

# Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil

## ORGANIZADORES

João da Costa Pantoja  
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa  
Marcio Augusto Roma Buzar  
Naiara Guimarães de Oliveira Porto  
Nathaly Sarasty Narvaez







CENTRO DE INFORMAÇÃO  
OSCAR NIEMEYER  
TORRE DE TV DIGITAL DE BRASÍLIA



**REITORA**  
**VICE-REITOR**  
**DECANA DE PESQUISA E INOVAÇÃO**  
**DECANATO DE PÓS GRADUAÇÃO**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

Márcia Abrahão Moura  
Henrique Huelva  
Maria Emília Machado Telles Walter  
Lucio Remuzat Rennó Junior

**DIRETOR**  
**VICE DIRETORA**

**FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO**

Caio Frederico e Silva  
Maria Cláudia Candeia

**COORDENAÇÃO DE PRODUÇÃO**  
**DIAGRAMAÇÃO**  
**FOTO CAPA**

Valmor Cerqueira Pazos  
Thalita Dantas Perfeito de Castro  
Marcio Augusto Roma Buzar

**CONSELHO EDITORIAL**

Abner Luis Calixter  
Ana Carolina Cordeiro Correia Lima  
Humberto Salazar Amorim Varum  
Marta Adriana Bustos Romero

**ORGANIZADORES**

João da Costa Pantoja  
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa  
Marcio Augusto Roma Buzar  
Naiara Guimarães de Oliveira Porto  
Nathaly Sarasty Narvaez

**DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)**  
**(CÂMARA BRASILEIRA DO LIVRO, SP, BRASIL)**

Métodos numéricos aplicados na concepção arquitetônica e projeto estrutural da construção civil [livro eletrônico] / organização João da Costa Pantoja...[et al.].  
-- 1. ed. --

Brasília, DF : LaSUS FAU : Editora Universidade de Brasília, 2023.  
PDF

Vários autores. Outros organizadores: João da Costa Pantoja, Marcio Augusto Roma Buzar, Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa, Naiara Guimarães de Oliveira Porto, Nathaly Sarasty Narvaez.

Bibliografia.

ISBN 978-65-84854-12-3

1. Engenharia civil 2. Estruturas – Análise (Engenharia)

I. Pantoja, João da Costa. II. Buzar, Marcio Augusto Roma.

III. Porto, Naiara Guimarães de Oliveira. IV. Narvaez, Nathaly Sarasty.

V. Inojosa, Leonardo da Silveira Pirillo.

23-152448

CDD-624.15

**ÍNDICES PARA CATÁLOGO SISTEMÁTICO:**

1. Engenharia civil 624.15

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

## **ORGANIZADORES E AUTORES**

**JOÃO DA COSTA PANTOJA | ORGANIZADOR E AUTOR**

**LEONARDO DA SILVEIRA PIRILLO INOJOSA | | ORGANIZADOR E AUTOR**

**MARCIO AUGUSTO ROMA BUZAR | ORGANIZADOR E AUTOR**

**NAIARA GUIMARÃES DE OLIVEIRA PORTO | ORGANIZADOR E AUTOR**

**NATHALY SARASTY NARVAEZ | ORGANIZADOR E AUTOR**

**LUIZ FERNANDO MARTHA**

**LUIZ ELOY VAZ\*\***

**OSVALDO LUIZ C. SOUZA**

**EMIL DE SOUZA SÁNCHEZ FILHO**

**MARTA DE SOUZA LIMA VELASCO**

**PAUL ALEJANDRO ANTEZANA\*\***

**MARCO AURÉLIO BESSA**

**LENILDO SANTOS SILVA**

**JOSÉ HUMBERTO MATIAS DE PAULA**

**MARCOS H. RITTER DE GREGÓRIO**

**\*\* In memoriam**

O Congresso Ibero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia é um tradicional evento científico das áreas de Ciências e Engenharias, de regularidade anual, e que tem sido realizado desde o ano de 1977, quando foi organizado na cidade do Rio de Janeiro. A partir do ano de 2007, o CILAMCE tornou-se o evento anual promovido pela ABMEC. Ao longo das décadas, o evento já foi realizado em diversas cidades de todas as regiões do Brasil. Algumas edições também aconteceram em outros países, tais como: Argentina, Chile, Espanha, Itália, Portugal e França. É um evento internacional que atrai renomados pesquisadores e profissionais de diversos países, devido a sua relevância mundial para as áreas relacionadas ao desenvolvimento científico e tecnológico.

Durante o congresso são apresentados e discutidos desenvolvimentos de ponta relacionados aos Métodos Computacionais com aplicações diversas em Ciências Aplicadas, como a Arquitetura e Engenharia. O Congresso também abrange áreas como: Aeroespacial, Nuclear, Inteligência Artificial, Materiais Avançados, Indústria, Infraestrutura, Comunicações, Energias Renováveis, Monitoramento e Prevenção de Desastres Naturais, Saneamento Básico, Construção Civil, Segurança Hídrica, entre outras. Por este motivo, o CILAMCE tem papel fundamental como fórum de debate para pesquisadores e desenvolvedores de tecnologia de ponta de grande relevância para o desenvolvimento do país.

O mini simpósio denominado Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil presente desde 2016 no CILAMCE, visa aproximar as áreas do conhecimento e mostrar que o dimensionamento do sistema estrutural desempenha um papel essencial na determinação do projeto arquitetônico. Projetos que exploram a relação entre arquitetura e estrutura e a relação direta entre forma e estrutura, onde a definição do sistema estrutural tem participação efetiva desde sua concepção, proporcionam obras marcadas pela ousadia estrutural e grandes desafios tecnológicos.

Este mini simpósio visa reunir contribuições e obter dados que, por meio de análises que utilizam tecnologias computacionais e métodos numéricos, permitam entender como o projeto estrutural aliado à criação arquitetônica proporciona resultados estéticos inovadores. Estudos nesse sentido ressaltam a importância do conhecimento técnico para a realização de projetos de boa qualidade, evidenciando o protagonismo do sistema estrutural na forma arquitetônica. Essas análises contribuem para o entendimento da importância do conhecimento técnico e tecnológico promovido via métodos numéricos na produção de uma arquitetura inovadora.

A coordenação do mini simpósio Métodos Numéricos Aplicados na Concepção Arquitetônica e Projeto Estrutural da Construção Civil é feita desde 2016 pelos professores Dr. Eng. João Costa Pantoja e Dr. Eng. Márcio Augusto Roma Buzar, ambos do Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo e pelo Dr. Arq. Leonardo da Silveira P. Inojosa do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, todos professores da Universidade de Brasília (UNB). Este livro traz uma coletânea de contribuições dos coordenadores em conjunto com outros autores, pesquisadores colaboradores da área desde 2009, com artigos que precederam e deram origem à criação do mini simpósio, abrangendo o período de 2016 até 2022 já apresentados no mini simpósio.

Aproveitamos para agradecer ao Grupo de Pesquisa da Universidade do Porto da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC) pela parceria e participação na montagem e revisão dos textos dos artigos envolvidos.

Agradecemos imensamente a contribuição dada por todos.

Junho de 2023

# ÍNDICE

## **MODELO DE BIELAS E TIRANTES GERADOS POR OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA E ELEMENTOS INDUTORES**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>19</b>
<b>2</b>	<b>OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO</b>	<b>20</b>
<b>3</b>	<b>FORMULAÇÃO DO PROBLEMA VIA MÉTODO SIMP</b>	<b>21</b>
<b>3.1</b>	Minimização da energia de deformação com aplicação das restrições	<b>21</b>
<b>4</b>	<b>RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO</b>	<b>24</b>
<b>4.1</b>	Método das Assíntotas Móveis – MMA	<b>24</b>
<b>5</b>	<b>ELEMENTOS INDUTORES</b>	<b>27</b>
<b>6</b>	<b>EXEMPLOS</b>	<b>28</b>
<b>6.1</b>	Estrutura de Viga Parede – VP1	<b>28</b>
<b>6.2</b>	Estrutura de Viga Parede – VP2	<b>31</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>33</b>
<b>8</b>	<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>34</b>
<b>9</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>34</b>

## **UM CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE PARA AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>39</b>
<b>2</b>	<b>OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO</b>	<b>40</b>

2.1	Exemplo	41
3	MODELO PROPOSTO PELO ACI 318-02 (2002)	42
4	MODELO OBTIDO VIA OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA 39	43
5	CRITÉRIO BASEADO EM CONFIABILIDADE	44
6	FUNÇÕES DE ESTADO DOS MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	46
7	MODELO 1 E 2	46
8	RESULTADOS	47
9	CONCLUSÕES	57
10	REFERÊNCIAS	58

## **O IMPACTO DAS INCERTEZAS EPISTÉMICAS SOBRE O NÍVEL DE SEGURANÇA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS A TORÇÃO PURA E REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO – CFRP**

1	INTRODUÇÃO	59
2	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	59
3	DESCRIÇÃO DA ANÁLISE	62
3.1	Modelo Considerado	62
3.2	Variáveis Aleatórias do Problema	63
3.3	Funções de Estado	64
3.4	Método de Resolução	65
4	RESULTADOS OBTIDOS	66
5	CONCLUSÕES	68
6	REFERÊNCIAS	69



# **DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA VIA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>75</b>
<b>2</b>	<b>EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE</b>	<b>76</b>
<b>2.1</b>	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	<b>76</b>
<b>2.2</b>	Expressões da NBR 6118-2003 pelo Modelo I para viga sem reforço	<b>77</b>
<b>2.3</b>	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito	<b>78</b>
<b>2.4</b>	Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito	<b>80</b>
<b>2.5</b>	Espaçamento das faixas	<b>82</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DA CONFIABILIDADE</b>	<b>82</b>
<b>4</b>	<b>FUNÇÕES DE FALHA ASSOCIADAS ÀS EXPRESSÕES DE DIMENSIONAMENTO DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA AO ESFORÇO CORTANTE</b>	<b>84</b>
<b>4.1</b>	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga sem reforço	<b>84</b>
<b>4.2</b>	Funções de falha para análise de confiabilidade da viga com reforço	<b>85</b>
<b>4.3</b>	Função de falha relativa à ruína por tração diagonal, devido à ruptura do reforço	<b>86</b>
<b>5</b>	<b>EXEMPLO DE APLICAÇÃO</b>	<b>87</b>
<b>5.1</b>	Dimensionamento da armadura de estribo da seção S1 da viga V2 pela NBR 6118 – 2003	<b>87</b>

<b>5.2</b>	<b>Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item</b>	<b>88</b>
<b>5.3</b>	<b>Dimensionamento baseado em confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.1.</b>	<b>89</b>
<b>5.4</b>	<b>Mudança na solicitação. Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.3.</b>	<b>90</b>
<b>5.5</b>	<b>Dimensionamento da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 submetida às novas cargas acidentais conforme a metodologia de Chen e Teng (2003 a, b.)</b>	<b>91</b>
<b>5.6</b>	<b>Análise de confiabilidade da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.</b>	<b>91</b>
<b>5.7</b>	<b>Dimensionamento baseado em confiabilidade da área da seção de fibra de carbono CFC da seção S1 da viga V2 dimensionada no item 5.5.</b>	<b>92</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>93</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>94</b>

## **MODELO DE OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA E CRITÉRIO DE CONFIABILIDADE PARA A CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE REGIÕES-D COMPLEXAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>99</b>
<b>2</b>	<b>ANÁLISE DE CONFIABILIDADE</b>	<b>99</b>
<b>3</b>	<b>ÍNDICE DE CONFIABILIDADE</b>	<b>101</b>
<b>4</b>	<b>FORM (First Order Reliability Method)</b>	<b>102</b>
<b>5</b>	<b>MÉTODO DE MONTE CARLO</b>	<b>102</b>
<b>6</b>	<b>DESCRIÇÃO DO PROBLEMA</b>	<b>103</b>

6.1	Estrutura analisada	103
7	<b>INCERTEZAS ALEATÓRIAS OU RANDÔMICAS</b>	<b>104</b>
8	<b>INCERTEZAS EPISTÊMICAS</b>	<b>105</b>
9	<b>METODOLOGIA DE ANÁLISE</b>	<b>107</b>
10	<b>APLICAÇÃO NUMÉRICA E DISCUSSÃO</b>	<b>107</b>
11	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>109</b>

## **GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE ENVOLTÓRIAS TOPOLOGICAS APLICADAS EM MODELOS DE BIELAS E TIRANTES UTILIZANDO TÉCNICAS DE OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO**

1	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>114</b>
2	<b>GERAÇÃO AUTOMÁTICA DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES</b>	<b>115</b>
3	<b>OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA</b>	<b>115</b>
3.1	Metodologia SIMP	116
3.2	Envoltória topológica	119
4	<b>OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO</b>	<b>119</b>
4.1	Definição do problema	119
4.2	Conceito de ótimo de Pareto	120
4.3	Métodos de geração de pontos de Pareto	121
4.4	Método dos coeficientes de ponderação	122
5	<b>APLICAÇÕES NUMÉRICAS E DISCUSSÕES</b>	<b>123</b>
5.1	Consolo curto com furo no centro	123
5.2	Viga parede com balanço e com furo no centro	125



<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>127</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>128</b>

## **ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA TORRE TV DIGITAL DE BRASÍLIA**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>133</b>
<b>2</b>	<b>PROCEDIMENTOS ADOTADOS</b>	<b>135</b>
<b>2.1</b>	Carregamentos	<b>135</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES</b>	<b>137</b>
<b>3.1</b>	Apresentação da fundação	<b>137</b>
<b>3.2</b>	Verificação da Fundação	<b>139</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DA ESTRUTURA DA TORRE</b>	<b>140</b>
<b>4.1</b>	Apresentação da estrutura analisada	<b>140</b>
<b>4.2</b>	Análise estrutural	<b>141</b>
<b>4.3</b>	Verificação do dimensionamento	<b>142</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DA TORRE COMO HASTE</b>	<b>142</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DE VIBRAÇÃO DEVIDO À ATUAÇÃO DA CARGA DE VENTO</b>	<b>146</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>148</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>148</b>

## **ANÁLISE DO PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DO RESTAURANTE JUNTO AO PRÉDIO ADMINISTRATIVO DO SUPERIOR TRIBUNAL DE JUSTIÇA - STJ**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>152</b>
<b>2</b>	<b>CONTEXTO ARQUITETÔNICO</b>	<b>152</b>

<b>2.1</b>	Bloco da Administração	<b>154</b>
<b>2.2</b>	Blocos dos Ministros I e II	<b>154</b>
<b>2.3</b>	Bloco dos Plenários	<b>154</b>
<b>2.4</b>	Bloco do Tribunal Pleno	<b>155</b>
<b>2.5</b>	Bloco do Auditório	<b>155</b>
<b>3</b>	<b>CONSIDERAÇÕES GERAIS</b>	<b>155</b>
<b>3.1</b>	Características Técnicas	<b>156</b>
<b>3.2</b>	Normas	<b>157</b>
<b>3.4</b>	Topologia	<b>158</b>
<b>3.5</b>	Ações	<b>158</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL</b>	<b>159</b>
<b>4.1</b>	Análise Estática Linear e Não Linear	<b>159</b>
<b>3.2</b>	Análise de Instabilidade Global	<b>163</b>
<b>5</b>	<b>VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA</b>	<b>164</b>
<b>5.1</b>	Lajes do Teto do Subsolo	<b>164</b>
<b>5.2</b>	Análise de Instabilidade Elástica	<b>164</b>
<b>5.3</b>	Análise de Frequência Natural da Estrutura de Concreto	<b>166</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>167</b>
<b>7</b>	<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>167</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>167</b>

## **ANÁLISE DE SEGURANÇA E DESEMPENHO ESTRUTURAL DO AUTÓDROMO INTERNACIONAL DA CAPITAL FEDERAL DO BRASIL, BRASÍLIA-DF**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>172</b>
<b>2</b>	<b>ENSAIOS TECNOLÓGICOS E OBSERVAÇÕES DE CAMPO</b>	<b>174</b>
2.2	Ensaio de Carbonatação	174
2.3	Constatações da Inspeção	177
<b>3</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA</b>	<b>180</b>
3.1	Análise limite em serviço	181
3.2	Análise de Vibrações Livres (Análise Modal)	183
3.3	Análise de Instabilidade elástica	187
3.4	Análise de esforços e dimensionamento	189
<b>4</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>190</b>

## **CÁLCULO DE REAÇÕES EM VIGAS DE BORDO PARA LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>197</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIZAÇÃO</b>	<b>198</b>
2.1	Lajes disponíveis no Mercado	198
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA</b>	<b>199</b>
3.1	Reações dos apoios das lajes	199
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>200</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>203</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>204</b>



<b>6.1</b>	Altura da Capa	<b>204</b>
<b>6.2</b>	Lambda	<b>206</b>
<b>6.3</b>	Altura da nervura	<b>206</b>
<b>6.4</b>	Rigidez das vigas de bordo	<b>208</b>
<b>6.5</b>	Fissuração das vigas de bordo	<b>209</b>
<b>6.6</b>	Rigidez dos pilares	<b>209</b>
<b>6.7</b>	Avaliação global	<b>209</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>217</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>218</b>

# Análise de estabilidade da Torre TV digital de Brasília

**Marco Aurélio Bessa**

PPG-FAU, Programa de Pós Graduação, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo,  
Universidade de Brasília

Brasília - DF, Brasil

bessa@bol.com.br

<http://lattes.cnpq.br/3483982185862072>

**Marcio Augusto Roma Buzar**

PPG-FAU, Programa de Pós Graduação, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo,  
Universidade de Brasília

Brasília - DF, Brasil

buzar@unb.br

<http://lattes.cnpq.br/6339433870219875>

**Lenildo Santos Silva**

PPG-FAU, Programa de Pós Graduação, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo,  
Universidade de Brasília

Brasília - DF, Brasil

lenildo\_s@hotmail.com

<http://lattes.cnpq.br/5440879965299939>

**Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa**

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia  
Universidade de Brasília

Brasília - DF, Brasil

<http://lattes.cnpq.br/5722842765569602>

# Análise de estabilidade da Torre TV digital de Brasília

Marco Aurélio Bessa | Marcio Augusto Roma Buzar |  
Lenildo Santos Silva | Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa

## Resumo

O projeto da torre digital de Brasília é de autoria do arquiteto Oscar Niemeyer e possui 182 metros de altura. O monumento tem, atualmente, 170 metros de altura, sendo 120m de concreto e 50m de estrutura metálica e mais uma antena de 12 metros no topo da torre. A torre possui ainda duas cúpulas de vidro, uma em cada lateral. Na mais alta, a 80m do chão, vai funcionar um bar-café com vista panorâmica. A outra, com 60m, é uma galeria onde está exposta uma maquete da cidade. A fundação do edifício está a 13,4 metros de profundidade com 240 estacas e 2 mil metros cúbicos de concreto. Nesse trabalho se fez a análise global de estabilidade elástica da torre considerando os efeitos de 2ª. Ordem. Apresentam-se a análise com os resultados obtidos com o SAP2000 e comparam-se os resultados obtidos com as normas de Projeto de Estruturas de Concreto NBR6118 e Projeto de Estruturas de aço NBR8800.

## Palavras-chave

Torre digital, Estabilidade global, Projeto estrutural.



# **Stability analysis of the Brasilia digital TV Tower**

## **Abstract**

*The Brasilia digital tower was designed by the architect Oscar Niemeyer and is 182 meters high. The monument is currently 170 meters high, with 120 meters of concrete and 50 meters of metallic structure, plus a 12-meter antenna on top of the tower. The tower also has two glass domes, one on each side. In the higher one, 80m from the ground, there will be a bar-café with a panoramic view. The other, at 60m, is a gallery where a scale model of the city is on display. The building's foundation is 13.4 meters deep with 240 piles and 2,000 cubic meters of concrete. In this work, a global analysis of the elastic stability of the tower was done considering the second order effects. The analysis is presented with the results obtained via SAP2000 and the results are compared with the standards of Design of Concrete Structures NBR6118 and Design of Steel Structures NBR8800.*

## **Keywords**

*Digital tower, Stability, Projeto estrutural.*

## 1 INTRODUÇÃO

Oscar Niemeyer defende que arquitetura e estrutura devem se desenvolver juntas. Na obra de Niemeyer é evidente a relação direta entre forma e estrutura, sendo sua arquitetura marcada pela importante presença de grandes engenheiros, como Bruno Contarini, Joaquim Cardozo e José Carlos Sussekind que, com participação efetiva desde a concepção de seus projetos, proporcionaram obras marcadas pelo arrojo estrutural e por grandes desafios tecnológicos (Inojosa, 2010).

A Torre de TV Digital do Distrito Federal, objeto de estudo deste trabalho foi inaugurada em 21 de Abril de 2012, sendo uma das mais recentes obras de Oscar Niemeyer e o último construído antes de seu falecimento.

Além da função técnica para a qual foi construída a Torre se destaca como um marco turístico no Distrito Federal, pois não só a sua forma, que lembra uma “flor do cerrado” chama a atenção também, um mirante de 360°, de onde se pode visualizar todo o Plano Piloto e região. Ao seu programa de necessidades foi acrescentado um bar-café com vista panorâmica, previsto para ser instalado na mais alta cúpula de vidro, a 80m do chão e uma galeria, na cúpula mais baixa, a 60 metros do chão.



**Figura 1**  
Torre de TV Digital  
do Distrito Federal  
– foto: Leonardo Inojosa

O projeto estrutural da Torre de TV Digital foi de responsabilidade do engenheiro José Carlos Sussekind, que como todos os engenheiros que trabalharam com Oscar Niemeyer foi responsável por soluções estruturais inéditas e criativas para possibilitar a realização da inventividade formal da arquitetura de Niemeyer (Inojosa et al, 2011). Sussekind trabalhou ao lado de Niemeyer desde a década de 80 e o acompanhou até seus mais recentes projetos. Estão nessa fase da obra do arquiteto projetos marcantes, que para um profissional comum, cada um deles seria um projeto de uma vida, e que para Niemeyer são desafios de inovação e reinvenção de novas soluções estruturais e novas formas arquitetônicas (Inojosa, 2010).

Os gigantescos trabalhos arquitetônicos de Brasília, por si só bastariam para colocar Niemeyer entre os maiores artistas de todos os tempos, mas, no entanto, representam apenas uma parcela de sua obra imensa, comparável em volume àquela de Picasso (CARDOZO *appud* NIEMEYER, 2004, pag. 399).

A Torre tem aproximadamente 182m de altura, sendo que a estrutura em concreto armado tem 120m de altura e 62m de estrutura tubular metálica da antena. Nas laterais foram projetadas duas cúpulas geodésicas cobertas com vidro, uma situada a aproximadamente 60m e a outra a 80m da base. A fundação do edifício está a 12 metros de profundidade e é composta por 246 estacas tipo raiz. Ao redor da torre está instalado um espelho d'água com uma rampa curva de acesso à torre.

O objetivo desse trabalho é executar uma retro análise da torre digital, por meio de análise qualitativa dos projetos. As análises visam verificar a segurança e desempenho estrutural. Essas verificações devem atender aos estados limites da estrutura: Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último. A segurança deve ser aferida também pelo atendimento às normas técnicas brasileiras.

## 2 PROCEDIMENTOS ADOTADOS

### 2.1 Carregamentos

O peso próprio da estrutura é obtido pelo programa SAP2000. As cargas permanentes e sobrecargas adotadas estão de acordo com o projeto de arquitetura.

#### Cargas permanentes.

Piso + revestimento = 150kgf/m<sup>2</sup> e Divisórias = 100 kgf/m<sup>2</sup>

#### Sobrecargas da estrutura.

Galeria de artes e exposição = 500 kgf/m<sup>2</sup>

**Ação do vento.** Os efeitos de vento nas estruturas foram determinados através de aproximações obtidas da NBR6123:1988, já que não foram levantados os coeficientes de forma e arrasto da estrutura. Foram realizadas análises elástica e modal para verificação dos esforços nos elementos e frequências naturais de vibração da estrutura, respectivamente. As análises foram divididas em duas partes:

- Análise das fundações;
- Análise da estrutura de concreto armado.

Para esta análise estrutural foi desenvolvido um modelo utilizando o software SAP2000, cuja topologia está apresentada na Fig. 2 e para o qual a estrutura foi subdividida em 2 partes, conforme as Tabelas 1 e 2 a seguir:

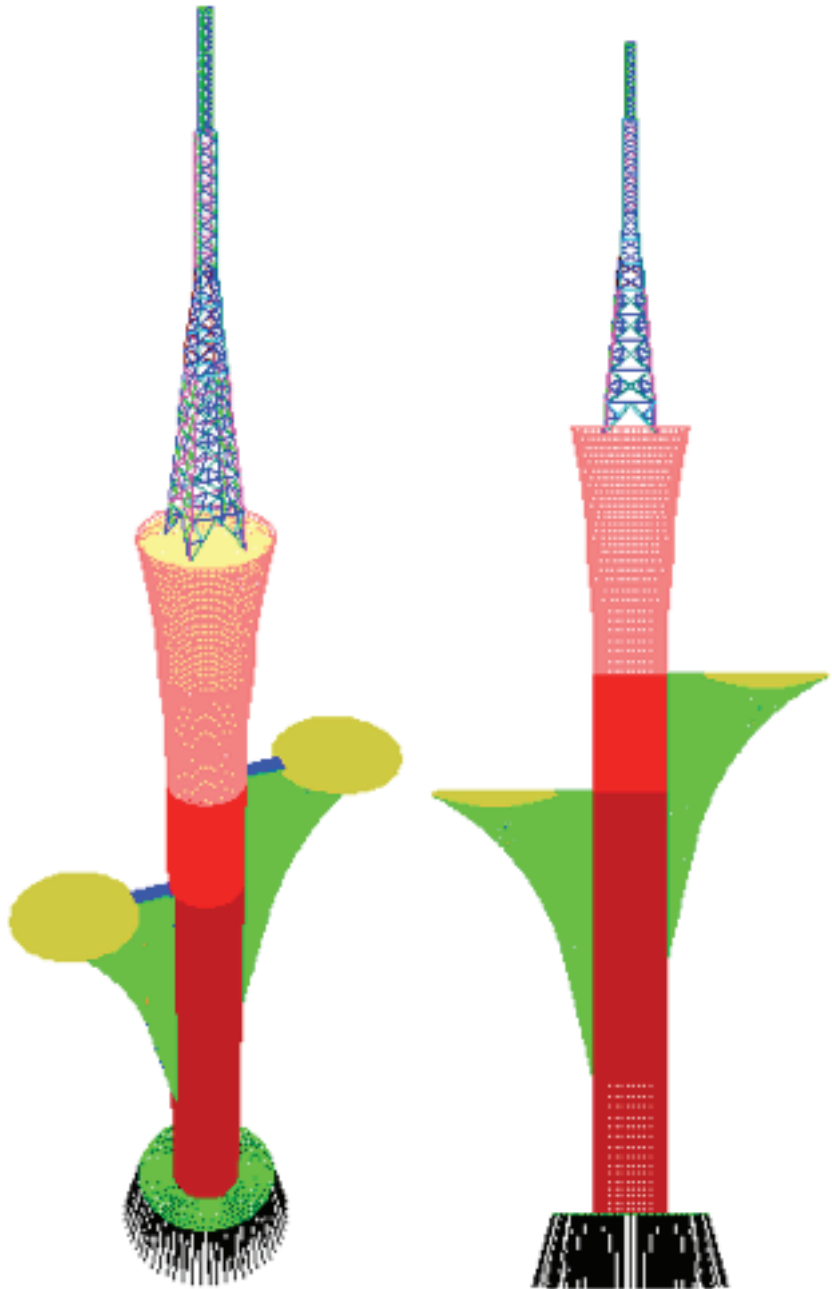
**Tabela 1:** Elementos de placas (Shell). Fonte: Autor (2013).

Section	Material	Type	Thickness
			m
ASEC1	CONCRETO	Shell-Thin	0.5
ASEC2	CONCRETO	Shell-Thin	0.4
ASEC3	CONCRETO	Shell-Thin	0.3
braco	CONCRETO	Shell-Thin	0.25
FUNDACAO	CONCRETO	Shell-Thick	4.5
FundoBraco	CONCRETO	Shell-Thin	0.25
LAJE	CONCRETO	Shell-Thin	0.15
NervuraHorizontalBraco	CONCRETO	Shell-Thin	0.15
NervuraVerticalBraco	CONCRETO	Shell-Thin	0.2
Prato	CONCRETO	Shell-Thin	0.25

**Tabela 2:** Elementos de barras (Frame). Fonte: Autor (2013).

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw
			m	m	m	m
Barra	ACO	Pipe	0.323	0.323	0.323	0.0095
BarraTorre101	ACO	Pipe	0.101	0.101	0.101	0.0057
BarraTorre114	ACO	Pipe	0.114	0.114	0.114	0.0088
BarraTorre141	ACO	Pipe	0.141	0.141	0.141	0.0088
BarraTorre168	ACO	Pipe	0.168	0.168	0.168	0.0071
BarraTorre273	ACO	Pipe	0.273	0.273	0.273	0.0093
BarraTorre323	ACO	Pipe	0.323	0.323	0.323	0.0095
BarraTorre355	ACO	Pipe	0.355	0.355	0.355	0.0143
BarraTorre48	ACO	Pipe	0.048	0.048	0.048	0.0037
BarraTorre60	ACO	Pipe	0.0603	0.0603	0.0603	0.0039
BarraTorre73	ACO	Pipe	0.048	0.048	0.048	0.0037
BarraTorre88	ACO	Pipe	0.088	0.088	0.088	0.0055
Estaca	CONCRETO	Circle	0.41	0.41	0.41	0.41
FrenteTorre	ACO	Pipe	0.168	0.168	0.168	0.0071
FrenteTorre101	ACO	Pipe	0.101	0.101	0.101	0.0057
FrenteTorre114	ACO	Pipe	0.114	0.114	0.114	0.0088
FrenteTorre141	ACO	Pipe	0.141	0.141	0.141	0.0088
FrenteTorre168	ACO	Pipe	0.168	0.168	0.168	0.0071
FrenteTorre273	ACO	Pipe	0.273	0.273	0.273	0.0093
FrenteTorre323	ACO	Pipe	0.323	0.323	0.323	0.0095
FrenteTorre355	ACO	Pipe	0.355	0.355	0.355	0.0143
FrenteTorre48	ACO	Pipe	0.048	0.048	0.048	0.0037
FrenteTorre60	ACO	Pipe	0.0603	0.0603	0.0603	0.0039
FrenteTorre73	ACO	Pipe	0.073	0.073	0.073	0.0052
FrenteTorre88	ACO	Pipe	0.088	0.088	0.088	0.0055
FSEC1	ACO	Pipe	0.0603	0.0603	0.0603	0.0039
FSEC2	ACO	Pipe	0.048	0.048	0.048	0.0037
FSEC3	ACO	Pipe	0.141	0.141	0.141	0.0088
FundoTorre	ACO	Pipe	0.168	0.168	0.168	0.0071
FundoTorre101	ACO	Pipe	0.101	0.101	0.101	0.0057
FundoTorre114	ACO	Pipe	0.114	0.114	0.114	0.0088
FundoTorre141	ACO	Pipe	0.141	0.141	0.141	0.0088
FundoTorre168	ACO	Pipe	0.168	0.168	0.168	0.0071
FundoTorre273	ACO	Pipe	0.273	0.273	0.273	0.0093
FundoTorre323	ACO	Pipe	0.323	0.323	0.323	0.0095
FundoTorre355	ACO	Pipe	0.355	0.355	0.355	0.0143
FundoTorre48	ACO	Pipe	0.048	0.048	0.048	0.0037
FundoTorre60	ACO	Pipe	0.0603	0.0603	0.0603	0.0039
FundoTorre73	ACO	Pipe	0.073	0.073	0.073	0.0052
FundoTorre88	ACO	Pipe	0.088	0.088	0.088	0.0055
PERFIL W	ACO	I/Wide Flange	0.352	0.171	0.0098	0.0069





**Figura 2**  
 Topologia da  
 estrutura analisada.  
 Fonte: Autor (2013).

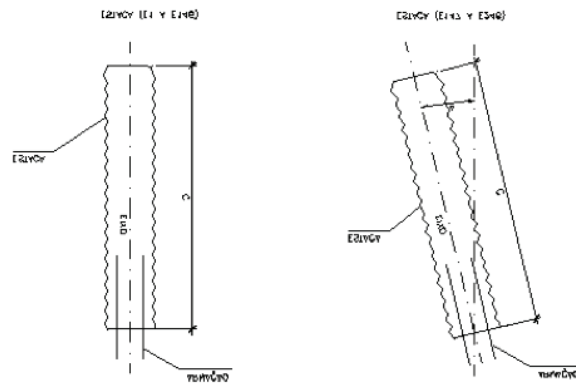
### 3 ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES

#### 3.1 Apresentação da fundação

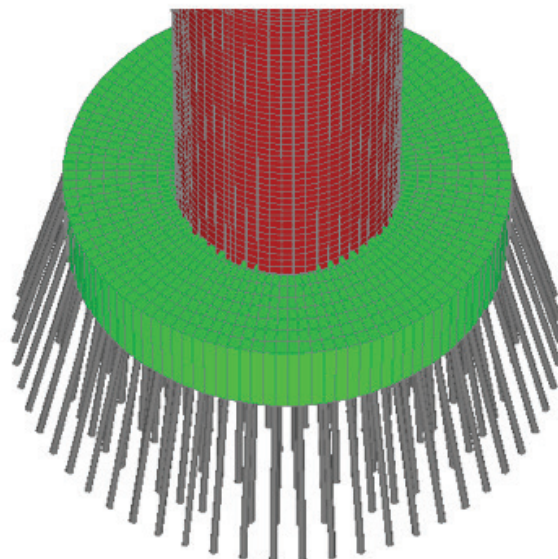
A estrutura da torre está apoiada em um bloco de concreto armado de seção variável com altura variando entre 2,50m a 4,0m. O bloco possui 246 estacas tipo raiz verticais e inclinadas (Fig. 3) com diâmetro nominal de 41 cm. A Tabela 3 mostra o resumo das estacas raiz utilizadas na edificação em questão. A Fig. 4 apresenta a modelagem de elementos finitos utilizados para modelagem das estacas.

**Tabela 3:** Resumo das estacas raiz. Fonte: Autor (2013).

ESTACAS TIPO RAIZ					
Estacas	Diâmetro nominal (cm)	Carga máxima N(KN)	(c) Comprimento o estimado da estaca (m)	Inclinação (A)	Quantidade
E1 a E56	41	1500	12	15°	56
E57 a E104	41	1500	12	10°	48
E105 a E146	41	1500	12	5°	42
E147 a E246	41	1500	12	0°	100



**Figura 3**  
Esquema e parâmetros das estacas.  
Fonte: Autor (2013).



**Figura 4**  
Modelo das estacas – SAP2000.  
Fonte: Autor (2013).

### 3.2 Verificação da Fundação

A capacidade de carga da estaca foi verificada pelo método David-Cabral no qual é considerada a pressão de injeção a ar comprimido ( $p$ ) aplicada no topo da estaca. O atrito lateral para cada trecho do fuste e a resistência de ponta são calculados por meio de coeficientes empíricos conforme a Tabela 4.

**Tabela 4:** Coeficientes Empíricos Fonte: Fundespe (2013).

Tipo de Solo	$\hat{\alpha}_1$ ( $10^{-2} \cdot \text{kgf/cm}^2$ )	$\hat{\alpha}_2$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

Para determinação da capacidade de carga das estacas (verificação geotécnica) utilizou-se os resultados dos ensaios de sondagem fornecidos pela empresa Geoservice Geotecnia e Fundações LTDA.

A Tabela 5 mostra os resultados obtidos para a capacidade de carga da estaca por meio do método David-Cabral.

**Tabela 5:** Capacidade de carga das estacas. Fonte: Autor (2013).

PROF.(m)	Nspt	bo	b1(%)	b2	PI/m (Tf)	PI (Tf)	Pp (Tf)	Pr (Tf)	Padm (Tf)
1	2	0.69	5	1.5	0.9	0.9	2.7	3.6	2.4
2	3	0.69	4	1	1.1	2.0	2.7	4.7	3.1
3	12	0.69	4	1	4.3	6.2	10.9	17.2	11.4
4	21	0.8	8	2.5	17.3	23.5	55.5	79.0	52.7
5	22	0.8	8	2.5	18.1	41.7	58.1	99.8	66.5
6	33	0.8	8	2.5	27.2	68.9	87.1	156.0	104.0
7	33	0.8	8	2.5	27.2	96.1	87.1	183.2	122.1
8	27	0.8	8	2.5	22.3	118.3	71.3	189.6	126.4
9	27	0.8	6	2	16.7	135.0	57.0	192.1	128.0
10	31	0.8	6	2	19.2	154.2	65.5	219.7	146.5
11	31	0.8	6	2	19.2	173.4	65.5	238.8	159.2
12	30	0.8	6	2	18.5	191.9	63.4	255.3	170.2

Utilizando o Programa SAP2000 foi possível obter os valores das reações das estacas do modelo da Fig. 5, além das excentricidades e momentos finais para verificação das estacas a flexão composta.

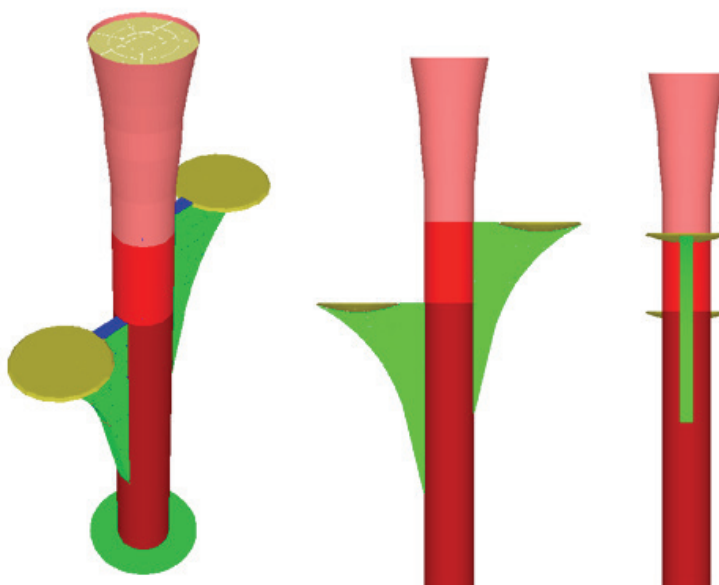
O valor máximo de esforço normal atuante nas estacas, obtido na análise do Programa SAP 2000 é 99 tf e a carga admissível a partir do método de David-Cabral, apresentado na Tabela 5, é 170 tf, ou seja, a carga atuante na estaca mais solicitada é menor que a carga admissível pelo referido método.

Para o dimensionamento estrutural das estacas a flexão composta utilizou-se o método sugerido pelo Professor Lauro Modesto dos Santos que verifica seções circulares tendo como parâmetro de entrada o número de barras de aço, o cobrimento (até o centro da armadura), o  $f_{ck}$ , o  $f_{yk}$  e o módulo de elasticidade do concreto.

## 4 ANÁLISE DA ESTRUTURA DA TORRE

### 4.1 Apresentação da estrutura analisada

A estrutura da torre da TV digital de Brasília foi modelada, conforme apresentado na Fig. 5, utilizando-se uma discretização em elementos finitos com um total de 9646 elementos de placas, 66504 elementos de casca e 1213 elementos de barras, incluindo a torre em concreto e a torre metálica instalada no topo da torre em concreto. A modelagem foi elaborada de modo a corresponder às dimensões obtidas nos projetos.

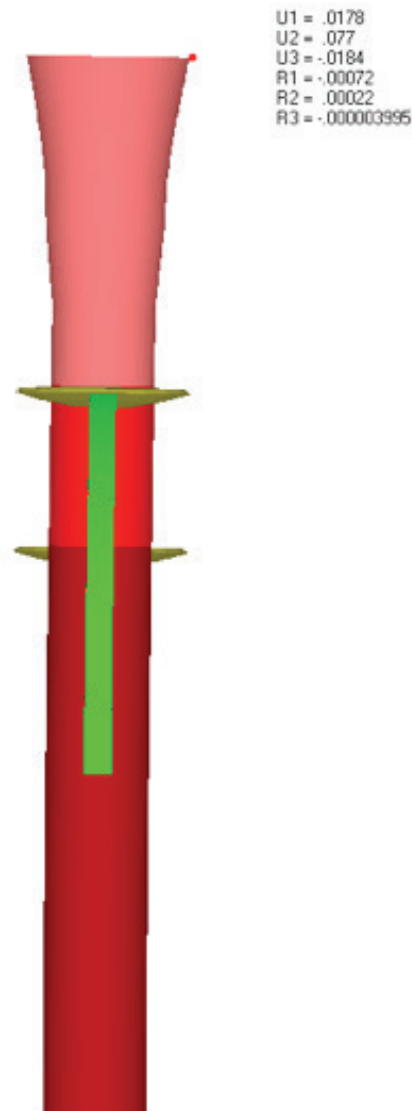


**Figura 5**

Vistas da modelagem em elementos finitos da torre em concreto.  
Fonte: Autor (2013).

## 4.2 Análise estrutural

Foram realizadas análise linear elástica da estrutura e análise de vibrações livres utilizando-se o Software SAP2000. O deslocamento horizontal máximo, na torre em concreto, ocorre no topo da mesma e tem valor igual a 7,7cm (H/1623) e a rotação máxima é igual 0,00072 rad, conforme pode ser observado na Figura 6.4. De acordo com a NBR 6118:2003, Item 13.3, o deslocamento horizontal máximo e a rotação máxima devem atender as seguintes prescrições: H/500, 10 mm e  $\theta$  igual a 0.0017rad. Assim, a torre projetada atende quanto aos deslocamentos máximos da torre em concreto, conforme os valores apresentados na Fig. 6.



**Figura 6**  
Deformada da torre com  
indicação do  
deslocamento no topo.  
Fonte: Autor (2013).



### 4.3 Verificação do dimensionamento

Na verificação do dimensionamento estrutural das paredes procedeu-se o cálculo da seção de aço necessária, para cada espessura de parede em concreto, apresentada nas plantas de formas e o cotejamento das armaduras obtidas no presente trabalho com as armaduras indicadas nas plantas de armação da torre. Tendo em vista o grande número de elementos finitos utilizados na discretização da torre, modificou-se o programa de flexão composta desenvolvido pelo prof. Lenildo Santos a partir do método do prof. Eldon Londe Melo, amplamente testado nos últimos anos, com intuito de automatizar o cálculo das armaduras, por meio da integração dos resultados do Software SAP2000 com os dados necessários ao referido software de cálculo de armaduras.

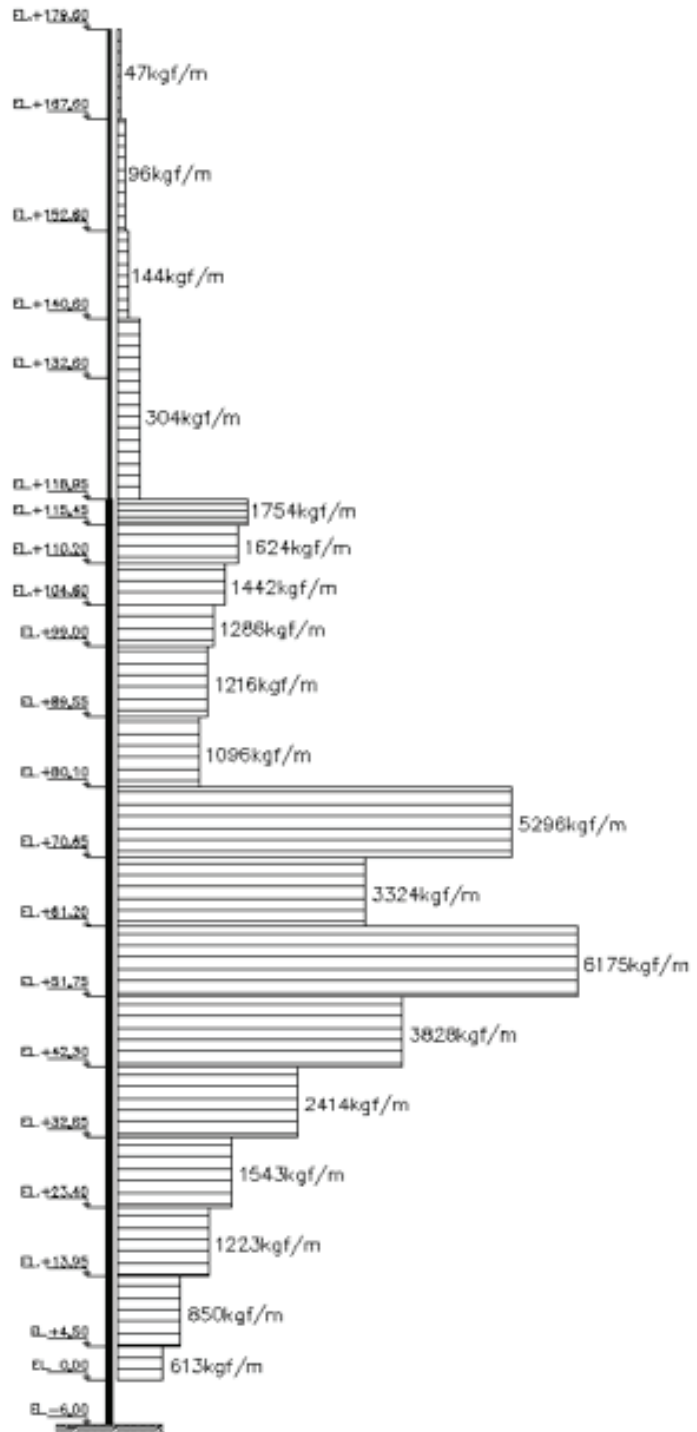
As verificações foram realizadas para todos os esforços dos elementos finitos adotados na discretização.

Foram obtidos os valores dos esforços normais, momentos fletores de cálculo e armaduras nas duas faces para o primeiro trecho do fuste, para o trecho do fuste com espessura de parede igual a 40 cm, além dos valores dos esforços normais de cálculo e momentos fletores de cálculo (nas duas direções – x e y) e armaduras nas duas faces do trecho do fuste com espessura de parede igual a 30 cm, das estruturas do braço (suporte dos pratos), dos pratos (apoio das cúpulas), das nervuras horizontais e verticais dos braços e das paredes de fechamento do “fundo” dos braços.

As áreas de aço de todas as peças relacionadas acima foram confrontadas com as armaduras apresentadas nas pranchas de detalhamento de armadura presente nos projetos de estruturas e as armaduras especificadas no projeto estrutural atende às necessidades de armadura obtidas no presente trabalho.

## 5 ANÁLISE DA TORRE COMO HASTE

Com intuito de verificar e corroborar os resultados fornecidos pela análise de elementos finitos realiza-se a análise estrutural da torre como uma haste engastada na base e submetida à ação de cargas devidas ao vento. A Fig. 7 apresenta a topologia utilizada e as cargas devidas ao vento consideradas na presente análise.

**Figura 7**

Topologia e carregamento na estrutura.

Fonte: Autor (2013).

A Fig. 8 apresenta a deformada da haste e os valores do deslocamento no topo da mesma. Vale ressaltar que o deslocamento no topo da torre pelo método dos elementos finitos foi 7,7cm e na situação presente o deslocamento é 8,35cm, ou seja, uma diferença de apenas 7,7% entre as duas análises.

**Figura 8**  
 Deformada da torre  
 e deslocamento  
 no topo (m, rad).  
 Fonte: Autor (2013).

U1 = -0.025  
 U2 = 0  
 U3 = -0.049  
 R1 = 0  
 R2 = -0.00000  
 R3 = 0

Diagrama de esforço normal (kgf)

-5263126.657

Diagrama de esforço cortante (kgf)

-298673.450001

Diagrama de momento fletor (kgf.m)

-21002931.8185

**Figura 9**  
 Diagrama de esforços  
 e momento fletor.  
 Fonte: Autor (2013).

Considerando os esforços apresentados na Fig. 9 o dimensionamento da seção da torre, utilizando-se o software do prof. Lauro Modesto para seção coroa tem-se:

### **FLEXAO NORMAL COMPOSTA DIMENSIONAMENTO DE SECAO COROA**

Armadura em todo o perímetro

#### **DADOS:**

fck=500.00 gamas=1.40  
fyk=5000.00 gamas=1.15 Es=2100000

#### **CLASSE:**

h= 1250 cm h0= 1150 cm dlinha= 8 cm  
r= 625 cm r0= 575 cm delta0=0.92  
Numero total de barras= 363  
Nd=%7368378.00 Md=%2940410000

#### **RESULTADOS:**

Área total de aço necessária: 0.00 cm<sup>2</sup>  
Área total mínima =282.74 cm<sup>2</sup>  
Braço de alavanca z: não se define

A armadura existente na parede junto à base da torre é igual a:

**Face Externa.** 8Ø25 + 8Ø25 + 150Ø25 + 45Ø20 +45Ø25 +45Ø20  
(Prancha TBRA133R0.dwg); e

**Face Interna.** 7Ø25+ 7Ø25 +45Ø20 +150Ø20 +45Ø25 +45Ø20  
(Prancha TBRA134R0.dwg).

Assim, a área de aço é igual a:

$(8+8+150+45+7+7+45) \text{ Ø } 25 = 270 \text{ Ø } 25 = 1326 \text{ cm}^2$   
 $(45+45+45+150+45) \text{ Ø } 20 = 330 \text{ Ø } 20 = 1040 \text{ cm}^2$

A armadura total nas duas faces é igual a 2366 cm<sup>2</sup>

O perímetro da torre junta à base é igual a 1200 cm x  $\pi$  = 3770 cm, ou seja, 142,4cm<sup>2</sup>/m.

De acordo com a NBR 6123, Item 17.3.5.3.1, a armadura mínima é igual a  $0,15N_d/f_{yd} \geq 0,004A_c \rightarrow 0,15 \times 5.263.127\text{kgf} \times 1,4 / (5000/1,15) \geq 0,004 \times 3770 \times 50 \rightarrow 254\text{cm}^2 \geq 754\text{cm}^2$ .

Logo, a armadura existente atende aos critérios de dimensionamento da torre como haste.

## 6 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO DEVIDO À ATUAÇÃO DA CARGA DE VENTO

Tendo em vista os dados disponíveis oriundos dos ensaios de túnel de vento optou-se por adotar os deslocamentos no topo da torre em concreto proporcionais às forças obtidas no ensaio de túnel de vento. O ponto de partida é a correção dos momentos na base da torre para a velocidade básica do vento de 35m/s. Vale ressaltar que serão adotados os valores de momento para a situação com antenas parabólicas, tendo em vista ser esta a situação mais desfavorável. Assim, tem-se:

$$M(35) = M(40) \times (35/40)^2 \rightarrow M(35) = 144.637 \text{ kN.m} \times (35/40)^2$$

$$M(35) = 110.738 \text{ kN.m} = 11.073.800 \text{ kgf.m}$$

O momento fornecido pela análise estrutural, para as cargas de vento apresentadas em 4.1.3, é igual a 21.002.932 kgf.m, ou seja,  $M(35)/M_a = 0,53$ , logo o deslocamento no topo ( $\delta_t$ ) da torre em concreto corrigido é  $8,35 \times 0,53$ , ou seja,  $\delta_t$  igual a 4,42cm.

A frequência natural de vibração Hz pode ser obtida pela expressão (Comitê Euro-International du Beton – CEB, Bulletin d'information no 209, Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines)  $f = 46/H$ , onde H é a altura da torre. Assim, para o caso presente tem-se  $f = 46/125 = 0,37\text{Hz}$ .

Vale ressaltar que a frequência natural de vibração, obtida pela análise de elementos finitos, a qual está associada ao modo de vibração compatível com a atuação da carga de vento apresentada na Fig. 10 é igual a 0,44Hz, ou seja, diferença de 16% entre os valores recomendados pelo CEB e o valor obtido pela análise de elementos finitos.

Em torres altas a importância da análise de vibrações induzidas pelo vento é particularmente útil quando o objetivo é avaliar as consequências de tais vibrações nas pessoas que usam a torre, sobretudo pela sensação de insegurança que estas podem gerar. Alguns dos efeitos importantes que podem acontecer nestes casos são a perda de concentração mental, tonturas e náuseas, as quais não comprometem seriamente a saúde das pessoas, mas trazem incomodo no uso da estrutura.

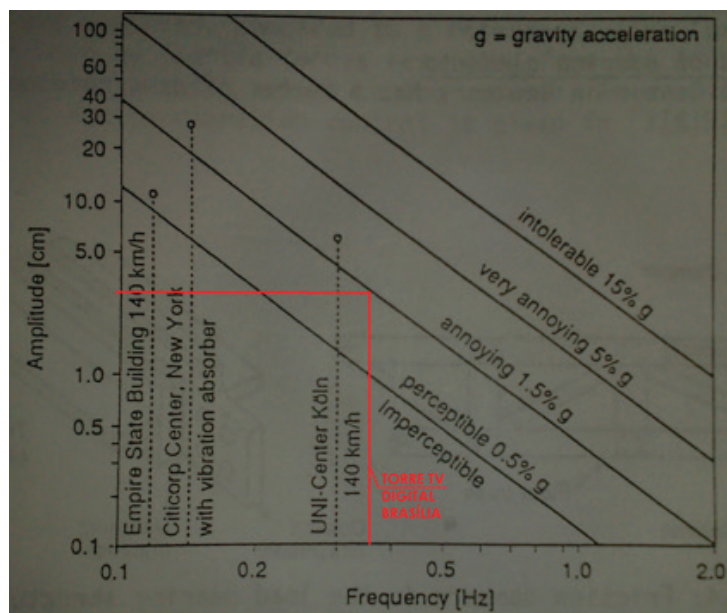
A Fig. 11 apresenta um gráfico adotado pelo CEB que indica o nível de desconforto que a estrutura pode provocar no usuário, a partir do deslocamento no topo devido à ação do vento e da frequência natural de vibração da estrutura. Observa-se na referida figura que para a Torre da TV digital de Brasília e vibração encontra-se no limite considerado apenas perceptível o que não traz desconforto ao usuário. Vale ressaltar que em visita recente à edificação e em relatos de diversas pessoas que já estiveram no topo da torre (mirante) em várias condições de vento não é possível perceber nenhum desconforto.



Ao contrário disto, tem-se a sensação de muita rigidez, mesmo no topo da torre (sobre a laje onde está instalada a torre metálica).



**Figura 10**  
 Modo de vibração associada à frequência fundamental.  
 Fonte: Autor (2013).



**Figura 11**  
 Percepção Humana de vibração em edifícios devida ao vento.  
 Fonte: Autor (2013).

## 7 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados apresentados verifica-se que as estacas atendem os critérios de segurança e desempenho para capacidade de carga (dimensionamento geotécnico) e dimensionamento estrutural dos elementos de fundação conforme as normas técnicas pertinentes.

Em relação aos estados limite de serviço foram analisados estado limite de deslocamento, considerando-se deslocamento horizontal e rotação no topo da torre, ambos atendem os limites estabelecidos pela NBR 6118/2003.

A análise de vibração da torre devida ao vento mostra que a torre da TV digital de Brasília está no limite considerado como vibração perceptível, de acordo com as prescrições do Comitê Euro-International du Beton, ou seja, a torre pode ser utilizada sem causar desconforto ao usuário.

O cotejamento da armadura projetada e apresentada nas pranchas de detalhamento com as armaduras calculadas pela presente análise mostra que as armaduras projetadas para a torre de TV digital de Brasília atendem tanto o dimensionamento estrutural quanto as prescrições normativas quanto á armadura mínima.

## 8 REFERÊNCIAS

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *Projeto de estruturas de concreto.* NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.* NBR 8800, Rio de Janeiro, 2003.

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

**INOJOSA, L. S. P., BUZAR, M. A. R, DE GREGORIO M.H. R.** *Aspectos do Projeto Estrutural do Museu Nacional de Brasília.* Anais do XXXIII Congresso Ibero Latino-Americano de Métodos Computacionais para Engenharia (XXXIII CILAMCE), Ouro Preto, 2011.

**INOJOSA, LEONARDO DA SILVEIRA PIRILLO.** *O Sistema Estrutural na Obra de Oscar Niemeyer.* Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, 2010.

**NIEMEYER, OSCAR.** *OSCAR NIEMEYER - Minha Arquitetura – 1937-2004.* Editora Revan, Rio de Janeiro, 2004.





ISBN: 978-65-84854-12-3

**QRL**



9 786584 854123