

# 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**

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

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

1	INTRODUÇÃO	39
2	OTIMIZAÇÃO TOPOLÓGICA COMO PROCEDIMENTO DE PROJETO	40

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>CHARACTERIZAÇÃO 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 segurança e desempenho estrutural do autódromo internacional da capital federal do Brasil, Brasília-DF

## **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>

## **Lenildo Santos da Silva**

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia  
Universidade de Brasília  
Brasília - DF, Brasil  
<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>  
leonardo@inojosa.com.br

## **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>



# Análise de segurança e desempenho estrutural do autódromo internacional da capital federal do Brasil, Brasília-DF

Marco Aurélio Bessa | Lenildo Santos da Silva |

Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa | Marcio Augusto Roma Buzar

## Resumo

No presente trabalho se faz a análise da estrutura de concreto armado da arquibancada principal no Autódromo Internacional de Brasília. O edifício estudado encontra-se localizado na cidade de Brasília, capital do Brasil e trata-se de uma arquibancada de 2200 metros quadrados, com marquise constituída por 13 pórticos, com 22 metros em balanço. Foram realizadas análises numéricas com modelos tridimensionais da edificação, visando à verificação dos deslocamentos, deformações e os esforços desenvolvidos pela estrutura, observando-se os critérios de estados limites de utilização e último da norma brasileira de Concreto Armado NBR 6118. Foram realizadas análises de instabilidade elástica e instabilidade inelástica da estrutura tridimensional para verificar o fator de carga de colapso, empregando-se o modelo de análise de Rankine-Marchant, com o objetivo de identificar os modos principais de instabilidade e capacidade portante da estrutura. Após a análise numérica foram realizadas propostas de reparos e manutenções dos elementos estruturais com patologias, para manter as mesmas propriedades de segurança e desempenho da estrutural da edificação.

## Palavras-chave

Fator de Carga de Colapso; Estrutura de Concreto-Armado; Vistoria Técnica; Instabilidade Elástica.

# ***Structural analysis and pathologies of international autodrome of the federal capital of Brazil, Brasilia-DF***

## **Abstract**

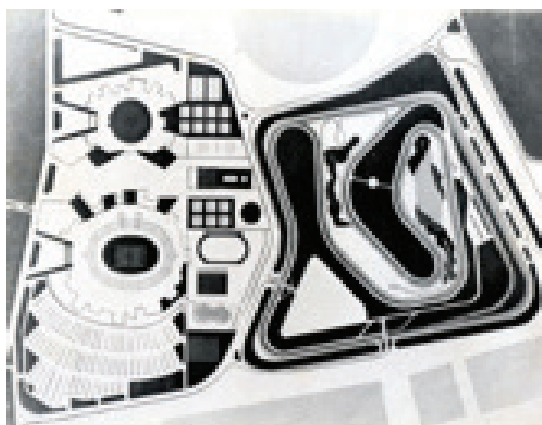
*This paper analyzes the reinforced concrete structure of the main grandstand in the International Autodrome of Brasilia. The studied building is located in the city of Brasilia, capital of Brazil and is a grandstand of 2200 square meters, with marquee consisting of 13 frames, with 22 meters in balance. Numerical analyzes were carried out with three-dimensional models of the building, aiming to verify the displacements, deformations and the efforts developed by the structure, observing the criteria of limit states of use and last of the Brazilian standard of Reinforced Concrete NBR 6118. Instability analyzes were carried out elastic and inelastic instability of the three-dimensional structure to verify the collapse load factor, using the Rankine-Marchant analysis model, in order to identify the main modes of instability and bearing capacity of the structure. After the numerical analysis, proposals were made for repairs and maintenance of structural elements with pathologies, to maintain the same safety and performance properties of the building's structure.*

## **Keywords**

*Collapse Load Factor; Reinforced concrete structure; Technical Survey; Elastic instability.*

## 1 INTRODUÇÃO

O Autódromo Internacional Nelson Piquet, situado em Brasília faz parte do Complexo Poliesportivo Ayrton Senna. Sua construção foi feita em dois anos, entre 1972 e 1974 e o engenheiro responsável, Samuel Dias, fez um circuito com uma pista de traçado misto com seis curvas para a esquerda e seis para a direita, a extensão é de 5.475,58 metros e a maior reta tem 750 metros. O Autódromo Internacional foi inaugurado em fevereiro de 1974, bem no centro da cidade de Brasília. O que poucos sabem é que por trás das retas e curvas está o semblante estilizado de uma mulher tocando harpa (Fig. 1). A inauguração foi feita com uma prova de Fórmula 1 extracampeonato que contou com a presença de grandes nomes do automobilismo da época e o vencedor foi o piloto brasileiro Emerson Fittipaldi, da escuderia McLaren. O Autódromo conta ainda com uma estrutura de 04 arquibancadas e um pavilhão de cadeiras cobertas com capacidade para 11.500 lugares.



**Figura 1:**  
Planta do Complexo  
Poliesportivo Ayrton Senna  
Fonte: Folder do evento de  
Inauguração “Fórmula 1  
Brasília 03/02/1974” (1974)

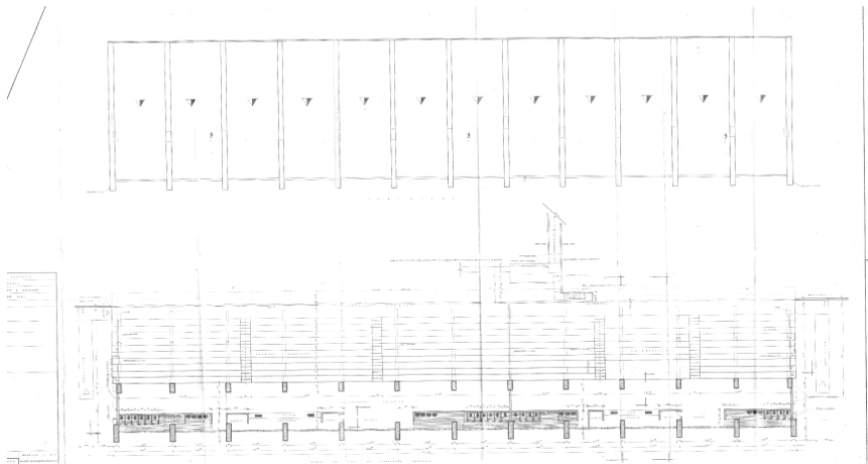
O Pavilhão de cadeiras cobertas do autódromo é o objeto deste estudo e é composto por uma estrutura em concreto armado convencional formada por treze pórticos principais, interligados: na parte superior por laje com nervuras transversais; na parte inferior por laje de piso (banheiros, bar, depósito), na parte inferior e a frente por arquibancada voltadas para a fachada principal (pista do autódromo). Na fachada posterior existe uma estrutura auxiliar formada por rampa de acesso para veículos e lajes de cobertura. A Fig. 2 apresenta uma visão geral das características da estrutura em análise.



**Figura 2:**

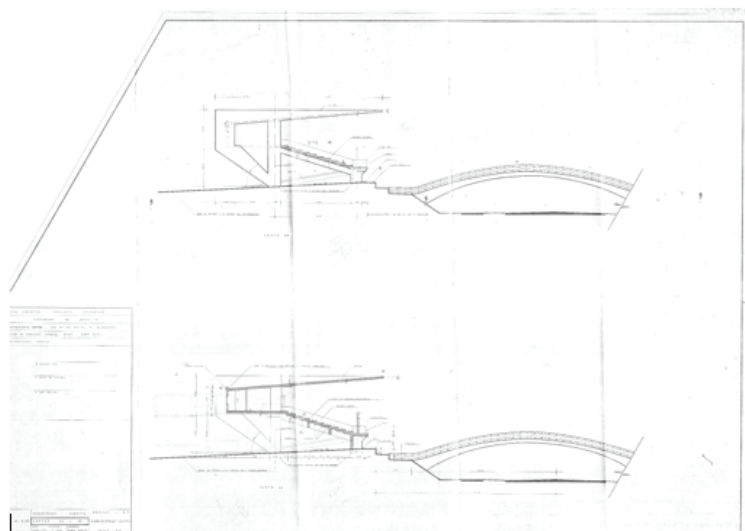
Vista da arquibancada pela  
rampa de acesso ao fundo.  
Fonte: Autor (2017).

Em seguida, na Fig. 3 são apresentadas as plantas da arquibancada e de sua cobertura e na Fig. 4, os cortes transversais, que mostram os pórticos que sustentam a estrutura, ambos desenhos do projeto original de 1972.



**Figura 3:**

Plantas originais da estrutura  
estudada.



**Figura 4:**

Cortes originais da estrutura  
estudada.

O estudo em questão teve como objetivo a avaliação e mapeamento das patologias na estrutura em concreto armado da arquibancada principal do autódromo e a indicação de procedimentos executivos para a solução dos problemas encontrados. Para tanto foi adotado o seguinte procedimento:

- Visitas técnicas ao local para inspeção in loco;
- Avaliação visual das condições de estabilidade estrutural;
- Revisão teórica - corrosão de armaduras (principal patologia encontrada);
- Elaboração de ensaios tecnológicos de carbonatação em diversos pontos da estrutura e de teor de cloretos na estrutura de concreto armado;
- Avaliação da arquibancada e mapeamento das patologias da estrutura através de desenhos, indicando as regiões afetadas, especificando os tipos de patologias e quantitativos;
- Análise Estrutural da edificação para verificação da estabilidade global.

Durante a avaliação de estabilidade global da estrutura não foram verificados os dimensionamentos de peças estruturais, pois não faz parte do escopo do trabalho, no entanto, alguns aspectos podem ser citados, como o fato da estrutura não apresentar deformações acima do admitido por Norma ou perceptível visualmente e não apresentar fissuras que seccionem as peças de concreto armado, de modo a comprometer a estabilidade e durabilidade. Também não há sinais de deficiência estrutural dos pilares ou qualquer evidência de ter havido recalque de fundação.

Deste modo, conclui-se com que não há qualquer sinal que indique comprometimento da mesma, quanto ao dimensionamento estrutural.

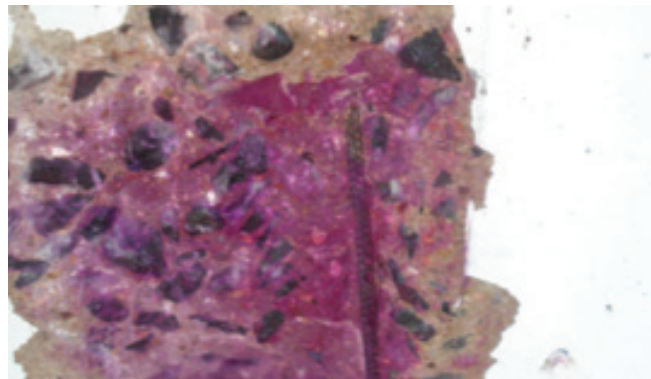
## **2 ENSAIOS TECNOLÓGICOS E OBSERVAÇÕES DE CAMPO**

Para validar algumas suposições preliminares obtidas durante vistorias realizada in loco, foram realizados dois tipos de ensaios tecnológicos no concreto: ensaios de carbonatação com solução de fenolftaleína (Kazmierczak, 1996) e ensaios de teor de cloretos (Lima, 1996) com os produto Chlortest.

### **2.1 Ensaio de Carbonatação**

Foram realizados ensaios de carbonatação em vários pontos com patologia nos pórticos, lajes de cobertura, laje de piso e fundo de arquibancada.

O ensaio consiste na remoção do cobrimento sobre a fissura identificada e a posterior aplicação de um spray de solução de fenolftaleína, que tem o pH de viragem de 8,3 a 10, acima do qual apresenta coloração vermelho-carmim, indicando o pH correto do concreto, permitindo a proteção da armadura. Abaixo dessa faixa a fenolftaleína apresenta característica incolor, indicando a extensão e progressão da carbonatação, expondo a armadura. A Fig. 6 mostra o ensaio de carbonatação realizado no pórtico 1 da arquibancada do Autódromo Internacional, com o qual pode-se concluir que a fissura identificada era apenas superficial e as armaduras estão protegidas.



**Figura 5:**  
Ensaio de carbonatação na  
Patologia 1 do Pórtico 1.  
Fonte: Autor (2017)

Já a Fig. 6 mostra o ensaio de carbonatação com fenolftaleína em uma patologia encontrada nas laterais da viga inclinada do pórtico 12, onde aparece uma fissura a aproximadamente 5 cm da aresta, esta fissura indica um estufamento da armadura de canto, observa-se que o ensaio mostra que a armadura está desprotegida, fato corroborado pela corrosão existente nesta armadura.



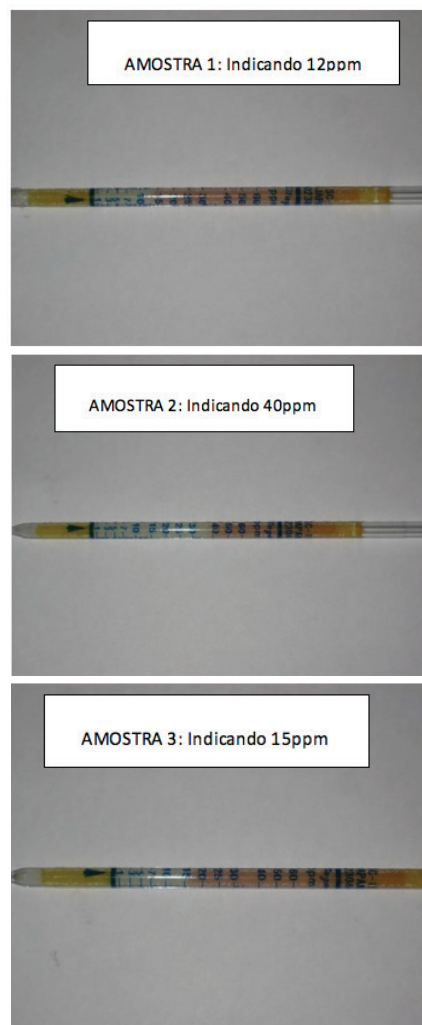
**Figura 6:**  
Ensaio de Carbonatação e  
corrosão da armadura de  
canto - Pórtico 12.  
Fonte: Autor (2017)

Tendo em vista a intensidade da corrosão em algumas peças, fez-se necessária a avaliação do teor de cloretos na estrutura de concreto. Para o estudo, usou-se três kits de teste Elcometer Chlortest "C", específico para concreto armado.

De acordo com o CEB (1984), o teor crítico de cloretos para o qual a partir dele existe a possibilidade de corrosão de armadura é de 0,4% em relação à massa de cimento. Para a avaliação, considerou-se que o traço provável para o concreto de 15 MPa foi 1:2:4, utilizando-se 297 kg de cimento e 202 litros de água por metro cúbico de concreto.

O ensaio consiste em se perfurar com uma broca diamantada o concreto numa profundidade estipulada, para se coletar o pó e assim poder realizar o teste. Os testes foram efetuados em amostras retiradas do Pórtico 2 (Amostra 1), Pórtico 10 (Amostra 2) e Laje de Cobertura (Amostra 3), nas profundidades de 1 a 3 cm.

A indicação cor de laranja na proveta, após a imersão na solução com o pó de concreto, indica a quantidade de cloretos em parte por milhão (ppm). Através do traço provável do concreto, faz-se a conversão para teor de cloretos por peso de cimento.



**Figura 8:**  
Amostras dos ensaios de  
Cloreto. Fonte: Autor (2017)

De acordo com a Fig. 8, os índices de cloreto estão acima dos valores permitidos por norma, indicando que deverá ser executado algum procedimento no processo de recuperação da estrutura com o objetivo de mitigar o teor de cloretos e reduzir a possibilidade de ataque das armaduras.

### **2.3 Constatações da Inspeção**

As principais patologias identificadas no edifício estão relacionadas a deficiência no cobrimento das armaduras e falta de conservação, estes dois fatores somados ao tempo em que a estrutura ficou exposta às intempéries, principalmente ciclos de molhagem e secagem.

Foram identificadas as seguintes patologias na estrutura de concreto armado:

- Corrosão de armadura
- Cobrimento insuficiente (marcas da armadura no concreto)
- Exposição de armaduras
- Infiltrações
- Eflorescência
- Fissuras em diversos elementos estruturais, principalmente fissuras que vão da superfície até a armadura no pórtico
- Fissuras na laje de cobertura que seccionam a laje localmente (vão de um lado a outro da laje)
- Falta de tratamento das juntas de dilatação
- Esfarelamento do concreto no pé dos pilares
- Marcas de armadura na superfície do concreto
- Deterioração da impermeabilização da laje de cobertura

Dentre essas patologias identificadas, o cobrimento deficiente e a corrosão de armadura são as de maior ocorrência e as mais relevantes. As infiltrações em geral ocasionam as eflorescências, portanto solucionando a causa, cessa a efeito. Nos pórticos e na laje de piso a água que escorre ao longo dos elementos estruturais aceleram o processo de deterioração do concreto e corrosão das armaduras.

As juntas de dilatação do edifício necessitam de uma revisão completa, principalmente na laje de cobertura. Algumas juntas encontram-se preenchidas com pedaços de madeira e durante chuvas são o maior ponto de vazamento de água da cobertura para as arquibancadas e laje do piso superior.

As fissuras na laje de cobertura passam de um lado para outro da referida laje, fato constatado principalmente após chuvas onde as marcas de infiltração estão presentes nas lajes de cobertura, destacando-se a eflorescência em diversos pontos da laje. Em geral, as infiltrações estão relacionadas com a deterioração da impermeabilização da laje de cobertura.



## VERIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS

As patologias foram investigadas por meio de remoção do revestimento, avaliação do estado de corrosão e medição da seção das barras de aço e ensaio de cloreto. Vale ressaltar que as patologias ensaiadas compõem uma amostra das patologias existentes, tendo em vista que praticamente todas as patologias repetem-se em diversos pontos da estrutura.

Foram observadas patologias de estufamento do concreto de revestimento devido à oxidação das barras de aço, por consequência do revestimento insuficiente combinado, em algumas áreas, com escoamento superficial das águas pluviais em diversos pórticos da estrutura.

Também foram encontradas fissuras no pilarete do pórtico 1 (analisadas no ensaio de carbonatação Fig.5), além de fissuras e trincas em vários outros locais.

Foi constatado que em diversas regiões da estrutura as armaduras estão desprotegidas por apresentarem avançado estado de carbonatação, mostrados através dos ensaios realizados, como no pórtico 2, as vigas inclinadas do pórtico 3 (Fig. 9) e do pórtico 12.



**Figura 9:**  
Ensaio de carbonatação da  
Patologia 3 do Pórtico 3.  
Fonte: Autor (2017)

Há ainda várias peças da estrutura que apresentam revestimento insuficiente, como a região 9 do pórtico 3, mostrado na Fig. 10



**Figura 10:**  
Confirmação do pequeno  
revestimento na Patologia 3  
do Pórtico 3.  
Fonte: Autor (2017)

Outra patologia muito observada na estrutura da arquibancada do Autódromo Internacional é a exposição da armadura nos pés dos pilares nos pórticos. No pórtico 8, conforme observado na Fig. 11, ressalta-se a existência de tubulação em ferro no interior do pilar.



**Figura 11:**  
Ensaio de carbonatação da  
Patologia 3 do Pórtico 3.  
Fonte: Autor (2017)

Em alguns pontos da estrutura o concreto encontra-se desagregado, chegando ao estado de esfarelamento, como no pé do pilar do pórtico 6. A Fig. 12 mostra o estado do concreto do pé do pilar após quebra para inspeção, observa-se nesta foto o estado de desagregação do concreto.



**Figura 12:**  
Concreto desagregado no  
pé do pilar do Pórtico 6.  
Fonte: Autor (2017)

Além dos pórticos, a face inferior da laje da arquibancada apresenta regiões onde a armadura está exposta, marcadas na face do concreto ou com cobrimento insuficiente, em alguns pontos os ensaios de carbonatação apontaram que as armaduras encontram desprotegidas (Fig. 13).

**Figura 13:**

Ensaio de carbonatação  
– armadura desprotegida.

Fonte: Autor (2017)



A laje de cobertura (marquise) encontra-se com infiltração em diversos pontos, incluindo junta de dilatação, luminárias, trincas na laje, estas trincas vão da face inferior até a face superior da laje. As infiltrações são consequência da ineficiência da impermeabilização existente na face superior da laje. A Fig.14 mostra um dos ensaios de carbonatação do concreto, observou-se em todos os casos que as armaduras da laje de cobertura estão desprotegidas nos locais onde existem infiltrações.

**Figura 14:**

Ensaio de carbonatação  
– Laje de Cobertura.

Fonte: Autor (2017)



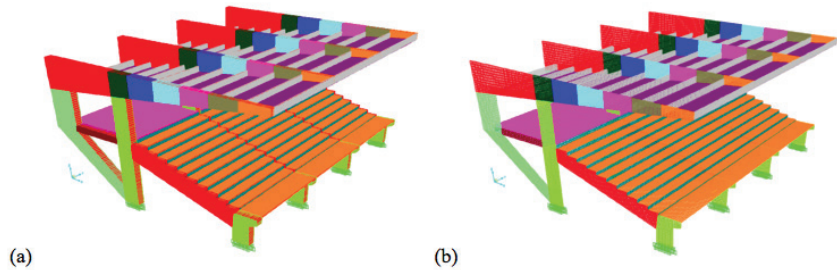
### 3 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica da estrutura foi realizada utilizando-se o software SAP2000-19, com elementos finitos tipo Shell e análise estrutural de instabilidade elástica. A escolha de elemento Shell se justifica pelo fato de existir grande quantidade de seções com inércia variável e de modo geral a maior dimensão da seção transversal é pelo menos três vezes maior que a menor dimensão da mesma. Para modelagem da estrutura toda foi necessário um total de 60.240 elementos (Malha 1) com dimensão média de 20 cm x 30 cm. Com objetivo de avaliar convergência da solução dos problemas, os elementos da malha inicial foram divididos em 2 x 2, gerando um total de 241.040 elementos (Malha 2). Os elementos foram categorizados em Pórtico Principal, Laje da Cobertura, Laje da Arquibancada, Laje do Passadilho e Vigas.

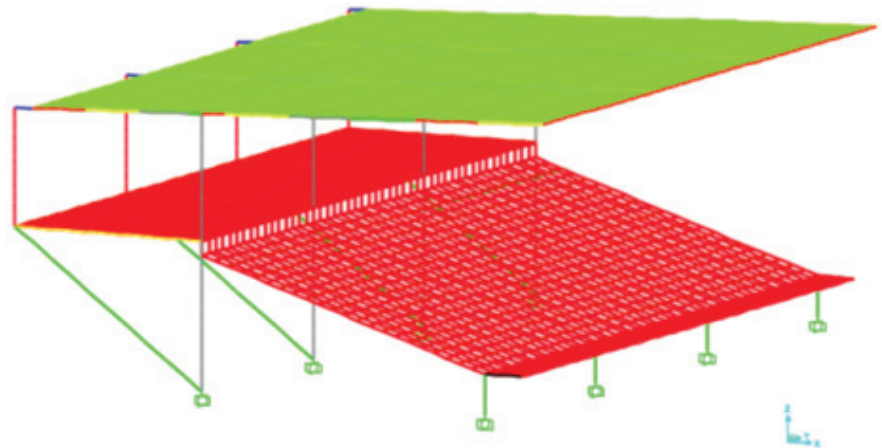
A Fig. 15 apresenta a discretização utilizada na estrutura como um todo. Para a estrutura em tela serão realizadas análise limite de serviço, análise de vibrações livres e análise de instabilidade elástica (buckling).

**Figura 15:**

Discretização com 60240 elementos:  
(a) Elementos com proporção das dimensões e (b) discretização com plano médio.  
Fonte: Autor (2017)



Analisou-se ainda a estrutura com um modelo composto por elementos tipo frame acoplados com elementos shell, com a discretização em 1922 elementos frames e 4056 elementos tipo shell, conforme mostrado na Fig. 16.



**Figura 16:**

Discretização utilizando elementos tipo frame e tipo shell.  
Fonte: Autor (2017)

### 3.1 Análise limite em serviço

Apresentam-se nas Fig. 17 a 19 os deslocamentos para a Malha 1, na ponta do balanço, na viga da arquibancada e na extremidade esquerda do pórtico, respectivamente. Mostram-se ainda na Fig. 17 o deslocamento na ponta do balanço para a Malha 2.

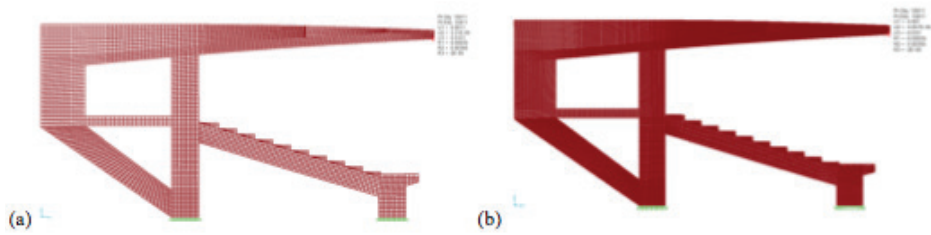
**Figura 17:**

Deslocamento na ponta do  
balanço:

(a) Malha 1 – 3,31 cm e

(b) Malha 2 – 3,30 cm.

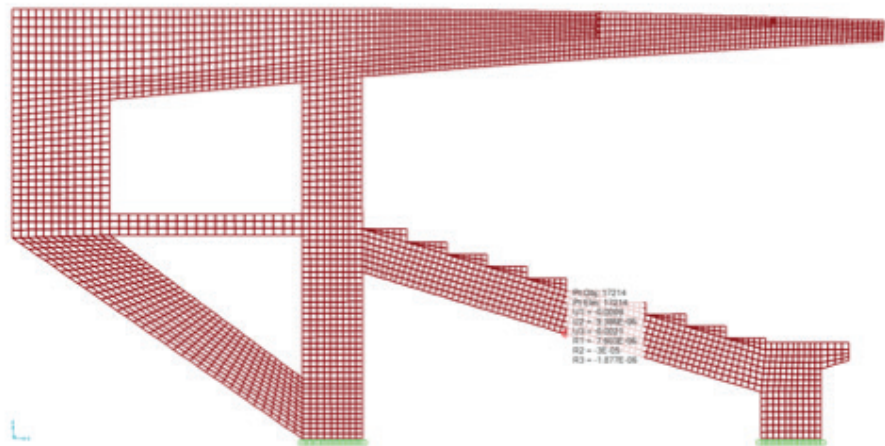
Fonte: Autor (2017)



**Figura 18:**

Deslocamento na viga da  
arquibancada – 0,21 cm.

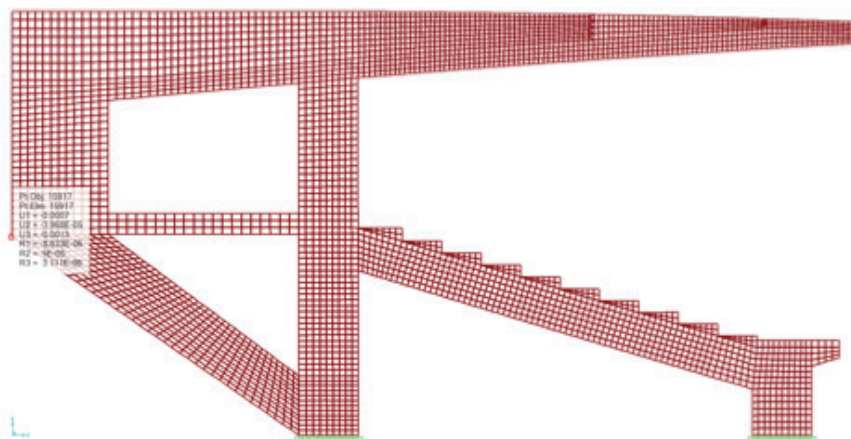
Fonte: Autor (2017)



**Figura 19:**

Deslocamento na  
extremidade esquerda do  
pórtico– 0,13 cm.

Fonte: Autor (2017)



### 3.2 Análise de Vibrações Livres (Análise Modal)

Considera-se na análise de vibrações livres não amortecidas um modelo no qual utiliza-se as matrizes de rigidez e de massa, realizada automaticamente pelo Software SAP2000-19, conforme apresentado na equação de equilíbrio dinâmico da expressão 5.1.

$$(1) \quad \mathbf{K}\bar{\mathbf{u}} + \mathbf{M}\ddot{\bar{\mathbf{u}}} = 0$$

Onde K é a matriz de rigidez, M a matriz de massa,  $\bar{\mathbf{u}}$  o vetor de deslocamentos e  $\ddot{\bar{\mathbf{u}}}$  o vetor de acelerações nodais. A solução da equação 5.1 fornece como solução um conjunto de autovalores e autovetores, no qual os autovalores são as frequências de vibração da estrutura e os autovetores representam os modos de vibração da estrutura. Cabe ainda ressaltar que o menor autovalor representa a frequência natural de vibração da estrutura.

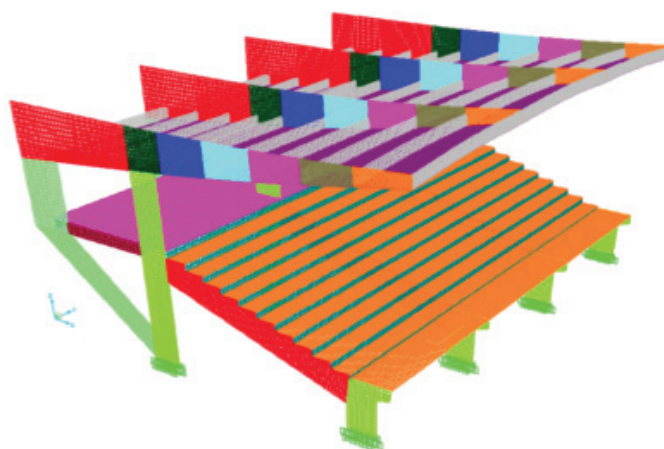
O comportamento das torcidas em estruturas tipo arquibancada vem sofrendo modificações desde as décadas de 1960, 1970 até os dias atuais. De modo que torcidas atuais tendem a se manifestar de maneira muito mais eufórica e com movimentos mais intensos, isso pode ser observado, sobretudo, em estádios de futebol mais antigos onde a amplitude dos deslocamentos aumentou no decorrer do tempo, podendo ser acompanhado inclusive por imagens de TV em eventos esportivos de maior manifestação como, por exemplo, finais de campeonatos ou eventos com grande rivalidade.

No caso presente as frequências e modos de vibração representam informações importantes tanto da flexibilidade da estrutura quanto da direção de cargas que pode excitar as frequências correspondentes. Assim, com estas informações têm-se indicativos se a melhor opção é reforçar a estrutura ou demolir a mesma para a construção de uma estrutura com rigidez mais adequada aos grandes eventos para o comportamento contemporâneos dos torcedores.

A Tabela 2 apresenta os valores das primeiras 12 frequências na análise de vibrações livres da Malha 1. Observa-se que a frequência natural de vibração 3,81 Hz (Fig. 20) ocorre na laje de cobertura e possui modo de vibração tipicamente vertical.

**Tabela 2.** Frequências para Malha 1.  
Fonte: Autor (2017)

Modo	Frequência
	Hz
1	3,67
2	3,82
3	4,09
4	5,38
5	6,04
6	6,58
7	7,59
8	10,23
9	10,35
10	10,52
11	11,38
12	11,46



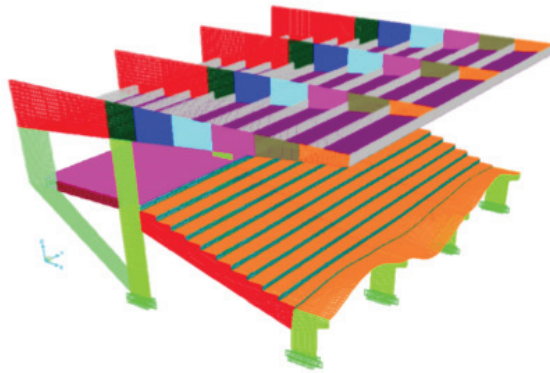
**Figura 20:**  
Modo de vibração associado  
à frequência fundamental.  
Fonte: Autor (2017)

A menor frequência de vibração associada à modos de vibração na arquibancada tem valor 10,23 Hz e o modo de vibração apresentado na Fig. 21. Esta frequência é importante porque traduz a frequência que produz o modo de vibração na direção das solicitações de torcidas usando a arquibancada. De acordo com a NBR 6118:2014, item 23.3, usando o caso de ginásio de esportes (o caso da norma que mais se aproxima de arquibancada do autódromo) a frequência de vibração na arquibancada deve ser

$$f > 1,2 f_{crit}$$

Onde  $f$  é a frequência de vibração na direção da solicitação do carregamento (pessoas na arquibancada) e  $f_{crit}$  é a frequência crítica fornecida pela NBR 6118:2014 que depende do uso da estrutura. No caso presente a frequência crítica é 8 Hz (ginásio de esportes), assim,

$$f = 10,22\text{Hz} > 1,2 f_{crit} = 9,6\text{Hz}$$



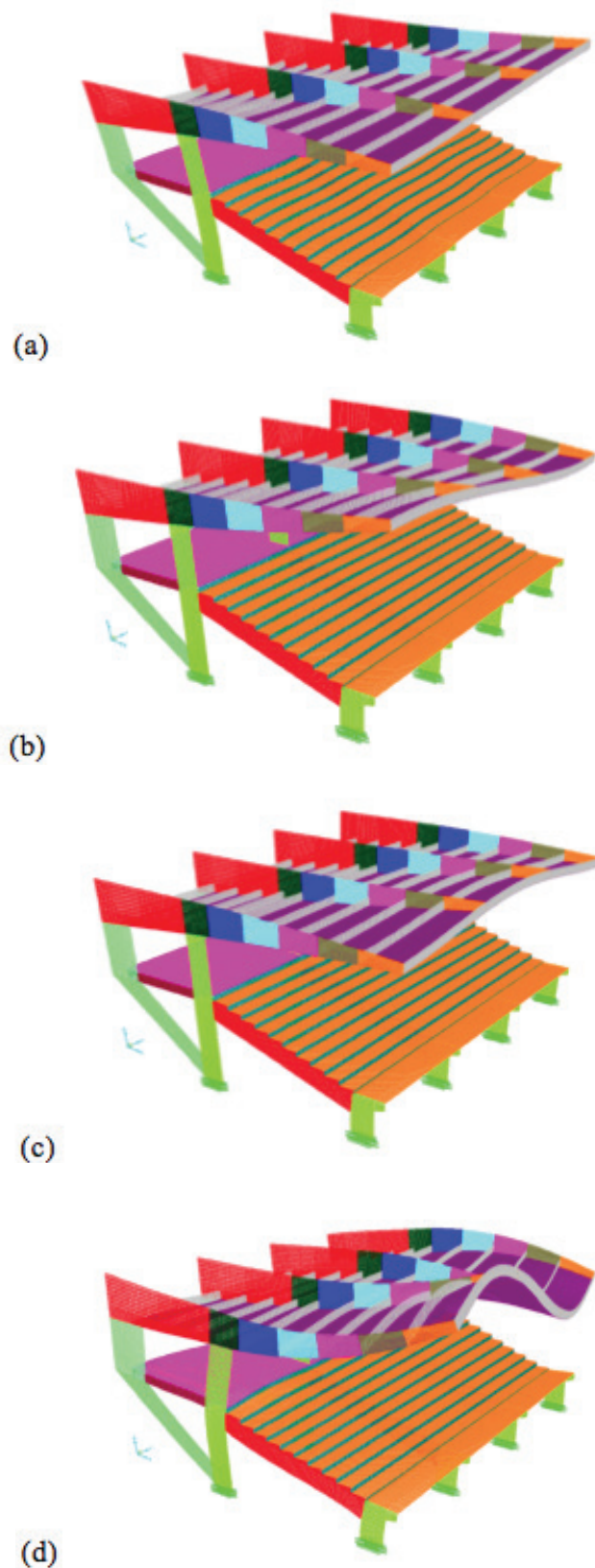
**Figura 21:**  
Modo de vibração  
associado à arquibancada.  
Fonte: Autor (2017)

A Fig. 22 apresenta alguns outros modos de vibração da estrutura, as quais possuem frequências menores que as da arquibancada, porém com modos de vibração que não possuem carregamentos significativos que possam excitá-los.

Na sequência, a Tabela 3 apresenta as frequências de vibração associadas aos 12 primeiros modos de vibração para a Malha 2 (discretização em 241.040 elementos). Quando se comparam os valores apresentados na Tabela 5.1 com os valores da Tabela 5.2 observa-se que os valores das frequências não praticamente coincidentes, com uma diferença máxima de 2 % na frequência associada ao segundo modo de vibração.

No caso da malha composta por elementos de Shell e Frame a frequência associada ao modo de vibração na arquibancada é igual a 9,88 Hz, novamente superior à frequência preconizada pela NBR 6118:2014. A Fig.23 mostra o modo de vibração, praticamente coincidente com o modo apresentado na Fig.19.





**Figura 22:**

Outros modos de vibração:

(a) modo torsional em pilares

(b) modo torsional na cobertura

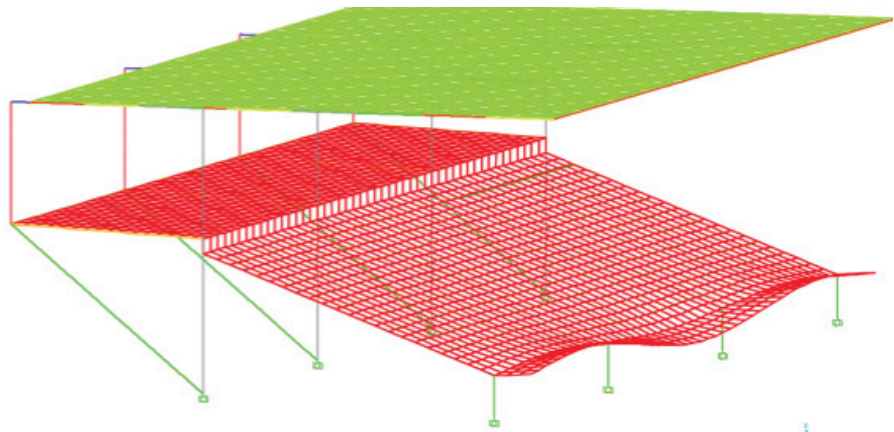
(c) modo de flexão na cobertura

(d) modo torsional na cobertura e  
vertical da mão francesa/pilar.

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 3:** Frequências para Malha 2.  
Fonte: Autor (2017)

Modo	Frequência
	Hz
1	3,66
2	3,75
3	4,07
4	5,37
5	5,97
6	6,51
7	7,58
8	10,23
9	10,35
10	10,52
11	11,20
12	11,43



**Figura 23:**  
Modo de vibração na  
arquivancada para o modelo  
de Shell e Frame.  
Fonte: Autor (2017)

### 3.3 Análise de Instabilidade elástica

A análise de instabilidade foi realizada utilizando-se o método de Rankine-Merchant o qual é uma aproximação para se obter a carga de ruína de uma estrutura levando-se em conta os efeitos de não linearidade geométrica e a não linearidade física do material. Assim, a partir da carga de colapso plástico de primeira ordem e da carga crítica de instabilidade elástica, também de

primeira ordem, estima-se a carga de ruína da estrutura. Toda a análise numérica é realizada por meio do software SAP2000-19, o qual fornece o valor de  $\lambda_{cr}$ , medida que representa quantas vezes tem-se que multiplicar a carga de serviço para se chegar à carga de instabilidade elástica (buckling).

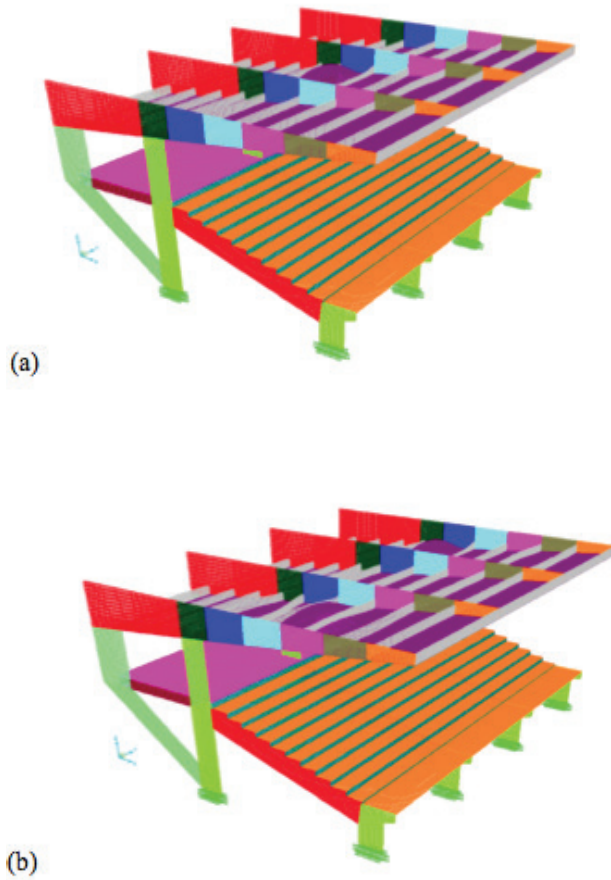
O valor de  $\gamma_{cr}$ , para o qual a estrutura é considerada flexível, medianamente flexível ou rígida sofre ligeira variação dependendo da norma considerada. No presente trabalho adota-se o critério do Eurocode 3, para o qual a estrutura com  $\gamma_{cr}$  para menor que 4,6 é considerada flexível, com valor entre 4,6 e 10 é uma estrutura medianamente flexível e para valores maiores que 10 tem-se uma estrutura rígida.

A Tabela 4 apresenta os valores de  $\gamma_{cr}$ , para as discretizações em 60240 elementos e 241040 elementos, observa-se que nos dois casos os valores são praticamente coincidentes, indicando que a malha com menor número de elementos já fornece uma solução para o problema adequadamente convergido. O valor de  $\gamma_{cr}$  associado ao menor modo de instabilidade já permite afirmar que a estrutura é suficientemente rígida. Indicando que a mesma não possui risco de colapso por flambagem elástica.

Os dois primeiros modos de instabilidade ocorrem nas vigas e laje de cobertura, conforme mostrado na Fig. 24, este fato corrobora a afirmação acima quanto à grande rigidez global da estrutura.

**Tabela 4:** Valores de  $\lambda_{cr}$ . Fonte: Autor (2017)

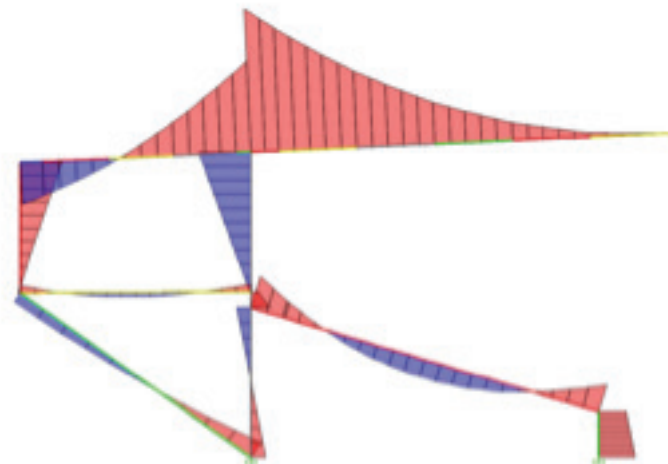
Modo	$\lambda_{cr}$	$\lambda_{cr}$
	60240 elementos	241040 elementos
1	26,8	26,8
2	27,7	27,6
3	27,7	27,7
4	40,2	40,0
5	41,3	41,1
6	41,4	41,2
7	42,3	42,2
8	43,8	43,6
9	43,8	43,6
10	45,1	44,9
11	47,0	46,8
12	47,1	46,9



**Figura 24:**  
Modos de instabilidade:  
(a) Laje da cobertura  
(b) Lajes e vigas  
da cobertura.  
Fonte: Autor (2017)

### 3.4 Análise de esforços e dimensionamento

A Figura 25 mostra o diagrama de momentos fletores no pórtico principal, conforme esperado os maiores momentos ocorrem na viga do balanço da cobertura. Do ponto de vista de dimensionamento a Tabela 5 apresenta um resumo do dimensionamento das peças principais.



**Figura 25:**  
Diagrama de momentos  
fletores no pórtico principal.  
Fonte: Autor (2017)

**Tabela 5.** Dimensionamento das peças principais

Peça	Momento (tf.m)	Cortante (tf)	Dimensionamento
Viga da Cobertura	430,94	71,77	Domínio 3-4 Altura mínima = 149 cm Domínio 2-3 Altura máxima = 218 cm Como a altura da viga é de 180 cm, a mesma foi dimensionada no domínio 3 com a altura da linha neutra $K_x = 0,416$
Viga da Arquibancada	107,17	50,03	Domínio 3-4 Altura mínima = 89 cm Domínio 2-3 Altura máxima = 118 cm Como a altura da viga é de 120 cm, a mesma foi dimensionada no domínio 2 com a altura da linha neutra $K_x = 0,247$

## 4 CONCLUSÕES

No que se refere à análise modal a frequência de vibração associada com a arquibancada, na direção do carregamento de pessoas a estrutura apresenta rigidez aceitável do ponto de vista dos critérios normativos preconizados pela NBR 6118:2014. Cabe ainda ressaltar que tanto a discretização em 60.240 elementos quanto a discretização em 241.040 fornecem frequência fundamental praticamente iguais, a Malha 1 com 3,66 Hz e a Malha 2 com 3,67Hz. Destaca-se que o mesmo aconteceu para as dozes primeiras frequências, indicando que, quanto à análise de vibrações livre, a primeira malha já representa uma discretização adequada da estrutura.

A análise de instabilidade elástica mostra que se trata de uma estrutura extremamente rígida, com valores de fator crítico de colapso alto quando se usa como parâmetros tanto o Eurocode 3 quanto outras normas como a Inglesa (BS-5059/2000) ou a Chinesa (GB-50017). Assim, a estrutura é suficientemente rígida para que se recomende sua recuperação ao invés de demolição.

Foi observada como principal patologia na edificação a corrosão de armaduras devido a cobertura insuficiente, em alguns locais o cobertura insuficiente permitiu corrosão da armadura com estufamento do concreto. Em função do que foi obtido nos ensaios tecnológicos, verificou-se uma contaminação do concreto por cloretos e uma carbonatação intensa da estrutura. A corrosão predominante na estrutura é generalizada, tendo em vista que a carbonatação está sendo o fator controlador. De uma área aproximada de 2.000 m<sup>2</sup> de estrutura, uma parte significativa necessitará sofrer algum tipo de intervenção para recuperação estrutural.

Pode-se então concluir que a estrutura se encontra em estado ruim de conservação, com corrosão generalizada de armaduras e necessitando de intervenção com propósito de recuperação. As patologias relevantes identificadas nas edificações estão relacionadas à corrosão de armadura, que ocorreu em virtude

dos muitos anos que se passaram com a estrutura exposta, o que levou à uma carbonatação significativa do concreto. Esses fatores combinados, carbonatação e cloretos, juntos com a água da chuva e de lavagem, fez com que surgissem pontos de corrosão na estrutura, principalmente nas lajes da arquibancada e vigas inclinadas dos pórticos.

Após a recuperação estrutural, a edificação oferecerá a mesma segurança de uma edificação recém construída sem patologias. A recuperação da estrutura ampliará a vida útil da edificação, sendo economicamente viável.

## 5 REFERENCIAS

- BAKKER, R.F.M.**, 1988. *Initiation period*. In: **SCHIESSL, P.** ed. *Corrosion of Steel in Concrete*, RILEM Technical Committee 60-CSC, London, Chapman e Hall.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON** - CEB.,1989. *Bulletin d'Information*. Paris, n.192.
- GENTIL, V.**, 1996. *Corrosão*. 3ª Ed., Rio de Janeiro, LTC, 1996.
- Helene, P.R.L.**, 1993. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. São Paulo. Tese de Livre Docência - Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- HELENE, P.R.L.; FIGUEIREDO, E.P.**, 1994. *Assim caminha a corrosão*. In: Revista Técnica, no. 10, p. 28-33, São Paulo.
- KAZMIERCZAK, C.S.; LINDENMEYER, Z.**, 1996. *Comparação entre metodologias utilizadas para a determinação da profundidade de carbonatação em argamassas*. International Congress of High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures.
- MATOS, O.C.**,1991. *Contribuição ao estudo e emprego de técnicas eletroquímicas no controle da corrosão de armaduras de concreto armado*. São Paulo. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo
- METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M.**, 1994. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. Ed. Pini, SP.
- NEPOMUCENO, A.A.** , 1992. *Comportamiento de los morteros de reparacion frente la carbonatacion y a la penetracion de cloruros en estructuras de hormigon armado dañadas por corrosion de armaduras, estudio mediante la tecnica de resistencia de polarizacion*. Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Madrid.
- OHNO, Y.; PRAPARNTANATORN, S.; SUSUKI, K.**, 1996. *Influence of cracking and water cement ratio on macrocell corrosion of steel in concrete*. In: *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, p.24-32, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, UK.

- PRUDÊNCIO, W.J.**, 1986. *Carbonatação da superfície das estruturas de concreto armado*. In: Sem. Nacional de Corrosão na Construção Civil, ANAIS, ABRACO, Rio de Janeiro, pp. 147-159.
- RAUPACH, M.**, 1996. *Corrosion of steel in the area of cracks in concrete: laboratory test and calculations using a transmission line model*. In: Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, p.13-23, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, UK.
- RODRÍGUEZ, P.; GONZÁLEZ, J.A.**, 1994. *Use of the coloustatic method for measuring corrosion rates of embedded metal in concrete*. Magazine of Concrete Research, 46, No. 167, 91-97.
- SATO, N.M.N.S.**, 1998. *Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos*. São Paulo, Tese (Doutorado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- TUUTTI, K.**, 1982. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockolm.
- \_\_\_\_\_, 1974. Fórmula 1 Brasília 03/02/1974 - Folder do evento de Inauguração





ISBN: 978-65-84854-12-3

**QRL**



9 786584 854123