais deveriam ser maiores que os obtidos pela análise do programa (análise linear). Os tipos de análise indicados para verificação destes efeitos são: análise não-linear e análise plástica .

A redistribuição dos momentos fletores junto ao apoio (ligação viga-pilar) não foi observada devido ao fato do AltoQi Eberick não considerar a queda da rigidez dos materiais nesta região (plastificação do aço e fissuração do concreto).

Observou-se a importância da redistribuição dos esforços na otimização dos elementos estruturais lineares, pois é através de uma consideração correta dos esforços que há a disposição das armaduras de aço de maneira eficiente nas peças estruturais. Porém é importante que a redistribuição dos esforços retrate o que está realmente ocorrendo na estrutura, pois a imposição de uma redistribuição de esforços exagerada, ocasionará uma estrutura insegura, desequilibrada e frágil. Assim o uso do AltoQi Eberick V5 Master não é adequado para a análise estrutural de edificações que possuem as não-linearidades acentuadas.

Verificou-se também, que a altura das edificações possui influência direta na NLG. Para maiores alturas ocorrem mais acréscimo de esforços de 2ª ordem nas estruturas de concreto armado.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Simulações de carregamentos para edificações com maior número de pavimentos;
- Estudo da estrutura pela Análise Não-Linear ou Plástica;
- Estudo da Interação solo-estrutura;
- Estudo de parâmetros da Fluência do concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos _ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S. I.**:2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para Cálculos de Estruturas _ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S. I.**:1980

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido aos Ventos _ Comitê Brasileiro de Construção Civil. **S. I.**:1988

AVAKAIN, C.A. **Estruturas Aperticadas Mistas Aço-Concreto – Avaliação de Metodologias e Análises**. 2007. 158 f. Dissertação (Mestrado) – COOPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

BANKI, André Luiz. **Manual do Eberick V5**. 2004. Empresa de Inteligência Aplicada a Engenharia S.A., Florianópolis, 2004.

BAUER, L.A. **Materiais de Construção Civil**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 5ª ed. Rio de Janeiro, 2000.

BUCHAIN, Roberto. **A Influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. 2001. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001

CHAVES, I.A. **Otimização de pilares de concreto armado mediante uniformização do índice de confiabilidade**. 2004. 178.f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

FONTES, F.F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 120 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

GOLDMAN, Pedrinho. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira**. Editora PINI, 175p. São Paulo, 2004.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais**. Editora PINI, 632 p. São Paulo, 2007.

KHOURI, M. E. **Contribuição ao Projeto de Pilares de Ponte de Concreto Armado com Considerações da Não-Linearidade Física e Geométrica e Interação Solo-estrutura**. 2001. 231 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LEONHARDT & MÖNNIG, F. E., **Construções de concreto, V.1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado** Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1977.

OLIVEIRA, R. S. **Análise de pavimentos de edifícios de concreto armado com a consideração da não-linearidade física – modelagem e metodologia de aplicação a projetos.** 2001. 197 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

PINTO, R, S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado.** 2002. 198f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

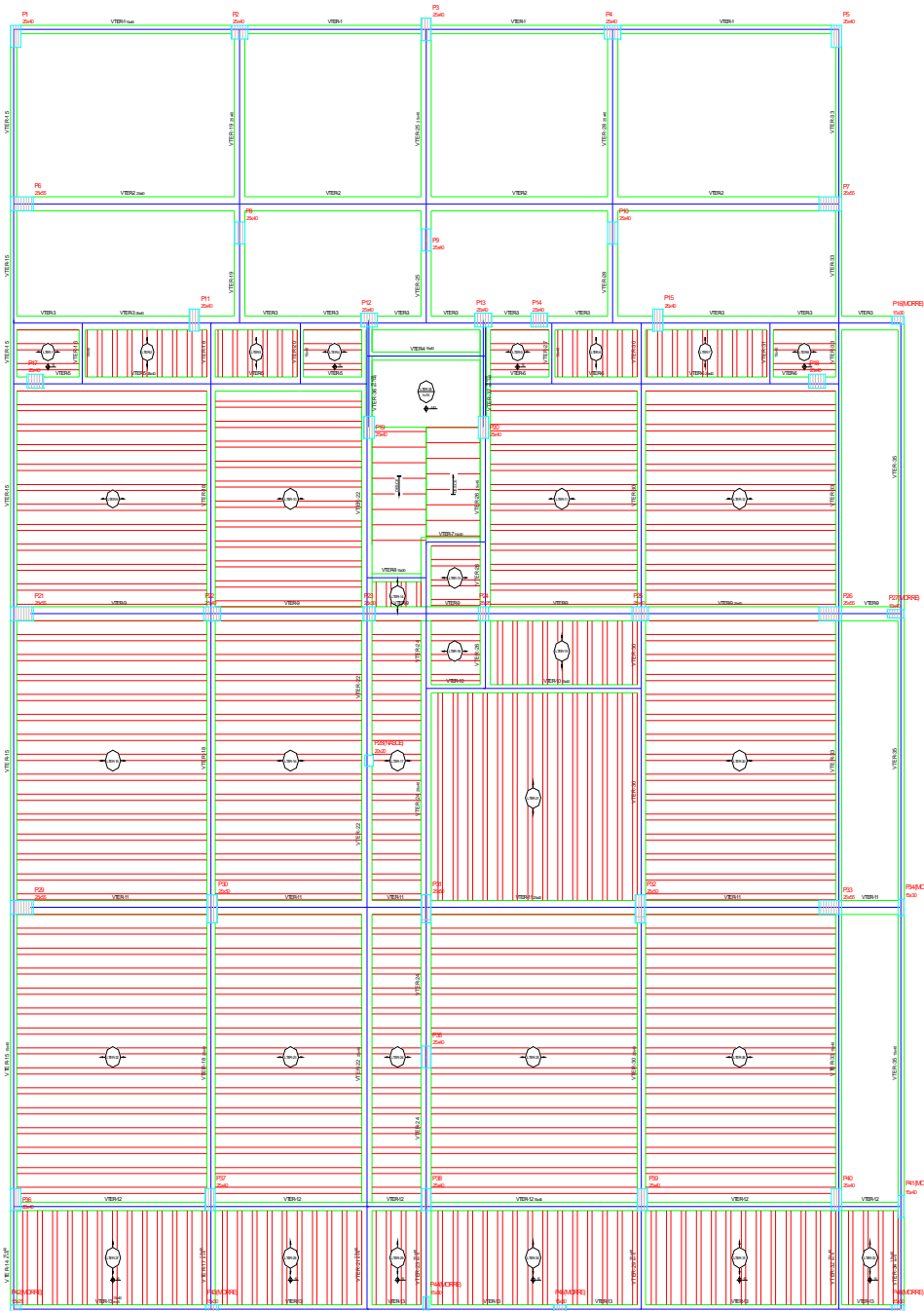
PITUBA & PERSIVAL, **Estudo e Aplicação de Modelos Constitutivos para Concreto Fundamentado na Mecânica do Dano Contínuo**, 60f. Cadernos de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

ROCHA, A. M., **Concreto Armado**, Volume 1, Editora Nobel, São PauloRio de Janeiro,1981.

STRAMANDINOLI, Renata S.B., **Modelo de Elementos Finitos para Análise Não Linear Física e Geométrica de Vigas e Pórticos Planos de Concreto Armado.** 2007. 238f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

ANEXO A

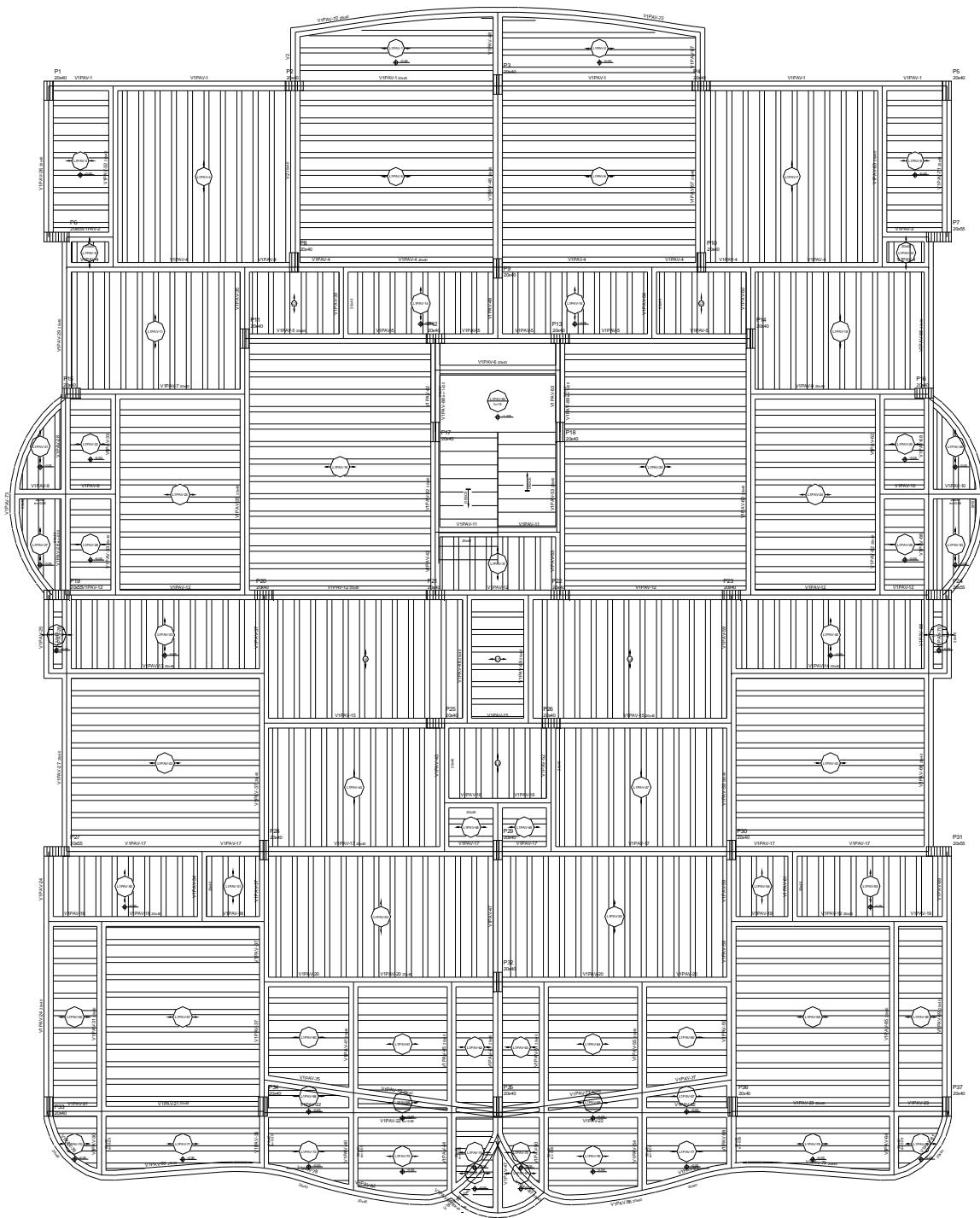
PLANTAS DE FORMAS DOS PAVIMENTOS : TÉRREO, TIPO, COBERTURA E PLATIBANDA



Forma do pavimento
TERREO
escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (m)	Nível (m)
VTER.1	15x40	0	0
VTER.2	25x40	0	0
VTER.3	25x40	0	0
VTER.4	15x40	0	0
VTER.5	25x40	0	0
VTER.6	25x40	0	0
VTER.7	15x30	0	0
VTER.8	15x30	0	0
VTER.9	25x50	0	0
VTER.10	15x40	0	0
VTER.11	25x40	0	0
VTER.12	15x45	0	0
VTER.13	15x40	-5	-5
VTER.14	15x40	-5	-5
VTER.15	15x40	0	0
VTER.16	15x40	0	0
VTER.17	20x40	-5	-5
VTER.18	20x40	0	0
VTER.19	25x40	0	0
VTER.20	15x40	0	0
VTER.21	25x40	-5	-5
VTER.22	25x40	0	0
VTER.23	25x40	-5	-5
VTER.24	25x40	0	0
VTER.25	25x40	0	0
VTER.26	25x45	0	0
VTER.27	15x40	0	0
VTER.28	25x40	0	0
VTER.29	20x40	-5	-5
VTER.30	20x40	0	0
VTER.31	15x40	0	0
VTER.32	15x40	-5	-5
VTER.33	15x40	0	0
VTER.34	15x40	-5	-5
VTER.35	15x40	0	0
VTER.36	15x20	-140	-140
VTER.37	15x20	-140	-140

Largos				
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Sobrecarga (kg/m²)
LTER.1	Pré-moldada	15	-5	300
LTER.2	Pré-moldada	15	0	550
LTER.3	Pré-moldada	15	0	550
LTER.4	Pré-moldada	15	-5	300
LTER.5	Pré-moldada	15	-5	300
LTER.6	Pré-moldada	15	0	550
LTER.7	Pré-moldada	15	0	550
LTER.8	Pré-moldada	15	-5	300
LTER.9	Pré-moldada	15	0	550
LTER.10	Pré-moldada	15	0	550
LTER.11	Pré-moldada	15	0	550
LTER.12	Pré-moldada	15	0	550
LTER.13	Pré-moldada	15	0	350
LTER.14	Pré-moldada	15	0	350
LTER.15	Pré-moldada	15	0	550
LTER.16	Pré-moldada	15	0	550
LTER.17	Pré-moldada	15	0	350
LTER.18	Pré-moldada	15	0	350
LTER.19	Pré-moldada	15	0	550
LTER.20	Pré-moldada	15	0	550
LTER.21	Pré-moldada	15	0	550
LTER.22	Pré-moldada	15	0	550
LTER.23	Pré-moldada	15	0	550
LTER.24	Pré-moldada	15	0	350
LTER.25	Pré-moldada	15	0	550
LTER.26	Pré-moldada	15	0	550
LTER.27	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.28	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.29	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.30	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.31	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.32	Pré-moldada	15	-5	350
LTER.33	Mopça	15	0	503

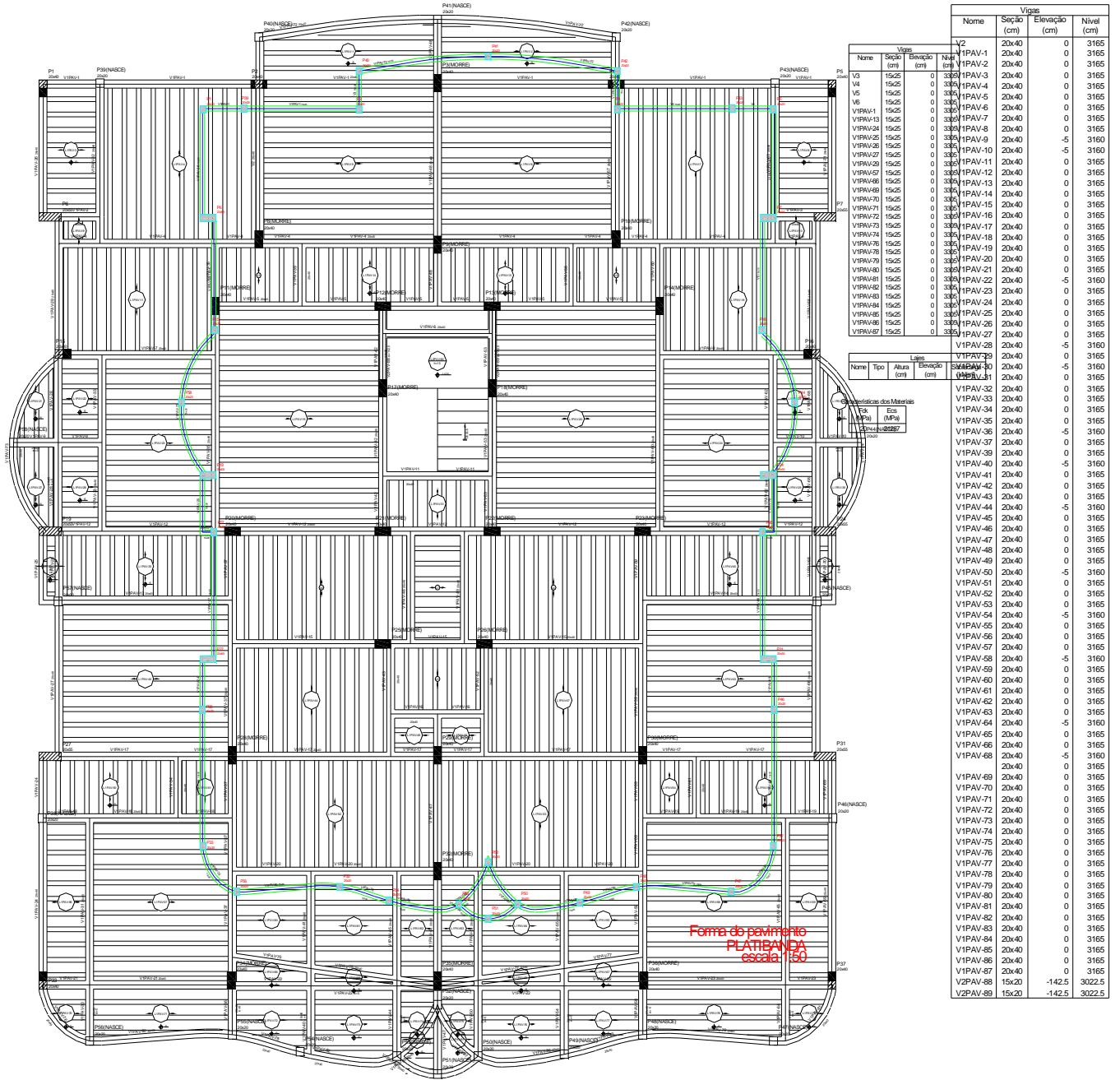


Nome	Vigas		Nível (cm)
	Seção (cm)	Elevação (cm)	
V2	20x40	0	315
V1PAV-1	20x40	0	315
V1PAV-2	20x40	0	315
V1PAV-3	20x40	0	315
V1PAV-4	20x40	0	315
V1PAV-5	20x40	0	315
V1PAV-6	20x40	0	315
V1PAV-7	20x40	0	315
V1PAV-8	20x40	0	315
V1PAV-9	20x40	-5	310
V1PAV-10	20x40	0	315
V1PAV-11	20x40	0	315
V1PAV-12	20x40	0	315
V1PAV-13	20x40	0	315
V1PAV-14	20x40	0	315
V1PAV-15	20x40	0	315
V1PAV-16	20x40	0	315
V1PAV-17	20x40	0	315
V1PAV-18	20x40	0	315
V1PAV-19	20x40	-5	310
V1PAV-20	20x40	0	315
V1PAV-21	20x40	0	315
V1PAV-22	20x40	-5	310
V1PAV-23	20x40	0	315
V1PAV-24	20x40	0	315
V1PAV-25	20x40	0	315
V1PAV-26	20x40	0	315
V1PAV-27	20x40	0	315
V1PAV-28	20x40	-5	310
V1PAV-29	20x40	0	315
V1PAV-30	20x40	-5	310
V1PAV-31	20x40	0	315
V1PAV-32	20x40	0	315
V1PAV-33	20x40	0	315
V1PAV-34	20x40	0	315
V1PAV-35	20x40	0	315
V1PAV-36	20x40	-5	310
V1PAV-37	20x40	0	315
V1PAV-38	20x40	0	315
V1PAV-40	20x40	-5	310
V1PAV-41	20x40	0	315
V1PAV-42	20x40	0	315
V1PAV-43	20x40	0	315
V1PAV-44	20x40	-5	310
V1PAV-45	20x40	0	315
V1PAV-46	20x40	0	315
V1PAV-47	20x40	0	315
V1PAV-48	20x40	0	315
V1PAV-49	20x40	0	315
V1PAV-50	20x40	-5	310
V1PAV-51	20x40	0	315
V1PAV-52	20x40	0	315
V1PAV-53	20x40	0	315
V1PAV-54	20x40	-5	310
V1PAV-55	20x40	0	315
V1PAV-56	20x40	0	315
V1PAV-57	20x40	0	315
V1PAV-58	20x40	-5	310
V1PAV-59	20x40	0	315
V1PAV-60	20x40	0	315
V1PAV-61	20x40	0	315
V1PAV-62	20x40	0	315
V1PAV-63	20x40	0	315
V1PAV-64	20x40	-5	310
V1PAV-65	20x40	0	315
V1PAV-66	20x40	0	315
V1PAV-68	20x40	-5	310
V1PAV-69	20x40	0	315
V1PAV-70	20x40	0	315
V1PAV-71	20x40	0	315
V1PAV-72	20x40	0	315
V1PAV-73	20x40	0	315
V1PAV-74	20x40	0	315
V1PAV-75	20x40	0	315
V1PAV-76	20x40	0	315
V1PAV-77	20x40	0	315
V1PAV-78	20x40	0	315
V1PAV-79	20x40	0	315
V1PAV-80	20x40	0	315
V1PAV-81	20x40	0	315
V1PAV-82	20x40	0	315
V1PAV-83	20x40	0	315
V1PAV-84	20x40	0	315
V1PAV-85	20x40	0	315
V1PAV-86	20x40	0	315
V1PAV-87	20x40	0	315
V1PAV-88	20x40	-142.5	172.5
V1PAV-89	20x40	-142.5	172.5

Características dos Materiais

Fck (MPa)	Ecs (MPa)
20	21287

Forma do pavimento 1º PAVIMENTO
escala 1:50

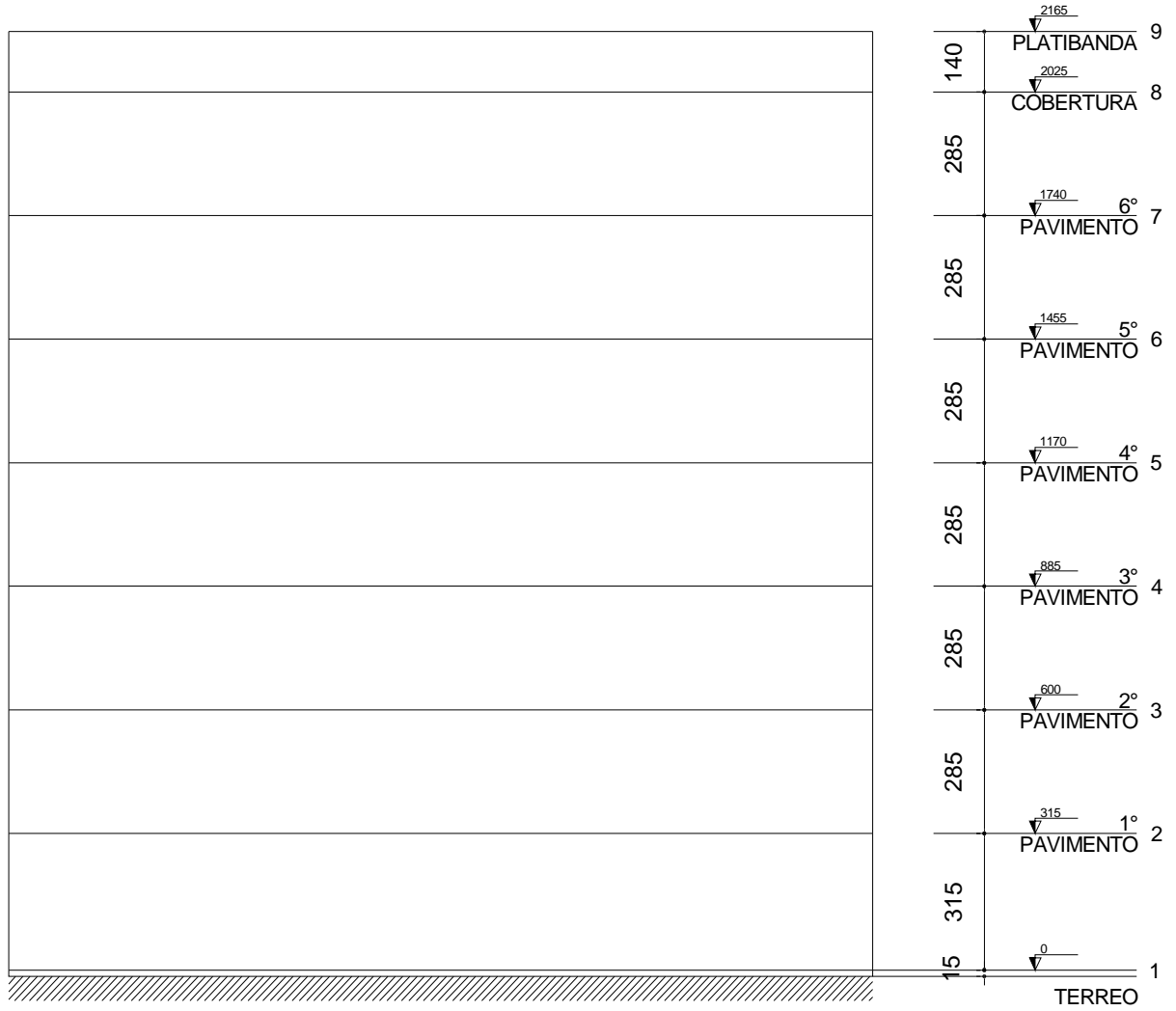


Forma do pavimento
COBERTURA
escala 1:50

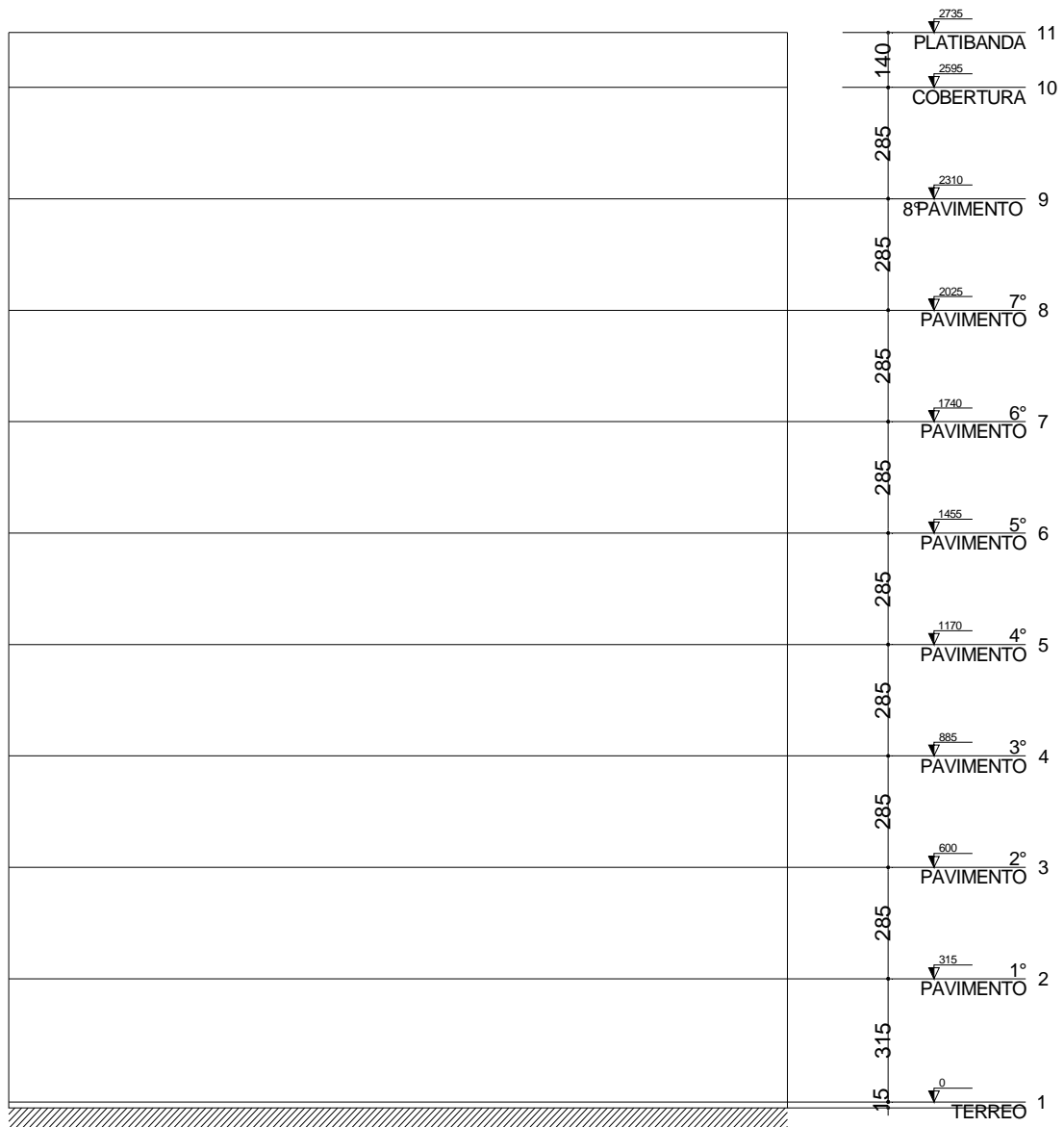
ANEXO C

CORTE ESQUEMÁTICO DAS ESTRUTURAS A, B E C

Corte da estrutura A



Corte da Estrutura B



Corte da Estrutura C

