

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

Avaliação dos esforços na superestrutura metálica de uma ponte durante a fase de lançamento por deslocamentos progressivos

Caso de estudo: Intervenção de emergência na ponte sobre rio Calichane (EN3)

Elton Nassoro Alberto Muconihiua

Supervisora:

Prof. Eng^a. Alexandra Neves

Maputo, Maio de 2024



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

Avaliação dos esforços na superestrutura metálica de uma ponte durante a fase de lançamento por deslocamentos progressivos

Caso de estudo: Intervenção de emergência na ponte sobre rio Calichane (EN3)

Elton Nassoro Alberto Muconihiua

Supervisora:

Prof. Eng^a. Alexandra Neves

Maputo, Maio de 2024



UNIVERSIDADE EDUARDO MODLANE FACULDADE DE ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DO RELATÓRIO DO TRABALHO DE LICENCIATURA

Declaro que o estudante <u>Elton Nassoro Alberto Muconihiua</u> entregou no dia _/_/20__, as ____ cópias do seu trabalho de Licenciatura com referência:_____

Intitulado: Avaliação dos esforços na superestrutura metálica de uma ponte durante a fase de lançamento por deslocamentos progressivos

Maputo, ____de_____de 20_____

A chefe da secretaria

Dedicatória

Dedicado aos meus pais e irmãos

Agradecimentos

Manifesto eterna gratidão a Deus, o Todo-Poderoso, por conceder a oportunidade de viver e aprender, pela sabedoria e iluminação ao longo da minha vida.

Aos meus pais, Alberto Muconihiua e Carlota Macana, manifesto minha profunda gratidão pela educação, ensinamentos e apoio. Agradeço por sempre me mostrarem o caminho certo a seguir e pelo encorajamento em todas as fases da minha vida.

Aos meus irmãos, em especial a Belton Muconihiua, expresso meu agradecimento pela força, confiança e por sempre acreditarem em mim. Estendo minha gratidão a todos os familiares que, direta ou indiretamente, contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal.

Agradeço à minha supervisora, Prof. Eng^a. Alexandra Neves, pela oportunidade de realizar o presente estudo, pela orientação descontraída, disponibilidade, compreensão e motivação. Meus agradecimentos também ao Eng^o. Culpa António, pelo esclarecimento de dúvidas e fornecimento de informações relevantes para a realização do estudo.

Expresso minha gratidão ao Engº. Mussupai da ANE e a todos os técnicos da EREPTZ-Construções pela recepção calorosa e fornecimento de informações cruciais sobre a obra na Ponte Calichane.

Agradeço a todos os meus amigos e colegas da Faculdade de Engenharia. Um agradecimento especial vai para Márcia Cuna, Kelvin Tsandzana, Málik Boane, Leonildo Evaristo, Gullyt Mendes, Malaquias Macia, Walter Custema e Martin Mendes pela força e apoio ao longo do meu percurso acadêmico.

Estendo meus agradecimentos aos docentes da Faculdade de Engenharia, que, de forma sábia, me ensinaram e impulsionaram o amor que sinto pela engenharia.

Por fim, agradeço a todos os meus amigos, especialmente a Almiro Pedro, Gerson Novele e Elias Guirrugo, pelas experiências enriquecedoras proporcionadas ao longo da minha vida.

MUITO OBRIGADO

Resumo

O trabalho de pesquisa aborda a avaliação dos esforços na superestrutura de uma ponte metálica durante o processo de lançamento por deslocamentos progressivos. A pesquisa teve como caso de estudo a intervenção de emergência da ponte sobre o rio Calichane, danificada por chuvas, e apresentou uma urgência em restabelecer a transitabilidade, uma vez que a ponte conecta dois países. Para essa intervenção de emergência, optou-se pelo uso de uma ponte metálica pré-fabricada da Acrow, lançada por deslocamentos progressivos.

O principal desafio desse processo construtivo é a variação de esforços durante o lançamento, o que pode resultar em tensões excessivas. O objetivo do estudo foi de compreender e avaliar esses esforços durante o processo, identificar os momentos críticos de lançamento e analisar as deformações. Por ser uma intervenção de emergência, esta foi uma forma de verificar se as condições nas quais o processo de intervenção ocorre, os elementos estruturais estão sujeitos a esforços e deformações dentro dos limites aceitáveis. O lançamento foi simulado no software de elementos finitos RFEM 6 para obter resultados precisos.

O estudo feito permitiu obter a variação dos esforços internos de alguns elementos estruturais que foram mais solicitados bem como as deformações nas secções críticas durante o lançamento. Com estes dados, permitiu conhecer os estágios críticos de lançamento e o comportamento estrutural da superestrutura durante o lançamento. A superestrutura mostrou-se capaz de suportar os esforços nos quais esteve sujeita.

Além disso, o trabalho inclui um estudo complementar que consistiu na verificação da resistência à força concentrada no maciço de betão armado que suporta um dos aparelhos de apoio, considerando as cargas da SATCC sobre a ponte. Dada a importância estratégica da estrada, que conecta Moçambique a outros países da África Austral.

Palavras-chave: Ponte metálica, deslocamentos progressivos, esforços, análise estrutural

Abstract

The research work addresses the assessment of forces in the superstructure of a steel bridge during the process of incremental launching. The study focused on the emergency intervention of the bridge over the Calichane River, which was damaged by heavy rains, with an urgent need to restore the traffic flow, as the bridge connects two countries. For this emergency maintenance, the use of a prefabricated steel bridge from Acrow, launched by progressive displacement, was chosen.

The main challenge of this construction method is the variation of forces during launching, which can lead to excessive stresses. The study aimed to understand and assess these forces during the process, identify critical stages during the launch, and analyze deformations. As it was an emergency intervention, it served to verify if the structural elements are subjected to forces and deformations within acceptable limits. The launching process was simulated using the finite element software RFEM 6 to obtain precise results.

The study allowed obtaining the variation of internal forces of some structural elements that are most solicited, as well as deformations in critical sections. With this data, critical launching stages and the structural behavior of the superstructure during launching were identified. The superstructure proved capable of withstanding the forces to which it was subjected.

Additionally, the work included a complementary study verifying the resistance to concentrated force in the reinforced concrete block supporting one of the bearing devices, considering the loads from the SATCC on the bridge. Given the strategic importance of the road connecting Mozambique to other countries in Southern Africa.

Keywords: Steel bridge, incremental launching, forces, structural analysis.

Índice

Dedicatória	I
Agradecimentos	
Resumo	
Abstract	IV
Lista de símbolos e abreviaturas	VII
Lista de tabelas	IX
Lista de figuras	IX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Justificativa	1
1.2. Relevância do tema	1
1.3. Objectivos	2
1.3.1. Geral	2
1.3.2. Específicos	2
1.4. Metodologia	
1.4.1. Revisão bibliográfica:	3
1.4.2. Recolha de dados e análise de Res	ultados3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Ponte	4
2.1.1. Constituição de uma ponte	4
2.2. Processos construtivos	4
2.2.1. Deslocamentos progressivos	5
2.3. Ponte Metálica Pré-fabricada da ACRO	DW11
2.3.1. Treliça SS	13
2.3.2. Treliça DS	13
2.3.3. Treliça DD	14
2.3.4. Treliça DDR2	14
3. ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE RIO	CALICHANE19
3.1. Enquadramento geral	19
3.2. Descrição da ponte	20
3.3. Importância da ponte	20
3.4. Danificação parcial da ponte	21
3.5. Solução estrutural para reposição do t	rânsito nesta ponte22
3.6. Processo de montagem da ponte metá	alica Acrow sobre o rio Calichane23
3.7. Apresentação do estudo realizado dur	ante o lançamento da ponte29

3.7.1. Considerações iniciais	.29
3.7.2. Definição dos tipos de análise no Software	.29
<i>3.7.3.</i> Definição das normas no <i>RFEM</i> 6	.30
3.7.4. Definição do material e das secções	31
3.7.5. Projecção do modelo da ponte no Software	34
3.7.6. Simulação do lançamento da ponte no RFEM 6	.35
3.7.7. Validação do modelo da ponte	.36
<i>3.7.8.</i> Cálculo do modelo no <i>software</i>	.45
3.7.9. Resultados da simulação no RFEM 6	.46
3.8. Verificação de segurança dos elementos estruturais	.56
3.8.1. Verificação de segurança à encurvadura	.56
3.8.2. Verificação de segurança às tensões tangenciais	.57
3.8.3. Verificação de segurança à flexão composta	.58
3.9. Verificação da resistência do maciço de betão armado à pressão local causada pelo aparelho de apoio	a 59
3.9.2. Verificação das dimensões do maciço	.60
3.9.3. Cálculo das armaduras do maciço	.64
4. CONCLUSÕES	.69
4.1. Recomendações	.70
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	.71
ANEXOS	.73

Lista de símbolos e abreviaturas

A_0	Área do aparelho de apoio
A ₁ de apoio e c	Maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno do aparelho om o mesmo centro de gravidade de A_0
A_s	Área da armadura
Ε	Módulo de elasticidade
f _{cd}	Valor de cálculo de tensão de rotura do betão à compressão
F _{sd}	Valor de cálculo da força concentrada
f _{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
F_{t0}, F_{t1}, F_{t2}	Força de Tracção resultante
P _{cRd}	Valor de cálculo de pressão local a que o betão pode resistir
θ	Rotação
ω	Flecha ou deslocamento
Lista de Sig	las
ANE	Administração Nacional de Estradas
ERP	Erro Relativo Percentual
INAM	Instituto Nacional de Meteorologia
INGC	Instituto Nacional de Gestão de Calamidades
REAE	Regulamento de estruturas de aço para edifícios
REBAP	Regulamento de betão armado e pré-esforçado
RM	Rádio Moçambique

SATCC Southern African Transport and Comunication Comission/ Comissão de transporte e comunicação da África Austral

- **SCW** Single Carriageway Width / Largura de faixa única de Rodagem
- **EW** Efective Width / Largura Efectiva
- **EW18** Effective Width of 18 feet / Largura Efectiva de 18 pés
- 2L24 *Two Lanes, 24 feet wide /* Duas faixas, com 24 pés de largura
- **2L30** *Two Lanes, 30 feet wide* / Duas faixas, com 30 pés de largura
- **3L36** Three Lanes, 36 feet wide / 3 faixas, com 36 pés de largura

Lista de tabelas

Tabela 1: Descrição dos perfis que compõem o painel da ACROW	12
Tabela 2: Valores da largura efectiva e dimensões dos componentes que garantem a largura da	
ponte dependendo da designação da largura	17
Tabela 3: Propriedades das secções em estudo	34
Tabela 4: Peso dos componentes da ponte dependendo da largura da ponte	37
Tabela 5: Peso das treliças que compõem a ponte	37
Tabela 6: A1. Esforços do elemento 1	74
Tabela 7: A1. Esforços do elemento 2	74
Tabela 8: A1. Esforços do elemento 3	75
Tabela 9: A2. Deformações do Nariz de lançamento e da ponte principal	76
Tabela 10: A4. Dados da linha elástica	79
Tabela 11: A5. Temperatura mínima e máxima diária dos meses de Março e Abril	80

Lista de figuras

Figura 1: Processo de construção de uma ponte por deslocamentos progressivos Figura 2: Diagrama de momento flector de uma viga simplesmente apoiada Figura 3: Diagrama de momento flector da mesma viga com apoio numa das extremidades e no	6 9
meio vão	9
Figura 4: Painel 700XS da ACROW	. 12
Figura 5: Pino usado para conectar os painéis com os respectivos clipes	. 12
Figura 6: Corte transversal da ponte Acrow composta por treliças do tipo SS e DS	. 13
Figura 7: Corte transversal da ponte Acrow composta por treliças do tipo DD	. 14
Figura 8: treliça do tipo DDR2	. 15
Figura 9: vigas transversais	. 16
Figura 10: Tabuleiro AB601	. 16
Figura 11: Cotagem da secção transversal de uma ponte Acrow	. 17
Figura 12: Localicação da ponte em estudo	. 19
Figura 13: Representação em alçado da ponte sobre rio Calichane	. 20
Figura 14: Ponte sobre rio Calichane danificada	. 21
Figura 15: Representação da ponte após estar parcialmente danificada	. 22
Figura 16: vista lateral e em planta da ponte depois da construção dos maciços de apoio	. 23
Figura 17: Esquema do nariz de lançamento após a montagem com a sua respectiva inclinação	е
montagem do primeiro segmento do tipo DD da ponte principal	. 24
Figura 18: Nariz de lançamento e o primeiro segmento da ponte principal	. 24
Figura 19: Esquema da ponte após a montagem dos 6 segmentos DDR2	. 25
Figura 20: Esquema da ponte após o primeiro lançamento, quando o nariz se encontra a 30.48n	n
de consola	. 25
Figura 21: Esquema da ponte após a montagem de mais 10 segmentos da ponte principal e doi	S
contrapesos	. 26
Figura 22: Esquema da ponte após o segundo lançamento ilustrando o nariz de lançamento	
atingindo a margem oposta	. 26
Figura 23: Esquema da ponte apos desmontar parcialmente o nariz de lançamento e a montage	m
aos unimos 3 segmentos de ponte principal	. 27
rigura ∠4: Esquema da ponte principal atingindo a margem oposta	. 27
	IX

Figura 25: Ponte Acrow após atingir a margem oposta	. 28
Figura 26: esquema da Ponte acrow finalizada com as respectivas rampas	. 29
Figura 27: Escolha dos tipos de análise que se pretendem efectuar no software RFEM 6	30
Figura 28: Escolha da norma que se pretende usar no presente estudo	31
Figura 29: 1 – Definição do material e 2 – definição das secções no RFEM 6	32
Figura 30: Secção 1: 2UO C 4x7.25/76.2/1	32
Figura 31: Secção 2: C 3x6	. 33
Figura 32: Secção 3: W 16x57	33
Figura 33: Modelo em 3D do nariz de lançamento no RFEM 6	. 34
Figura 34: Posição inicial de lançamento	35
Figura 35: Posição final após o lancamento com os roletes e uma parte do nariz	36
Figura 36: Posição final da ponte após a remoção dos roletes, nariz de lançamento e instalação	
dos aparelhos de apoio	36
Figura 37: Sistema estático da ponte	. 39
Figura 38: Deformação da ponte devido ao peso próprio no RFEM 6	. 44
Figura 39: Combinação de accões no RFEM 6	45
Figura 40: localização dos elementos 1, 2 e 3, e das secções transversais A e B	47
Figura 41: detalhe da localização dos elementos 1 e 2	. 47
Figura 42: Localização do elemento 3	51
Figura 43: Lancamento da ponte na posição 33.538m e a indicação da consola de 10.5m da	-
superestrutura	55
Figura 44: Sistema estático do elemento 1	56
Figura 45: Dimensões do macico em planta e posição dos aparelhos de apoio	. 59
Figura 46: Dimensões do aparelho de apoio	. 60
Figura 47: Representação das dimensões da área A ₁ a correspondente ao contorno traceiado pa	ira
os dois aparelhos de apoio	61
Figura 48: Sistema estático da ponte considerando o peso próprio da ponte incluindo os tabuleiro	os
	62
Figura 49: Sistema estático e reacções de apoio da ponte considerando as cargas do veículo tipo	0
	62
Figura 50: sistema estático da ponte com os 5 veículos tipo de uma vez e as reacções de apoio.	63
Figura 51: Corte do maciço de betão armado na direcção x-x	. 64
Figura 52: Força resultante e diagrama de tensões das duas forças concentradas que actuam no	5
maciço	65
Figura 53: Corte do maciço na direcção y-y	66
Figura 54: Diagrama de tensões da força concentrada na direcção v-v	67
Figura 55: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B guando a ponte se	
encontra na posição 0.00m	. 77
Figura 56: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	
encontra na posição 3.048m	. 77
Figura 57: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	
encontra na posição 6.096m	. 77
Figura 58: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	
encontra na posição 9.144m	. 77
Figura 59: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	
encontra na posição 12.192m	. 77
Figura 60: Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra	na
posição 15.240m	77

Figura 61: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 18 288m	77
Figura 62: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	, , ,
Figura 63: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	70
Figura 64: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	78
encontra na posição 27.432m Figura 65: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	78
encontra na posição 30.480m Figura 66: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se	78
encontra na posição 33.528m Figura 67: A3. Localização dos elementos 1. 2 e 3 e das Seccões A e B guando a ponte se	78
encontra na posição 36.576m	78
encontra na posição 39.624m	78
encontra na posição 42.672m	78

Lista de Gráficos

Gráfico 1: Linha elástica	43
Gráfico 2: Variação do esforço axial no elemento 1	48
Gráfico 3: Variação do esforço transverso no elemento 1	48
Gráfico 4: Variação do momento flector no elemento 1	49
Gráfico 5: Variação do esforço normal no elemento 2	49
Gráfico 6: Variação do esforço transverso no elemento 2	50
Gráfico 7: Variação do momento flector no elemento 2	50
Gráfico 8: Variação do esforço normal no elemento 3	51
Gráfico 9: Variação do esforço transverso no elemento 3	52
Gráfico 10: Variação do momento flector no elemento 3	52
Gráfico 11: Deformações do nariz de lançamento na secção B	53
Gráfico 12: Deformações da superestrutura na secção B	54

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificativa

Moçambique é um país que enfrenta uma série de desafios em suas infraestruturas, incluindo o problema recorrente da interrupção de vias de comunicação durante a época chuvosa devido à destruição total ou parcial de pontes sobre rios. Essa interrupção impossibilita a circulação de pessoas e serviços, causando impactos negativos significativos na economia e na qualidade de vida da população.

Para garantir que a circulação seja retomada em um menor tempo possível, é necessária uma intervenção de emergência nas pontes danificadas. Nesse sentido, o uso processo construtivo de deslocamentos progressivos em pontes pré-fabricadas pode ser uma solução viável e eficiente para repor de forma rápida a circulação sobre essas pontes, minimizando o tempo de interrupção da circulação. No entanto, uma das desvantagens desse processo construtivo é a variação dos esforços durante a fase de lançamento da superestrutura. Por isso, é importante fazer a avaliação desses esforços durante o lançamento.

O presente trabalho consiste em quantificar e analisar os esforços superestrutura metálica provisória sobre o rio Calichane durante a fase de lançamento, este estudo é crucial para conhecer as deformações ou tensões excessivas caso existam, e permitir conhecer os estágios críticos na fase de lançamento. O estudo será feito por meio de análises estruturais detalhadas que levam em consideração as variações de temperatura na estrutura e também será realizada uma simulação do lançamento por meio do software de elementos finitos denominado RFEM 6 da DLUBAL que faz uma análise completa e detalhada dos esforços e deformação da superestrutura metálica na fase de lançamento.

1.2. Relevância do tema

Geralmente, a construção ou reabilitação de uma ponte está associada a custos muito elevados, além de demandar muito tempo para o planeamento e execução do projecto. Esses dois recursos (tempo e dinheiro) podem se tornar escassos quando ocorre um evento inesperado, como o colapso de uma infraestrutura de extrema importância para milhares de habitantes. Métodos de intervenção de emergência para obras de arte foram desenvolvidos

ao longo dos anos para restabelecer seu funcionamento no menor tempo possível. Embora os processos de intervenção rápida tenham sido padronizados, pode haver algumas nuances quando esses métodos são aplicados em diferentes locais. Portanto, é necessário realizar verificações para garantir que o método seja aplicável nas condições específicas do local.

No caso em estudo, o fabricante da ponte metálica fornece o projecto e algumas recomendações sobre como o lançamento deve ser realizado e as condições em que isso deve ocorrer. No entanto, algumas dessas recomendações nem sempre foram rigorosamente seguidas, havendo mínimas alterações na execução do projecto, surgindo assim a necessidade de avaliar o comportamento da estrutura por meio da simulação do lançamento, levando em consideração essas pequenas alterações.

1.3. Objectivos

1.3.1. Geral

Analisar os esforços e as deformações na superestrutura metálica de uma ponte durante a fase de lançamento por deslocamentos progressivos

1.3.2. Específicos

- Determinar a variação dos esforços durante a fase de lançamento à medida que a ponte se desloca 3,048 metros, distância equivalente ao comprimento do painel 700XS Acrow;
- Identificar os estágios nos quais a superestrutura está sujeita a esforços e deformações elevadas na fase de lançamento;
- Verificar a resistência de alguns elementos estruturais da ponte metálica à encurvadura, tensões tangenciais e flexão composta;
- Verificar a resistência do maciço de betão armado à pressão local causada pelo aparelho de apoio, levando em consideração as cargas da SATCC sobre o tabuleiro de circulação.

1.4. Metodologia

De modo a alcançar os objectivos anteriormente traçados foi adoptada a seguinte metodologia:

1.4.1. Revisão bibliográfica:

Foi feito o estudo da bibliografia sobre pontes metálicas treliçadas, processo construtivo denominado por deslocamentos progressivos, esforços e deformações em estruturas e o Manual da Acrow.

1.4.2. Recolha de dados e análise de Resultados

Visto que o trabalho inclui um caso de estudo, nesta fase fez-se a recolha de dados no local em estudo, onde foram feitas as medições e seu registo, paralelamente, foi analisado do projecto detalhado da superestrutura metálica (ACROW Standard), assim como o projecto de reabilitação da ponte fornecido pelo dono da obra, foi feito também, o acompanhamento da execução do projecto e consultas aos engenheiros directamente envolvidos com a obra.

Recorreu-se ao software *AutoCAD* para criação dos desenhos da ponte incluindo as medições precisas. *Google earth pro* para indicar a localização da área em estudo.

No processamento dos dados e análise dos resultados, utilizou-se o software que se baseia no método de elementos finitos *Dlubal RFEM versão 6 e Ftool,* no tratamento dos dados utilizou-se o *Microsoft Office Excel 365.*

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta secção do trabalho de pesquisa, faz-se a recolha de informação bibliográfica teórica referente ao assunto a estudar, informação essa obtida através de artigos científicos relacionados com o tema, livros, manuais da Acrow e consultas em portais da *internet*.

2.1. Ponte

Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar e vales profundos. (PFEIL, 1979)

Reis (2002) afirma que as pontes têm constituído um dos ramos mais privilegiados da engenharia estrutural, que é designado por obras de arte. O mesmo autor define uma ponte como uma obra de arte destinada a permitir o atravessamento dum vale ou de outra via.

2.1.1. Constituição de uma ponte

Segundo PFEIL (1979), as pontes, sob ponto de vista funcional, podem ser divididas em três partes: Infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

A infraestrutura ou fundação é parte da ponte por meio da qual são transmitidos ao terreno de implantação da obra, rocha ou solo, os esforços recebidos da mesoestrutura. São alguns elementos da infraestrutura as sapatas, as estacas e tubulões.

A mesoestrutura é constituída por pilares e tem a função de receber os esforços provenientes da superestrutura e os transmite à infraestrutura. Reis (2002) afirma que a mesoestrutura pode integrar também os encontros que fazem a transição entre o tabuleiro e o terrapleno e sustêm as terras dos aterros de acesso e as cargas transmitidas pelos tramos extremos da superestrutura.

A superestrutura é a parte da ponte que vence o vão e é composta geralmente pela laje de tabuleiro, vigas principais, secundárias quando existirem.

2.2. Processos construtivos

A evolução dos processos construtivos de pontes ao longo do tempo tem sido marcada por inovações significativas e descobertas que revolucionaram a construção de superestruturas de pontes. Nos últimos anos, houve avanços notáveis como a introdução do aço, betão

armado e pré-esforçado, materiais inovadores e Tecnologias de construção avançadas. Segundo Reis (2002) existem vários métodos de construção de superestrutura das pontes, não cabendo mencionar todas, pode dizer-se que a construção de superestrutura das pontes pode ser feita por deslocamentos progressivos sendo este o processo construtivo que será detalhado neste trabalho.

2.2.1. Deslocamentos progressivos

Os primeiros viadutos metálicos lançados incrementalmente datam do ano de 1860. Desde cedo se utilizou e aproveitou a elevada capacidade de resistência do aço, tanto à compressão como à tracção, factor relevante quando se aplica este processo construtivo (Martins, 2009).

O processo construtivo denominado por deslocamentos progressivos foi desenvolvido por Leonhardt e Baur no início da década 60. Este consiste na construção ou montagem da superestrutura da ponte em etapas, produzindo segmentos da superestrutura, geralmente de 15 a 30 metros por detrás de um dos encontros da ponte, que são posteriormente empurrados através de um sistema de macacos hidráulicos (Lieberngerg, 1992).

É dos métodos mais recentes para a execução de tabuleiro de pontes, Reis (2002) afirma que este processo construtivo é adequado para pontes extensas com vãos superiores a 150 metros rectas em planta ou com o raio de curvatura constante. Lieberngerg (1992), acrescenta que o tabuleiro deve ter uma superelevação constante, sem áreas de transição e deve possuir altura uniforme em toda sua extensão, Este processo construtivo também pode acomodar variações mínimas na largura do tabuleiro, especialmente perto das extremidades da ponte.

2.2.1.1. Nariz de lançamento

O nariz de lançamento é um dispositivo que é praticamente sempre utilizado nas pontes construídas pelo método dos deslocamentos progressivos. Pode ser constituído por uma treliça metálica tridimensional, normalmente usada no lançamento de pontes metálicas, ou por duas vigas de aço contraventadas, ideal no lançamento de superstruturas de betão armado pré-esforçado. (Tavares da Silva, 2009)

Este dispositivo permite que, durante o lançamento, no instante anterior à chegada da superstrutura ao pilar seguinte, a consola formada por esta seja mais leve, reduzindo o momento flector negativo e o valor do esforço transverso na secção sobre o pilar anterior. Além disso, o nariz de lançamento reduz a deformação da superestrutura uma vez que este reduz o comprimento da consola que se forma durante o lançamento. Assim, quanto mais pesada for a superstrutura, mais importante é o papel desempenhado pelo nariz de lançamento.

Para ser eficiente, o nariz de lançamento deve ser longo e leve para que a consola, na sua posição de comprimento máximo, tenha o menor peso possível, permitindo as reduções de esforços anteriormente referidos. Simultaneamente, o nariz deve ser bastante rígido para que assim que a superstrutura cruze um pilar, este lhe transmita uma elevada reacção vertical.



Figura 1: Processo de construção de uma ponte por deslocamentos progressivos

Este processo repete-se até que a superestrutura alcance a outra margem. Para o caso de superestruturas em betão armado cujos segmentos são fabricados na mesma área de fabricação indicado na figura 1, geralmente usam-se apoios deslizantes de Teflon no topo dos pilares para que se reduza o atrito entre o tabuleiro e o pilar, reduzindo também o valor da acção horizontal transmitida para o pilar e facilitando o lançamento do tabuleiro. Em

Fonte: adaptado de (Chen & Duan, 2014)

pontes metálicas pré-fabricadas que também são montadas numa das margens é comum utilizar roletes como um apoio deslizante.

2.2.1.2. Vantagens e desvantagens deste processo construtivo

Vantagens:

- A construção ou montagem dos segmentos é mais industrializada, sendo mais rápida, rentável e segura para os trabalhadores e tendo um maior controlo de qualidade
- A área de fabricação ou montagem da superstrutura é fixa e mais pequena, havendo a possibilidade de ser coberta e aquecida, protegendo os trabalhadores das condições climáticas adversas.
- Os equipamentos necessários à aplicação deste processo construtivo são pouco dispendiosos e facilmente adaptáveis a obras de diferentes características, amortizando o custo do investimento
- A perturbação da área situada sob a superstrutura é mínima, já que, após a construção dos pilares, esta não é ocupada por cimbres ou cofragens, evitando a interrupção ou o condicionamento do tráfego no caso de a superstrutura atravessar uma via de comunicação

Desvantagens

- Para pontes de betão armado, o pré-esforço utilizado para a fase de lançamento por vezes não é incorporado no pré-esforço definitivo e, quando o é, não se encontra numa posição optimizada. Isto acontece devido à variação de esforços que ocorre durante o lançamento, uma vez que há necessidade de se colocar cabos de préesforço somente para absorver as tensões de tracção no betão quando a ponte se encontra numa certa posição. Para pontes metálicas este inconveniente do presente processo construtivo não é válido devido à alta capacidade que o aço possui de absorver tensões de tracção, compressão e a encurvadura, mas tem de se controlar estas tensões para que não sejam excedidas;
- As operações de translação longitudinal têm de ser rigorosamente controladas uma vez que induzem esforços na superstrutura, solicitações adicionais nos pilares, para além da possibilidade de ocorrerem deslocamentos transversais;

- Por facilidade de execução, é conveniente que a secção da superstrutura seja constante, levando a soluções esteticamente menos conseguidas e pouco económicas em vãos de grandes dimensões;
- A translação longitudinal da superstrutura é uma operação muito delicada, durante este processo pode ocorrer acidentes graves.

2.2.1.3. Esforços internos no tabuleiro durante o lançamento por deslocamentos progressivos

Os esforços internos referem-se às forças e momentos que ocorrem internamente de um elemento estrutural quando ela está sujeita às cargas externas. Dependendo de como o esforço actua pode se classificar como esforço normal, esforço transverso, momento flector e momento torsor. No lançamento de uma ponte por deslocamentos progressivos, um dos inconvenientes é a variação dos esforços internos no tabuleiro, por isso, surge a necessidade de saber como cada um destes esforços afecta a superestrutura.

O esforço axial é uma força que actua ao longo do eixo longitudinal de um elemento estrutural como uma viga, coluna ou pilar, quando existe carga externa na direcção do eixo. Este esforço é representado pelo sinal negativo em situações de compressão, as extremidades do elemento são empurradas uma em direcção à outra, e pelo sinal positivo em situações de tracção quando as extremidades são puxadas uma para longe da outra.

O esforço transverso ocorre quando uma carga externa é aplicada perpendicularmente ao eixo de um elemento estrutural. Em casos nos quais uma carga externa é aplicada de forma oblíqua, esse esforço também pode se manifestar devido à presença de uma componente perpendicular ao eixo. Este esforço é responsável por provocar movimentos relativos entre as partes da secção transversal do elemento, gerando assim deformações e tensões tangenciais na mesma.

O momento flector causa uma flexão em um elemento estrutural, o conceito de flexão é basicamente a curvatura de um elemento estrutural em resposta à aplicação de uma carga, em uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga vertical, a flexão tende a comprimir as fibras superiores e traccionar as inferiores. Este resulta da aplicação de uma carga

perpendicular ou oblíqua ao eixo do elemento estrutural, é responsável por causar tensões de flexão por compressão e tracção numa viga.

À medida que uma superestrutura se move durante o seu lançamento, as condições de apoio se alteram constantemente, o que provoca a alteração dos esforços internos, que, em certos casos, a superestrutura pode experimentar uma variação no sinal dos esforços internos, o que muda completamente o modo como estes esforços afectam a superestrutura.

Um exemplo da variação dos esforços devido a mudança dos apoios seria o seguinte exemplo: Considera-se uma viga simplesmente apoiada com carga distribuída correspondente ao seu peso próprio:



Figura 2: Diagrama de momento flector de uma viga simplesmente apoiada

Conforme o diagrama ilustra, o momento máximo é positivo e se localiza na secção do meio vão. Agora, mudando as condições de apoio da mesma barra, pode se notar a diferença do momento flector na mesma secção.



Figura 3: Diagrama de momento flector da mesma viga com apoio numa das extremidades e no meio vão

Desta vez, a mesma secção está sujeita ao momento máximo negativo, esta mudança das condições de apoio causou a alteração do valor e do sinal do momento flector na mesma secção o que significa que na viga simplesmente apoiada, as fibras inferiores são traccionadas e as superiores são comprimidas enquanto na figura 3 ocorre o oposto. Analisar essa mudança do momento flector devido a variação das condições de apoio ajudam manter a integridade da estrutura.

2.2.1.4. Esforços internos numa superestrutura treliçada durante o lançamento por deslocamentos progressivos

A treliça é um conjunto de elementos de construção interligados entre si por meio de pinos, soldas, rebites ou parafusos, com o objetivo de formar uma estrutura rígida projetada para resistir apenas a esforços normais (Hibbeler, 2009). Ao contrário das estruturas reticuladas planas, nas treliças, os esforços transversos e momentos fletores são tão reduzidos que podem ser considerados nulos apenas quando as cargas externas actuam muito próximas das zonas de ligação. Porém, se uma carga externa actuar directamente sobre o elemento estrutural que compõe uma treliça no lugar de actuar perto das zonas de ligação, serão gerados momentos e esforços transversos sobre este elemento, mas, esses esforços não serão transmitidos para os outros elementos estruturais da treliça.

No lançamento de uma superestrutura treliçada por deslocamentos progressivos pode ocorrer o caso de alguns apoios se posicionarem distante das zonas de ligação da treliça devido a constante mudança das condições de apoio, gerando assim, momentos flectores, esforços transversos e axiais em um elemento estrutural da treliça.

2.2.1.5. Deformação de uma superestrutura durante o lançamento por deslocamentos progressivos

Quando se aplica uma força a um corpo, esta tende a mudar a forma e o tamanho dele, essas mudanças são denominadas por deformações e podem ser altamente visíveis ou praticamente imperceptíveis se não forem utilizados equipamentos que façam medições precisas. O estudo das deformações em estruturas como pontes é de extrema importância porque ajuda na avaliação de integridade estrutural garantindo que os materiais utilizados possam suportar as cargas previstas sem exceder os limites críticos de deformação (Hibbeler, 2009). Além disso, deformações excessivas podem afectar a estética da estrutura e um certo desconforto aos que circulam sobre a mesma.

A deformação da superestrutura durante o lançamento é geralmente controlada pelo nariz de lançamento como mencionado em 2.2.1.1. por este reduzir o efeito da consola. Ainda assim, as deformações não deixam de existir, por isso que o nariz de lançamento é geralmente inclinado na parte frontal para compensar as deformações que a superestrutura sofre e garantir que seja possível a chegada da superestrutura na margem oposta durante o lançamento.

2.3. Ponte Metálica Pré-fabricada da ACROW

AACROW é uma renomada empresa especializada em pré-fabricação de pontes e sistemas diversos estruturais. Fundada em 1936, a empresa possui uma longa história e uma presença global significativa no sector de construção de pontes, é também conhecida por fornecer soluções inovadoras e de alta qualidade para projetos de infraestrutura em todo o mundo.

A empresa é reconhecida pela fabricação de sistemas de cimbramento, estruturas modulares, tabuleiros e pontes pré-fabricadas que são utilizados em uma variedade de aplicações, desde projectos de pontes de emergência até soluções de longo prazo para infraestrutura de transporte.

O sistema da Acrow é baseado em painéis estruturais de treliça de aço, medindo 3,048 por 2,26 metros como ilustra a figura 4, que podem ser combinados em várias configurações para criar uma viga treliçada longitudinal de ponte projetada para qualquer finalidade específica. Possui vigas transversais de vários comprimentos padrão, que unem as vigas treliçadas e fornecem suporte para a laje de tabuleiro. Com essas variações, o sistema de Pontes Acrow pode acomodar uma ampla gama de especificações de vão, largura e carga. (Acrow, 2019)

O painel é elemento básico do sistema de pontes Acrow e fornece a resistência estrutural na direcção longitudinal da ponte. Eles podem ser usados individualmente em cada lado da ponte ou combinados em várias configurações para criar vigas de enorme capacidade, capazes de suportar até quatro faixas de tráfego rodoviário em vãos superiores a 60 metros.

O painel é composto por perfis horizontais superior e inferior interligados por uma série de perfis de reforço verticais e diagonais. Os perfis horizontais em uma extremidade do painel terminam com um encaixe "macho" e na outra com "fémea" de modo a garantir uma conexão com outro painel, ambos os encaixes possuem um furo transversal que serve para inserir um pino e dois Clipes para fixar o pino nas duas extremidades (figura 5).

Tabela 1: Descrição dos perfis que compõem o painel da ACROW

Perfil	Norma	Designação
Horizontal	Americana (AISC 15)	2UO C 4x7.25/76.2/1
Vertical e inclinado	Americana (AISC 15)	C 3x6



Figura 4: Painel 700XS da ACROW

Fonte: adapado do Manual de Acrow (2019)



Figura 5: Pino usado para conectar os painéis com os respectivos clipes

Fonte: Adaptado do Manual de Acrow (2019)

Além do painel ilustrado na figura 4, existe um conjunto de componentes típicos utilizados na montagem desta ponte. Com esses componentes, é possível montar pontes de diferentes larguras e capacidades de carga variadas, desde camiões leves até os camiões de mineração mais pesados. Vãos únicos podem variar de 6 a 91 metros e, com vãos múltiplos, qualquer comprimento de ponte pode ser acomodado. em caso de necessidade de componentes especiais, estes também podem ser projetados e fabricados para situações não padronizadas.

A resistência da viga treliçada longitudinal depende do número de painéis que são montados. São possíveis 14 configurações dos painéis para formar uma das vigas laterais longitudinais. Mas, para a presente pesquisa serão mencionados somente 4 tipos de treliças padronizadas da Acrow em ordem crescente de resistência à flexão.

2.3.1. Treliça SS

Este tipo de treliça denominada SS (Figura 6), significa *Single-Single*, o primeiro *Single* indica o facto de a treliça ser composta somente por um painel e o segundo indica que a altura da treliça é composta somente um painel.

2.3.2. Treliça DS

Este tipo de treliça denominada DS (Figura 6), significa *Double-Single*, o *Double* indica o facto de a treliça ser composta por dois painéis lado a lado e o *Single* indica que a altura da treliça é composta somente um painel.



Figura 6: Corte transversal da ponte Acrow composta por treliças do tipo SS e DS

Fonte: Manual de Acrow (2019)

2.3.3. Treliça DD

Este tipo de treliça denominada DD (Figura 7), significa *Double-Double*, o primeiro *Double* indica o facto de a treliça ser composta por dois painéis lado a lado e o segundo *Double* segundo indica que a altura da treliça é composta por dois painéis.



Figura 7: Corte transversal da ponte Acrow composta por treliças do tipo DD

Fonte: Manual de Acrow (2019)

2.3.4. Treliça DDR2

Este tipo de treliça denominada DDR2 (Figura 8), possui as mesmas características que a treliça DD, a diferença reside no R-*Reinforced,* significa que ela é reforçada com o perfil horizontal 2UO C 4x7.25/76.2/1 de acordo com a norma Americana AISIC 15, é mesmo tipo de perfil que compõe os elementos horizontais do painel. O número 2 indica que a treliça é reforçada nos dois painéis que a compõem. Estes perfis de reforço se encontram na parte superior e inferior da treliça.



Figura 8: treliça do tipo DDR2

Fonte: Adaptado do Manual de Acrow (2019)

2.3.5. Secção transversal da ponte Acrow

Alguns dos componentes de extrema importância na montagem dessa ponte são vigas transversais (Figura 9), consideradas como as principais vigas do piso que determinam a largura da ponte, elas estão disponíveis em diversos comprimentos típicos. As vigas transversais são posicionadas na extremidade de cada painel sobre a posição do pino conector dos painéis e em cada extremidade da ponte.

A viga transversal é um perfil W 16x57 de acordo com a Norma americana ASTM A6/A6M



Figura 9: vigas transversais

Fonte: Autor

A via de circulação é composta por painéis que são colocados sobre as vigas transversais, esses painéis, quando montados, formam uma laje de tabuleiro que tem a função de sustentar o peso dos veículos, transmitir as cargas para as vigas transversais que são posteriormente transmitidas para as vigas treliçadas longitudinais.



Figura 10: Tabuleiro AB601

Fonte: Manual de Acrow (2019)

Ainda no corte transversal da ponte, a largura depende do número de vias que se pretende acomodar no vão de circulação, esta pode acomodar de uma até três vias de circulação.

A largura da ponte Acrow tem as suas designações dependendo do seu número de vias de circulação e da largura efectiva. Essas designações podem ser: SCW, EW, EW18, 2L24, 2L30 e 3L36 cujos significados são ilustrados na lista de abreviaturas.

A figura 11 indica a cotagem da secção transversal de uma ponte Acrow indicando os principais componentes que garantem uma determinada largura.



Figura 11: Cotagem da secção transversal de uma ponte Acrow

Fonte: Adaptado do Manual de Acrow (2019)

A - Indica a largura efectiva da ponte

B - Indica a largura do tabuleiro por onde circulam os veículos

C – Indica a largura da viga transversal

Dimensões (m)	SCW	EW	EW18	2L24	2L30	3L36
А	3.87	4.78	5.63	7.79	9.55	11.54
В	3.67	4.20	5.50	7.35	9.15	10.97
С	5.63	6.55	7.39	9.55	11.32	13.30

Tabela 2: Valores da largura efectiva e dimensões dos componentes que garantem a largura da ponte dependendo da designação da largura

Fonte: Adaptado do Manual de Acrow (2019)

Dependendo do número de vias de circulação da ponte, a tabela 2 indica as dimensões do tabuleiro e da viga transversal necessárias para obter a largura efectiva desejada.

3. ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE RIO CALICHANE

Esta secção apresenta uma breve descrição da ponte em estudo na presente pesquisa, esta descrição se baseia em informações recolhidas pelo autor junto da entidade responsável pela estrutura (Administração Nacional de Estradas) e do empreiteiro responsável pelas obras da ponte. Apresenta também os resultados do estudo realizado sobre a avaliação dos esforços na superestrutura metálica desta ponte durante a fase de lançamento por deslocamentos progressivos, a verificação da resistência do maciço de betão sujeito à compressão local devido ao aparelho de apoio levando em consideração as cargas da SATCC.

3.1. Enquadramento geral

A ponte em estudo está localizada na província de Maputo, distrito de Namaacha, próxima da localidade de Impaputo. Além de conectar a localidade de Impaputo e Goba, é um corredor que liga Moçambique e o Reino de Essuatíni através da Estrada Nacional nº 3. Esta ponte encontra-se sobre o rio Calichane (Figura 12), pertencente à bacia hidrográfica do rio Umbeluzi.



Figura 12: Localicação da ponte em estudo

3.2. Descrição da ponte

A Ponte sobre o rio Calichane possui um comprimento total de 70,5 metros e é em betão armado. Trata-se de uma ponte rodoviária que incorpora passeios para peões em ambos sentidos, tornando-a um elo vital para a mobilidade e acesso às comunidades locais.

A mesostrutura da ponte é composta por dois encontros e pilares estrategicamente posicionados para oferecer suporte e estabilidade à estrutura. Além disso, quatro pilares elevam-se para sustentar as cargas provenientes da superestrutura. As fundações estão assentes sobre rocha e fornecem uma base sólida e confiável para garantir a durabilidade desta estrutura notável ao longo das décadas.

A superestrutura é do tipo laje vigada, com 5 tramos simplesmente apoiados e quatro vigas longitudinais que distribuem eficazmente o peso das cargas que ela suporta. Para garantir a segurança dos utilizadores, a ponte também está equipada com guarda-corpos de betão armado. Esses guarda-corpos não apenas fornecem uma barreira protectora, mas também oferecem um toque arquitectónico a ponte.

Devido a idade da ponte, não foi possível localizar mais dados específicos como o projecto estrutural e desenhos arquitectónicos, a imagem da figura 13 é uma representação da ponte em alçado feita pelo autor de modo a complementar a descrição da mesma.



Figura 13: Representação em alçado da ponte sobre rio Calichane

Fonte: Autor

3.3. Importância da ponte

A ponte conecta dois troços da Estrada Nacional nº 3 (EN3), de acordo com a ANE – Manual de Planificação e Gestão da rede rodoviária (2020). Quanto à classificação de estradas em Moçambique, a EN3 pertence ao grupo de estradas classificadas como primárias visto que

esta conecta um posto fronteiriço de extrema importância (fronteira entre Moçambique e Essuatíni) com o distrito de Namaacha. A ANE frisa que as estradas primárias devem atender de forma ininterrupta à mobilidade, pois estas são as mais importantes para a movimentação de mercadorias e serviços responsáveis pelo desenvolvimento de Moçambique.

3.4. Danificação parcial da ponte

Moçambique é um país afectado por vários desastres cíclicos e ocasionais provocados por fenómenos naturais, como as inundações, as secas, os ciclones, e os sismos no Vale do Rift e no Canal de Moçambique (INGC, 2016). As mudanças climáticas nos últimos anos tornaram intensos esses fenómenos naturais colocando à prova diversas obras de engenharia principalmente as que estão próximas de atingir o seu tempo de vida útil.

A ponte sobre o rio Calichane ficou parcialmente danificada devido às inundações que ocorreram em Fevereiro de 2023, resultando no assentamento de um dos pilares e na destruição do encontro do lado de Goba devido à erosão, tornando a via intransitável.

A Figura 14 ilustra a intransitabilidade da via tanto para as viaturas assim como para a os peões, havendo algumas pessoas arriscando a vida passar pela ponte danificada por falta de opção.



Figura 14: Ponte sobre rio Calichane danificada

O pilar que sofreu o assentamento é o número 4 conforme se ilustra na Figura 15. Além de assentar, esse pilar sofreu uma rotação ligeira, colocando em risco iminente o desabamento do tabuleiro que se encontra entre os pilares 3 e 4, juntamente com o tabuleiro que está entre o pilar 4 e o encontro 2. A parte restante da estrutura permaneceu intacta.



Figura 15: Representação da ponte após estar parcialmente danificada

Fonte: Autor

3.5. Solução estrutural para reposição do trânsito nesta ponte

Se tratando de uma ponte que se encontra numa via cuja sua intransitabilidade afecta a população e de certa forma a economia do País, para a reposição imediata da circulação nessa ponte recorreu-se ao uso da ponte metálica pré-fabricada da ACROW pela sua capacidade de carga elevada e rapidez na instalação da mesma, que é instalada por deslocamentos progressivos.

De acordo com as sondagens realizadas durante o processo de intervenção de emergência na ponte Calichane, concluiu-se que a porção restante da estrutura, que não sofreu danos decorrentes da calamidade natural, ainda oferece segurança para a passagem de veículos e pedestres. Por esse motivo, a ANE optou por montar a superestrutura metálica para vencer o vão afectado, cobrindo a zona do pilar que sofreu assentamento e do encontro destruído.

Para suportar as cargas daquela via, escolheu-se a superestrutura metálica que possui as vigas treliçadas longitudinais do tipo DDR2 em toda sua extensão e a largura da ponte é do tipo EW, isto significa que naquele troço, a ponte tem somente uma via de circulação.

Conforme destacado pelo Manual da Acrow (2019), o método mais comum para a instalação de uma ponte Acrow é o lançamento por deslocamentos progressivos devido à rapidez de
montagem sem precisar de muitos equipamentos e mão de obra especializada. Neste caso específico, a área de montagem foi escolhida na parte da estrutura da ponte que permanece intacta.

3.6. Processo de montagem da ponte metálica Acrow sobre o rio Calichane

Inicialmente, foi feito um desvio provisório à montante da ponte parcialmente destruída para permitir a passagem de veículos e pedestres de uma margem do rio Calichane para outra, o que permitiu o isolamento do local onde decorreram as obras. De seguida, foram construídos dois maciços de betão armado sobre o pilar 2 (figura 16) para apoiar a ponte metálica numa das extremidades. Além disso, foram erguidos mais dois maciços sobre o pilar 3 para apoiar os roletes durante o lançamento e reduzir o vão de lançamento, conforme ilustrado na figura 16. Os maciços posicionados no pilar 3 não são utilizados para apoiar a ponte metálica na fase de serviço. A montagem do nariz de lançamento iniciou a partir do pilar 3, que permitiu a redução do vão de lançamento de 60,96m para 43,46m.

A outra extremidade da ponte metálica ficou situada a 15,27m do encontro danificado, onde construiu-se um novo maciço de apoio sobre rocha para suportar as cargas a que esta ponte está sujeita.



Figura 16: vista lateral e em planta da ponte depois da construção dos maciços de apoio

Fonte: autor

O nariz de lançamento é composto por 7 segmentos do tipo SS, com 21,34m de comprimento, e 6 segmentos DS, com 18,29m. Essa composição torna o nariz leve, mas

resistente o suficiente para cumprir sua função. No total, o nariz de lançamento tem 39,63m de comprimento, sendo que os primeiros 12,16m são inclinados a 4 graus em relação à horizontal para garantir o pouso adequado na outra margem pois a flexão que o nariz sofre durante o lançamento pode tornar esse processo impossível.

Os roletes entre os pilares dois e três foram espaçados a 8,75 metros, enquanto os roletes entre os pilares um e dois foi espaçado a 11m do pilar dois, como ilustra a Figura 17.



Figura 17: Esquema do nariz de lançamento após a montagem com a sua respectiva inclinação e montagem do primeiro segmento do tipo DD da ponte principal

Fonte: Autor



Figura 18: Nariz de lançamento e o primeiro segmento da ponte principal

Fonte: Autor

Após a montagem do nariz de lançamento, deu-se início à montagem da ponte principal, composta por 20 segmentos. O primeiro e o último segmento da ponte principal são do tipo DD, e os restantes são do tipo DDR2. Inicialmente, foram montados mais 6 segmentos da ponte principal, totalizando 21,34m de comprimento.



Figura 19: Esquema da ponte após a montagem dos 6 segmentos DDR2

Fonte: Autor

Com recurso a uma retroescavadora, a ponte foi lançada até que o nariz de lançamento atingisse uma consola de 30,48m. Esta é a consola máxima recomendada pelo fabricante quando possui somente 7 segmentos da ponte principal sem contrapeso, devido ao risco de rotação da ponte e possíveis acidentes.

No projecto, o lançamento da ponte é rectilínea, por isso, durante o lançamento, os movimentos transversais da ponte foram controlados, pois havia a tendência de desvio da trajetória desejada. Sempre que esse fenômeno ocorria, o lançamento era interrompido para corrigir a trajetória.



Figura 20: Esquema da ponte após o primeiro lançamento, quando o nariz se encontra a 30.48m de consola

Fonte: Autor

Em seguida, foram montados mais 10 segmentos da ponte principal, e dois tabuleiros (tabuleiro AB601), conforme mostrado na Fig. 21, foram colocados em sua extremidade como contrapeso.



Figura 21: Esquema da ponte após a montagem de mais 10 segmentos da ponte principal e dois contrapesos

Fonte: Autor

Novamente, a ponte foi lançada até atingir a outra margem, alcançando a consola máxima de 49,56m. O vão de lançamento é de 43,49 metros, mas, devido a inclinação do nariz de lançamento, este se apoiou nos roletes da extremidade oposta no terceiro segmento do nariz de lançamento do tipo SS, (figura 22).



Figura 22: Esquema da ponte após o segundo lançamento ilustrando o nariz de lançamento atingindo a margem oposta

Fonte: Autor

A seguir, montou-se os últimos 3 segmentos em falta e foi desmontada uma parte do nariz de lançamento do tipo SS.



Figura 23: Esquema da ponte após desmontar parcialmente o nariz de lançamento e a montagem dos últimos 3 segmentos de ponte principal

Fonte: Autor

E, por fim, foi feito o último lançamento até a ponte principal atingir a margem oposta.



Figura 24: Esquema da ponte principal atingindo a margem oposta

Fonte: Autor



Figura 25: Ponte Acrow após atingir a margem oposta

Fonte: Autor

Terminado o lançamento da ponte, o nariz de lançamento foi desmontado, os tabuleiros que constituem a área de circulação de veículos e pedestres foram instalados e, utilizando macacos hidráulicos, todos os roletes foram removidos. Em seguida, os aparelhos de apoio finais foram colocados nos maciços sobre o pilar dois e no maciço de apoio situado na margem de Goba.

A ponte é suportada por quatro aparelhos de apoio em cada extremidade. Sobre o pilar 2, cada maciço abriga dois aparelhos de apoio, transmitindo as cargas para o respectivo pilar. O maciço sobre o pilar 3 deixa de ter função, uma vez que foi construído para ser utilizado, apenas, durante o lançamento da ponte.

Finalmente, foram construídas duas rampas nos lados de Impaputo e Goba para permitir o acesso de veículos à ponte.



Figura 26: esquema da Ponte acrow finalizada com as respectivas rampas

Fonte: Autor

3.7. Apresentação do estudo realizado durante o lançamento da ponte

3.7.1. Considerações iniciais

Conforme mencionado anteriormente, um dos inconvenientes do lançamento progressivo de uma ponte é a constante alteração das condições de apoio da estrutura, levando-a a posições que geram esforços significativamente elevados em comparação com sua posição de serviço. Em estruturas metálicas, é crucial controlar a variação desses esforços e da deformação para garantir que as tensões resultantes não ultrapassem os limites seguros.

O estudo apresentado neste capítulo tem como base os dados coletados pelo autor durante a montagem da ponte metálica sobre o rio Calichane. Essas informações englobam a distância entre os roletes durante o lançamento, o número de segmentos montados antes de cada lançamento, a inclinação do nariz de lançamento e o vão do lançamento. É com base nestes dados que se obtém a variação dos esforços e a deformação na ponte durante o processo de lançamento

Para obter resultados precisos e confiáveis, foi utilizado o software de elementos finitos *RFEM* 6, desenvolvido pela *Dlubal*. Este *software* permite simular o lançamento da ponte com base nos dados mencionados no parágrafo anterior.

3.7.2. Definição dos tipos de análise no Software

No processo de criação de um novo modelo, a definição da análise no software consistiu na escolha do tipo de análise desejada para a estrutura. Neste caso, optou-se pela análise de estabilidade e pelo dimensionamento do aço, dada a natureza da ponte que é uma estrutura

metálica, conforme ilustrado na Figura 27. A análise de estabilidade foi conduzida para identificar imperfeições na estrutura desenhada no software, tais como a má colocação de pinos durante o processo de modelação da ponte no software, além de verificar a segurança contra rotação durante o lançamento.

A análise de dimensionamento do aço foi responsável pelo cálculo dos esforços em todos os elementos estruturais, bem como pela avaliação da deformação global da estrutura e verificação dos estados limites da estrutura.



Figura 27: Escolha dos tipos de análise que se pretendem efectuar no software RFEM 6

3.7.3. Definição das normas no RFEM 6

Apesar da ponte ACROW ter sido dimensionada de acordo com as normas americanas, o fabricante afirma que este cumpre com outras normas nacionais ao redor do mundo incluindo as europeias. Para o presente estudo, escolheram-se as Normas Europeias porque são estas que, geralmente, são utilizadas em Moçambique. Na análise de dimensionamento do aço recorreu-se ao Eurocódigo 3, como ilustra a figura 28. Na determinação dos esforços, as combinações de acções foram efectuadas de acordo com a norma mencionada anteriormente.



Figura 28: Escolha da norma que se pretende usar no presente estudo

3.7.4. Definição do material e das secções

De acordo com o manual da ACROW (2019) os painéis são formados por aço que foram fabricados de acordo com a especificação *ASTM A572 Grade 65*, este aço possui a tensão de cedência de 450MPa e tensão de rotura de 550MPa. Na figura 29, o número 1 indica a escolha da classe do aço de acordo com a especificação apresentada acima.

A ponte metálica é composta por 3 tipos de perfis, na mesma figura 29, o número 2 indica os perfis que foram escolhidos no software e as suas respectivas designações.



Figura 29: 1 – Definição do material e 2 – definição das secções no RFEM 6

3.7.4.1. Propriedades geométricas das secções

As figuras 31 a 33 ilustram as secções transversais dos perfis que constituem a ponte com as suas respectivas dimensões e centro de gravidade. A secção da figura 30 corresponde aos perfis horizontais que compõem o painel padrão da Acrow (figura 4), enquanto a figura 31 indica a secção correspondente aos perfis verticais e inclinados do mesmo painel. A figura 32 ilustra a secção da viga transversal da ponte que aparece na figura 9.



Figura 30: Secção 1: 2UO C 4x7.25/76.2/1



Figura 31: Secção 2: C 3x6



Figura 32: Secção 3: W 16x57

As propriedades geométricas das secções são indicadas na tabela 3.

Secção	Momento de	Módulo de	Área A (cm²)	Momento
	Inércia I _y	Flexão		estático máx
	(cm ⁴)	w_y (cm ³)		S_y (cm ³)
1	381,27	75.05	27.48	22.49
2	86.16	22.61	11.35	13.95
3	31550.34	1510.89	108.39	852.13

Tabela 3: Propriedades das secções em estudo

3.7.5. Projecção do modelo da ponte no Software

Após se definir o tipo de material e as secções dos elementos estruturais, foi efectuada a modelagem da ponte no software no modelo 3D. Iniciou-se com o modelo do nariz de lançamento de lançamento como a figura 33 ilustra.



Figura 33: Modelo em 3D do nariz de lançamento no RFEM 6

Em seguida, efectuou-se a modelagem da superestrutura, primeiro modelou-se os primeiros 17 segmentos da superestrutura, e, durante a simulação do lançamento, acrescentou-se os 3 segmentos da superestrutura em falta. O capítulo 3.7.6. explica o porquê de a superestrutura ter sido modelada desta forma.

3.7.6. Simulação do lançamento da ponte no RFEM 6

No processo de lançamento da superestrutura, a estrutura é avançada em segmentos de 3.048 metros em cada iteração, durante cada fase de lançamento, foram registados dados relacionados aos esforços e deformações, e se encontram no ANEXO 1. O estudo pretende avaliar as alterações nos esforços e deformações que ocorrem nos elementos que constituem a superestrutura durante o seu lançamento. É por esse motivo que foram registados os esforços e deformações para a superestrutura e apenas as deformações do nariz de lançamento (ANEXO 1), uma vez que se pretende, deste último, conhecer apenas a deformação máxima que ocorre durante o lançamento.

Estas alterações que originou o presente estudo, ocorreram no espaçamento entre os roletes durante o lançamento, o projecto recomendava um espaçamento de 7.6 metros, mas, durante a execução os roletes foram espaçados a 8.75 metros e 11 metros como ilustra a figura 24.

Os esforços foram registados somente quando a superestrutura atravessava o vão que ela pretende vencer, é por isso que foi considerado como a posição inicial do lançamento, o instante em que a ponte principal se encontra nos roletes da posição 6 (Figura 34) que dá acesso ao vão que se pretende vencer e a posição final quando a mesma estrutura atinge os roletes da posição 7, na margem oposta. (Figura 35)

O parágrafo anterior explica o motivo pelo qual durante o processo de modelagem da superestrutura, ocorreu como o capítulo 3.7.5. descreve. Modelou-se os primeiros 17 segmentos da superestrutura de uma só vez porque o instante em que ela se encontra na posição 6 da figura 35 ela possui esse número de segmentos.



Figura 34: Posição inicial de lançamento



Figura 35: Posição final após o lançamento com os roletes e uma parte do nariz

A posição da superestrutura na figura 36 é a mesma ilustrada na figura 26



Figura 36: Posição final da ponte após a remoção dos roletes, nariz de lançamento e instalação dos aparelhos de apoio

3.7.7. Validação do modelo da ponte

A necessidade de verificar o modelo surge da importância de obter resultados de análise estrutural confiáveis e representativos do comportamento da ponte em condições do mundo real. Abrange a validação da geometria, propriedades materiais, visando garantir a fidedignidade do modelo.

A verificação consiste na comparação dos resultados analíticos com dados esperados da ponte real. A comparação foi realizada na análise de deformações, que é um componente crítico para garantir a precisão do modelo em relação à realidade. Foi feita calculando as deformações da ponte conforme o peso próprio da ponte especificado no Manual da ACROW, em seguida, comparando esses resultados com as deformações obtidas no software RFEM 6.

Ao alinhar as deformações simuladas com as previsões teóricas do manual de projeto, a verificação proporciona uma avaliação abrangente da capacidade do modelo RFEM 6 em representar fielmente o comportamento estrutural da ponte metálica. Esta validação é fundamental para garantir que o modelo seja uma ferramenta confiável para análises futuras.

3.7.7.1. Cálculo das deformações: Linha elástica

Tomou-se como referência o sistema estático da figura 36 para se efectuar o cálculo das deformações, a ponte se encontra simplesmente apoiada e de acordo com o fabricante, quando se trata de deformações, a ponte se comporta como se fosse uma viga metálica contínua. Por isso, calculou-se a deformação devido à flexão recta causada pelo seu peso próprio.

Determinação do peso próprio da ponte

Através das tabelas 4 e 5 é possível determinar o peso próprio da ponte, a tabela 4 fornece o peso combinado das componentes que garantem a largura da ponte (vigas transversais e os seus respectivos elementos de ligação). A tabela 5 fornece o peso das ambas vigas treliçadas longitudinais que formam um segmento da ponte.

Tabela 4: Peso dos componentes da ponte dependendo da largura da ponte

Parte A Peso dos compon Os pesos estão en	entes que garantem a largura da n toneladas e são dados por cada	ponte e peso dos painéis a segmento de ponte	de circulação
Largura da	Peso total incluindo	Peso sem os	Peso dos tabuleiros
ponte	os tabuleiros	tabuleiros	

ponte	os tabuleiros	tabuleiros	Peso dos tabuleiros
SCW	2.028	0.549	1.479
EW	2.309	0.649	1.660
EW18	3.026	0.844	2.182
2L24	4.306	1.416	2.890
2L30	5.685	2.092	3.593
3L36	6.965	2.663	4.302

Fonte: adaptado do Manual da ACROW (2019)

Tabela 5: Peso das treliças que compõem a ponte

Parte B Peso das treliças Os pesos são fornecidos para cada segmento da ponte e são para ambas as treliças

Tipo de treliça	Peso (Ton.)	Tipo de treliça	Peso (Ton.)
SS	0.721	DD	2.868
SSR	1.003	DDR1	3.149
SSRH	1.080	DDR1H	3.226
		DDR2	3.426
DS	1.502	DDR2H	3.584

Fonte: Adaptado do Manual da ACROW (2019)

Sabendo que a largura da ponte em estudo é do tipo **EW**, e considera-se o sistema estático da figura 37 sem os tabuleiros de circulação, de acordo com a tabela 4, o peso dos componentes que garantem a largura da ponte é de 0.649 toneladas

Na tabela 5 obteve-se os pesos dependendo do tipo de treliça que compõe a viga. Para treliça tipo DDR2 o peso é de 3.426 toneladas e DD: 2.868 Toneladas

Então o peso de um segmento de ponte será dado pela soma do peso dos componentes que garantem a largura da ponte (EW) e pelo tipo de treliça que compõe as duas vigas (DD ou DDR2).

Peso do segmento de ponte com vigas tipo DD: $P_{DD} = EW + DD = 3.517$ toneladas

Peso do segmento de ponte com vigas tipo DDR2: $P_{DD} = EW + DDR2 = 4.075$ toneladas

Obtenção da carga distribuída da ponte

Para obtenção da carga distribuída correspondente ao peso próprio da ponte, utilizou-se a seguinte expressão:

$$q = \frac{P_{DD} * g}{3.048}$$
(2)

Onde *g* é a aceleração de gravidade correspondente a um valor aproximado de $10m/s^2$ e 3.048m é o comprimento de um segmento de ponte.

$$q_{DD} = \frac{3517kg * 10m/s^2}{3.048m} = 11.54kN/m$$
$$q_{DDR2} = \frac{4075kg * 10m/s^2}{3.048m} = 13.37kN/m$$

A figura 37 indica o mesmo sistema estático da figura 36, mas, considerando a ponte toda como se fosse uma única viga metálica para o cálculo das deformações, com o seu respectivo carregamento.



Figura 37: Sistema estático da ponte

Cálculo da linha elástica

A deformabilidade de uma viga sujeita à flexão recta em uma dada secção é caracterizada pela flecha ou deslocamento (ω) e pelo ângulo de rotação (θ), a curva plana cuja configuração adquire o eixo da viga chama-se **Linha elástica**. Esta linha surge devido a variação dos deslocamentos verticais que a viga sofre em cada secção quando é aplicada uma força externa ou devido ao seu peso próprio.

De um modo simplificado, a equação da linha elástica de uma viga pode se obter através das seguintes expressões:

$$\begin{cases} \theta(x) = \int \frac{M(x)}{EI} dx + C_1 \\ \omega(x) = \int \theta(x) dx + C_2 = \int dx \int \frac{M(x)}{EI} dx + C_1 x + C_2 \end{cases}$$
(1)

Onde:

M(x) é a equação do momento flector da barra em estudo devido a um certo carregamento $C_1 e C_2$ são constantes de integração que se obtêm a partir das condições de fronteira

Para um encastramento: $\begin{cases} \theta(x) = 0\\ \omega(x) = 0 \end{cases}$

Para apoio simples ou duplo $\omega(x) = 0$

Através da equação da linha elástica é possível determinar a flecha máxima da viga conhecendo a posição x que ela ocorre. Contudo, a flecha máxima de uma viga não deve exceder certos limites estipulados em regulamentos, de acordo com o Regulamento de

Estruturas de aços para edifícios Art. 45°, para os estados limites de deformação, em geral, a flecha máxima não pode exceder a $l/_{400}$ onde *l* é o comprimento do vão.

• Equações de momentos flectores

Para a obtenção da linha elástica, são necessárias as equações dos momentos fletores correspondentes ao sistema estático ilustrado na figura 37. A estrutura é dividida em três trechos: AB, BC e CD. Para cada trecho, a equação do momento fletor correspondente foi obtida aplicando as condições de equilíbrio estático (rotação e translação), uma vez que a estrutura é isostática.

Equação do momento no trecho AB:

É obtida através da equação: $M_{AB}(x) = R_A x - \frac{q_{AB}}{2} x^2$

Onde q_{AB} é a carga distribuída no trecho AB e R_A é a reacção de apoio em A e é dado por

$$R_A = R_B = \frac{11.54 * 3.048 * 2 + 13.37 * (60.96 - 3.048 * 2)}{2} = 401.94kN$$

 $M_{AB}(x) = 401.94x - 5.77x^2$

Equação do momento no Trecho BC:

Obtêm-se através da equação: $M_{BC}(x) = T_B x - \frac{q_{BC}}{2} x^2 + M_B$

 $M_{BC}(x) = 366.77x - 6.685x^2 + 1171.5$

Equação do momento no Trecho CD:

Obtêm-se através da equação: $M_{CD}(x) = T_c x - \frac{q_{CD}}{2}x^2 + M_C$

 $M_{CD}(x) = -366.77x - 5.77x^2 + 1171.5$

Condições de fronteira

As condições de fronteira referem-se às restrições impostas às extremidades ou interfaces da estrutura, e podem especificar o tipo de restrições de movimento que a estrutura está sujeita, dependendo do tipo de apoio. Conforme mencionado anteriormente neste capítulo, em caso de apoio encastrado, tanto a rotação (θ) quanto a flecha (ω) são nulas no ponto

onde está localizado o apoio, enquanto para apoio simples ou duplo, apenas a flecha (ω) é considerada nula.

1^a condição de fronteira: $\omega_{AB}(x = 0) = 0$

2ª condição de fronteira: $\omega_{AB}(x = 3.048) = \omega_{BC}(x = 0)$

3^a condição de fronteira: $\theta_{AB}(x = 3.048) = \theta_{BC}(x = 0)$

4^a condição de fronteira:
$$\theta_{BC}(x = 54.864) = \theta_{CD}(x = 0)$$

5^a condição de fronteira: $\omega_{BC}(x = 54.864) = \omega_{CD}(x = 0)$

6^a condição de fronteira: $\omega_{CD}(x = 3.048) = 0$

Obtenção das equações de rotação $\theta(x)$ e da linha elástica $\omega(x)$

De acordo com a equação 1, para obter a equação da rotação (θ) de um determinado trecho, integra-se a equação do momento fletor correspondente ao trecho em estudo. Essa equação é então dividida pela componente EI, que representa a rigidez à flexão da viga. Para obter a equação da linha elástica (ω), integra-se a equação da rotação (θ). Esse processo foi realizado para os trechos AB, BC e CD.

Trecho AB:

$$\theta_{AB}(x) = \int \frac{M_{AB}(x)dx}{EI} = (200.47x^2 - 1.9233x^3 + C_1)\frac{1}{EI}$$
$$\omega_{AB}(x) = \int \theta_{AB}(x)dx = (66.99x^3 - 0.4808x^4 + C_1x + C_2)\frac{1}{EI}$$

Trecho BC:

$$\theta_{BC}(x) = \int \frac{M_{BC}(x)dx}{EI} = (183.385x^2 - 2.2283x^3 + 1171.5x + C_3)\frac{1}{EI}$$
$$\omega_{BC}(x) = \int \theta_{BC}(x)dx = (61.1283x^3 - 0.5571x^4 + 585.75x^2 + C_3x + C_4)\frac{1}{EI}$$

Trecho CD:

$$\theta_{CD}(x) = \int \frac{M_{CD}(x)dx}{EI} = (-1.9233x^3 - 183,385x^2 + 1171.5x + C_5)\frac{1}{EI}$$

41

$$\omega_{CD}(x) = \int \theta_{CD}(x) dx = (0.481x^4 - 61.1283x^3 + 585.75x^2 + C_5x + C_6) \frac{1}{EI}$$

Substituição dos valores de x nas equações da linha elástica $\omega_{AB}(x)$, $\omega_{BC}(x)$, $\omega_{CD}(x)$ e equações da rotação $\theta_{AB}(x)$, $\theta_{BC}(x)$, $\theta_{CD}(x)$ nas condições de fronteira

Primeira condição de fronteira originou a equação 1, a segunda, a equação 2 e assim sucessivamente.

Equação 1: $C_2 = 0$

Equação 2: 2781,74 + 3.0481*C*₁ = *C*₄

Equação 3: $1803,59 + C_1 = C_3$

Equação 4: 248254,5978 + $C_3 = C_5$

Equação 5: $6810526,6362 + 54,864C_3 + C_4 = C_6$

Equação 6: $3752,349 + 3,048C_5 + C_6 = 0$

Visto que $C_2 = 0$, de forma simplificada pode-se calcular um sistema de 5 equações e 5 incógnitas:

$$\begin{cases} 3,048C_1 - C_4 = -2781,74 \\ C_1 - C_3 = -1803,59 \\ C_3 - C_5 = -248254,5978 \\ 54,864C_3 + C_4 - C_6 = -6810526,6362 \\ 3,048C_5 + C_6 = -3752,349 \end{cases} = \begin{cases} C_1 = -125954,56 \\ C_3 = -124150,97 \\ C_4 = -381127,77 \\ C_5 = 124103,620 \\ C_6 = -382020,19 \end{cases}$$

As equações da linha elástica para o sistema estático em estudo são as seguintes

$$\omega_{AB} = (66.99x^2 - 0.4808x^3 - 125954,56x)\frac{1}{EI}$$
$$\omega_{BC} = (61.1283x^3 - 0.5571x^4 + 585.75x^2 - 124150,97x - 381127,77)\frac{1}{EI}$$
$$\omega_{CD} = (0.481x^4 - 61.1283x^3 + 585.75x^2 + 124103,62x - 382020,19)\frac{1}{EI}$$

Através das equações da linha elástica, determina-se o deslocamento vertical da superestrutura devido ao seu peso próprio.

Momento de inércia da superestrutura do tipo DDR2: $I = 23003113 cm^4 = 0.23003113 m^4$

Momento de inércia da superestrutura do tipo DD: $I = 10996834 cm^4 = 0.10996834 m^4$

Módulo de elasticidade do aço: $E = \frac{21000KN}{cm^2} = 2.1 \times 10^8 kN/m^2$

Os momentos de inércia e o módulo de elasticidade da ponte ACROW foram obtidos no manual de manutenção da ponte ACROW (2010).

Deslocamento vertical no ponto B: $\omega_{AB}(3,048) = \frac{-382054,051}{E*I_{DD}} = -0.0165m = -16,5mm$

Deslocamento vertical no meio vão: $\omega_{BC}(27,43) = \frac{-2399683,73}{E*I_{DDR2}} = -0.04967m = -49,67mm$

No meio vão, a deflexão máxima é dada por -16,5mm - 49,67mm = -66,17mm

O gráfico 1 ilustra a linha elástica da superestrutura, este gráfico foi gerado de acordo com os dados que se encontram no ANEXO 2.



Gráfico 1: Linha elástica

3.7.7.2. Cálculo das deformações no RFEM 6

Deformação máxima do mesmo sistema estático da figura 36 no RFEM 6



Figura 38: Deformação da ponte devido ao peso próprio no RFEM 6

De acordo com o cálculo analítico, a deformação máxima foi de 66,17mm e a deformação obtida no software foi de 63.2mm

Flecha máxima admissível: $\frac{60.96 m}{400} = 0.1524m = 152.4mm > 66.17mm$ Verifica!!

3.7.7.3. Cálculo do erro relativo percentual

O cálculo do erro relativo percentual (ERP) é uma ferramenta utilizada para avaliar a precisão ou a exatidão de uma medida ou estimativa em relação ao valor real ou teórico. Ele é especialmente útil em diversas áreas, como ciências, engenharia, estatística e análise de dados. O erro relativo percentual é expresso como uma percentagem e é calculado pela seguinte fórmula:

$$ERP = \frac{Valor \ real \ ou \ teórico - Valor \ estimado}{Valor \ real \ ou \ teórico} * 100\%$$
(2)

Para a presente pesquisa, considera-se valor teórico a deformação que foi obtida através do cálculo analítico e, valor estimado, a deformação obtida no RFEM 6.

$$ERP = \frac{66.17 - 63.2}{66.17} * 100\% = 4.48\%$$

Geralmente, considera-se ERP menor que 5% para indicar a precisão de uma certa estimativa, neste caso, o modelo da ponte no *software* reúne requisitos para representar a

ponte real. Portanto, o modelo é válido para as análises subsequentes porque a margem de erro dos resultados que serão obtidos utilizando este mesmo modelo, estará dentro dos limites admissíveis.

3.7.8. Cálculo do modelo no software

Para o cálculo dos esforços, além do peso próprio, foi considerada a influência da temperatura sobre a ponte durante o período de construção. Os dados de temperatura foram obtidos no INAM, estação de Changalane, a mais próxima do local onde ocorreu o lançamento da ponte, conforme detalhado no ANEXO 5. A montagem e o lançamento da ponte duraram aproximadamente dois meses (março e abril de 2023), e durante esse período, a maior diferença de temperatura registada foi de 20,7 graus Celsius, conforme os dados fornecidos. Essa variação ocorreu em um único dia durante os dois meses de lançamento. Optou-se por considerar a máxima variação de temperatura, uma vez que representa a situação mais desfavorável, já que, não foi possível fazer um registo específico que indique a data e o estágio de lançamento para calcular os esforços e deformações com base na temperatura real a que a superestrutura foi submetida naquele dia específico. Para esta pesquisa, essa variação de temperatura foi levada em consideração no cálculo dos esforços e deformações em todos os estágios do lançamento.

De acordo com a figura 39, é possível ver a combinação de acções adoptada para o cálculo de esforços e deformações, LC1 indica o peso próprio da ponte e LC2 indica os esforços e deformações provocadas pela variação da temperatura.



Figura 39: Combinação de acções no RFEM 6

3.7.9. Resultados da simulação no RFEM 6

Determinar a variação de esforços em uma secção de uma ponte metálica treliçada durante seu lançamento por deslocamentos progressivos é uma tarefa desafiadora. Isso se deve ao fato de que cada secção é composta por inúmeras barras, cada uma sujeita a diferentes esforços. Diante dessa complexidade, a abordagem mais eficiente é selecionar as barras que experimentam os maiores esforços e concentrar o estudo na variação desses esforços ao longo do lançamento.

Ao analisar as barras sujeitas aos maiores esforços, é possível capturar as tendências e os impactos mais pronunciados durante o processo de lançamento. Isso simplifica a análise, permitindo uma avaliação mais precisa dos efeitos nos pontos mais críticos da estrutura. O estudo da variação de esforços torna-se mais viável e direcionado, facilitando a interpretação dos resultados. Essa abordagem estratégica oferece uma compreensão mais aprofundada dos desafios enfrentados pela ponte durante a fase crucial do lançamento por deslocamentos progressivos.

Primeiro, simulou-se o lançamento da ponte para identificar as barras mais solicitadas. Em seguida, foram selecionadas três barras: a primeira sujeita ao maior esforço normal, a segunda solicitada pelo maior esforço transverso e a terceira afetada pelo maior momento fletor registado durante a simulação do lançamento. Após identificar os elementos mais solicitados, realizou-se uma nova simulação do lançamento da ponte, registando apenas a variação dos esforços normais, transversos e momentos flectores das três barras selecionadas anteriormente, à medida que a ponte era lançada no software. Esses elementos foram designados como elemento 1, elemento 2 e elemento 3.

Para as deformações, foi efectuado o mesmo processo que os esforços internos, primeiro fez-se a simulação do lançamento da ponte de modo conhecer as secções transversais que mais se deformam na superestrutura e no nariz de lançamento, as posições dessas secções são representadas pelas letras A (secção que indica a deformação da superestrutura) e B (secção que se encontra no nariz de lançamento) conforme ilustra a figura 40. Depois, efectuou-se o lançamento da ponte novamente, registando a deformação dessas duas secções em cada estágio de lançamento.



Figura 40: localização dos elementos 1, 2 e 3, e das secções transversais A e B

A seguir apresentam-se os gráficos (2 à 10) da variação dos esforços de cada elemento, os dados utilizados para gerar esses gráficos encontram-se no ANEXO 1. Para os esforços internos, foi adoptada a seguinte convenção de sinais:

O esforço normal é positivo quando o elemento sofre tracção e negativo quando sofre compressão, o momento flector é positivo quando traciona as fibras inferiores e comprime as fibras superiores do elemento e positivo quando ocorre o oposto.

Elemento 1:

O elemento 1 está localizado no primeiro segmento da ponte principal (DD) conforme ilustra a figura 41.



Figura 41: detalhe da localização dos elementos 1 e 2

Variação dos esforços no elemento 1:

Os gráficos a seguir, ilustram os diferentes valores dos esforços internos que o elemento 1 está sujeito, à medida que a ponte se desloca no seu vão de lançamento de 43.46m.



Gráfico 2: Variação do esforço axial no elemento 1



Gráfico 3: Variação do esforço transverso no elemento 1



Gráfico 4: Variação do momento flector no elemento 1

Elemento 2:

O elemento 2 também se localiza no primeiro segmento de ponte principal (DD) de acordo com a figura 42.

Variação dos esforços do elemento 2:



Gráfico 5: Variação do esforço normal no elemento 2



Gráfico 6: Variação do esforço transverso no elemento 2



Gráfico 7: Variação do momento flector no elemento 2

Elemento 3:

O terceiro elemento se localiza no décimo sétimo segmento de ponte como a figura 42 ilustra:



Figura 42: Localização do elemento 3

Variação dos esforços no elemento 3:



Gráfico 8: Variação do esforço normal no elemento 3



Gráfico 9: Variação do esforço transverso no elemento 3



Gráfico 10: Variação do momento flector no elemento 3

Estes gráficos ajudam a perceber como variaram os esforços dos elementos estruturais selecionados durante o lançamento. Com estes gráficos é possível saber quais os estágios estes elementos estiveram muito solicitados por um ou por todos os esforços internos simultaneamente.

Deformações

Os gráficos (11 e 12) a seguir ilustram as deformações do nariz de lançamento na secção B da figura 40 e da superestrutura principal na secção A à medida que a ponte se desloca no seu vão de lançamento. A convenção de sinais adoptada para as deformações foi a seguinte: deformações negativas quando o deslocamento da secção ocorre para baixo e positivas quando acontece o oposto. No nariz de lançamento, considera-se a posição em que a secção B não sofre nenhuma deformação (deformação igual a zero) quando esta se encontra a 800mm acima do nível dos roletes, devido a inclinação do nariz (Figura 40).



Gráfico 11: Deformações do nariz de lançamento na secção B

Durante o lançamento, uma parte do nariz de lançamento foi removida (no estágio 30.48) conforme é ilustrado na figura 63 do ANEXO 3.



Gráfico 12: Deformações da superestrutura na secção B

Os gráficos da deformação indicam a variação do deslocamento vertical do nariz de lançamento e da superestrutura provocado pelo peso próprio durante a fase de lançamento.

O ANEXO 3 ilustra as figuras da superestrutura em todos os estágios de lançamento, indicando a posição dos elementos 1,2 e 3 e das secções A e B em estudo.

A partir dos gráficos 2 a 12, é possível observar os seguintes factos:

- Os elementos 1 e 2 foram os mais solicitados pelo esforço axial máximo de compressão e tracção quando o lançamento da ponte atingiu os estágios 0.0m e 6.096m respectivamente (gráficos 2 e 5), correspondendo à posição inicial de lançamento e quando no momento em que a consola máxima foi alcançada. Esses dois elementos, localizados no primeiro segmento da superestrutura, desempenham o papel de suportar o nariz de lançamento, sendo esta a causa desses esforços máximos.

- O elemento 3, ao passar directamente sobre os roletes durante o lançamento, experimentou variações consideráveis de momento, atingindo o maior momento flector negativo na posição 3.048m, conforme demonstrado no gráfico 10. Sempre que este elemento passava sobre roletes experimentava um momento negativo (quando o lançamento se encontrava nas posições 3.048m, 12.192m, 24.384m e 33.528m do gráfico 10) e quando estava distante dos roletes apresentava momentos positivos. Este elemento é um dos mais afectados pelas alterações que originaram o presente estudo, a separação

dos roletes a 11m ao invés de 7.6m (conforme especificado no capítulo 3.7.6) causou o aumento do momento flector.

Conforme ilustrado na figura 43, se a separação dos roletes fosse de 7.6m como especificado no projecto, não existiria uma consola superior a 7.6m na zona posterior da ponte. Esta consola de 9.5m é que originou o maior momento flector negativo no elemento 3, visto que, neste estágio de lançamento, este se encontra sobre o apoio 2 da mesma figura.



Figura 43: Lançamento da ponte na posição 33.538m e a indicação da consola de 10.5m da superestrutura

- Quanto ao esforço transverso no elemento 1 (gráfico 3), foi maior no primeiro e no último estágio de lançamento (estágio 0.0m e 42.672m respectivamente), isto se deve ao facto do mesmo elemento se encontrar sobre os roletes que para além de permitir a translação da ponte servem de apoio da ponte da superestrutura durante o lançamento, e, geralmente, o esforço transverso é máximo nas zonas de apoio.

O mesmo acontece com o esforço transverso do elemento 3, no último estágio de lançamento, este se encontra sobre o rolete 6 (ANEXO 3: figura 68) que causou o esforço transverso máximo negativo neste elemento.

- Os estágios críticos do lançamento, foram quando a ponte atingiu a consola máxima na posição 6.096m, onde os elementos 1 e 2 tiveram maiores esforços internos simultaneamente, quando a ponte esteve no estágio 3.048m onde houve maior momento flector no elemento 3 e no último estágio (42.672m) onde o elemento 1 registou maior esforço transverso e momento flector simultaneamente juntamente com o elemento 3 que registou maior esforço axial e transverso.

- Em relação às deformações, no nariz de lançamento, este apresentou uma deformação de 395.6mm (Gráfico 11) na extremidade onde ocorre a consola máxima. Esta deformação está dentro dos limites estipulados pelo fabricante, uma vez que a deformação máxima

permitida nas condições em que a ponte foi construída é de 800mm. A superestrutura sofreu pequenas deformações durante o lançamento, atingindo máximo de 21.4mm (gráfico 12) na posição de lançamento correspondente a 6.096m, que é a posição da consola máxima. As pequenas alterações entre o projecto e execução não teve muita influência na deformação do nariz de lançamento e da superestrutura porque as máximas deformações ocorreram devido ao comprimento do vão de lançamento e não por causa do espaçamento entre os roletes.

3.8. Verificação de segurança dos elementos estruturais

Após determinar a variação dos esforços nos elementos estruturais escolhidos durante o lançamento, surge uma necessidade de fazer a verificação de segurança destes elementos. É importante frisar que este é um estudo complementar do trabalho que consiste somente em aplicar os esforços críticos obtidos durante o lançamento, se não verificar a segurança em um dos elementos estruturais, a conclusão será que os esforços obtidos durante a simulação estão incorrectos, isto porque a ponte já foi lançada e durante o lançamento nenhum elemento estrutural atingiu o seu limite de cedência. Será feita a verificação de segurança à encurvadura, flexão composta e tensões tangenciais.

3.8.1. Verificação de segurança à encurvadura

Para encurvadura, escolheu-se o elemento estrutural que possui o maior esforço axial de compressão. De acordo com o gráfico 2. O elemento 1 está sujeito a maior esforço de compressão de -379.6kN e possui um comprimento de 0.8049m.

$$N = -379.6 \, kN$$
$$l = 0.8049 \, m$$



Figura 44: Sistema estático do elemento 1

A Secção transversal da barra em estudo é a secção da figura 30.

Raio de giração: i = 37.5mm

Área da secção: $A = 27.48 \ cm^2$

Comprimento de encurvadura

De acordo com R.E.A.E, o comprimento de encurvadura de uma barra com apoios de encastramento total é igual à metade do comprimento teórico da barra:

$$l_e = 0.5l$$
(3)
$$l_e = 0.5 * 0.8049 = 0.4025m = 402.5mm$$

Coeficiente de esbelteza

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \tag{4}$$

Onde *i* é o raio de giração da secção em estudo

$$\frac{402.5mm}{37.5mm} = 10.82$$

De acordo com o R.E.A.E, se $\lambda < 20$ então $\varphi = 1$

Verificação de segurança

$$\sigma_{sd} < \sigma_{rd} \tag{5}$$

$$\sigma_{sd} = \left| \frac{N}{\varphi * A} \right| \tag{6}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N}{\varphi * A} = \frac{379.59}{1 * 27.48 * 10^{-4}} = 138.14 MPa < 450 MPa, \quad Verifica!!$$

3.8.2. Verificação de segurança às tensões tangenciais

Para esta verificação, escolheu-se o elemento estrutural que possui o maior esforço transverso, que é o elemento 2, este possui a mesma secção transversal indicada na figura 30.

 $T = -106.45 \ kN$

Propriedades da secção

Momento estático máximo no meio da secção: $S_y = 33.82 \ cm^3$

Momento de Inércia: $I_x = 381.27 \ cm^4$

Largura no meio da secção: b = 2 * 0.82 cm

$$\tau \le \tau_{Rd} \tag{7}$$

$$\tau = \left| \frac{T * S_{\mathcal{Y}}}{b * I_{\mathcal{X}}} \right| \tag{8}$$

$$\tau = \frac{-106.45 * 33.82 * 10^{-6}}{2 * 0.82 * 381.27 * 10^{-8}} = 57.58MPa < 265MPa, \quad Verifica!!$$

3.8.3. Verificação de segurança à flexão composta

Esta verificação, depende da combinação de dois esforços simultaneamente, o esforço axial e momento flector, portanto, escolheu-se dois casos que são considerados desfavoráveis. O primeiro consistiu na escolha da secção que possui maior esforço axial, com o respectivo momento flector que o elemento 1 está sujeito no mesmo instante. O segundo consistiu na escolha da secção com maior momento flector, com o esforço axial correspontente no mesmo instante. Notar que na escolha das secções com actuação simultânea destes dois esforços, estes devem ter o mesmo sinal.

Caso 1:

$$N = -379.59kN$$
$$M = -6.99kNm$$

Propriedades da secção

$$\omega = 75.05 \ cm^3$$
$$A = 27.48 \ cm^2$$

Verificação da segurança

$$\sigma_{sd} = \left| \frac{N}{A} + \frac{M}{\omega} \right| \tag{9}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{-379.59}{27.48 * 10^{-4}} + \frac{-6.99}{75.05 * 10^{-6}} = 231.27 MPa < 450 MPa, \quad Verifica!!$$

Caso 2: N = -15.32KN e M = -18.35Nm

58
$$\sigma_{sd} = \frac{-15.32}{27.48 * 10^{-4}} + \frac{-18.35}{75.05 * 10^{-6}} = 248.6 MPa < 450 MPa, \quad Verifica!!$$

Todos os elementos estruturais verificaram a segurança aos esforços que estão sujeitos.

3.9. Verificação da resistência do maciço de betão armado à pressão local causada pelo aparelho de apoio

O maciço em estudo é um dos que se encontra sobre o pilar 2 da ponte, lado esquerdo para quem vai no sentido Impaputo-Goba, conforme ilustra a figura 16. Este maciço alberga dois aparelhos de apoio e um deles se encontra a 12cm de uma das extremidades do maciço, como é ilustrado na figura 45. Este maciço foi construído sobre a laje de pavimento da ponte de betão armado, com betão da classe B30 e aço A400. A verificação da resistência tem em consideração as cargas da SATCC porque a ponte se localiza no corredor que liga Moçambique e Essuatíni, consequentemente, existe a possibilidade de a ponte estar sujeita às cargas de acordo com o regulamento da África Austral.

3.9.1. Dimensões do maciço e dos aparelhos de apoio

As dimensões estão indicadas na figura 45 e as dimensões do aparelho de apoio são indicados na figura 46.



Figura 45: Dimensões do maciço em planta e posição dos aparelhos de apoio

A altura h do maciço é de 0.4m



Figura 46: Dimensões do aparelho de apoio

Fonte: Manual da ACROW (2019)

3.9.2. Verificação das dimensões do maciço

Esta verificação foi efectuada de acordo com o REBAP Art. 139º. Consiste na verificação da segurança ao esmagamento do betão devido a actuação de uma força concentrada, considera-se satisfeita desde que verifique a seguinte condição:

$$F_{sd} \le P_{cRd} * A_0 \tag{10}$$

Onde o P_{cRd} é o valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir;

 A_0 é a área do aparelho de apoio e

 F_{sd} é o valor de cálculo da força concentrada.

3.9.2.1. Determinação do P_{cRd}

Esta pressão é determinada através da seguinte expressão:

$$P_{cRd} = f_{cd} * \sqrt{\frac{A_1}{A_0}}$$
(11)

Onde o A_1 é uma área homotética à área do aparelho de apoio e possui o mesmo centro de gravidade, cada área homotética correspondente ao aparelho de apoio está representado pelo contorno tracejado na figura 47.



Figura 47: Representação das dimensões da área A₁ a correspondente ao contorno tracejado para os dois aparelhos de apoio

Para esta verificação, o caso mais desfavorável se encontra no aparelho de apoio que contém a menor área A₁.

$$P_{cRd} = 16.7 * 10^3 * \sqrt{\frac{0.62 * 0.47}{0.23 * 0.305}}$$

$$P_{cRd} = 34036.7 \, kPa$$

Segundo mesmo regulamento, não se pode considerar um valor de P_{cRd} maior que 3.3 * f_{cd}

$$3.3 * 16.7 * 10^3 = 55110 \, kPa > 34036.7 \, kPa$$
, Verifica!!

Então o valor de $P_{cRd} = 34036.7 kPa$

3.9.2.2. Determinação da componente F_{sd} causada pelas Acções permanentes: Peso próprio da Ponte

Neste caso, considera-se o peso total da ponte com os tabuleiros de circulação montados porque a ponte já se encontra totalmente montada para o uso. De acordo com a tabela 4, a largura da ponte é do tipo **EW**, o peso dos componentes que garantem a largura da mesma é de: 2.309 toneladas

Tipo de treliça:

DDR2: Peso = 3.517 toneladas

DD: Peso = 2.868 Toneladas

EW + DDR2 = 5.826 toneladas

EW + DD = 5.177 toneladas

Obtenção da carga distribuída da ponte

Este processo foi efectuado seguindo os mesmos critérios do capítulo 3.7.7.1.

$$q_1 = \frac{5177kg * 10m/s^2}{3.048m} = 16.98kN/m$$

$$q_2 = \frac{5826kg * 10m/s^2}{3.048m} = 19.12kN/m$$



Figura 48: Sistema estático da ponte considerando o peso próprio da ponte incluindo os tabuleiros

Reacção de apoio: R = 576.3 KN

Reacção de apoio em um aparelho de apoio:

$$R_G = \frac{576.3}{4} = 144.08kN$$

3.9.2.3. Determinação da componente F_{sd} causada pelas acções variáveis: Cargas da SATCC do tipo NB

Este tipo de carga considera um camião tipo com 4 eixos que transmitem 10KN por eixo.



Figura 49: Sistema estático e reacções de apoio da ponte considerando as cargas do veículo tipo

O veículo tipo escolhido é o de menor comprimento de 10 metros para que seja possível colocar vários deste tipo sobre a ponte com o objectivo de testar os limites da ponte. Cada veículo do tipo NB possui o peso total de 4 toneladas, devido a largura da ponte, só foi possível colocar 5 camiões deste tipo sobre a ponte, totalizando 20 toneladas, já que a ponte tem capacidade de 30 toneladas. A ponte foi projectada para passar um camião de cada vez, colocar 5 camiões de uma única vez é uma abordagem teórica que consiste somente em carregar a ponte até as proximidades do limite de carga, uma vez que, no regulamento de acções de SATCC, não contém um veículo tipo com carga total equivalente a 30 toneladas, a maior parte dos veículos tipo que lá se encontram, ultrapassam este limite.





Figura 50: sistema estático da ponte com os 5 veículos tipo de uma vez e as reacções de apoio

A maior reacção de apoio para a carga variável da SATCC é de 104.9 kN

Carga variável em um aparelho de apoio: $R_Q = \frac{104.9}{4} = 26.23 kN$

3.9.2.4. Combinação das acções permanentes e variáveis

Esta combinação de acções foi efectuada de acordo com o regulamento da SATCC, onde o factor parcial para a carga permanente é de 1.1 e para carga variável é dada por 1.2.

$$F_{sd} = 1.1 * R_G + 1.2 * R_Q$$
(12)
$$F_{sd} = 1.1 * 144.08 + 1.2 * 26.23 = 189.95kN$$

A condição da equação 10 deve ser satisfeita para que se verifique a segurança do maciço à força concentrada F_{sd} .

 $189.95kN \le 34036.7 \ kPa * 0.23 * 0.305$ $189.95kN < 2387.67 \ kN, \quad Verifica!!$

Significa que as dimensões que o maciço possui são suficientes para absorver a força concentrada proveniente da ponte carregada por um veículo tipo NB da SATCC.

3.9.3. Cálculo das armaduras do maciço

Para o cálculo das armaduras no maciço foi utilizado o procedimento especificado no REBAP, Art. 140°. O objectivo do cálculo destas armaduras tendo em conta às cargas da SATCC é de comparar com as armaduras existentes que formam a malha no maciço.





Tendo em consideração as condições em que as duas cargas actuam de forma separada no maciço, por questões de simplificação, considerou-se uma única força resultante destas duas forças. Além de considerar a força resultante, considerou-se também a área resultante dos dois aparelhos de apoio para que a pressão resultante exercida sobre o maciço seja igual ao caso original (onde as forças concentradas actuam de forma separada). Esta consideração foi feita somente na direcção x-x. O novo esquema considerando uma única força é ilustrado na figura 51.

3.9.3.1. Determinação das tensões

Direcção x-x

F = 379.9kN, e = 0.922m, A = 3m, B = 2.5m

$$\sigma = \frac{F}{A*B} \pm \frac{6*F*e}{A*B^2}$$
(12)

$$\sigma = \frac{379.01}{3*2} \pm \frac{6*339.01*0.922}{3*2^2}$$

$$\sigma_{máx} = 238.8 \, kPa$$

$$\sigma_{min} = -111.96 \, kPa$$





O Maciço em estudo possui 0.4 metros de altura, mas, para efeitos do cálculo de armaduras, é necessário considerar que o maciço possui altura superior a 0.4 metros, uma vez que este maciço está sobre laje de betão do tabuleiro e a posição dos aparelhos de apoio coincide com as vigas longitudinais do mesmo tabuleiro. Assim, considerou-se como se fosse um único maciço a junção do maciço de betão de 0.4 metros, laje de pavimento e viga longitudinal.

 $b = 0.578m, a_1 = 2 * 0.578m = 1.156m$

 $a_0 = 2 * 0.23 m$ – Dimensão correspondente aos dois aparelhos de apoio

$$F = 339.01 \, kN$$

$$F_{t1} = 0.3 * F * (1 - \frac{a_0}{a_1})$$

$$F_{t1} = 0.3 * 339.01 * (1 - \frac{2 * 0.23}{1.156})$$

$$F_{t1} = 61.23 \, kN$$
(13)

65

$$F_{t0} = F * \left(\frac{e}{a} - \frac{1}{6}\right)$$
$$F_{t0} = 339.01 * \left(\frac{0.922}{2 * 0.23} - \frac{1}{6}\right)$$
$$F_{t0} = 622.99 \ kN$$

3.9.3.2. Determinação das armaduras na direcção x-x

$$A_{s1} = \frac{F_{t1}}{f_{syd}} = \frac{622.99}{348 * 10^3} = 0.00099 \frac{m^2}{m} = 9.9 \frac{cm^2}{m} \to \phi 10@15cm$$
$$A_{s0} = \frac{F_{t0}}{f_{syd}} = \frac{152.7}{348 * 10^3} = 0.0004387 \ m^2 = 4.38 \frac{cm^2}{m} \to \phi 8@10cm$$

Na direcção x-x do maciço foi colocado uma armadura de $\phi 12@10cm$, A_{s1} corresponde à armadura que vai absorver os esforços de tracção que vão surgir no maciço em caso de passar uma carga equivalente a NB da SATCC. Esta armadura é menor que a armadura real do maciço então, o maciço armado de betão tem a capacidade para resistir a esta carga.

Direcção y-y



Figura 53: Corte do maciço na direcção y-y

 $F = 422.88 \ kN, \ e = 0.05m, \ A = 2.5m, \ B = 3m$

Determinação das tensões na direcção y-y

$$\sigma = \frac{F}{A * B} \pm \frac{6 * F * e}{A * B^{2}}$$

$$\sigma = \frac{189.95}{2 * 3} \pm \frac{6 * 189.95 * 0.2}{2 * 3^{2}}$$

$$\sigma_{max} = 44.32 \ kPa$$

$$\sigma_{min} = 18.99 \ kPa$$



Determinação das armaduras na direcção y-y

 A_s

$$a_{1} = 2b = 2 * 1.2 = 2.4m$$

$$F_{t1} = 0.3 * F_{sd} * (1 - \frac{a_{0}}{a_{1}})$$

$$F_{t1} = 0.3 * 189.95 * (1 - \frac{0.305}{1.6})$$

$$F_{t1} = 46.12 \ kN$$

$$= \frac{46.12}{348 * 10^{3}} = 0.000132 \frac{m^{2}}{m} = 1.32 \frac{cm^{2}}{m} \rightarrow \phi 6@15cm$$

Na direcção y-y a armadura que foi colocada no maciço é de $\phi 12@10cm$, que é maior que $\phi 8@15cm$ nesta direcção, o maciço possui resistência para resistir as cargas da SATCC do veículo do tipo NB.

4. CONCLUSÕES

No presente estudo, foi possível visualizar a variação dos esforços internos (axial, transverso e momento flector) em três elementos estruturais da superestrutura metálica, nomeadamente, elementos 1, 2 e 3, e as deformações que ocorreram a nível da superestrutura durante o processo de lançamento por deslocamentos progressivos. Com estas variações dos esforços internos, foi possível conhecer os principais estágios em que a superestrutura esteve sujeita à esforços elevados, que foram classificados como os estágios críticos de lançamento (estágios 0.0m, 3.048m, 6,096m e 42.672m), também o estágio em que a superestrutura apresenta elevadas deformações (estágio 6.096m)

Uma vez que foram registados os três esforços internos em estudo para cada elemento estrutural escolhido, foi possível conhecer os estágios em que um mesmo elemento esteve sujeito à um ou mais esforços máximos simultaneamente, e, de seguida, fazer as devidas verificações de segurança considerando essa combinação de esforços.

Quanto à verificação de segurança dos elementos estruturais em relação à flexão composta, tensões tangenciais e encurvadura, este foi um estudo que teve como objetivo de utilizar os esforços obtidos durante o lançamento para confirmar se esses esforços reflectem fielmente a realidade a que a superestrutura esteve sujeita e verificar as tensões dos elementos para se observar até que ponto estes estiveram próximos do limite de cedência, uma vez que nenhum dos elementos atingiu este limite quando o lançamento ocorreu. Os elementos estruturais verificaram a segurança a todos os esforços que estiveram sujeitos e nenhum deles esteve próximo do limite de cedência, o maior valor de tensão no elemento causada pelos esforços foi de 248MPa devido a flexão composta e o limite de cedência deste elemento é de 450MPa. A tensão induzida esteve distante da tensão de cedência em cerca de 200MPa

Em relação à verificação de segurança do maciço de betão, concluiu-se que este atende à carga NB da SATCC. A armadura e as dimensões do maciço são suficientes para absorver estas cargas apesar de se desenvolver tensões de tracção no maciço. Além disso, os 5 veículos do tipo NB da SATCC que foram teoricamente usados para calcular estas armaduras, possuem um peso total de 20 toneladas que se encontra dentro dos limites estabelecidos já que a ponte possui o limite de carga estabelecido em 30 Toneladas.

Como conclusão, ainda que se tenha verificado a segurança nos elementos estruturais estudados, conhecer os esforços e os estágios críticos de lançamento é de extrema importância para que, na ocorrência de imprevistos, se possa controlar melhor as solicitações adicionais nestes elementos que já se encontram solicitados. Considerando as condições ambientais de Moçambique e as condições que foi construída, a superestrutura metálica da ACROW apresentou um desempenho muito positivo, mantendo-se dentro dos limites aceitáveis de tensões e deformações.

4.1. Recomendações

Recomenda-se em primeiro lugar o estudo do lançamento da ponte ACROW nas mesmas condições apresentadas neste trabalho, tendo em conta outras acções climáticas como a acção do vento actuando na superestrutura, principalmente nos estágios críticos do lançamento que foram descobertos na presente pesquisa.

É importante ainda recomendar um estudo que permite analisar os esforços horizontais que são transmitidos para os pilares durante o lançamento e o comportamento dos mesmos.

A presença da ponte metálica sobre a ponte de betão armado aumenta significativamente a acção permanente da estrutura no seu todo, algo que não foi previsto na construção da ponte em betão armado, é importante recomendar um estudo que permite saber com detalhes a influência que causa nas fundações devido ao aumento da acção permanente da estrutura.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1.ACROW. (1983). *Acrow Panel Bridging - Technical Handbook Series 300* (3rd ed.). New Jersey: Acrow Corporation of America.

- 2. ACROW. (2019). ACROW 700XS Tecnhical Handbook. United States of America: ACROW CORPORATION.
- 3. ACROW 700XS TECHNICAL HANDBOOK (Fourth edition ed.). (2015). UNITED STATES OF AMERICA: ACROW BRIDGE.
- 4 Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance* (2 ed.). New York: CRC Express.
- 5. Hibbeler, R. C. (2009). Resistência dos Materiais. São Paulo: Pearson.
- 6. Leet, K. M., & Chia-Ming, U. (2006). *Fundamento de Análisis estrutural* (2a edição ed.). México: McGraw-Hill Interamericana.
- 7. Lieberngerg, A. C. (1992). *Concrete Bridges: Design and Constrution.* United States of America: Longman Scientific & Technical.
- 8. PFEIL, W. (1979). *Pontes em concreto armado.* Rio de Janeiro : Livros técnicos e científicos editora S. A.
- 9. Reis, A. J. (2002). *Folhas da disciplina de pontes.* Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico.

10. MUKHANOV, K. Estruturas Metálicas. Tradução para português por ASRYANTZ, K. Editora Mir-Moscou. 1980

11. MARCHETTI, Osvaldemar – Pontes de Concreto Armado - Editora Baucher, São Paulo, 20

Outra bibliografia consultada

12. ANE – Manual de Planificação e Gestão da rede rodoviária (2020)

13. EUROCODE 3, EN 1993. Design of structures, Part.1.1 general rules. CEN, European committee for standardization; 2002

14. EUROCÓDIGO 3, EN 1993. Projecto de estruturas de aço, Parte 1-2 Verificação de resistência ao fogo, Comité Europeu de Normalização, 2005

15. INGC. (2016). Plano Estratégico de Género do INGC 2016-2020. Maputo: INGC.

16. Martins, O. M. L. P. (2009) – Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental, Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico

17. REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Decreto-lei n 235/83 Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio.

18. REAE – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, Decreto-lei n 235/83 Decreto-Lei n.º 211/86 de 31 de Julho.

19. SATCC. (1998). SATCC – Code of practice for the Design of Road Bridges and Culverts. CSIR.

20. Tavares da Silva, P. M. T. (2009) – Construção de viadutos por deslocamentos progressivos com recurso ao sistema OPS, Dissertação de mestrado, Universidade de Porto.

21. Universidade Eduardo Mondlane 2009 - Regulamento de Culminação de Estudos nos Cursos de Engenharia, Maputo.

ANEXOS

ANEXO 1 – Dados dos esforços correspondentes aos elementos estruturais da ponte metálica em estudo (obtidos no *RFEM* 6 e organizados pelo autor com auxílio do *MS Excel*)

Posição da Ponte (m)	N (KN)	T (KN)	M (KNm)
0	-379.59	84.03	-6.99
3.048	-371.49	11.74	-2.39
6.096	-370.96	12.14	-2.21
9.144	-54.67	-5.81	-0.77
12.192	-25.71	-6.56	-0.65
15.24	-10.65	-11.22	-0.53
18.288	40.81	-7.42	-0.28
21.336	49.93	-5.86	0.33
24.384	54.87	-3.77	0.43
27.432	92.02	-6.13	0.65
30.48	102.47	-2.55	0.78
33.528	59.76	3.88	0.87
36.576	53.77	7.45	1.11
39.624	-17.76	18.44	1.37
42.672	-81.63	46.52	-3.84

Tabela 6: A1. Esforços do elemento 1

Tabela 7: A1. Esforços do elemento 2

Posição da Ponte (m)	N (KN)	T (KN)	M (KNm)
0	106.4	-48.68	5.23
3.048	143.03	-97.65	7.24
6.096	153.37	-105.22	7.83
9.144	32.22	-25.24	1.63
12.192	20.6	-16.64	1.03
15.24	13.44	-11.22	0.67
18.288	-8.38	3.82	-0.44
21.336	-14.14	8.69	-0.73
24.384	-18.47	13.03	-0.95
27.432	-33.16	22.15	-1.7
30.48	-41.81	30.21	-2.13
33.528	-29.79	24.98	-1.5
36.576	-31.62	27.98	-1.59
39.624	-11.98	18.92	-0.58
42.672	7.91	7.83	0.82

Posição da Ponte (m)	N (KN)	T (KN)	M (KNm)
0	-8.93	1.53	0.2
3.048	-15.32	-18.11	-18.35
6.096	-0.02	-5.37	-0.28
9.144	15.72	-1.76	-0.25
12.192	-5.93	6.0	-6.65
15.24	-0.2	-3.45	-0.42
18.288	-1.2	-2.68	-0.13
21.336	-26.75	7.94	3.18
24.384	-18.68	-0.55	-4.15
27.432	-27.41	-0.22	-0.11
30.48	-13.25	-0.2	-0.12
33.528	-30.16	-0.73	-2.5
36.576	-27.32	6.73	0.53
39.624	-30.74	9	-0.1
42.672	-55.94	-56.01	-4.85

Tabela 8: A1. Esforços do elemento 3

ANEXO 2 – Dados das deformações correspondentes ao nariz de lançamento e ponte principal (obtidos no *RFEM 6* e organizados pelo autor com auxílio do *MS Excel*)

Posição da Ponte	u (mm)		
(m)	Nariz de Lançamento	Tabuleiro Principal	
0	-339	0	
3.048	-351.7	-6	
6.096	-395.6	-11.9	
9.144	9.8	-5.6	
12.192	10.5	-8.1	
15.24	4.1	-7.5	
18.288	-1.5	-14	
21.336	-18.7	-13.9	
24.384	-43.9	-10	
27.432	-10.5	-16.2	
30.48	-	-14.9	
33.528	-	-7.9	
36.576	-	-6.5	
39.624	-	-2.5	
42.672	-	0	

Tabela 9: A2. Deformações do Nariz de lançamento e da ponte principal

ANEXO 3: Localização dos elementos estruturais e as secções em estudo quando a ponte se encontra em diferentes posições durante o lançamento



Elemento 1

3

Elemento 3 4

Figura 62: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 21.336m



Figura 63: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 24.384m



Figura 64: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 27.432m



Figura 65: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 30.480m



Figura 66: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 33.528m



Figura 67: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 36.576m



Figura 68: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 39.624m



Figura 69: A3. Localização dos elementos 1, 2 e 3 e das Secções A e B quando a ponte se encontra na posição 42.672m

ANEXO 4 – Dados da linha elástica (obtidos através do cálculo analítico e organizado pelo autor no MS Excel)

Comprimento da ponte (m)	u (mm)
0	0
3.048	-16.5472
6.096	-24.5472
9.144	-32.1376
12.192	-39.1376
15.24	-46.0469
18.288	-51.938
21.336	-56.937
24.384	-60.9364
27.432	-63.8525
30.48	-66.21994
33.528	-63.8525017
36.576	-60.93638994
39.624	-56.93702242
42.672	-51.9380148
45.72	-46.0468718
48.768	-39.39498713
51.816	-32.13764354
54.864	-24.4540128
57.912	-16.54715569
60.96	0

Tabela 10: A4. Dados da linha elástica

ANEXO 5 – Dados de temperaturas máximas e mínimas diárias dos meses de Março e Abril de 2023 (Fonte: INAM, Estação de *Changalane*)

	Março de 2023		Abril de 2023	
	Temperatura (em °C)		Temperatura (em °C)	
Dia	máxima	mínima	máxima	mínima
1	30.1	18.7	30.0	16.0
2	29.0	19.7	30.4	17.0
3	30.2	19.4	31.4	18.0
4	31.0	19.6	26.0	16.2
5	30.0	20.0	30.4	15.4
6	28.8	20.2	28.0	15.0
7	30.0	20.0	32.0	14.0
8	31.0	19.5	32.3	14.8
9	32.4	19.0	32.5	17.3
10	30.5	20.3	27.0	19.6
11	32.7	20.1	29.2	19.1
12	29.9	20.4	28.9	14.7
13	28.0	18.5	33.7	14.1
14	29.0	18.6	32.4	15.0
15	30.4	18.7	26.0	16.0
16	31.0	17.9	30.0	14.2
17	31.0	19.2	30.0	13.0
18	32.4	18.6	32.0	12.4
19	33.2	18.0	31.2	12.4
20	33.0	19.0	31.0	12.0
21	32.2	18.5	28.3	10.2
22	32.0	19.0	29.7	16.1
23	31.6	19.5	30.2	14.5
24	27.5	19.2	31.3	14.3
25	31.2	18.4	29.7	14.5
26	34.0	20.1	29.8	17.4
27	24.6	18.2	32.4	17.3
28	28.2	15.3	28.0	17.0
29	34.2	13.5	34.2	19.4
30	27.1	17.6	28.0	19.0
31	27.2	17.6		

Tabela 11: A5. Temperatura mínima e máxima diária dos meses de Março e Abril